



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE
HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“REVISIÓN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PROYECTO DEL
TÚNEL CARRETERO “CHIMALPA I” DE LA NUEVA AUTOPISTA
TOLUCA – NAUCALPAN”

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JOSÉ MIGUEL LEÓN RUIZ

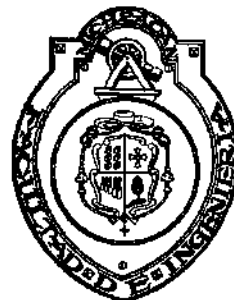
ASESOR:

DR. JORGE ALARCÓN IBARRA

CO - ASESOR:

DR. ELEAZAR ARREYGUE ROCHA

MORELIA, MICHOACÁN, MAYO DEL 2012



AGRADECIMIENTOS

A mis padres

María del Carmen Ruiz

Marco Antonio León Nares

Por quien su esfuerzo y dedicación me brindaron durante la realización de mi carrera, que no nada más con su sacrificio económico sino con su paciencia, abnegación y ejemplo.

A mis amigos

Marco Antonio, Gabriel, Alejandro, Esteban, Paul, Juan, Salvador, Cesar que con su ayuda desinteresada que me prestaron.

A mis maestros

Por los conocimientos que me otorgaron y por los consejos.

Indiscutiblemente para aquellas personas que de forma directa o indirecta me han orientado en la formación de mi profesión.

A mis hermanos

Carmen, Marco Antonio

Con quienes hemos compartido alegrías y tristezas y debo reconocer todo el apoyo moral y material que me brindaron durante mi formación.

Al Dr. Jorge Alarcón Ibarra y al Dr. Eleazar Arreygue Rocha

Por sus acertados consejos y ayuda que me brindaron para la elaboración de mi tesis.

A mi Universidad

La cual honraré y en especial a la Facultad de Ingeniería Civil.

Para todos mis tíos, primos y demás parientes.



RESUMEN

La infraestructura carretera cada día cobra mayor relevancia en el mundo, debido a que por ella se realizan la mayor parte de los movimientos de carga y de pasajeros dentro de los países, siendo responsable, en gran medida, del desarrollo social y económico de las regiones.

Debido a lo anterior, es indispensable desarrollar carreteras con mejores especificaciones y más durables, permitiendo que los desplazamientos se realicen de forma cada vez más segura, económica, cómoda y rápida, esto nos lleva a la construcción de obras muy importantes como grandes puentes o túneles que acorten las distancias, disminuyan las pendientes y reduzcan los tiempos de traslado.

El presente trabajo denominado “REVISIÓN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PROYECTO DEL TÚNEL CARRETERO “CHIMALPA I” DE LA NUEVA AUTOPISTA TOLUCA – NAUCALPAN”, consiste en una revisión a los estudios que se realizaron para proyectar y construir dicho túnel carretero.

El interés de desarrollar este estudio es para conocer a fondo este tipo de proyectos que en México no han sido muy utilizados, destacando como uno de los puntos más relevantes de este túnel que será de 4 carriles.

La metodología empleada en esta tesis consistió en revisar cada una de las partes del proyecto apoyados con la investigación en internet, libros, ponencias, cursos y la experiencia de los asesores.

La investigación de campo no se realizó ya que las pruebas que se hicieron para esta obra fueron ejecutadas con anterioridad y dado que estas pruebas son de alto costo no fue posible repetirlas, sin embargo, se analizaron de manera exhaustiva los resultados obtenidos por dichas pruebas.

Primero analizamos cada tema del estudio del túnel, revisando las teorías, fórmulas o normas que usaron. Luego se comparó todo con los resultados propios.

En el Capítulo 1 se habla de la historia de los túneles en México, del por qué antes no eran muy comunes, detallando las características del túnel, su ubicación, su longitud entre otras cosas también mencionamos la topografía tanto de la región como de la zona de estudio.

En el Capítulo 2 se revisó la geología y geotecnia empezando, por la geología regional definiendo la zona de ubicación, la zona de estudio, el tipo de material que se podrá encontrar ahí, después haciendo uso de los estereogramas se obtiene información de las familias, fracturas que se encuentran en la zona de estudio, fueron realizados 4 TRS (Tendidos de Refracción Sísmica) con lo cual se obtuvieron los perfiles sismo-estratigráficos y con la información obtenida se llegó a la clasificación del macizo rocoso.

En el Capítulo 3 se lleva a cabo el análisis del modelo geotécnico, donde se hicieron dos perfiles, el sísmico y el geotécnico, con estos perfiles se tiene una idea general de donde se encuentran los estratos.



En el Capítulo 4 se revisaron las características de la sección del túnel, fue analizada la estabilidad de los portales, tanto de entrada como de salida, también se revisó la estabilidad de las cuñas que pudieran existir en los taludes de los portales, se hace una revisión de los esfuerzos que se generan alrededor del túnel y también se revisaron las cuñas tridimensionales que se formarían y que podrían afectar cuando se realice la excavación.

Por último, en el Capítulo 5 se revisan los diseños de pavimentos que se proponen, flexible para el exterior del túnel y rígido para el interior del túnel, empleando diferentes métodos de diseño y usando programas de cómputo.



ÍNDICE		Pág.
OBJETIVOS		1
INTRODUCCIÓN		2
CAPÍTULO 1	ANTECEDENTES	
	1.1 GENERALIDADES	4
	1.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	7
	1.3 ZONA DE ESTUDIO DEL TÚNEL	9
	1.4 TOPOGRAFÍA REGIONAL	11
	1.5 TOPOGRAFÍA LOCAL	14
CAPÍTULO 2	REVISIÓN DE LA GEOLOGÍA Y GEOTECNÍA	
	2.1 GEOLOGÍA REGIONAL E HISTORICA	15
	2.2 GEOLOGÍA DEL ESTADO DE MÉXICO	16
	2.3 GEOLOGÍA LOCAL	21
	2.4 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	22
	2.5 GEOFÍSICA	24
	2.6 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO	34
	2.7 PERFIL GEOTÉCNICO	36
	2.8 CLASIFICACIÓN DE LA MATRIZ ROCOSA DE ACUERDO A DEERE Y MILLER (1963)	38
	2.9 CLASIFICACIÓN RMR (ROCK MASS RATING, DE BIENIAWSKI)	41
	2.10 CLASIFICACIÓN Q DE BARTON	42
	2.11 CRITERIO DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO	43
	2.12 DEFORMACION DEL MACIZO ROCOSO	44
CAPÍTULO 3	REVISIÓN DEL MODELO GEOTÉCNICO	45
CAPÍTULO 4	REVISIÓN DEL DISEÑO DEL TÚNEL	
	4.1 DISEÑO DE LA SECCIÓN DEL TÚNEL	56
	4.2 ESTABILIDAD DE TALUDES DE LOS PORTALES	61
	4.3 ANÁLISIS DE CUÑAS EN PORTALES	78
	4.4 ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TÚNEL	86
	4.5 ANÁLISIS DE CUÑAS TRIDIMENSIONALES	89
CAPÍTULO 5	REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO	
	5.1 PAVIMENTO FLEXIBLE	91
	5.2 PAVIMENTO RÍGIDO	109
CONCLUSIONES		113
BIBLIOGRAFÍA		115



OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Llevar a cabo la revisión del estudio geotécnico y proyecto del túnel carretero “CHIMALPA I” de la nueva autopista Toluca Naucalpan incluyendo los tramos de autopista adyacentes.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ❖ Revisión bibliográfica sobre la temática de túneles y pavimentos.
- ❖ Recopilar información del proyecto del túnel “CHIMALPA I”.
- ❖ Revisión de la Geología y Geotecnia del túnel “CHIMALPA I”.
- ❖ Revisión del Modelo Geotécnico del túnel “CHIMALPA I”.
- ❖ Revisión del diseño del túnel “CHIMALPA I”.
- ❖ Revisión de la estructura del pavimento tanto rígido como flexible del túnel “CHIMALPA I”.

INTRODUCCIÓN

A partir de 1925, al comenzar la etapa constructiva de México, se vio la necesidad de proveer de vías terrestres de comunicación para el nuevo medio de transporte constituido por los vehículos automotores. En los primeros años la evolución de la red carretera fue natural, es decir, las decisiones de invertir en caminos presentaban muy pocas dificultades, pero a medida que la red se fue haciendo más compleja, se hizo más difícil fijar un orden de prioridades a los posibles proyectos y fue necesario realizar una planeación adecuada (MIER, 1987).

Las políticas establecidas en los últimos regímenes gubernamentales de México en materia de caminos, esta comprendido básicamente en los siguientes conceptos: conservar en buen estado la red existente de caminos; terminar las obras iniciadas a ritmo adecuado, buscando la oportuna obtención de los beneficios previstos; construir nuevas carreteras que sirvan a núcleos de población incomunicados; construir ampliaciones, acotamientos y autopistas que mejoren el sistema vial en zonas ya comunicadas cuando la demanda de tránsito así lo requiera.

En México, actualmente se construye al máximo ritmo que permite su capacidad económica, una extensa red de caminos de todos los tipos, desde los de cuota de altas especificaciones, hasta las modestas brechas. Este importante impulso constructor, es el que constituye uno de los factores básicos de desarrollo del país.

En este impulso constructor se encuentra en proyecto de la AUTOPISTA TOLUCA – NAUCALPAN, desarrollado dentro del Estado de México, cruzando por los Municipios de Toluca, San Mateo Atenco, Lerma, Huixquilucan y Naucalpan. El trazo se localiza al este de la Ciudad de Toluca, iniciando en el km. 0+000, aproximadamente a un kilómetro al sur del Aeropuerto de Toluca y finaliza en el km. 39+340, entroncando con la autopista La Venta – Chamapa.

Actualmente existe una gran demanda en la carretera federal Toluca – Naucalpan, siendo superada su capacidad, incrementándose el número de vehículos pesados, tornándose lenta y peligrosa. El incremento generalizado en las áreas urbanas de la región hace inminente la necesidad de construir nuevas vialidades con mejores especificaciones de proyecto para satisfacer las necesidades de transporte.

Para ello se plantea una alternativa, constituyéndose en la construcción de la Autopista Toluca – Naucalpan, con especificaciones de tipo A4, basada en un trazo a conveniencia de las condiciones topográficas, ambientales y económico-sociales presentes y futuras. Con la construcción de esta autopista se aliviarán problemas de tránsito que presenta actualmente la carretera federal, además de canalizar los flujos vehiculares provenientes de la actual autopista La Venta – Chamapa – Lechería, desde el norte y poniente de la Zona Metropolitana del Valle de México, siendo un factor que permitirá el desarrollo en la región centro – oriente del Estado mediante la conexión de esta región con el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de Toluca. Con la construcción se generarán menores gases contaminantes, ruido, menor desgaste de vehículos, reducción de tiempos de recorrido, generando con ello mayor seguridad hacia los usuarios y consecuentemente

habrá una mejora económica por la facilidad del intercambio de bienes y servicios entre las poblaciones comunicadas.

El trazo proyectado será una autopista tipo A4 de acuerdo con las especificaciones de las normas de Servicios Técnicos de la SCT, con una velocidad máxima vehicular según lo planteado para el proyecto de 110 km/h, contando con carriles de 3.5m, dos por cada sentido, dos acotamientos interiores de un metro y dos acotamientos exteriores de 2.5 m quedando un ancho de calzada de 14m y un ancho de corona de 21 m, se requerirá la construcción de 84 alcantarillas de losa, cajones, bóvedas, o tubos de concreto hidráulico, 2 túneles con 730 m de longitud total y 4 puentes con 1490 m de longitud total.

La característica principal de los túneles carreteros es que acortan distancias y tiempos, reducen pendientes y tienden a conservar la velocidad de operación del camino, además de librar zonas de clima adverso, ubicar el trazo en zona firme del interior de las montañas evitando laderas inestables, conservar la ecología superficial del terreno sin alterar la existencia de bosques o tierras de cultivo (AMITOS, 1983).

De acuerdo a lo anterior se construirán 2 túneles con 730 m de longitud total los cuales tienen las siguientes características: El túnel “CHIMALPA I” tiene una longitud de 530 m contará con un ancho suficiente para alojar los cuatro carriles de la vialidad y una banqueta a cada lado de 0.5 m, su gálibo será de 5.5 m como mínimo. El túnel “CHIMALPA II” tendrá una longitud de 200 m en todo este tramo tendrá un ancho suficiente para alojar los cuatro carriles de la vialidad y una banqueta a cada lado de 0.5 m, su gálibo vertical será de 5.5 m como mínimo.

Este trabajo se enfocará al túnel “CHIMALPA I” en el cual se analiza la historia de los túneles en México, las características del túnel (ubicación, longitud entre otras), la topografía de la zona de estudio, la revisión de la geología y geotecnia, el análisis del modelo geotécnico, las características de la sección del túnel, la estabilidad de los taludes en el portal de entrada y salida y por último la revisión del diseño del pavimento en el exterior e interior del túnel.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 GENERALIDADES

En México se necesitan nuevas vías de comunicación o mejorar las ya existentes, esto lleva a requerimientos que propician la utilización de túneles, por la accidentada orografía del país que hace pensar en ellos como una solución.

Los túneles en México han sido poco utilizados, ya que de 1980 a 2006 se habían construido 19 túneles carreteros con una longitud total de 7.5 km., siendo el más importante de ellos el MAXITUNEL de la Autopista Cuernavaca – Acapulco, con una longitud de 2953 m..

En un período de 6 años se ha planeado la construcción de 82 túneles carreteros con una longitud de 26.6 km., entre ellos se encuentra la Autopista Durango – Mazatlán, con el túnel “El Sinaloense” con una longitud de 2660 m., Autopista México – Tuxpan, con el túnel “Necaxa” con una longitud de 1090 m., esto nos lleva a pensar que estamos progresando en el uso de los túneles como una solución a los problemas de superficie (SUAREZ FINO, 2011; AMITOS, 1983).

Esta demora o estancamiento en la construcción de túneles en México, se puede atribuir a varias “barreras” que se mencionan a continuación:

1.-Barrera Tecnológica: Quedó prácticamente derrumbada con diferentes logros de los tuneleros nacionales ya que con la experiencia y el espíritu que tienen de investigación. También se ha podido complementar con congresos tanto nacionales e internacionales y en revistas especializadas sobre el tema.

2.-Barrera Económica: Un túnel en inversión inicial no se podrá comparar con otras posibles soluciones en superficie; sin embargo se ha demostrado que a largo plazo es una solución más rentable.

3.-Barrera Operación: En esta se manejan los sistemas auxiliares de operación que dependen de la longitud del túnel, incluyen ventilación, iluminación, señalización, etc., estos deberán ser analizados para un largo plazo (AMITOS, 1983).

En los túneles se necesita interpretar y pronosticar la realidad compleja y cambiante en que habrá de llevarse a cabo; para ello se necesita un modelo comprensivo y predictivo de esa realidad. El modelo que se desarrolle deberá comprender, tres submodelos: el submodelo geotécnico, el submodelo de construcción y el submodelo de simulación de proceso de tuneleo (AMITOS, 1983).

El submodelo de **construcción** simula las actividades de construcción para obtener datos de rendimientos y costos de acuerdo a las características del terreno y los procedimientos constructivos establecidos por el submodelo geotécnico.

El submodelo de **simulación del tuneleo** genera varios perfiles probables de las condiciones del terreno a lo largo del trazo del túnel y a partir de ellos, simula la construcción del túnel en cada uno de los perfiles con base en las estimaciones de rendimientos y costos, producidas por el submodelo de construcción.

El submodelo **geotécnico** es la herramienta que contribuye en mayor medida a proporcionar la información que necesita el ingeniero para adelantarse a los hechos. En este se basan los otros dos submodelos. La geología o estratigrafía a lo largo del túnel es la variable independiente que interviene en el costo de la obra y es por la tanto la variable más importante. Desafortunadamente es también la más difícil de caracterizar o definir.

Al seleccionar el trazo y el perfil del túnel, automáticamente queda fija la geología del terreno que se va a excavar y esta a su vez determina el método general de construcción, por lo tanto la magnitud del costo. La predicción del comportamiento del terreno durante el tuneleo, así como el conocimiento de sus características y propiedades. Un procedimiento constructivo puede transformar el terreno, así como este puede modificar el procedimiento constructivo.

Se necesita que la obra tenga un sistema sobrado es decir, que sea capaz de hacer frente prácticamente a todas las condiciones o con la elección de un sistema bien ajustado a las condiciones más comunes pero, a la vez, fácilmente adaptable a las peores condiciones.

El grado de adaptabilidad se refiere tanto a los procedimientos de construcción y de soporte, como al destino del túnel; éste último puede imponer restricciones de diseño y, en consecuencia, limitaciones de adaptabilidad en su realización.

Además el submodelo geotécnico es la interpretación ingenieril de la información adquirida con las herramientas que proporciona la Geología, la Mecánica de Rocas y la Mecánica de Suelos. La descripción geológica, constituye la información de base, y, como todo el submodelo geotécnico, sigue el proceso evolutivo de perfeccionamiento que va del nivel preliminar al nivel de detalle.

En un túnel se debe estar alerta a la posible presencia de condiciones no previstas. Anticiparse a situaciones de riesgo, es posible, si en la información geológica se considera si existe el grado de incertidumbre de la información y de la interpretación, al menos en sus porciones más oscuras o difíciles. Conviene expresar el grado de incertidumbre en intervalos de valores y en nivel de probabilidad para poder tener una advertencia y manejar la información con técnicas probabilísticas para poder llegar a una justa apreciación del riesgo (AMITOS, 1983).

Con la descripción geológica y geohidrológica debe individualizarse el macizo rocoso por excavar en zonas o segmentos definidos relativamente homogéneos de acuerdo a criterios litológicos, petrográficos y estructurales. A más detalle los segmentos se dividen en unidades geológicas. Esta división de unidades geológicas se apoya en la información geológica preliminar y se

complementa con la de más detalle, que obtiene datos de prospecciones geofísicas y de otro tipo de sondeos. Los rasgos más significativos de debilidad o de inestabilidad de la roca resultan ser las unidades más importantes, para prever los trabajos de mejoramiento o de precaución y refuerzo necesario (AMITOS, 1983).

Ahora hablaremos de las características de los túneles, se caracterizan por su trazado y sección, definidos por criterios geométricos de gálibos, pendiente y radio de curvatura. El trazado en planta y perfil del túnel dependen del trazado del resto de la carretera y de las características de esta, con la que tiene que mantener cierta homogeneidad, y suele ser más bien un parámetro de entrada al diseño del túnel que un resultado de este. El trazado en planta generalmente viene determinado por la traza general de la carretera y normalmente no puede variarse de forma sustancial. No responde a un planteamiento único, ya que depende de la longitud, ubicación e incidencia en la ladera. Existen consideraciones para el trazado en perfil: Drenaje, Pendiente Longitudinal, Evitar curvas verticales, Ventilación, Tipos de vehículos que circularán, etc. (SUAREZ FINO, 2010).

El diseño de la geometría de la sección transversal suele obedecer más a aspectos propios del túnel (geología, geotecnia, procedimiento constructivo, instalaciones, etc.) que a características propias de la carretera. Para poder definir la sección transversal deberemos tener consideraciones para su definición: Tipo y calidad de roca, Distribución de esfuerzos en el entorno de la excavación, Alineamiento horizontal y vertical, Ancho de corona (número de carriles, acotamientos y sobreancho), Gálibo y Banquetas.

El definir los accesos a la boca de un túnel carretero es parte muy importante del diseño, ya que estos pueden presentar serios problemas constructivos, en ocasiones tan importantes como los del túnel mismo. Un portal o emboquille plantea dos problemas: Estabilidad de los taludes y construcción del túnel en sus primeros metros de avance. Ambos problemas se plantean en las condiciones más desfavorables y difíciles: Poca cobertura en los primeros metros, baja calidad del terreno. Cada boquilla en cada túnel, representa un caso particular, difícilmente extrapolable a otra situación similar o incluso a otra boquilla del mismo túnel.

La tipología de los deslizamientos o inestabilidades más habituales en los taludes corresponde con los siguientes tipos de falla: Desprendimientos, caída de bloques; Deslizamiento de planos, masa de suelo o roca que desliza; Deslizamiento rotacionales o traslativos; Rotura plana; Rotura en Cuña; Rotura por volteo o pandeo. De la estabilidad en los taludes de acceso a continuación se mencionan algunas consideraciones: Tipo y calidad de roca, geometría (pendiente y altura), volumetría, estabilidad, tratamientos. Se realiza también un análisis de estabilidad usando programas del área en el cual se analiza lo siguiente: deslizamiento plano: rotura plana; rotura en cuña; rotura rotacional. Para la estabilización de taludes se puede emplear lo siguiente: excavaciones, concreto lanzado, anclaje, drenaje, muros, bermas, inyecciones y túneles falsos (SUAREZ FINO, 2010).

La zona más cercana al portal del túnel presenta complicaciones adicionales sobre la problemática general de la excavación. Se considera que los primeros 10 a 15 m iniciales de excavación de un túnel deben recibir un tratamiento distinto y más reforzado que el resto.

En las boquillas de un túnel se dan las siguientes circunstancias que complican su ejecución:

1.- Al tratarse de una zona próxima a la superficie, la roca se encuentra más alterada y descomprimida que en el interior. 2.- Las inestabilidades de la bóveda, hastiales o frente del túnel, pueden alcanzar la superficie del terreno. 3.- En la zona de las boquillas se entrelazan las inestabilidades propias del túnel con las del talud frontal (SUAREZ FINO, 2010).

1.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El Gobierno del Estado de México tiene a su cargo la construcción de la nueva Autopista Toluca – Naucalpan esta tendrá una longitud de 39 km. y albergará 2 túneles llamados “CHIMALPA I” y “CHIMALPA II” el primero con una longitud de 530 m. y el segundo de 190m..

El trazo de la Autopista cruza transversalmente la Sierra de Monte Alto, a través de cerros y lomeríos con topografías abruptas que incluyen el Cerro “El Hielo” lo cual trae como consecuencia la construcción de estructuras especiales tales como puentes y túneles a todo lo largo de la autopista.

La nueva autopista tiene las características que se muestran en la Figura 1.1:

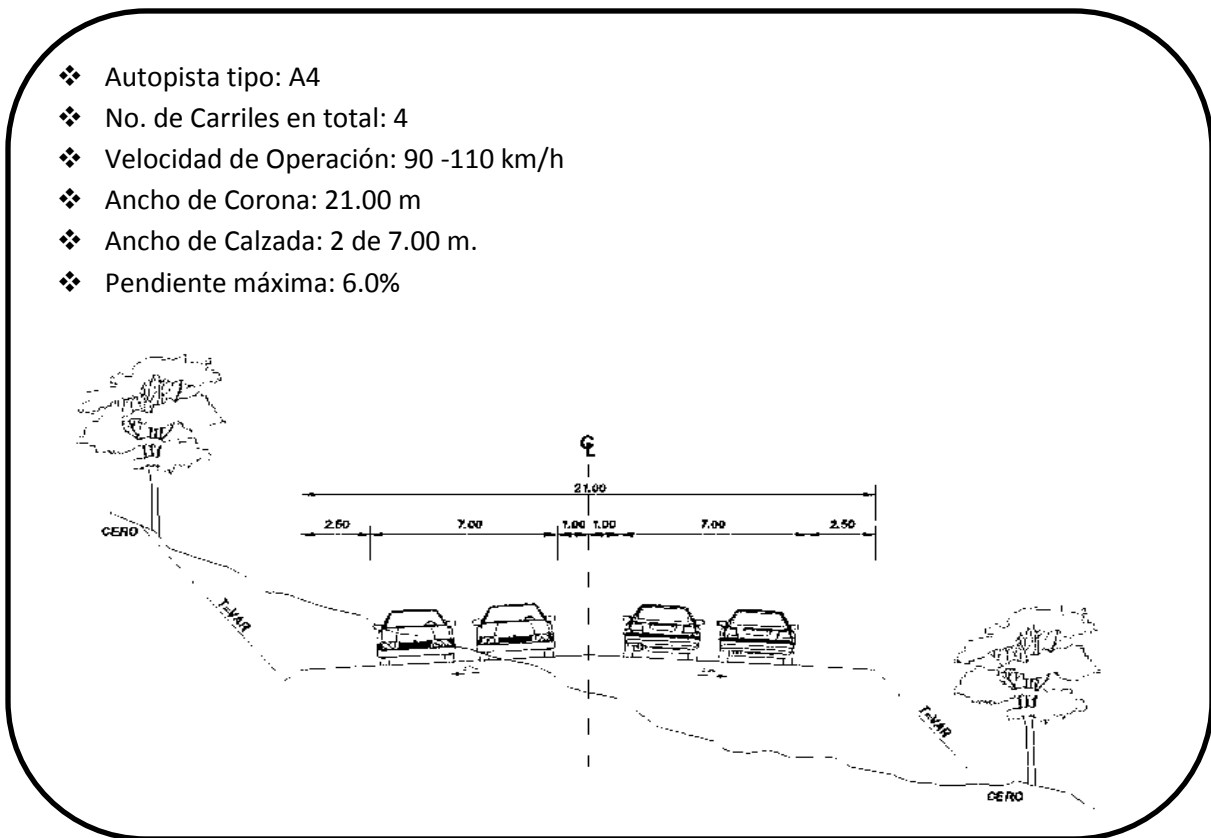


Figura 1.1 Sección Tipo de la Autopista

En este estudio solo se enfoca en revisar el proyecto del túnel que tendrá una longitud de 530 m. y estará localizado en los cadenamientos 30+620(Portal de Entrada) y 31+150(Portal de Salida). El túnel contará con un ancho suficiente para alojar los cuatro carriles de la vialidad y una banqueteta a cada lado de 0.50 m.; su gálibo vertical será de 5.50 m. como mínimo. Su trazo es en el Portal de Entrada con una curva circular, después sección en tangente (véase Figura 1.2) y finalmente en el Portal de Salida una curva en espiral.

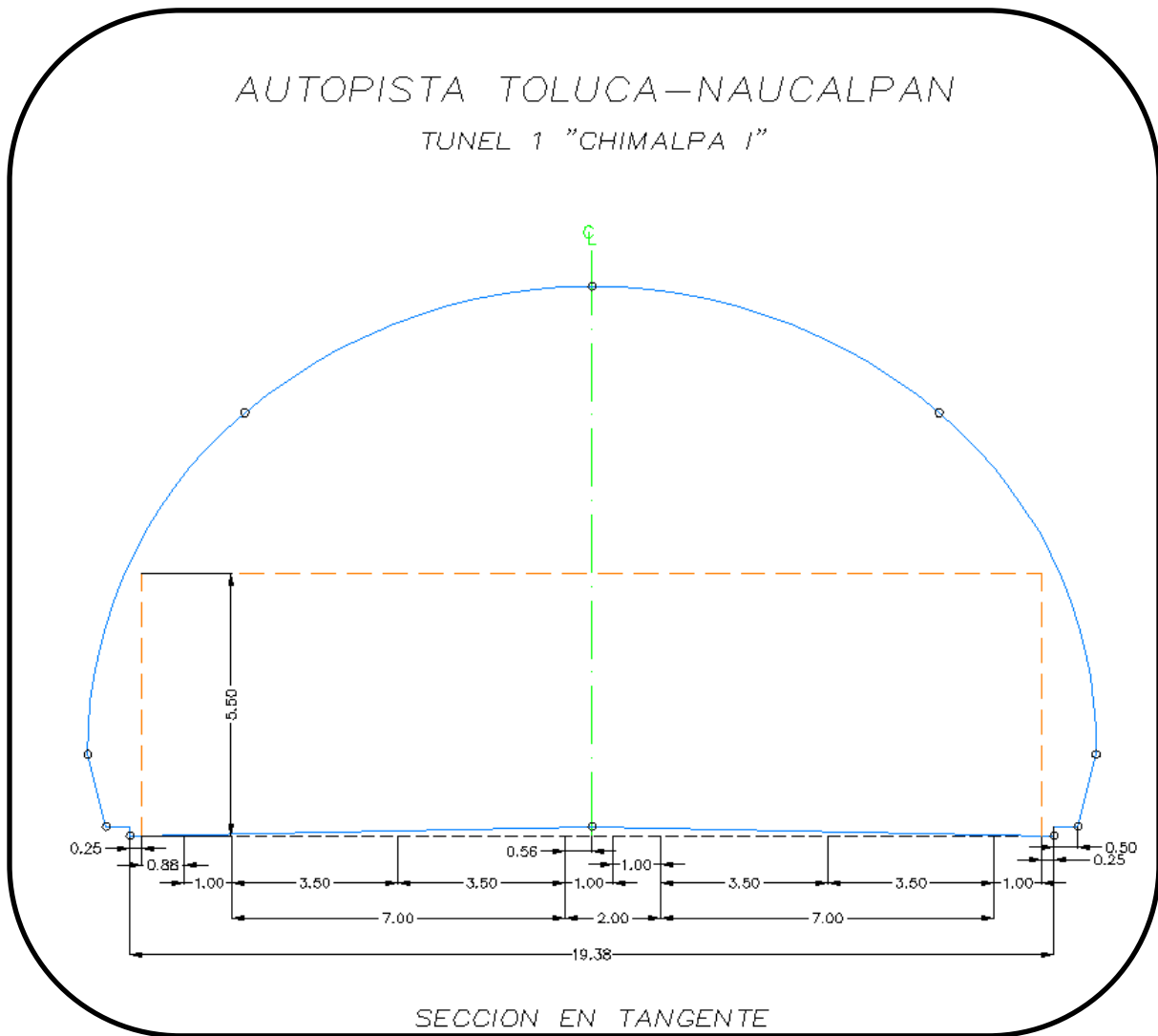


Figura 1.2 Sección Geométrica en Tangente

1.3 ZONA DE ESTUDIO DEL TÚNEL

El túnel se ubica al Nor – Oriente del Estado de México en el municipio de Naucalpan de Juárez, al Nor – Oriente del poblado el “HIELO” en la coordenada geográfica N19°25’40” y O99°20’33” con una elevación aproximada sobre el nivel del mar de 2935 m. (Figura 1.3).

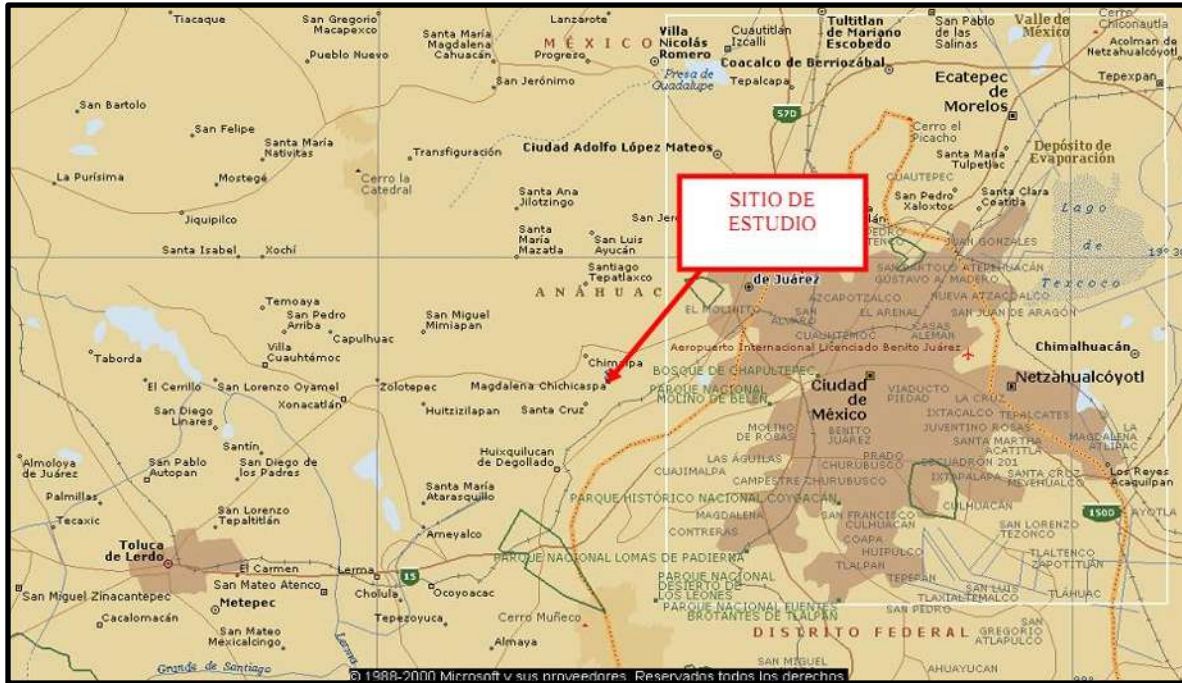


Figura 1.3 Vista del Sitio de Estudio

Imagen de satélite de los accesos de los Portales del túnel atravesará el cerro llamado el “HIELO”, existen poblaciones sobre todo en la parte poniente de la zona en estudio (Figura 1.4).



Figura 1.4 Vista de Accesos a la Zona de los Portales.

En la Figura 1.5 se muestra el Portal de Entrada del túnel que se encuentra en construcción, faltando todavía algunos metros por excavar para llegar a la rasante del túnel, se pueden apreciar los anclajes que fueron utilizados en el Portal, los cuales se analizarán en capítulos posteriores.



Figura 1.5 Vista del Portal de Entrada en obra.

En la Figura 1.6 se muestra el Portal de Salida del túnel, la foto está tomada desde el Portal de Entrada del Túnel “CHIMALPA II”.

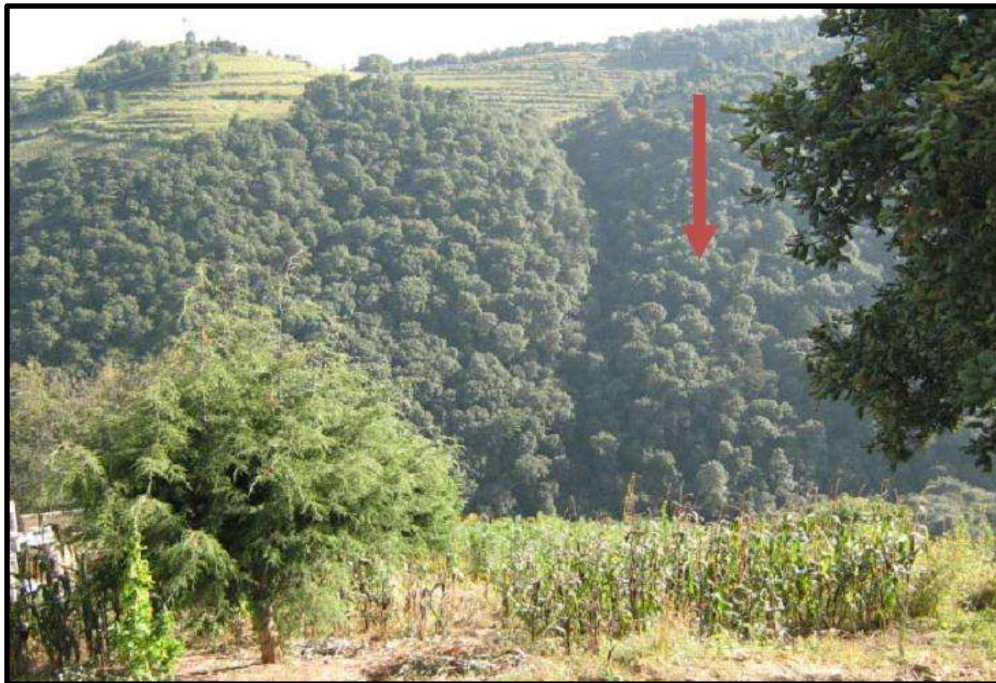


Figura 1.6 Vista del Portal de Salida.

1.4 TOPOGRAFÍA REGIONAL

El Estado de México cuya capital es Toluca de Lerdo colinda al norte con Michoacán de Ocampo, Querétaro de Arteaga e Hidalgo; al este con Hidalgo, Tlaxcala, Puebla, Morelos y el Distrito Federal; al sur con Morelos y Guerrero; al oeste con Guerrero y Michoacán de Ocampo. El territorio se encuentra en una zona tectónica activa, se puede observar en su límite occidental un sistema de fallas principal en dirección Este – Oeste. Los puntos más elevados dentro del Estado se encuentran en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Puntos más altos del Estado de México.

Nombre	Latitud Norte		Latitud Oeste		Altitud
	Grados	Minutos	Grados	Minutos	msnm
Volcán Popocatepetl	19	1	98	37	5500
Volcán Iztaccihuatl	19	11	98	38	5220
Nevado de Toluca (Volcán Xinantecatl)	19	6	99	46	4680
Cerro Telapón	19	22	98	43	4060
Cerro Atlamasha	19	7	98	40	3980
Cerro Jocotitlán	19	44	99	45	3910
El Mirador(Cerro Tláloc)	19	25	98	42	3880
Cerro La Corona	19	7	99	21	3780
Cerro La Catedral	19	33	99	31	3770
Cerro La Calera	19	11	99	49	3740
Cerro Las Palomas	19	33	99	30	3720
Cerro Las Navajas	19	32	99	30	3710
Cerro Cervantes	19	30	99	29	3660
Cerro El Gavilán	19	15	99	21	3650
Cerro El Picacho	19	34	100	13	3640
Cerro El Pelón	19	23	100	16	3500
Cerro La Guadalupana	19	32	99	53	3370
Cerro La Peña Nádó	20	4	99	56	3320
Cerro Yeguashi	19	56	99	58	3080
Cerro Las Animas	19	47	99	31	3060
Cerro Gordo	19	45	98	50	3060

En la Figura 1.7 se presenta la ubicación de algunos puntos dentro del área del Estado de México en la cual se puede revisar la altitud de la Tabla 1.1 además, utilizando los colores, se pueden observar las zonas más bajas y altas.

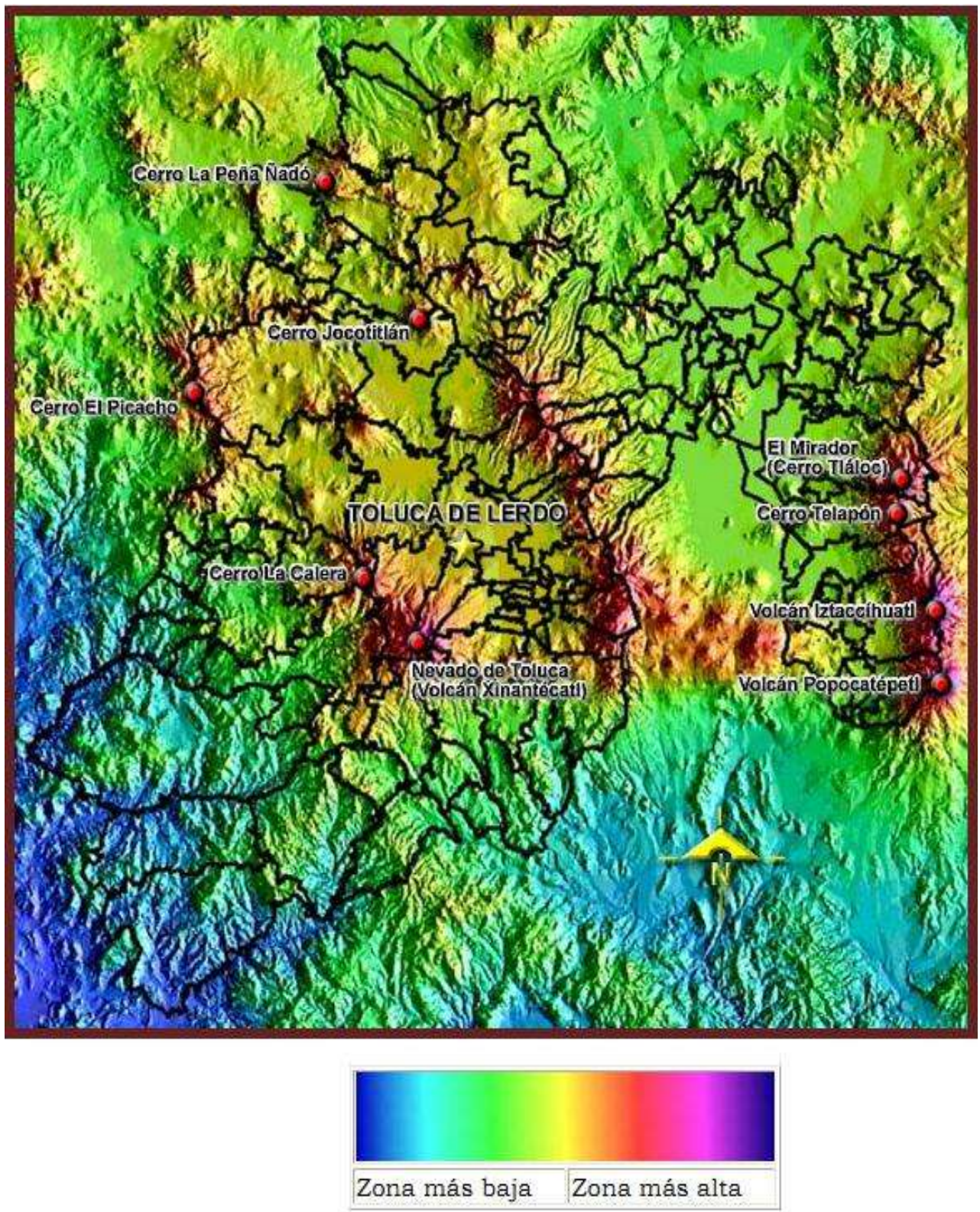


Figura 1.7 Mapa de Elevaciones del Estado de México.

Las regiones hidrológicas se dividen en tres grandes zonas ya que el relieve del Estado de México es de gran contraste. La región hidrológica del Pánuco situada al Nor – Oriente del estado; la región de Lerma Santiago que comprende la franja central del estado y la región hidrológica del Balsas situada al Nor – Poniente. La zona del túnel “Chimalpa I” quedará comprendida en la región de Lerma – Santiago (Figura 1.8).



Figura 1.8 Mapa de Regiones Hidrológicas del Estado de México.

1.5 TOPOGRAFÍA LOCAL

Fue realizado un levantamiento topográfico para este proyecto por parte de la empresa encargada de realizar la obra, para conocer las características fisiográficas que presenta la superficie del terreno por donde pasara la nueva autopista y la zona donde será construido el túnel.

Las cotas del terreno crecen en dirección de sur a norte desde la cota 2850 en el portal de entrada hasta llegar a la parte superior de la montaña donde se aprecia el parteaguas del cerro con una cota topográfica que oscila entre la 2920 y la 2940, posteriormente desciende hacia el norte hasta la cota 2820 correspondiente al portal de salida. El eje del túnel en el portal de salida queda alineado y en partes semi-paralelo con una cañada natural que pudiera ser factor de aportación de agua superficial hacia el túnel. El portal de entrada está localizado en la estación 30+620 en la parte Sur y el portal de salida está en la estación 31+150 en la parte Norte (Figura 1.9).



Figura 1.9 Vista Área de la Zona del Túnel.

CAPÍTULO 2

REVISIÓN DE LA GEOLOGÍA Y GEOTECNÍA

En la geología se revisaron diversas actividades que permitieron cumplir con los siguientes objetivos que a continuación se mencionan:

- ❖ Definir los tipos de materiales que serán atravesados en la zona del túnel
- ❖ Determinar las características litológicas y estructurales de dichos materiales
- ❖ Efectuar una zonificación geomecánica de los materiales que auxilie en el diseño del túnel

A continuación se describen las actividades que se realizaron para poder definir la geología que se encuentra en la zona del túnel:

- A) Revisión de la recopilación y análisis de los estudios geológicos realizados en la zona del túnel.
- B) Levantamiento geológico superficial se revisaron las diversas unidades litológicas a través de sus principales características geotécnicas: litología, compacidad, dureza, resistencia, intemperismo, etc..
- C) Levantamiento estructural de la geología en la zona del túnel donde fueron identificados los principales sistemas de fracturamiento del macizo rocoso, así como sus características: orientación tridimensional, espaciamiento, continuidad, abertura, entre otras.
- D) Revisión de un estudio de exploración geofísica donde utilizaron el método geosísmico donde se determinaron las propiedades elásticas de los materiales.
- E) Con la información recopilada, se obtuvo el modelo geomecánico de la zona de los portales y del propio túnel.

2.1 GEOLOGÍA REGIONAL E HISTÓRICA

Las zonas volcánicas y sísmicas más importantes del planeta se encuentran en el Cinturón de Fuego ubicado en el Océano Pacífico. Una parte de este “cinturón” llega a las costas del Pacífico de la República Mexicana, justo en el límite de las placas tectónicas que actúan en esta región. Por ello, en dicha zona del país ocurren con mayor frecuencia fenómenos volcánicos y sísmicos.

El principal sistema volcánico de México, mismo que ha tenido un papel fundamental en la formación del relieve del país, atraviesa el centro de su territorio continental de Oeste a Este, desde el Ceboruco en el Estado de Nayarit hasta la Sierra de los Tuxtlas en el Estado de Veracruz. Este sistema se conoce como Sistema Volcánico Transversal (SVT). Por lo que se refiere al territorio insular, la zona de actividad volcánica se extiende hasta el archipiélago Juárez en el Pacífico, donde los volcanes Everman y Barcena tuvieron actividad a mediados del siglo pasado.

Evidentemente, la actividad volcánica de México no se encuentra solamente en el SVT, pues existen otras regiones donde también han surgido volcanes, tales son los casos del Pochutla en Oaxaca, así como del Tacaná y el Chichón que se localizan en Chiapas.

El SVT representa un grado de riesgo para la población, atraviesa las zonas más pobladas de México. Una erupción volcánica puede lanzar a la atmósfera gases tóxicos, nubes de fuego y material incandescente, y provocar deslaves que pueden poner en grave peligro a los habitantes de las zonas aledañas. El grado de riesgo puede estimarse por medio de la relación que existiría entre la violencia de la erupción y el número de personas que podrían ser afectadas.

En la Figura 2.1 se mencionan los principales volcanes que se encuentran en México, las zonas asísmicas son aquellas en las que no se producen sismos, la zona penisísmica son zonas en las cuales se registran terremotos débiles y no con mucha frecuencia, la zona sísmica son zonas débiles de la corteza terrestre muy propensas a sufrir grandes movimientos sísmicos.

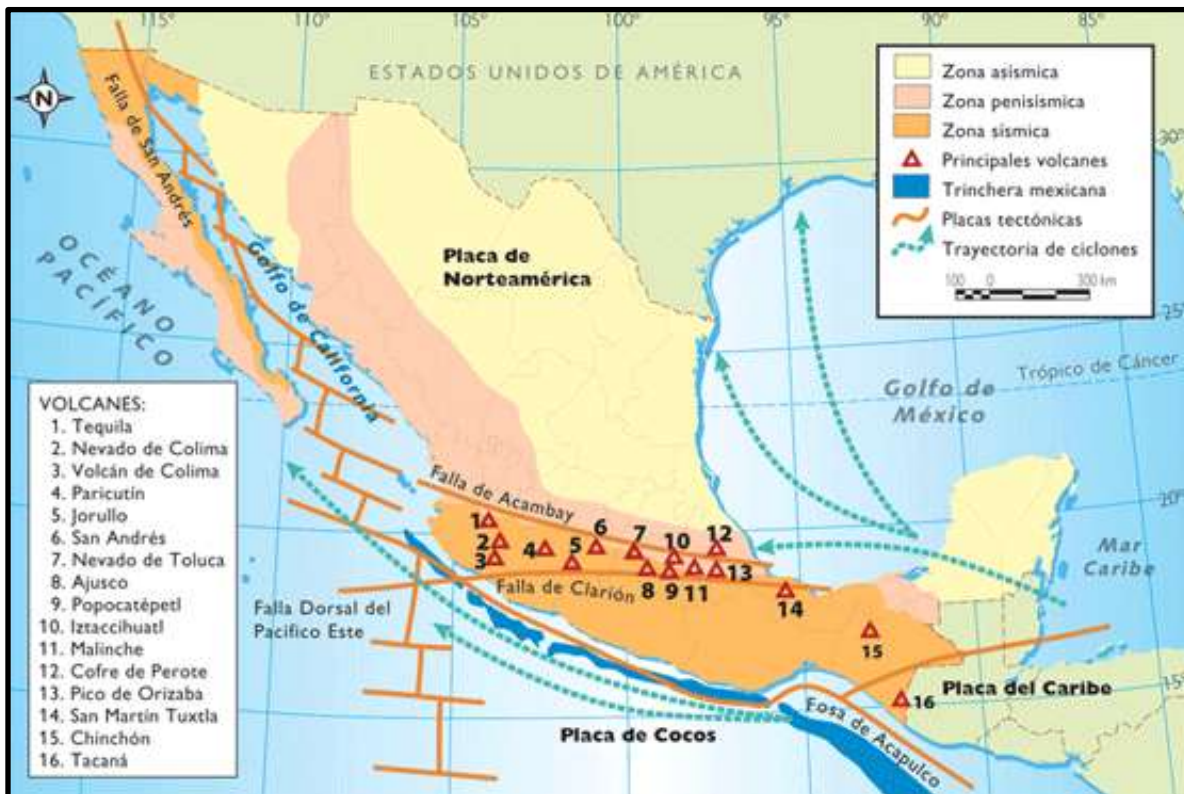


FIGURA 2.1 PRINCIPALES ZONAS DE RIESGO NATURAL

Las grandes cuencas lacustres que ocupaban extensas zonas de los Valles de México y de Toluca, que fueron pre existentes a tres épocas del vulcanismo del terciario, fueron casi en su totalidad rellenadas con productos cineríticos procedentes de las mencionadas series de erupciones volcánicas. La primera época fue donde la configuración general del relieve topográfico del Estado de México se conformó desde la primera erupción, siendo está con lavas de tipo andesítico. En la segunda época del vulcanismo, los derrames incrementaron la altura y extensión de las serranías originales. En la tercera época del vulcanismo tuvo la peculiaridad de proporcionar corrientes lávicas de tipo basáltico que se escapaban a través de pequeñas aberturas o cráteres, pues las anteriores series habían cerrado gradualmente las grandes aberturas y dislocaciones. Durante los periodos de escasa actividad volcánica, las lluvias abundantes alteraron y erosionaron las rocas por lo cual produjeron los rellenos aluviales que fueron depositados en los valles o en los ríos.

Los cerros que bordean a la ciudad de Toluca, están formados por rocas volcánicas del tipo extrusivo (andesita) y en algunas de ellas sus faldas son de naturaleza tobacea o brechoide y son usados como material para construir terracerías.

Con lo anterior, la zona del Valle de Toluca la podemos dividir en las siguientes zonas:

- ZONA I** CERROS Y LOMERÍOS
- ZONA II** TOBAS (FALDAS DE LOS CERROS)
- ZONAS III** TERRENO ALUVIAL
- ZONAS IV** ZONA DE TRANSICIÓN ENTRE LAS ZONAS III Y IV
- ZONAS V** TERRENO LACUSTRE

Lo que corresponde a la Zona de Cerros y Lomeríos (Zona I), es donde se encuentra la zona en estudio teniendo un coeficiente sísmico asociado a $C=0.14$.

De acuerdo a la Figura 2.2 se observa que el sitio en estudio está enclavado en una región formada en el Cenozoico Terciario donde afloran tobas y rocas ígneas de tipo andesítico. Geológicamente, el cenozoico es la época en que los continentes se trasladaron a sus posiciones actuales. La toba volcánica es tu tipo de roca ígnea volcánica, ligera, de consistencia porosa, formada por la acumulación de cenizas u otros elementos volcánicos muy pequeños expelidos por los respiraderos durante una erupción volcánica.



FIGURA 2.2 GEOLOGIA DEL ESTADO DEL ESTADO DE MEXICO

El Estado de México está comprendido entre dos Provincias Fisiográficas del país: la del Eje Neovolcánico, que ocupa la mayor parte de la superficie Estatal y la de la Sierra Madre Occidental del Sur, en porciones más australes de la entidad, la zona de estudio pertenece a la primera de ellas. La zona de estudio, como se muestra en la Figura 2.3, está dentro de la subprovincia de “Lagos y Volcanes de Anáhuac”.



FIGURA 2.3 Fisiografía del Estado de México

2.2 GEOLOGÍA DEL ESTADO DE MÉXICO

La litología del Estado de México está constituida, por afloramiento de rocas de origen ígneo, sedimentario y metamórfico, siendo las rocas ígneas extrusivas las que ocupan una mayor extensión. Las rocas de esta entidad datan del Triásico (metamórficas) hasta el Cuaternario (representado por rocas ígneas de composición basáltica, así como por depósitos lacustres y aluviales). Las principales estructuras geológicas que se presentan son aparatos volcánicos, los más notables son: el Popocatepetl, el Iztlacíhuatl y el Nevado de Toluca.

Como se mencionó el Estado de México está comprendido en la provincia geológica del “Eje Neovolcánico” en el cual hay predominio de rocas volcánicas cenozoicas que datan del Terciario y Cuaternario, aquí es donde se encuentra la zona de estudio.

En la Figura 2.4 se resalta en color rojo la falla principal con dirección general NE-SW 30°, con un echado al NW de 75-90° de más de 2 km. de longitud. En color amarillo se indica el eje del túnel.



FIGURA 2.4 Fotogeología del Túnel Chimalpa I

2.3 GEOLOGÍA LOCAL

El sitio en estudio está, formado por brechas del periodo Terciario (Formación Tarango), rocas ígneas, extrusivas y andesitas cubiertas por una capa delgada de tobas y arenas, así como por suelos residuales más superficialmente.

La definición de Formación Tarango se debe a que A.R. V. Arévalo y K. Bryan en 1948, estudiaron el tipo de material que procedía de la barranca Tarango al Oeste de la Ciudad de México.

La Formación Tarango está compuesta por los seis siguientes elementos litológicos:

- A) Horizontes de Cenizas volcánicas de muy distintas granulometría
- B) Capas de Erupciones con depósito de tobas primitivas
- C) Lahares
- D) Ignimbritas
- E) Depósitos Fluviales

La formación Tarango se compone de la superposición de varios abanicos volcánicos, cada uno terminando con su superficie estructural; esta formación alcanza espesores de 300 a 400 metros terminando cada abanico volcánico en una superficie volcánica propia, por lo general cada abanico corresponde a la vida activa de un volcán, cuando este se apaga surge otro volcán, el cual produce su nuevo abanico volcánico que se sobrepone al anterior; así resulta que la Formación Tarango se compone de numerosos abanicos volcánicos superpuestos o entrelazados, según la secuencia o contemporaneidad de las agrupaciones de los distintos volcanes (Figura 2.5).

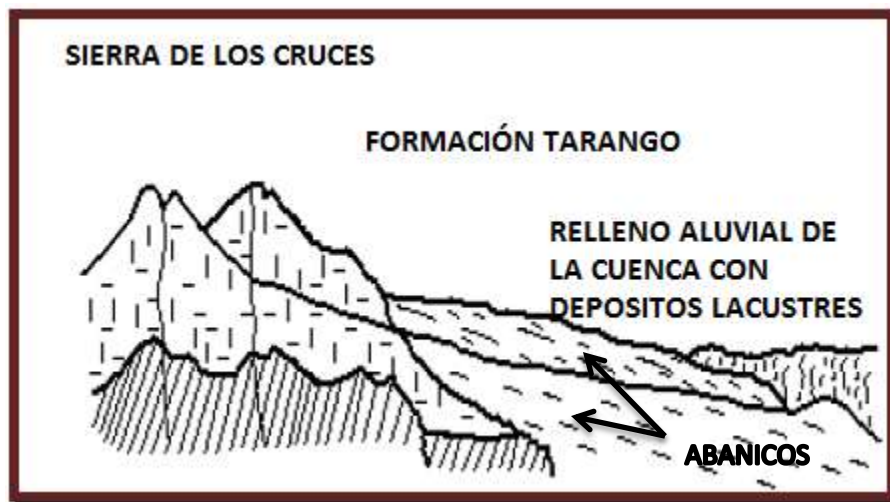


FIGURA 2.5 Formación Geológica

2.4 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Se, efectuó un levantamiento estructural de detalle del fracturamiento existente en el sitio y en los alrededores. El comportamiento mecánico de un macizo rocoso es función de la configuración tridimensional de sus discontinuidades, el objetivo fue definir el número de familias de discontinuidades así como sus características principales como son: Separación, continuidad, apertura, rugosidad de las paredes o tipo de relleno, etc..

La proyección estereográfica proporciona una herramienta fundamental en el campo de la ingeniería geológica. Su principal interés estriba en que con ella podemos representar orientaciones (dirección) e inclinación (buzamiento o inmersión) preferentes de elementos que en la naturaleza no se presentan con desarrollos geométricos perfectos, como es el caso de un estrato, donde el plano techo y de muro presentan irregulares puntuales aunque con una tendencia general. Además este tipo de representación permite medir los ángulos de forma directa. Entre sus aplicaciones más importantes se encuentra el reconocimiento de juegos de diaclasas en un afloramiento rocoso, la determinación de la dirección y el buzamiento de un estrato, la determinación de rotura en un movimiento de ladera, etc. (INGEGRAF, 2002).

Una vez que obtuvieron la información de campo, esta se plasmó en el estereograma que se observa en la Figura 2.6 en esta roseta se observa el fracturamiento. El fracturamiento principal, que se denominara F1, presenta un alineamiento de NE – 50° y coincide con la dirección de las cañadas principales. La segunda familia F2 se orienta NW – 70° y también coincide con las cañadas secundarias. Existe un tercer sistema F3 prácticamente con dirección este-oeste (E-W). El eje del túnel, a la entrada por el portal Toluca, se alinearé con el sistema de fracturamiento principal y se ira paralelo a este una tercera parte del trayecto, posteriormente cambia de dirección, pero aun será semiparalelo al sistema principal de fracturamiento. En la última parte y en el portal de Naucalpan, el túnel ya se aleja del fracturamiento.

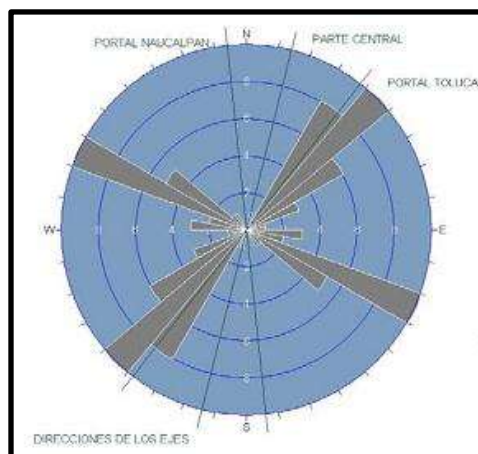


Figura 2.6 Estereograma del Túnel (Ubicación de los ejes del túnel y roseta de fracturas).

En la Figura 2.7 se nota que el fracturamiento en su mayoría es de tipo normal (tensión), revelando la dirección del empuje probablemente N80°E-S80°W. Dentro de la familia F2 existe un subconjunto de planos con inclinación de 44° al SW. Obsérvese como el eje del túnel, a la entrada se alinea con el sistema de fracturamiento principal.

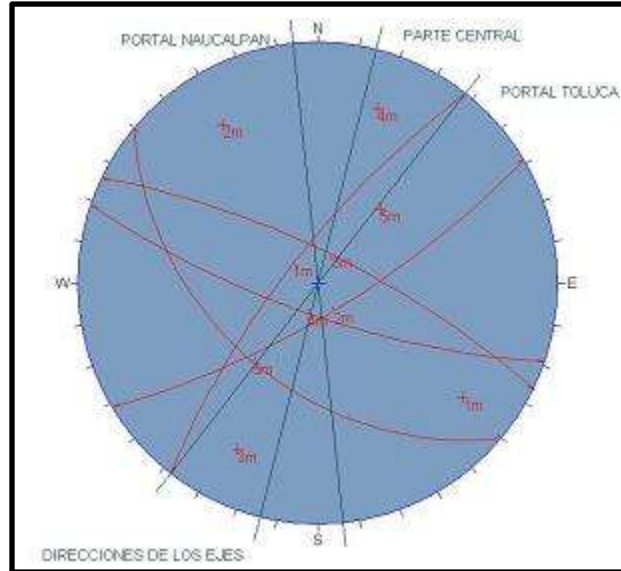


Figura 2.7 Estereograma de los Planos Principales

En la figura 2.8 en cuanto a los portales frontales se observa que en el portal Toluca existe riesgo de una falla plana bidimensional y de la salida de cuñas de roca tanto al SW como al S. el portal Naucalpan es más estable y solo hay que revisar la salida de una cuña al NW.

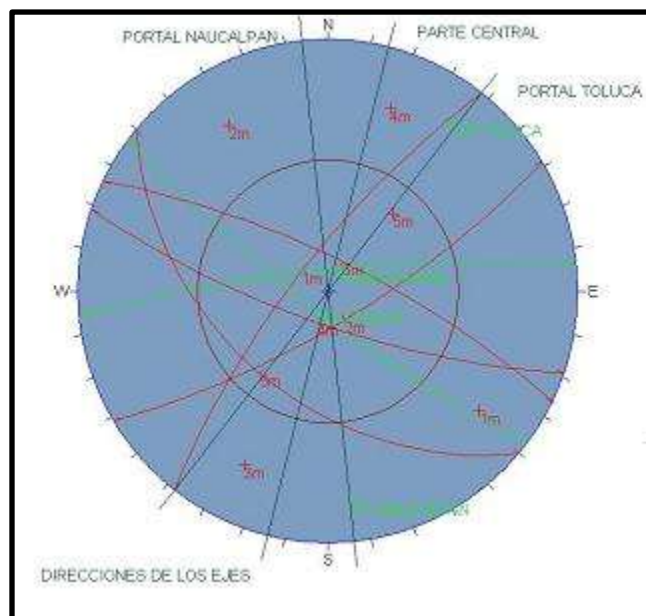


Figura 2.8 Estereograma de los Portales

En la Figura 2.9 se presentan los taludes laterales de los portales, en el de entrada, la cara que se inclina hacia el poniente no tendrán problemas mientras no supere los 70°. En la cara que se inclina hacia el oriente, su inclinación será de 75°, pero hay que revisar la estabilidad de cuñas tridimensionales hacia el este. En el portal Naucalpan no existe riesgo de una falla plana bidimensional, pero en la cara que apunta al NE es necesario revisar la estabilidad de una cuña tridimensional, en la cara que se inclina al SW, existen dos cuñas tridimensionales a revisar.

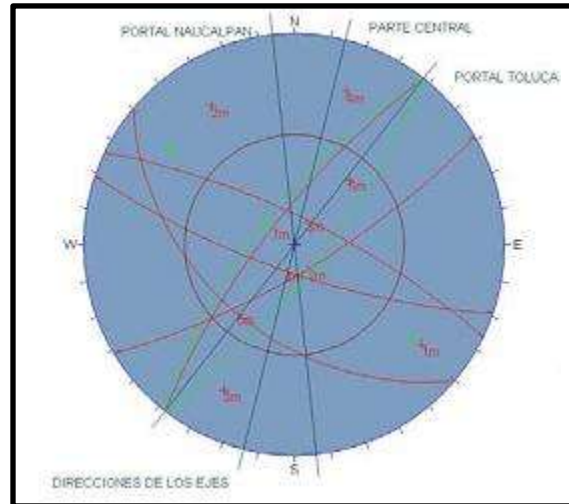


Figura 2.9 Estereograma de los taludes de los Portales

2.5 GEOFÍSICA

Debido al alto costo de la exploración del subsuelo mediante perforación diamantina, trincheras o pozos de reconocimiento, una excavación subterránea no se investiga tan completamente, como se quisiera por lo cual se necesitan otros medios que estén al alcance del presupuesto de la obra.

Los métodos geofísicos que se pueden utilizar para tener una interpretación inicial de la zona y que pueden ayudar a los técnicos en la optimización del programa de exploración de la zona que cumplen con los tres objetivos de reconocimiento son:

- ❖ La medición de las características geológicas (fallas, lechos rocosos, discontinuidades y espacios, aguas subterráneas, etc.).
- ❖ La determinación de las propiedades de las rocas in situ (módulo de elasticidad, resistividad eléctrica y en menor grado propiedades magnéticas y densidades).
- ❖ La detección de características ocultas (tanques, tuberías enterradas, límites de rellenos, etc.) (ARREYGUE, 2011).

Las aplicaciones geofísicas pueden contribuir con la solución de la mayoría de los problemas geotécnicos. Cada procedimiento geofísico mide una característica o contraste, que nos permite

hacer ciertas interpretaciones de los materiales detectados con los diferentes métodos. Se debe tener en cuenta ciertas consideraciones generales, a la hora de aplicar un método geofísico, estas son las siguientes:

- ❖ Resolución, es la habilidad de la medición geofísica para diferenciar entre dos situaciones geológicas similares.
- ❖ La interpretación de las características o contrastes geofísicos, basados en suposiciones de tipo geológico, tienen variaciones con la realidad de las ocurrencias geológicas.
- ❖ Es importante diferenciar entre la exactitud y la precisión del resultado geofísico. Las mediciones geofísicas son muy precisas.
- ❖ Las observaciones específicas, realizadas a partir de pozos, trincheras y sondeos no pueden ser sustituidas y más bien, sirven para calibrar los resultados geofísicos.
- ❖ La interpretación es un proceso continuo en la investigación geofísica y depende de la experiencia del geofísico.

Los diferentes métodos geofísicos para el reconocimiento del subsuelo se dividen según el parámetro físico investigado (ARREYGUE, 2011):

- ❖ Gravimetría (Densidad)
- ❖ Magnético (Susceptibilidad magnética)
- ❖ Eléctricos (Resistividad)
- ❖ Electromagnético (Conductividad eléctrica y permeabilidad magnética)
- ❖ Sísmicos (Velocidad de propagación de la onda)
- ❖ Radiactivos (Niveles de radiación natural o inducida)

A continuación se explican los métodos geofísicos:

Gravimétricos

Se basan en el estudio de las diferencias entre los valores medidos del campo gravitatorio terrestre en un lugar y el valor que teóricamente debería tener en ese lugar (anomalía gravimétrica). Las anomalías están originadas por heterogeneidad en la densidad del subsuelo, y son positivas o negativas según que exista en el lugar un cuerpo de mayor o menor densidad que la del entorno. Los métodos gravimétricos son útiles para localizar cualquier fenómeno en el que la variación de la densidad sea su característica fundamental; en ingeniería civil se aplica para detección de huecos y su ubicación, localización de galerías, zonas con importantes pérdidas de finos con la consiguiente disminución de densidad, zonas de tratamiento del terreno con aumento de densidad, etc..

Magnético

El método magnético es el método geofísico de prospección más antiguo aplicable en la prospección petrolífera, en las exploraciones mineras y de artefactos arqueológicos. En la prospección petrolífera el método magnético entrega informaciones acerca de la profundidad de

las rocas pertenecientes al basamento. A partir de estos conocimientos se puede localizar y definir la extensión de las cuencas sedimentarias ubicadas encima del basamento, que posiblemente contienen reservas de petróleo.

Eléctricos (Resistividad)

Son aquellos que estudian la respuesta del terreno cuando se propagan a través de él corrientes eléctricas continuas. El parámetro físico que se controla es la resistividad y la interpretación final se hace en función de las características geológicas de la zona en que se aplican. La resistividad es una propiedad intrínseca de las rocas y depende de la litología, estructura interna y, sobre todo de su contenido en agua, no siendo por tanto, una propiedad isótropa en la masa rocosa.

Sísmicos

Estudian la propagación en el terreno de ondas sísmicas producidas artificialmente, estableciendo su relación con la configuración geológica del subsuelo. La velocidad de propagación depende básicamente de las constantes elásticas y de la densidad del medio. Los contactos entre los cuerpos geológicos con diferente velocidad de transmisión de las ondas sísmicas, definen superficies de separación en las que las ondas sufren refracción, reflexión o difracción.

Sísmica de refracción

Dentro de los métodos sísmicos es el más empleado. Consiste en la realización de perfiles longitudinales instrumentados con sensores (geófonos), espaciados entre si una distancia conocida y generalmente regular. La energía que libera el disparo, habitualmente mediante golpe con un martillo de 8 kg., llega a los sensores provocando una perturbación que se registra en un sismógrafo. La longitud de los perfiles suele situarse entre 25 y 100 m., con separación entre geófonos que no suelen exceder los 5m., con objeto de garantizar el detalle de la investigación.

Sísmica de reflexión

Este método se ha empleado poco en ingeniería, pero cada vez es más utilizado para la definición de estructuras geológicas profundas. El método consiste en medir los tiempos de llegada de las ondas sísmicas, generadas mediante una fuente de energía apropiada (martillo, dinamita, pistola, etc.), a los sensores (geófonos) alineados según un perfil, tras ser reflectadas en las superficies de contacto en las distintas unidades litológicas, fallas, etc.. La técnica de la sísmica de reflexión presenta la ventaja, respecto a otras técnicas geofísicas, de que permite representar gráficamente múltiples horizontes con un único disparo, sin perder precisión de manera significativa con la profundidad (ARREYGUE, 2011).

Al conocer los diferentes métodos geofísicos se realiza una exploración del subsuelo por Tendidos de Refracción Sísmica (TRS) en los cuales la velocidad de transmisión de ondas sísmicas es buen indicador de las características geotécnicas de los materiales. Existen tablas de velocidades de los diferentes materiales rocosos, aunque se observa una importante dispersión en

los valores de velocidad debido a la variabilidad de la composición litológica o de la estructura interna, al porcentaje de poro y a la saturación en agua. A medida que los materiales se degradan y aumenta el grado de alteración, la velocidad disminuye. El grado de alteración de las rocas condiciona de forma definitiva la velocidad de propagación de ondas sísmicas (ARREYGUE, 2011).

Para este estudio se realizaron dos tendidos sísmicos por portal para auxiliar al definir el perfil geológico a profundidad. En la Figura 2.10 se ubican los cuatro TRS que fueron realizados con una longitud de 60 metros cada uno y perpendiculares entre sí en los portales, debido a que permiten cuantificar profundidades, del orden de 20 a 30 metros, con esta técnica se obtienen las velocidades de propagación longitudinal “P” y de cortante “S”, así como características físicas de los materiales presentes en cada portal estudiado.

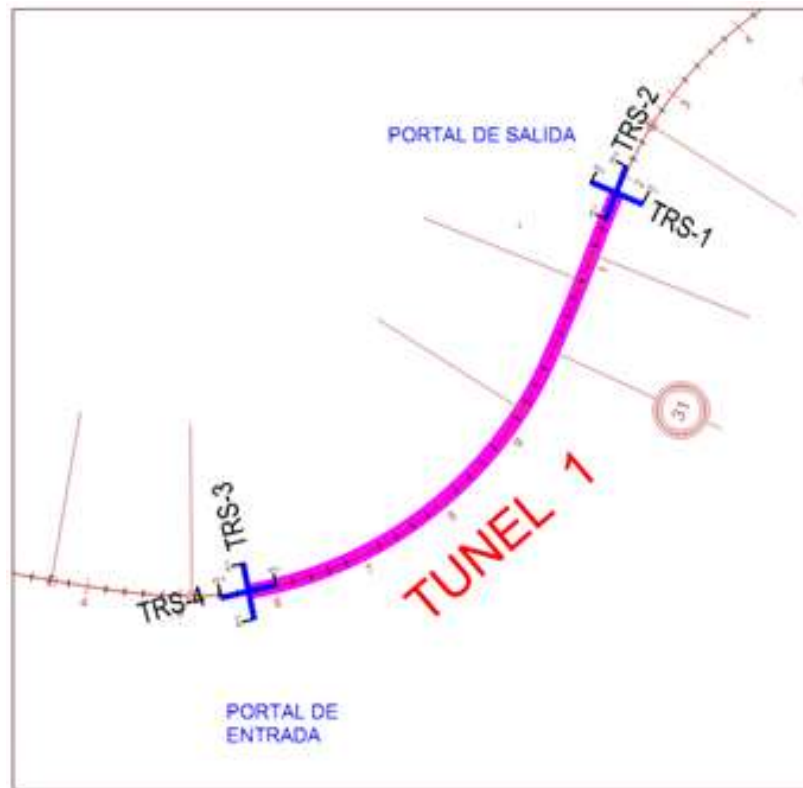


FIGURA 2.10 UBICACIÓN DE LOS TENDIDOS DE REFRACCIÓN SISMICA TRS-1, 2, 3 ,4.

Posteriormente se siguió un programa de exploración de trabajo de campo que a continuación se menciona:

- ❖ Reconocimiento geológico en los tramos seleccionados para realizar los TRS con el fin de muestrear y cartografiar los diferentes tipos de material, así como las estructuras más importantes.
- ❖ Exploración geofísica realizada por medio de 2 TRS de 60 metros de longitud cada uno en cada portal.

Los trabajos de gabinete fueron realizados en 3 etapas que a continuación se menciona:

La **primera etapa** consistió en determinar los perfiles sismo-estratigráficos de cada sitio estudiado determinando la onda longitudinal “P” y transversal “S”; una vez leído los tiempo de arribo de cada onda se procedió a construir las curvas tiempo – distancia con lo cual fue posible determinar, el número de capas sismo elásticas presentes en cada sitio estudiado, sus espesores y distribución, así como sus velocidades de propagación longitudinal y transversal “VP” y “VS”.

La **segunda etapa** consistió en determinar los módulos elásticos dinámicos de los estratos que constituyen el subsuelo de cada portal estudiado.

La **tercera etapa** fue la integración de la información obtenida a través de reconocimientos geológicos, sondeos de campo y los resultados de los TRS, para representar cada uno de los materiales presentes.

Los perfiles sísmicos tanto en velocidad longitudinal como en velocidad transversal (cortante) levantados en ambos portales del Túnel “CHIMALPA I” de los cuales los TRS 1 y 2 fueron realizados en el Portal de Entrada y los TRS 3 y 4 en el Portal de Salida.

A continuación se presentan los diferentes resultados de los TRS:

En la Tabla 2.1 se muestra el resultado del TRS 1, encontrándose con tres estratos de materiales, sus espesores son variables, así como sus velocidades, ya sean las longitudinales como las transversales o llamadas también de cortante. Estos materiales tienen características diferentes, es decir van desde un suelo hasta una roca.

TABLA 2.1 Velocidades de onda longitudinal y transversal.

No. TRS	No. Capa	Espesor (metros)	Vel. Longitudinal (m/s)	Vel. Cortante (m/s)	Tipo de Material
1	1	1 a 3	390	89	Suelos Residuales, Depositos de Talud, Material de Cobertura
	2	3 a 9	830	460	Zona intemperizada o alterada del paquete tobaceo
	3	9 en adelante	2240	1240	Roca buena calidad, poco fracturada, alta resistencia

En la Figura 2.11 y 2.12 se tienen los perfiles respectivamente, que corresponden al TRS 1, se pueden ver tres tipos de estratos, como se muestran en la Tabla 2.1. Los valores sobre los estratos corresponden a las velocidades longitudinales y transversales. En las abscisas se tiene la longitud de 60 metros lo cual se mencionó con anterioridad y en las ordenadas la elevación del terreno natural.

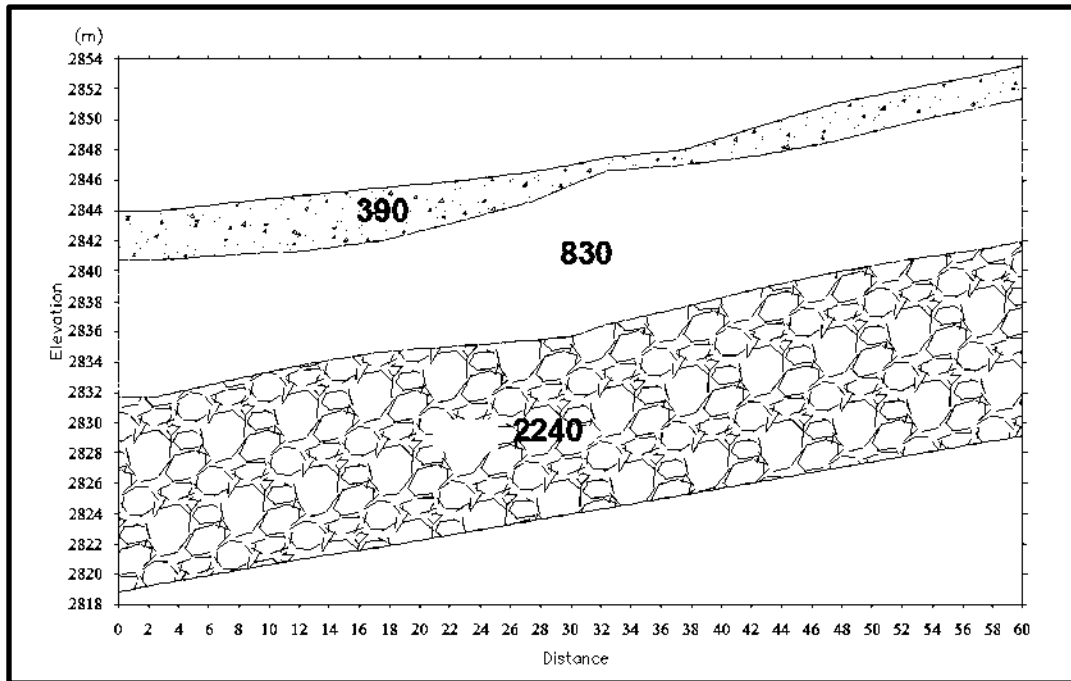


FIGURA 2.11 PERFIL 1, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS (VEL. ONDA LONGITUDINAL).

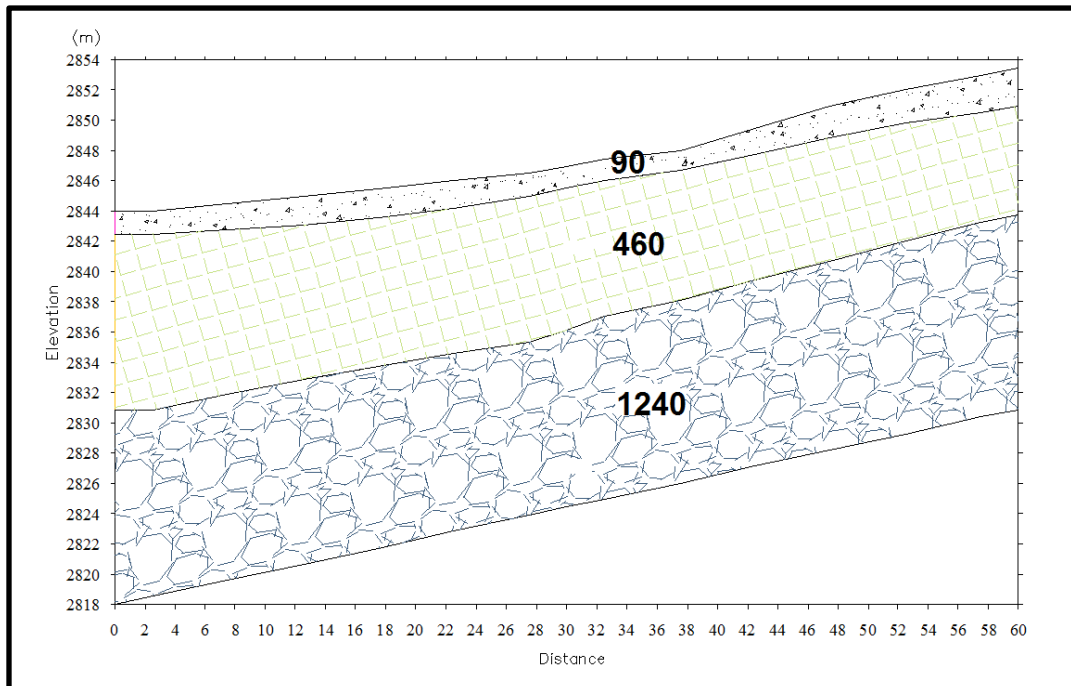


FIGURA 2.12 PERFIL 2, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS (VEL. ONDA TRANSVERSAL).

En la Tabla 2.2 se muestra el resultado del TRS 2, encontrándose con tres estratos de materiales, sus espesores son variados, así como sus velocidades, ya sean las longitudinales como las transversales o llamadas también de cortante. Estos materiales tienen características diferentes, es decir van desde un suelo hasta una roca.

TABLA 2.2 Velocidades de onda longitudinal y transversal.

No. TRS	No. Capa	Espesor (metros)	Vel. Longitudinal (m/s)	Vel. Cortante (m/s)	Tipo de Material
2	1	2	310	100	Suelos Residuales, Depositos de Talud, Material de Cobertura
	2	2 a 10	970	510	Zona intemperisada o alterada del paquete tobaceo
	3	10 en adelante	2210	1170	Roca buena calidad, poco fracturada, alta resistencia

En las Figuras 2.13 y 2.14 se presentan los perfiles, que corresponden al TRS 2, se pueden ver tres tipos de estratos, como se muestran en la Tabla 2.2. Los valores sobre los estratos corresponden a las velocidades longitudinales y transversales. En las abscisas se tiene la longitud de 60 metros lo cual se mencionó con anterioridad y en las ordenadas la elevación del terreno natural.

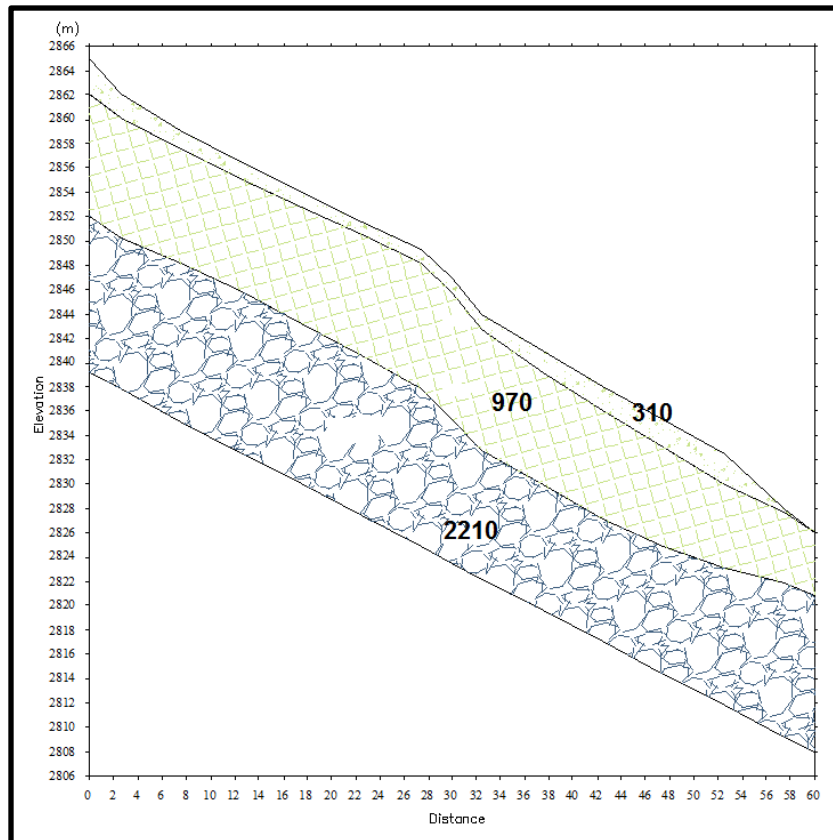


FIGURA 2.13 PERFIL 3, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS (VEL. ONDA LONGITUDINAL).

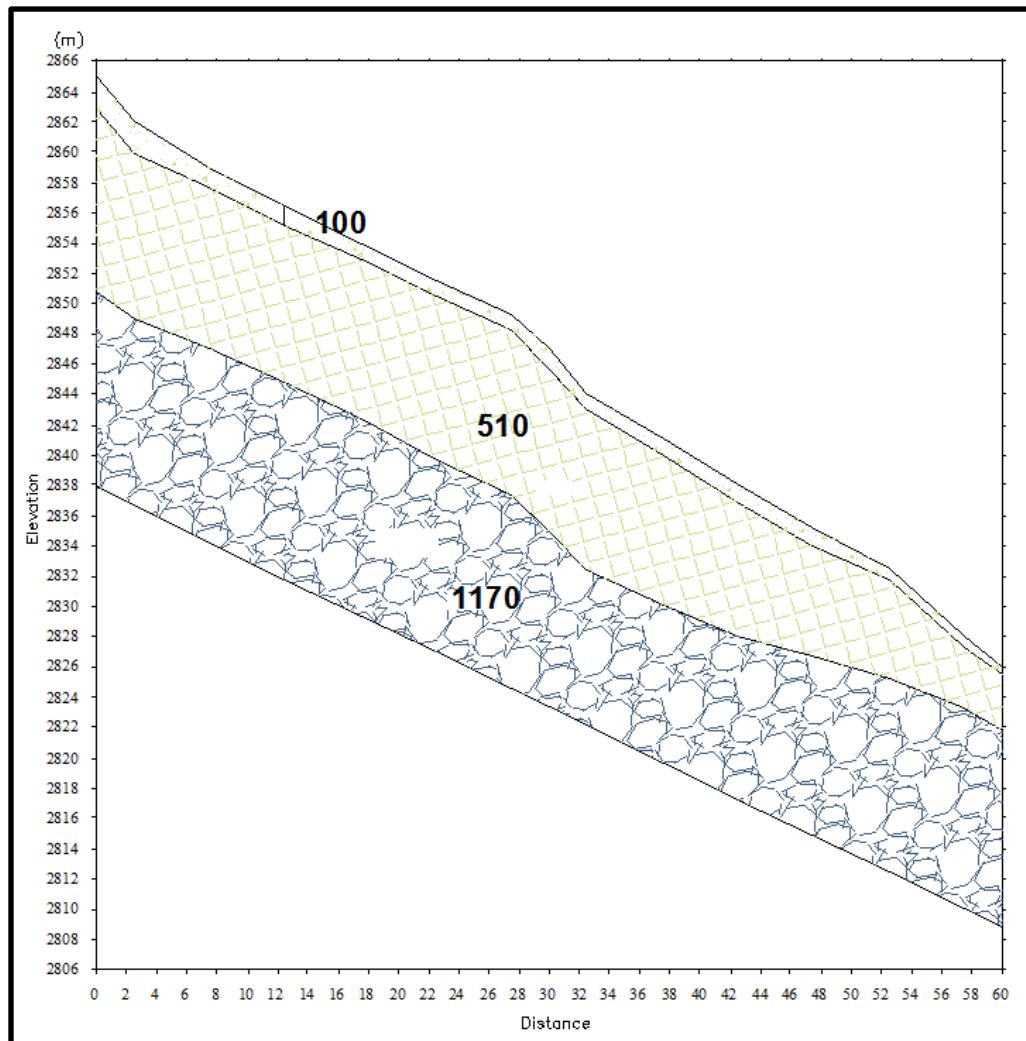


FIGURA 2.14 PERFIL 4, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS (VEL. ONDA TRASVERSAL).

En la Tabla 2.3 se muestra el resultado del TRS 3, encontrándose con tres estratos de materiales, sus espesores son variados, así como sus velocidades, ya sean las longitudinales como las transversales o llamadas también de cortante. Estos materiales tienen características diferentes, es decir van desde un suelo hasta una roca.

TABLA 2.3 Velocidades de onda longitudinal y transversal.

No. TRS	No. Capa	Espesor (metros)	Vel. Longitudinal (m/s)	Vel. Cortante (m/s)	Tipo de Material
3	1	1	280	70	Suelos Residuales, Depositos de Talud, Material de Cobertura
	2	1 a 9	660	210	Tobas fuertemente intemperizadas o decomprimidas
	3	9 en adelante	1350	450	Roca regular calidad, mediano fracturamiento alta resistencia

En las Figuras 2.15 y 2.16 se tienen los perfiles, que corresponden al TRS 3, se pueden ver tres tipos de estratos, como se muestran en la Tabla 2.3. Los valores sobre los estratos corresponden a las velocidades longitudinales y transversales. En las abscisas se tiene la longitud de 60 metros lo cual se mencionó con anterioridad y en las ordenadas la elevación del terreno natural.

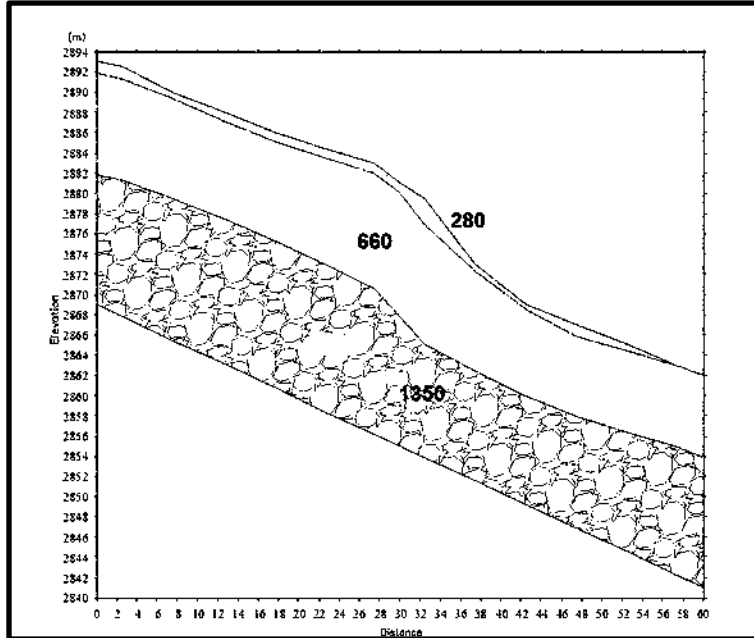


FIGURA 2.15 PERFIL 5, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS (VEL. ONDA LONGITUDINAL).

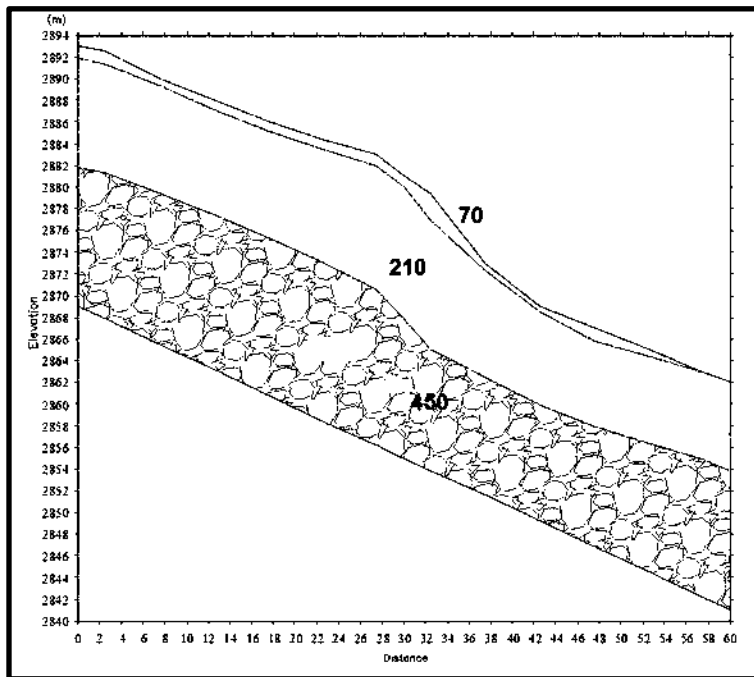


FIGURA 2.16 PERFIL 6, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS (VEL. ONDA TRASVERSAL).

En la Tabla 2.4 se muestra el resultado del TRS 4, encontrándose con tres estratos de materiales, sus espesores son variados, así como sus velocidades, ya sean las longitudinales como las transversales o llamadas también de cortante. Estos materiales tienen características diferentes, es decir van desde un suelo hasta una roca.

TABLA 2.4 Velocidades de onda longitudinal y transversal.

No. TRS	No. Capa	Espesor (metros)	Vel. Longitudinal (m/s)	Vel. Cortante (m/s)	Tipo de Material
4	1	2	250	50	Suelos Residuales, Depositos de Talud, Material de Cobertura
	2	2 a 9	730	260	Tobas fuertemente intemperizadas o decomprimidas
	3	9 en adelante	1530	460	Roca regular calidad, mediano fracturamiento alta resistencia

En las Figuras 2.17 y 2.18 se presentan los perfiles, que corresponden al TRS 4, se pueden ver tres tipos de estratos, como se muestran en la Tabla 2.4. Los valores sobre los estratos corresponden a las velocidades longitudinales y transversales. En las abscisas se tiene la longitud de 60 metros lo cual se mencionó con anterioridad y en las ordenadas la elevación del terreno natural.

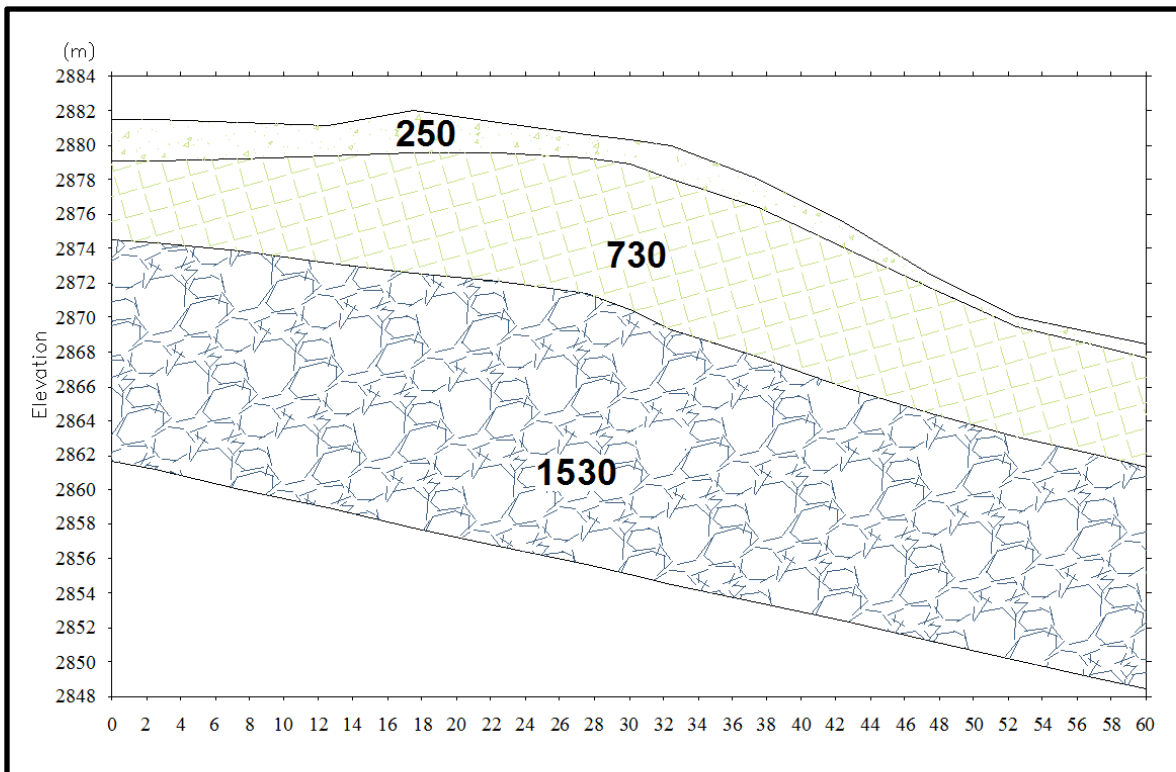


FIGURA 2.17 PERFIL 7, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS (VEL. ONDA LONGITUDINAL)

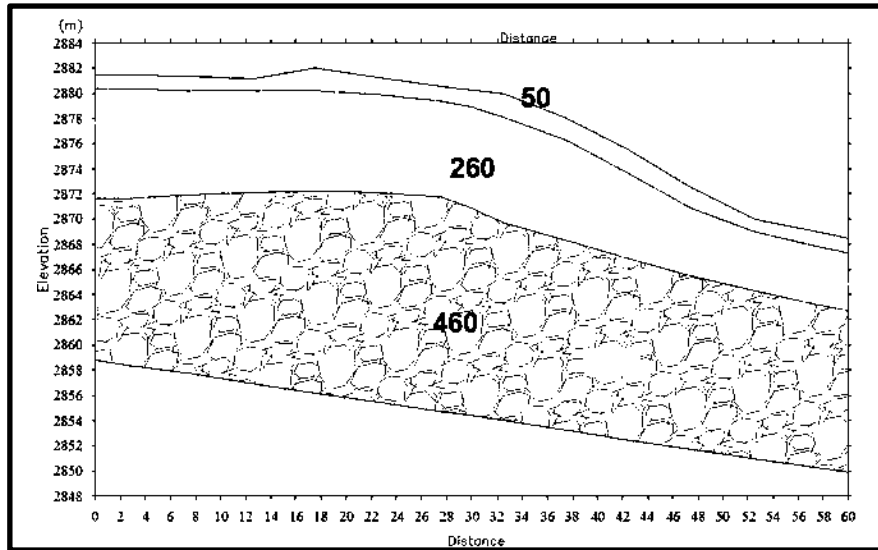


FIGURA 2.18 PERFIL 8, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS (VEL. ONDA TRANSVERSAL)

Es importante comentar que la disminución de las velocidades longitudinales y de cortante determinadas en sentido transversal al Eje del Túnel en ambos portales se debe a que los TRS 1 y 3 atraviesan un mayor número de planos de contacto, esto es, que fueron realizadas perpendiculares a los echados de la roca o de la estratificación mientras que los TRS 2 y 4, realizados sobre el Eje del Túnel fueron hechos a favor de los echados y por consiguiente atraviesan un menor número de planos de discontinuidades, situación que repercute en una mayor velocidad y por consiguiente es buena la orientación actual del trazo del túnel.

2.6 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO

El conocimiento detallado de la estructura y propiedades del subsuelo resulta primordial para poder llegar a un diseño apropiado. Uno de los puntos clave del proyecto, consiste en el programa de exploración para poder llegar a un modelo geotécnico susceptible a un buen análisis matemático y así obtener la información que permita determinar las características geotécnicas (GOMEZ).

En el caso más general, los trabajos de campo de un estudio geotécnico comprenden dos etapas, cada una de las cuales cumple con un objetivo específico, estas son:

❖ Exploración y muestreo preliminar

Su objetivo es obtener en el campo información que permita determinar las características geotécnicas de las rocas o los suelos que constituyen el sitio explorado, tales características son:

Origen y clasificación geológica de suelos y rocas

Secuencia de los estratos o capas de suelo o roca (estratigrafía)

Clasificación geotécnica de los materiales de cada estrato

Estructura y consistencia natural de los materiales de cada estrato

Nivel freático

❖ Muestreo final y pruebas de campo

Con base en los planteamientos de alternativas preliminares se puede definir la información de campo y laboratorio adicional, necesaria para determinar las propiedades mecánicas de cada estrato, que serán la base del análisis cuantitativo del diseño definitivo óptimo, esta información adicional podrá requerir la obtención de muestras inalteradas y/o la ejecución de pruebas de campo o laboratorio, que forman parte de la etapa final de los estudios de campo.

Para verificar y complementar los resultados de la etapa preliminar del estudio geotécnico es necesario obtener muestras representativas de cada estrato de roca o suelo, con las cuales se pueda definir la textura, la estructura y la consistencia o compacidad naturales de sus materiales (GOMEZ).

Muestreo de Rocas

Se utiliza un barril muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. El barril muestreador más adecuado para propósitos geotécnicos es el llamado doble barril giratorio, el cual permite recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada.

Con base en la longitud de la muestra recuperada por el barril, y el tamaño de los fragmentos de muestra obtenidos, los cuales son un reflejo de la intensidad del fracturamiento natural de la roca (RQD por sus siglas en inglés), el cual se define como la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10 cm. de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador. Se recomienda utilizar un muestreador cuyo tubo interior tenga una longitud de 1.5 m. y diámetro interior no menor de 57 mm. con el fin de reducir el deterioro de las muestras que se producen en los muestreadores de diámetro menor (GOMEZ).

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo del subsuelo y de la importancia de la obra. En ocasiones, se cuenta con estudios anteriores cercanos al lugar, que permiten tener una idea siquiera aproximada de las condiciones del subsuelo y este conocimiento permite fijar el programa de exploración con mayor seguridad y eficacia. Otras veces, ese conocimiento apriorístico indispensable sobre las condiciones predominantes en el subsuelo ha de ser adquirido con los sondeos de tipo preliminar. El número de estos sondeos exploratorios será el suficiente para dar precisamente ese conocimiento.

Debido a la longitud del Túnel “CHIMALPA I” (530 metros), se decidió hacer solamente 3 sondeos exploratorios profundos del tipo mixto. Las exploraciones se realizaron con el penetrómetro estándar de 60 centímetros de longitud, hincándose a percusión con obtención de muestras alteradas representativas y el muestreo inalterado empleando el barril doble giratorio con broca de diamante en los tramos donde se encontró roca, obteniendo corazones de roca inalterada; durante el proceso de perforación no se detectó la presencia del nivel de agua freática, ni de mantos colgados.

En la Tabla 2.5 se indica la posición de las exploraciones que se realizaron, sobre el cadenamiento del túnel:

TABLA 2.5 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA DEL MACIZO ROCOSO.

EXPLORACIÓN	TIPO DE SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	NAF (m)	Cadenamiento	Altitud (m)
S-PE	Mixto	50.00	No se detectó	30+650	2895
SM-1	Mixto	101.00	No se detectó	30+860	2925
S-PS	Mixto	40.00	No se detectó	31+170	2850

2.7 PERFIL GEOTÉCNICO

Este perfil fue tomado de los estudios realizados, presentando estratos de tobas y brechas volcánicas de la Formación Tarango, cubiertas por suelos residuales y depósitos de talud en estado compacto:

En las siguientes tablas se muestran los resultados del perfil geotécnico:

En la Tabla 2.6 realizado en el cadenamiento 30+620 donde se encuentra el Portal de Entrada del Túnel se tiene una profundidad de 50.00 m., también se encuentran diferentes estratos de materiales desde arcilla hasta una toba.

En la Tabla 2.7 realizado en el cadenamiento 31+170 que se encuentra el Portal de Salida del Túnel tiene una profundidad de 40.00 m., se encuentra en los estratos diferentes materiales desde un limo hasta una roca.

En la Tabla 2.8 realizado en el cadenamiento 30+860, que se encuentra en el cuerpo del túnel, tiene una profundidad de 101 m., el tipo de material que se encontró es desde un limo hasta una roca.

TABLA 2.6 PROFUNDIDAD Y TIPO MATERIAL DEL PORTAL DE ENTRADA DEL TÚNEL

"Portal de Entrada Túnel, Cadenamiento 30+620"	
Profundidad(m.)	Material
0.00	Arcilla con arena fina y raicillas
0.50	
0.50	Arcilla Arenosa (CL) con algunas gravillas
1.80	
1.80	Estrato de limo con arena fina de alta plasticidad (MH)
9.00	
9.00	Arcilla Arenosa (CL) con algunas gravillas
10.80	
10.80	toba conformada por arena fina a media arcillosa (SC) con intercalaciones de gravas y gravillas de hasta 1/2"(andesita)
19.20	
19.20	Roca Andesita Muy fracturada
22.00	
22.00	Estrato de brecha volcanica conformada gravas y gravillas (andesita)
23.00	
23.00	Brechas y Tobas compuestas arena fina a media con gravas y gravilla(andesita) y finos limosos(SM)
31.00	
31.00	Brecha volcanica compuesta gravas y gravillas (andesita) empacada en una matriz de arena con muy pocos finos limosos
37.00	
37.00	Toba conformada por arena media a gruesa con gravas y gravillas (andesita), con Roca Andesita
50.00	

TABLA 2.7 PROFUNDIDAD Y TIPO DE MATERIAL DEL PORTAL DE SALIDA DEL TÚNEL

"Portal de Salida Túnel, Cadenamiento 31+170"	
Profundidad(m.)	Material
0.00	Limo con arena fina y raicillas
0.50	
0.50	Limo con arena fina (ML)
1.80	
1.80	Limo de alta plasticidad con poca arena fina (MH)
2.20	
2.20	Gravas y Gravillas empacas en una matriz de arena con pocos finos limosa (GM)
3.00	
3.00	Toba muy fracturada compuesta arena fina limosa (SM)
8.00	
8.00	Roca andesita de textura porfidica poco fracturada
24.50	
24.50	Roca andesita de textura porfidica poco fracturada
36.00	
36.00	Gravas y gravillas de hasta 1" de roca andesita
37.50	
37.50	Arena (SM) color café
38.00	
38.00	Roca andesita de textura porfidica muy fracturada
40.00	

TABLA 2.8 PROFUNDIDAD Y TIPO DE MATERIAL DEL CUERPO DEL TÚNEL

"Sondeo Intermedio SM-1, Cuerpo del Tunel, Cadenamiento 30+860"	
Profundidad(m.)	Material
0.00	limo de alta plasticidad(MH)
2.00	
2.00	arena limosa (SM)
3.50	
3.50	limo con poca arena fina (MH,ML)
9.00	
9.00	limo (ML,MH)
11.00	
11.00	limo (MH)
20.00	
20.00	Toba de limo arenoso (MH)
26.00	
26.00	Toba compuesta por una arcilla con arena fina de alta plasticidad
31.80	
31.80	toba de limo con arena fina (MH)
36.00	
36.00	toba arcilla arenosa de baja plasticidad (CL)
40.00	
40.00	arena arcillosa (SC)
42.00	
42.00	toba muy compacta conformada por una arcilla de baja plasticidad (CL)
48.00	
48.00	Roca andesita de textura porfidica muy fracturada
68.00	
68.00	Gravas y gravillas de hasta 1 1/2" de roca andesita
77.00	
77.00	Roca andesita de textura porfidica muy fracturada
86.00	
86.00	Roca andesita de textura porfidica de color gris
101.00	

2.8 CLASIFICACIÓN DE LA MATRIZ ROCOSA DE ACUERDO A DEERE Y MILLER (1963)

Esta clasificación se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a la compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel de esfuerzos igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca se clasifica en una de las cinco categorías de resistencias indicada en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9 Categoría basada en la resistencia (σ_c).

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)
A	Resistencia muy alta	> 2.250
B	Resistencia alta	1.120 – 2.250
C	Resistencia media	560 – 1.120
D	Resistencia baja	280 – 560
E	Resistencia muy baja	< 280

El segundo elemento del sistema de clasificación es el módulo de elasticidad (E_t). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho, se utiliza la relación entre este módulo y la resistencia a la compresión simple, denominado “módulo relativo” el cual se indica en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Categoría basada en el módulo relativo (E_t/σ_c).

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200 – 500
L	Módulo relativo bajo	< 200

De acuerdo con las tablas 2.9 y 2.10 clasifica las rocas según su resistencia y módulo relativo en: AM, BL, BH, CM, etc. es decir anteponiendo la sigla de la clasificación según su resistencia y en segunda, posición la sigla de la clasificación de su módulo relativo.

La empresa, llevó a cabo en su laboratorio las pruebas que se indican a partir de estas pruebas se determinó el módulo de elasticidad intacto “ E_c ” y su clasificación de acuerdo a Deere y Miller:

En la Tabla 2.11 se muestran las 10 pruebas que se realizaron, en la columna “DE” se indica en que profundidad empezó la prueba y en la columna “A” en donde fue que terminó, se toma profundidad media que sería la columna “PROF MEDIA”, en la columna “MUESTRA” es el número que se tomó para esa muestra, la siguiente columna “ γ ” que sería el peso específico de la muestra, la siguiente columna “ σ_c ” fueron pruebas de compresión axial no confinada, a partir de estas pruebas se determinó el módulo de elasticidad intacto “ E_c ” y por último se calcula la resistencia a la tensión “ σ_t ”, por consiguiente se obtuvieron los valores de “DL, resistencia baja con un módulo relativo bajo; EL, resistencia muy baja con un módulo relativo bajo”.

TABLA 2.11 SONDEO S-PE – PORTAL DE ENTRADA, CADENAMIENTO 30+645, PROFUNDIDAD 50.00 METROS

DE (m)	A (m)	PROF MEDIA (m)	MUESTRA	γ (t/m ³)	σ_c (kg/cm ²)	E _{INTACT} (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)	SIMBOLOGÍA
30.35	32.60	31.48	46-2	2.21	378.55	44,017.00	21.35	DL
32.55	34.00	33.28	49	2.35	374.39	25,909.07		DL
34.90	36.40	35.65	51	2.34	365.56	25,926.45	7.94	DL
37.90	39.40	38.65	53	2.20	213.69	22,733.40		EL
39.40	40.40	39.90	54	2.33	276.51	17,839.36		EL
40.40	42.40	41.40	55	2.30	342.80	32,647.91		DL
42.40	44.00	43.20	56	1.89	9.89	1,019.59		EL
44.00	46.00	45.00	57	1.92	25.53	4071.61	8.66	EL
46.00	48.00	47.00	58	2.27	284.72	17906.79	16.73	DL
48.00	50.00	49.00	59	2.34	239.97	20687.07	25.13	EL

ZONA DEL
TÚNEL

En la Tabla 2.12 se muestran las 11 pruebas que se realizaron, en la columna “DE” se indica en que profundidad empezó la prueba y en la columna “A” en donde fue que terminó, se toma profundidad media que sería la columna “PROF MEDIA”, en la columna “MUESTRA” es el número que se tomó para esa muestra, la siguiente columna “ γ ” que sería el peso específico de la muestra, la siguiente columna “ σ_c ” fueron pruebas de compresión axial no confinada, a partir de estas pruebas se determinó el módulo de elasticidad intacto “E_c” y por último se calcula la resistencia a la tensión “ σ_t ”, por consiguiente se obtuvieron los valores de “DL, resistencia baja con un módulo relativo bajo; EL, resistencia muy baja con un módulo relativo bajo; CL, resistencia media con un módulo relativo bajo”.

TABLA 2.12 SONDEO SM-1 INTERMEDIO, CADENAMIENTO 30+760, PROFUNDIDAD 100.00 METROS

DE (m)	A (m)	PROF. MEDIA (m)	MUESTRA	γ (t/m ³)	σ_c (kg/cm ²)	E _{INTACT} (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)	SIMBOLOGÍA
48.00	49.80	48.90	76	2.27	503.04	47,457.08	45.56	DL
49.80	51.20	50.50	77	2.29	644.64	75,840.00	48.41	CL
51.20	52.60	51.90	78	2.24	473.59	35,474.68	29.62	DL
56.00	58.00	57.00	81	2.37	580.72	66,749.88	23.38	DL
59.50	61.50	60.50	83	2.21	257.17	18,108.73	17.46	DL
66.30	67.30	66.80	89	2.23	475.86	39,490.54	19.91	CL
81.40	82.40	81.90	96	2.41	504.95	26,576.26		EL
83.60	85.60	84.60	98	2.11	164.04	21,304.02	16.19	DL
87.00	89.50	88.25	100	2.49	647.72	43,913.36	34.01	DL
92.00	93.60	92.80	103	2.39	477.08	53,604.49	49.82	EL
96.00	96.50	96.25	106	2.5	560.97	67586.506	49.74	CL

ZONA DEL
TÚNEL

En la Tabla 2.13 se muestran las 6 pruebas que se realizaron, en la columna “DE” se indica en que profundidad empezó la prueba y en la columna “A” en donde fue que terminó, se toma profundidad media que sería la columna “PROF MEDIA”, en la columna “MUESTRA” es el número

que se tomó para esa muestra, la siguiente columna “ γ ” que sería el peso específico de la muestra, la siguiente columna “ σ_c ” fueron pruebas de compresión axial no confinada, a partir de estas pruebas se determinó el módulo de elasticidad intacto “ E_c ” y por último se calcula la resistencia a la tensión “ σ_t ”, por consiguiente se obtuvieron los valores de “DL, resistencia baja con un módulo relativo bajo; CL, resistencia media con un módulo relativo bajo”.

TABLA 2.13 SONDEO S-PS – PORTAL DE SALIDA, CADENAMIENTO 31+170, PROFUNDIDAD 40.00 METROS

DE (m)	A (m)	PROF. MEDIA (m)	MUESTRA	γ (t/m ³)	σ_c (kg/cm ²)	E_{INTACT} (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)	SIMBOLOGÍA
7.80	9.70	8.75	14	2.35	71.32	6991.765	18.79	EL
11.30	12.90	12.10	16	2.13	143.56	24331.525	9.56	EL
14.50	16.10	15.30	18	2.63	583.22	83317.143	56.58	CL
19.50	21.40	20.45	21	2.53	503.38	47713.460	46.58	DL
32.00	33.10	32.55	29	2.61	593.91	61227.423	65.79	CL
34.50	36.00	35.25	31	2.56	566.01	68607.636	63.63	CL

} ZONA DEL
TÚNEL

Después de la clasificación se concluye que existe en la zona del túnel material de baja resistencia por lo cual se debe tener cuidado cuando se esté excavando para evitar cualquier accidente que se pudiera presentar.

2.9 CLASIFICACIÓN RMR (ROCK MASS RATING, DE BIENIAWSKI)

El sistema de Valoración del Macizo Rcoso (RMR), más conocido como Clasificación Geomecánica RMR, fue desarrollado por Bieniawski durante 1972 y 1973. En los pasados 25 años, el RMR ha tenido éxitos, pasando la prueba del tiempo y beneficio de extensiones y aplicaciones por muchos autores en todas partes del mundo. Esta variedad de aplicaciones, en una cantidad de 351 casos históricos, señala la aceptación del sistema y su inherente facilidad de uso y versatilidad en la práctica ingenieril. Es importante que el RMR sea usado para el propósito para el cual fue desarrollado, y no sea una respuesta para todos los diseños de ingeniería (ARREYGUE, 2011).

La clasificación ha sido utilizada muchas veces y modificada por el mismo autor, el cual propone la clasificación geomecánica RMR. Esta se basa sobre un punteo que se le da a la roca, recavado del análisis de los siguientes parámetros:

- 1.- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca.
- 2.- Índice de calidad de la roca (RQD).
- 3.- Espaciado entre discontinuidades.
- 4.- Condición de las discontinuidades.

5.- Condición de infiltraciones de agua (ARREYGUE, 2011).

La clasificación RMR de Bieniawski para el maciso rocoso de cada zona del túnel “CHIMALPA I” se puede apreciar en la Tabla 2.15 el cual nos da un puntaje de 18 y 21 lo que indica que para el primero es una roca muy mala calidad, clase “V”, es decir que para la excavación se tendrá que hacer en etapas múltiples, a veces de 0.5 a 1.5 m. en la media sección, instalación del sostenimiento a medida que se excava, usar concreto lanzado con la mayor brevedad después de las voladuras, para el siguiente puntaje nos dice que es una roca mala, clase “IV”, lo que para excavación nos dice que media sección de banqueo, progresiones de 1 a 1.5 m. en la media sección, hay que instalar los refuerzos conforme el avance, a 10 m. del frente.

2.10 CLASIFICACIÓN Q DE BARTON

El índice Q de clasificación de macizos rocosos fue desarrollado en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde, todos ellos del Instituto Geotécnico de Noruega. Su desarrollo representó una mayor contribución al tema de clasificación de macizos rocosos por las siguientes circunstancias:

- ❖ El sistema fue propuesto con base en el análisis de 212 casos históricos de túneles en Escandinavia.
- ❖ Es un sistema de clasificación cuantitativa.
- ❖ Es un sistema ingenieril que facilita el diseño de sostenimiento para túneles.

La calidad de la roca puede tener un rango que va de $Q=0.001$ a 1000 en una escala logarítmica, en la Tabla 2.14 se muestran las categorías del macizo rocoso.

Tabla 2.14 Clasificación de la roca de acuerdo con el Índice de Calidad Q.

Tipo de Roca	Valores de Q
Excepcionalmente mala	$10^{-3} - 10^{-2}$
Extremadamente mala	$10^{-2} - 10^{-1}$
Muy mala	$10^{-1} - 1$
Mala	$1 - 4$
Media	$4 - 10$
Buena	$10 - 40$
Muy buena	$40 - 100$
Extremadamente buena	$100 - 400$
Excepcionalmente buena	$400 - 1000$

La clasificación Q de Barton del macizo rocoso de cada zona del túnel “CHIMALPA I” se puede apreciar en la Tabla 2.15 el cual nos da un valor de 0.11 y de acuerdo con la Tabla 2.13 nos indica que es una roca muy mala.

TABLA 2.15 CLASIFICACIONES DEL MACIZO ROCOSO

Zona	Km	Descripción	Profundidad	Clasificación		Recomendación de colocación de soporte	Q BARTON
				RMR	Clase		
I	30+620 a 30+720	U2- Brecha volcánica de roca andésitica empacada en arena	Clave	18	V	10min para claros de 0.50m	0.11
		U3 - Roca andésitica	Túnel	18	V	10min para claros de 0.50m	0.11
II	30+720 a 30+840	U3 - Roca andésitica	Clave	21	IV	5 hrs para claros de 1.50m	0.11
		U3 - Roca andésitica	Túnel	21	IV	5 hrs para claros de 1.50m	0.11
III	30+840 a 31+020	U3 - Roca andésitica	Clave	21	IV	5 hrs para claros de 1.50m	0.11
		U3 - Roca andésitica	Túnel	21	IV	5 hrs para claros de 1.50m	0.11
IV	31+020 a 31+140	U3 - Roca andésitica	Clave	18	V	10min para claros de 0.50m	0.08
		U3 - Roca andésitica	Túnel	18	V	10min para claros de 0.50m	0.08
V	31+140 a 31+150	U3 - Roca andésitica	Clave	18	V	10min para claros de 0.50m	0.11
		U3 - Roca andésitica	Túnel	18	V	10min para claros de 0.50m	0.11

En la Tabla 2.15 se concluye que existe material de entre roca mala a muy mala por lo cual se debe tener cuidado cuando se esté excavando para evitar cualquier accidente.

2.11 CRITERIO DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

La estabilidad de las excavaciones subterráneas dependerá de las condiciones estructurales en la masa de roca, así como de la relación entre el estado de esfuerzos y la resistencia de la roca.

En este caso se utiliza el siguiente criterio que se emplea para determinar la resistencia de la roca debe cumplir con los siguientes puntos:

Deberá describir adecuadamente la respuesta de una muestra de roca sana en todo el rango de condiciones de esfuerzos, dichas condiciones deberían comprender esfuerzos uniaxiales de tensión a esfuerzos triaxiales de compresión.

Deberá ser capaz de producir la influencia de una o más familias de discontinuidades en el comportamiento de una muestra de roca. Este comportamiento puede ser muy anisotrópico. Dependerá de la inclinación de las fracturas con relación a la dirección del esfuerzo aplicado.

Deberá proveer alguna forma de proyección, incluso próxima, para el comportamiento a gran escala de la masa de roca conteniendo varios grupos de discontinuidades.

Existen varios criterios de falla sin embargo pocos conjugan los puntos antes mencionados, Hoek logró reunir criterios que cumplieran con la mayoría de estos requisitos y con esto proporcionar al diseñador de excavaciones subterráneas un criterio de falla que sea de valor práctico.

Hoek y Brown basándose en los criterios de Griffith, modificado por McClintock y Walsh (1962) propusieron una teoría empírica que, combinada con la experiencia teórica y práctica de sus autores, y mediante un proceso de aproximaciones, surgiendo la siguiente relación empírica entre los esfuerzos principales que intervienen en el fenómeno del debilitamiento de la roca.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

Dónde:

σ_1 = es el esfuerzo principal mayor en el debilitamiento

σ_3 = es el esfuerzo principal menor aplicado a la muestra

σ_c = es la resistencia uniaxial a la compresión de la roca inalterada en la muestra

m y s son constantes que depende de las propiedades de la roca y del grado de su fracturación antes de ser sometida a los esfuerzos σ_3 y σ_1

Revisando el estudio se encontró que este tema se explica, pero a la vez no se tiene dónde y cómo realizaron los cálculos para su obtención.

2.12 DEFORMACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

La deformabilidad del macizo rocoso es uno de los parámetros más complejos de evaluar dada la heterogeneidad y anisotropía que caracteriza a los macizos.

El módulo de Elasticidad (E) del macizo rocoso fue determinado con la finalidad de efectuar el análisis de esfuerzos y deformaciones alrededor del túnel y estos, a su vez, para evaluar el grado de seguridad con el cual se realizarán excavaciones, instalando los elementos del soporte temporal con la debida oportunidad.

El análisis de la deformabilidad de las masas está fundamentada bajo lo siguiente: si se incrementan o se reducen los esfuerzos aplicados sobre un cuerpo se producirán deformaciones, es decir, las dimensiones de dicho cuerpo cambiarán y este cambio se traducirá en desplazamientos.

La magnitud de los desplazamientos dependerán de la deformabilidad de la sustancia rocosa y principalmente a través de sus discontinuidades, por lo que puede deducirse que estará en función de la ubicación, espaciamiento, de la abertura y características del relleno que se presentan en tales discontinuidades.

No se tiene información de donde y como se obtuvieron los resultados.

CAPÍTULO 3

REVISIÓN DEL MODELO GEOTÉCNICO

De acuerdo a Gonzales de Vallejo (2002) los estudios geológicos-geotécnicos son absolutamente necesarios para poder proyectar y construir una obra subterránea. En la Figura 3.1 se describe la metodología básica propuesta por Gonzales (2002) para la realización de estos estudios.

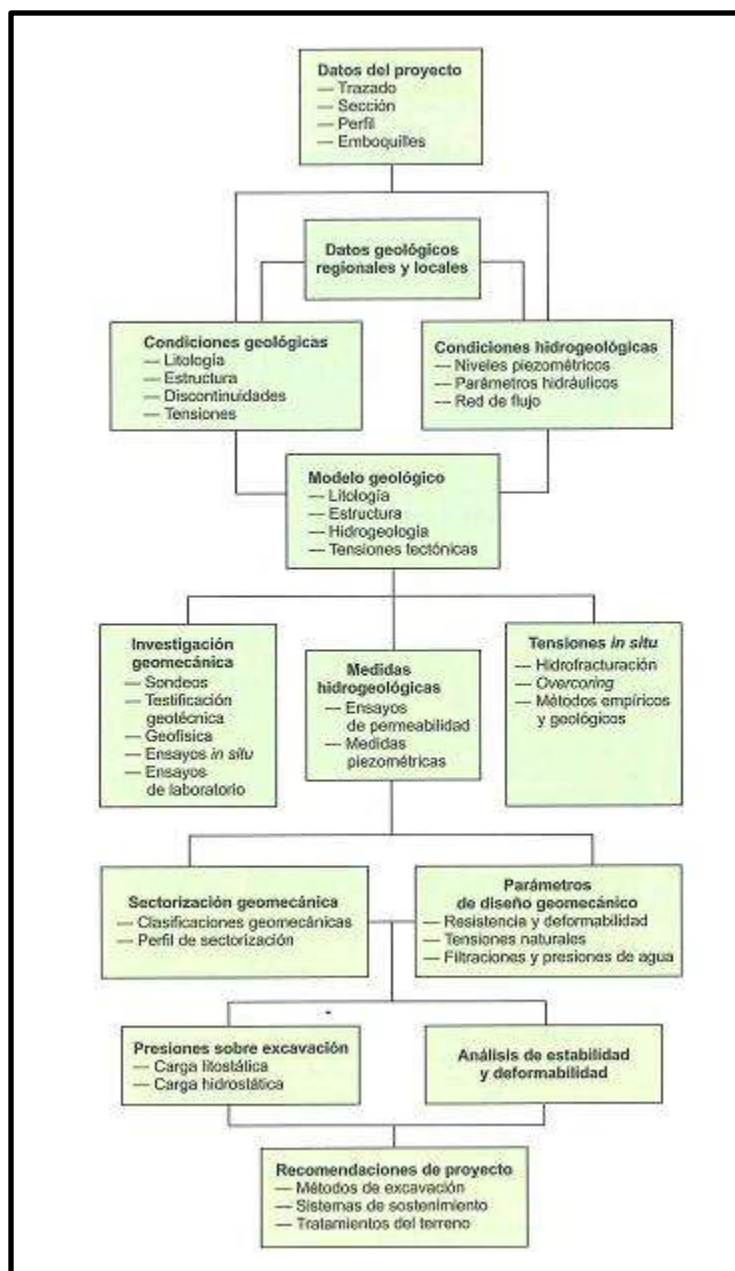


Figura 3.1 Metodología de los estudios geológico-geotécnicos necesarios para túneles.

De acuerdo a Gonzales de Vallejo (2002) la importancia del conocimiento geológico en los túneles ya fue puesta de manifiesto por Terzaghi: “La geología más que ningún otro factor determina el grado de dificultad y el costo de una excavación subterránea”. Este conocimiento no solo es necesario para proyectar adecuadamente el túnel, sino fundamental para evitar sobrecostos, accidentes y retrasos imprevistos, o cualquier otra dificultad.

Ante la importancia, tanto técnica como económica, de las investigaciones in situ resulta esencial llevar a cabo una correcta planificación de las mismas. Los criterios básicos para planificar las investigaciones in situ son las siguientes:

❖ Condiciones previas:

Características geológicas generales.

Información disponible.

Accesos.

Presupuesto disponible.

❖ Estrategias a seguir:

Planificar las investigaciones en varias fases sucesivas de intensidad creciente.

Desarrollar al máximo las técnicas de geológicas de superficie.

Situar los reconocimientos en zonas de importancia para:

La interpretación geológica.

La identificación de puntos singulares.

El estudio de zonas de emboquilles y accesos.

Elegir y combinar adecuadamente las distintas técnicas de investigación según criterios de representatividad, complementariedad, rentabilidad, económica y logística.

Los métodos de investigación deben estar acordes con los objetivos, alcance y fases del proyecto (Figura 3.2), siendo importante identificar desde las etapas más iniciales aquellos problemas geológicos que pudieran ser condicionantes e incluso excluyentes, por su carácter de riesgo o de seria dificultad constructiva.

En la Figura 3.3 y la Figura 3.4 se muestra la guía para la planificación de investigación en túneles, la cual será comparada con lo que se ha hecho para este trabajo revisando desde la fotointerpretación hasta los sondeos, con lo cual nos daremos una idea, si se realizaron los estudios adecuados o faltaron.

“REVISIÓN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PROYECTO DEL TÚNEL CARRETERO “CHIMALPA I” DE LA NUEVA AUTOPISTA TOLUCA NAUCALPAN”

Fases y objetivos	Tareas	Contenidos
Estudios previos • Reconocimiento geológico general del trazado o corredores. • Identificación de riesgos geológicos para la excavación del túnel. • Clasificación geológico-geotécnica básica de materiales. • Planificación de investigaciones para la siguiente fase. • Análisis de alternativas de trazados.	Revisión de información	— Topografía. — Hidrología e hidrogeología. — Mapas geológicos. — Túneles y minas próximas. — Sismicidad.
	Fotointerpretación	— Fotogramas en color y blanco y negro. — Técnicas especiales en zonas cubiertas de vegetación. — Teledetección.
	Reconocimientos geológicos	— Geomorfología y estabilidad de laderas. — Litologías. — Fallas y estructuras tectónicas. — Datos hidrogeológicos. 
	Investigaciones <i>in situ</i>	— Sondeos espaciados. — Geofísica en superficie. 
	Interpretación geológico-geotécnica	— Mapas y cortes geológicos (1:10.000 – 1:2.000).
Anteproyecto y proyecto • Selección del trazado y emboquilles. • Estudio geológico-geotécnico detallado. • Evaluación de los problemas geológico-geotécnicos y su incidencia en la excavación. • Características geomecánicas de los materiales. • Criterios geomecánicos para el diseño. • Recomendaciones para el sostenimiento, excavación y tratamientos del terreno.	Cartografía geológica-geotécnica	— Litoestratigrafía. — Estructura. — Estaciones geomecánicas. — Geomorfología. — Mapas a escala 1:2.000 – 1:500.
	Datos hidrológicos e hidrogeológicos	— Regionales y locales. — Estimación de caudales y presiones.
	Investigaciones geotécnicas	— Ensayos de laboratorio. — Sondeos. — Calicatas. — Geofísica. — Ensayos <i>in situ</i>. 
	Interpretación geológica-geotécnica	— Clasificaciones geomecánicas. — Propiedades geomecánicas. — Recomendaciones para el sostenimiento y excavación. — Tratamientos del terreno. 
Construcción • Control geológico-geotécnico y auscultación. • Adecuación del proyecto a las condiciones del terreno. • Medidas de control de inestabilidades, filtraciones y tratamientos del terreno.	Control geológico-geotécnico	— Cartografía geológica-geotécnica en el interior del túnel. — Sondeos en avance, galería exploratoria, geofísica, ensayos.
	Auscultación	— Instrumentación geotécnica.
	Control de calidad	— Ensayos.
	Asistencia técnica	— Seguimiento y control de ejecución. — Soluciones constructivas y tratamientos del terreno.

Figura 3.2 Fases, objetivos y contenido de las investigaciones in situ para túneles (La información que obtuvo la empresa en los estudios se refiere a las estrellas que se obtienen del lado derecho en color azul en la figura, del resto de la información no se tiene conocimiento si se hayan realizado).

FOTOINTERPRETACIÓN	INVENTARIO DE TÚNELES
— Escalas 1:25.000 a 1:10.000. — Recomendables las fotos en color. — Radar: en zonas de densa vegetación. — Térmicas: zonas de fracturación con agua. — Infrarrojo: delimitación de características geológicas mal definidas con otras fotos. Observaciones — Técnicas rápidas y desarrolladas. — Bajo coste. — Precisan verificación en campo. — Limitaciones en zonas cubiertas de vegetación.	— Tiene por objeto conocer el comportamiento de túneles de la región excavados en materiales y condiciones similares a las del túnel en proyecto. — Datos a incluir: corte geológico, estructura, clasificación geomecánica. — Datos geométricos, sostenimientos y problemas de construcción y mantenimiento. Observaciones — Permite efectuar análisis a posteriori del comportamiento geomecánico, estabilidad y sostenimiento. — Puede advertir sobre problemas existentes y transmitir experiencias. — La información está supeditada a la accesibilidad y disponibilidad de datos.
MAPAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	GALERÍAS Y TÚNELES PILOTO
— Escalas de estudios previos 1:10.000-1:2.000. — Escalas de proyecto 1:2.000-1:500. — El corte geológico por el eje del túnel es el principal documento geológico. Observaciones — Técnicas muy desarrolladas e imprescindibles. — Relativamente económicas. — Sujetas a incertidumbres en función de la complejidad geológica y datos disponibles.	— Utilizadas en túneles de gran longitud y/o complejidad. Observaciones — Permiten la observación directa y la realización de ensayos <i>in situ</i>, y el drenaje previo del terreno. — Permiten la instrumentación y realización de tratamientos del terreno previos y durante la excavación. — Muy costosas y lentas.
ESTACIONES GEOMECAÑICAS	GEOFÍSICA
— Análisis estructural de discontinuidades. — Grado de meteorización del macizo rocoso. — Datos hidrogeológicos. — Estado de fracturación. — Ensayos de clasificación. Observaciones — Precisan de datos estadísticamente representativos. — Limitación en zonas cubiertas por vegetación, o por suelos o rocas muy alteradas.	— Eléctrica: detección de fracturas, acuíferos y contactos litológicos. — Sísmica de refracción, downhole y crosshole: contactos roca sana-meteorizada, ripabilidad, módulos de deformación, grado de fracturación. — Diagrafías en el interior de sondeos: obtención de propiedades <i>in situ</i>, como densidad, porosidad, velocidad de ondas, grado de fracturación, etc. — Sísmica de reflexión: permite estudiar la estructura geológica en profundidad, fallas, pliegues, contactos, etcétera. Observaciones — Necesita contrastar resultados con otros datos de campo (sondeos, ensayos) y requieren una adecuada interpretación geológica. — Costes altos en sísmica por reflexión.

Figura 3.3 Guía para la planificación de investigaciones en túneles.

SONDEOS
Objetivos: — Investigar problemas geológico-estructurales, zonas complejas o mal conocidas. — Obtener datos de fracturación del macizo y examinar los testigos. — Obtener muestras y testigos para ensayos. — Efectuar medidas hidrogeológicas y ensayos en su interior. Equipos adecuados: — Rotación (a veces tricono). Diámetro mínimo NX. — Tomamuestras de doble o triple tubo, <i>wire-line</i> en sondeos profundos. — Medidas de desviación en sondeos profundos. Testificación geotécnica: — Descripción estandarizada del testigo del sondeo. Situación de los sondeos: — En boquillas, accesos y zonas geológicamente complejas, y sistemáticamente a lo largo del eje del túnel. Número: función de la complejidad, espesor de recubrimientos, accesos, costes, etc. Como orientación: — 1 sondeo cada 50 a 100 m de trazado en zonas geológicamente complejas, o de litología muy variable. — 1 sondeo cada 100 a 200 m en zonas más uniformes. — En zonas de emboquille un mínimo de 3 sondeos. — Para túneles de más de 1.000 m de longitud es recomendable una longitud total de sondeos al menos del 50 % de la longitud del túnel. — Para túneles de menos de 1.000 m, el 75 % de su longitud. — Para túneles de menos de 500 m, el 100 % de su longitud. Inclinación: en general es mejor realizar sondeos inclinados que verticales; importante medir desviaciones en sondeos profundos. Observaciones — Medio directo de obtener testigos. — Permiten efectuar ensayos geotécnicos y pruebas hidrogeológicas. — Alto coste, procedimiento lento. — Los accesos pueden ser un condicionante importante.
ENSAYOS EN EL INTERIOR DE SONDEOS
— Estudio de discontinuidades y cavidades: cámaras de TV, orientación de testigos, «calíper», buzómetros, etc. — Ensayos de deformabilidad: dilatómetros y presiómetros. — Ensayos de hidrofracturación. — Ensayos de permeabilidad: Lugeon, Lefranc. — Piezometría, muestreo de agua, etc. — Ensayos geofísicos Observaciones — Muy útiles en rocas blandas, materiales fracturados o con escasa recuperación. — Algunas de estas técnicas son sofisticadas y costosas.

Figura 3.4 Continuación de la guía para la planificación de investigaciones en túneles.

De la Figura 3.3 y 3.4 se revisó los siguientes temas:

❖ Fotointerpretación

La fotointerpretación es una técnica rápida, tiene un bajo costo, precisan la verificación en campo de lo observado en gabinete, lo que tiene como desventaja es cuando existen zonas cubiertas de vegetación, de acuerdo a este tema existen fotografías aéreas del sitio en estudio, en el cual se encuentran en el Capítulo 1, con ellas se observó lo que se encontraba en la zona.

❖ Inventario de Túneles

En el Inventario de Túneles se hace la investigación de los túneles que se encuentran en la región donde se hará la obra, se revisó en el estudio si se encontraba este tema lo cual no se encontró esta información, se investigó y los túneles que se encuentran en esa zona se encuentran en la Autopista La Venta – Chamapa – Lechería donde se encontraron varios túneles, de los cuales no existe ningún tipo de información para saber si existieron problemas o algún detalle que influya en la construcción del túnel.

❖ Mapas Geológico – Geotécnicos

Los Mapas Geológico – Geotécnicos son técnicas muy desarrolladas e imprescindibles, son relativamente económicas, están sujetas a incertidumbres en función de la complejidad geológica y datos disponibles, esto se hace mención en el Capítulo 2 en las figuras 2.2, 2.3, 2.4.

❖ Galerías y Túneles Piloto

Es utilizado para túneles de gran longitud por lo cual este túnel queda exento de este tema.

❖ Estudios Geomecánicos

Este tema indica el análisis estructural de discontinuidades el cual se revisó en el Capítulo 2 en el tema 2.4 “Geología Estructural “ se hace referencia que si existe un análisis de discontinuidades más no un análisis estructural de las mismas, este tema se relaciona con la Figura 3.1 “Condiciones Geológicas”. Los grados de meteorización del macizo rocoso fueron revisados en el Capítulo 2 en el tema 2.11 “Criterio de Resistencia del Macizo Rocos”. Los datos hidrogeológicos no fueron realizados ya que en los estudios de exploración geotécnica no se encontró nivel de aguas freáticas. Los métodos de clasificación se revisaron en el Capítulo 2, temas 2.8, 2.9, 2.10, aquí se precisan de datos estadísticamente representativos, la limitación es de zonas cubiertas por vegetación, o por suelos o rocas muy alteradas.

❖ Geofísica

Se realizó bajo los métodos de sísmica de refracción en el Capítulo 2 en el tema 2.5 “Geofísica”, fue contrastada con otros datos de campo (sondeos, ensayos) y requieren de una adecuada interpretación geológica.

❖ Sondeos

Los sondeos geotécnicos fueron realizados para investigar problemas geológico – estructurales, obtener datos de fracturación del macizo rocoso y examinar los testigos en laboratorio, los sondeos que se realizaron fueron 3 uno en la zona de portal de entrada, otro en el sondeo intermedio y otro en el portal de salida, aquí se hubiera sugerido realizar 5 sondeos pero la empresa decidió realizar 3 sondeos, esto por los estudios de geofísica que dieron una representación general de los estratos en el cual se veía que existía una homogeneidad en los estratos. En la Figura 3.4 se menciona que es mejor realizar los sondeos inclinados de acuerdo a Gonzales de Vallejo (2002), lo cual se hizo totalmente vertical en la exploración, en las zonas de emboquille o portales se deberían realizar tres sondeos, pero nada más se realizó uno.

❖ Ensayos en el Interior de Sondeos

Los Ensayos en el Interior de Sondeos son muy útiles en rocas blandas, materiales fracturados o con escasa recuperación para calcular el RQD, algunas de estas técnicas son sofisticadas y costosas en el estudio no se hace mención de haber realizado esto.

De acuerdo a Gonzales de Vallejo (2002) dice el proyecto y construcción de una excavación subterránea requiere datos geológicos y geomecánicos para su diseño. En general se precisa la siguiente información:

❖ Datos Básicos del Proyecto

Perfil topográfico y planta del trazado a lo largo del eje del túnel

Sección tipo de la excavación, situación de emboquilles o portales, accesos intermedios, etc.

❖ Datos de Carácter Sistemático

Estructura geológica, litológica, fallas geológicas, mapas y cortes geológicos, así como sus discontinuidades

Condiciones hidrogeológicas, permeabilidad y flujo subterráneo

Propiedades geomecánicas de la matriz rocosa, discontinuidades y macizo rocoso

Dirección y magnitud de las tensiones

Clasificación geomecánica del trazado y perfil de sectorización geomecánica

❖ Datos de Carácter Singular

Fallas geológicas y zonas tectonizadas de importancia

Estructura tectónica que puedan suponer anisotropías tensionales elevadas

Terrenos blandos y expansivos: riesgo de fluencias, hinchamientos de los materiales y subsidencia

Materiales agresivos o muy abrasivos

Zonas con riesgo de filtraciones importantes, golpes de agua, etc.

Posibilidad de encontrar gases o gradientes térmicos elevados

❖ Zonas de Emboquille o Portales y Accesos

Las zonas de emboquille o portales deben ser estudiadas de forma particularizada. El bajo espesor de recubrimientos da lugar a mayores grados de alteración, y mayor permeabilidad y flujo de agua, factores que en conjunto predeterminan una mayor deformabilidad y menor resistencia que el resto del trazado. Sin embargo el principal riesgo lo constituyen los deslizamientos aspecto que siempre debe investigarse en zonas de entrada.

❖ Presentación de Datos Geomecánicos

La información obtenida debe reflejarse en la siguiente documentación de tipo gráfico, además de los correspondientes informes de laboratorio y estudios:

Planos geológicos de superficie y a cota interior del túnel

Cortes geológicos longitudinal y transversal al túnel

Perfil de Sectorización Geomecánica (PSG) a lo largo del eje del túnel y a la cota de excavación; el PSG debe incluir de forma resumida la información más relevante sobre los siguientes aspectos:

Litología y grado de Fracturación; Puntos singulares de tipo litológico, tectónico, hidrogeológico, etc.; Zonas de filtraciones importantes; Clasificación geomecánica; Parámetros geomecánicos de diseño; Recomendaciones sobre sostenimientos, método de excavación y tratamientos del terreno.

En la Figura 3.5 se muestran los perfiles de los sondeos encontrándose los materiales que se encontraron en las siguientes figuras.

En la Figura 3.6 se muestra el perfil estratigráfico en el cual tiene varias discrepancias serias, en el extremo izquierdo de la Figura 3.6 ya que obteniendo el levantamiento topográfico y realizando el modelado se observa que el terreno no tiene esa topografía, otra discrepancia encontrada es en

los estudios presentados no aparece la descripción estrato “U2-B” por lo que no se sabe a qué tipo de material corresponde.

En la Figura 3.7 se muestra el perfil geomecánico encontrándose nuevamente con las discrepancias del extremo izquierdo, ya que obteniendo del levantamiento topográfico y modelándolo, el perfil se tiene que no concuerda con esta zona.

A estos perfiles se le anexan con líneas rojas los sondeos geotécnicos, con la finalidad de poder corroborar la veracidad de la información que nos proporcionaron.

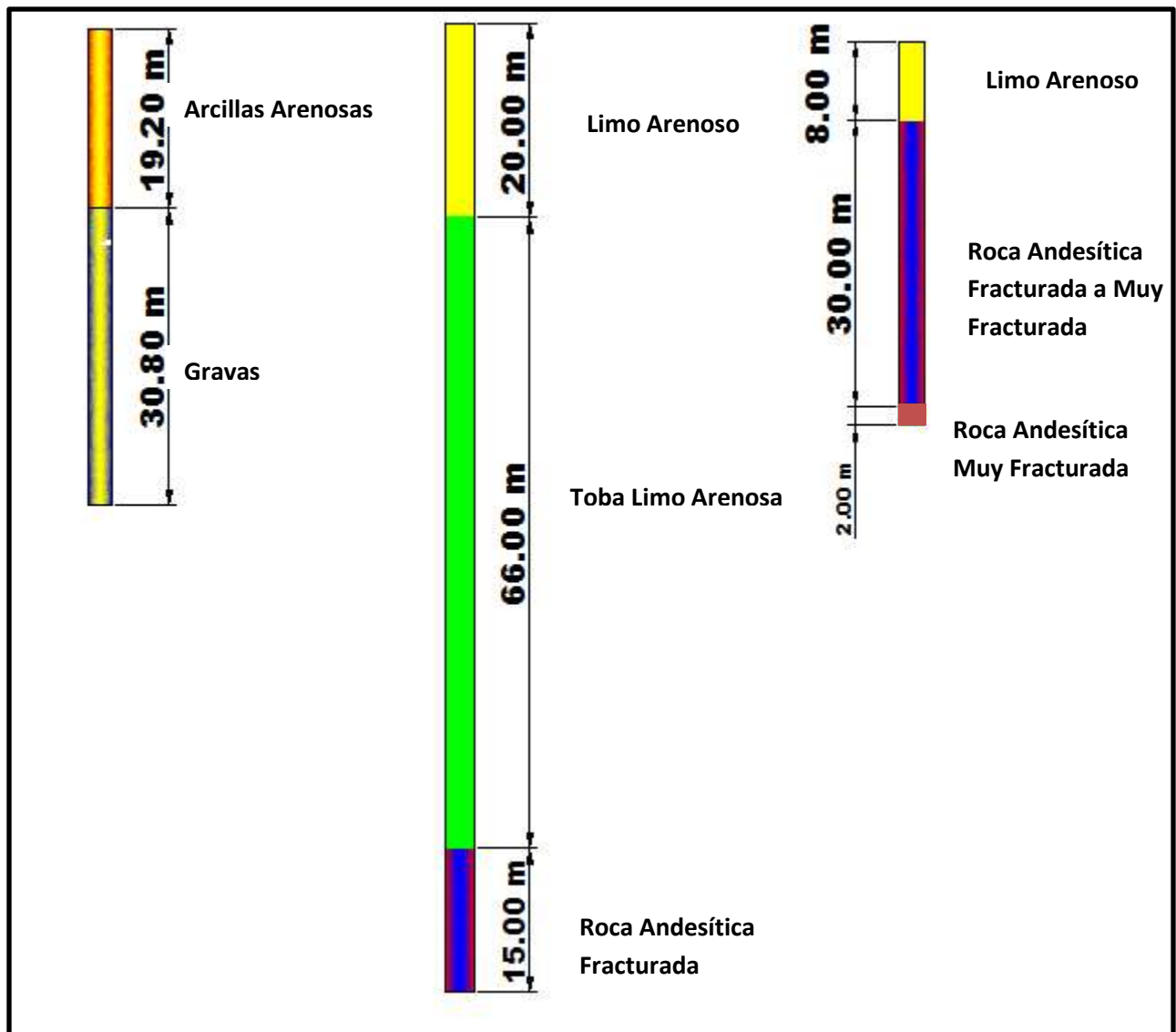


Figura 3.5 Perfiles de los Sondeos

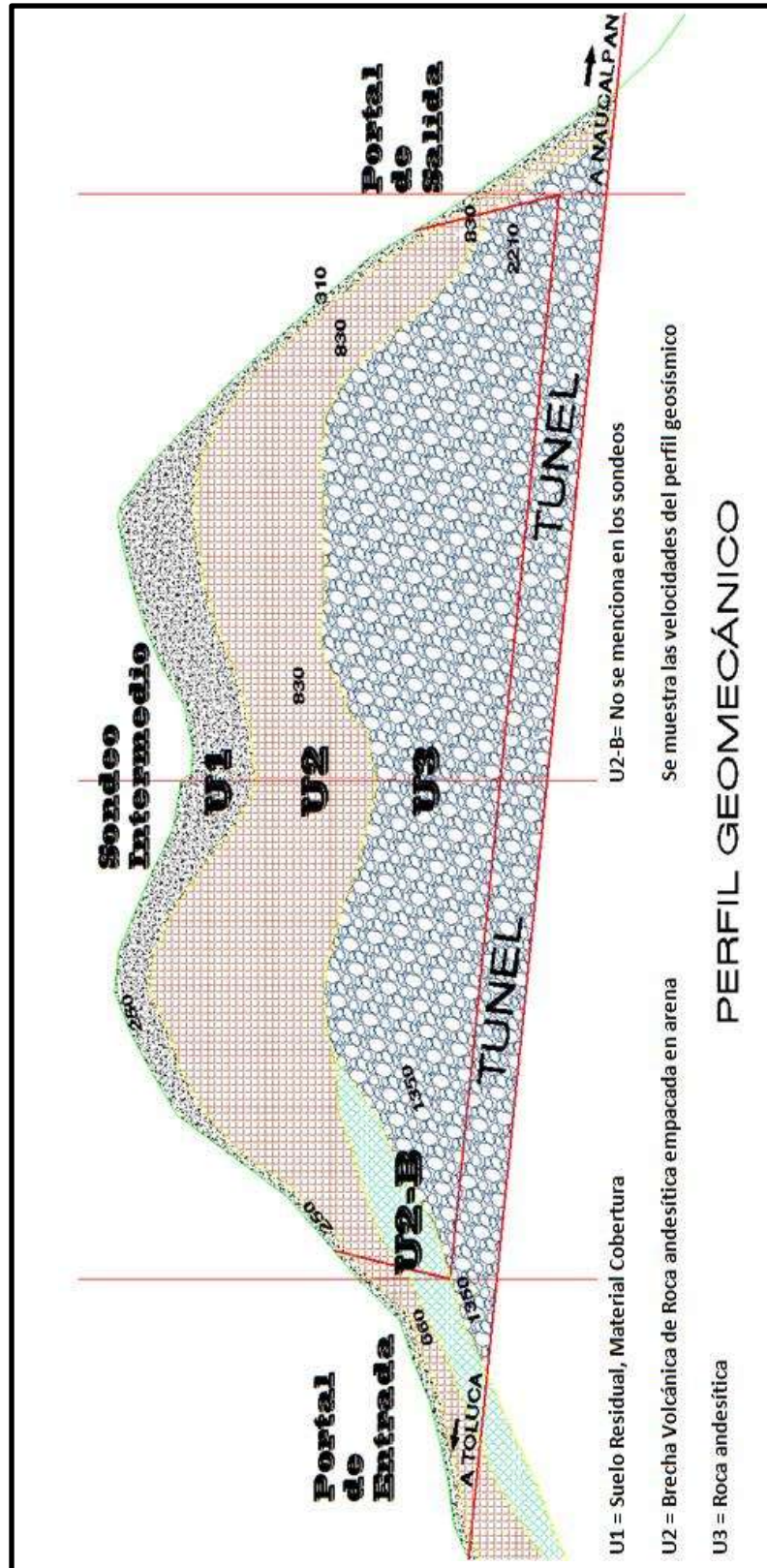


Figura 3.6 Perfil Geomecánico.

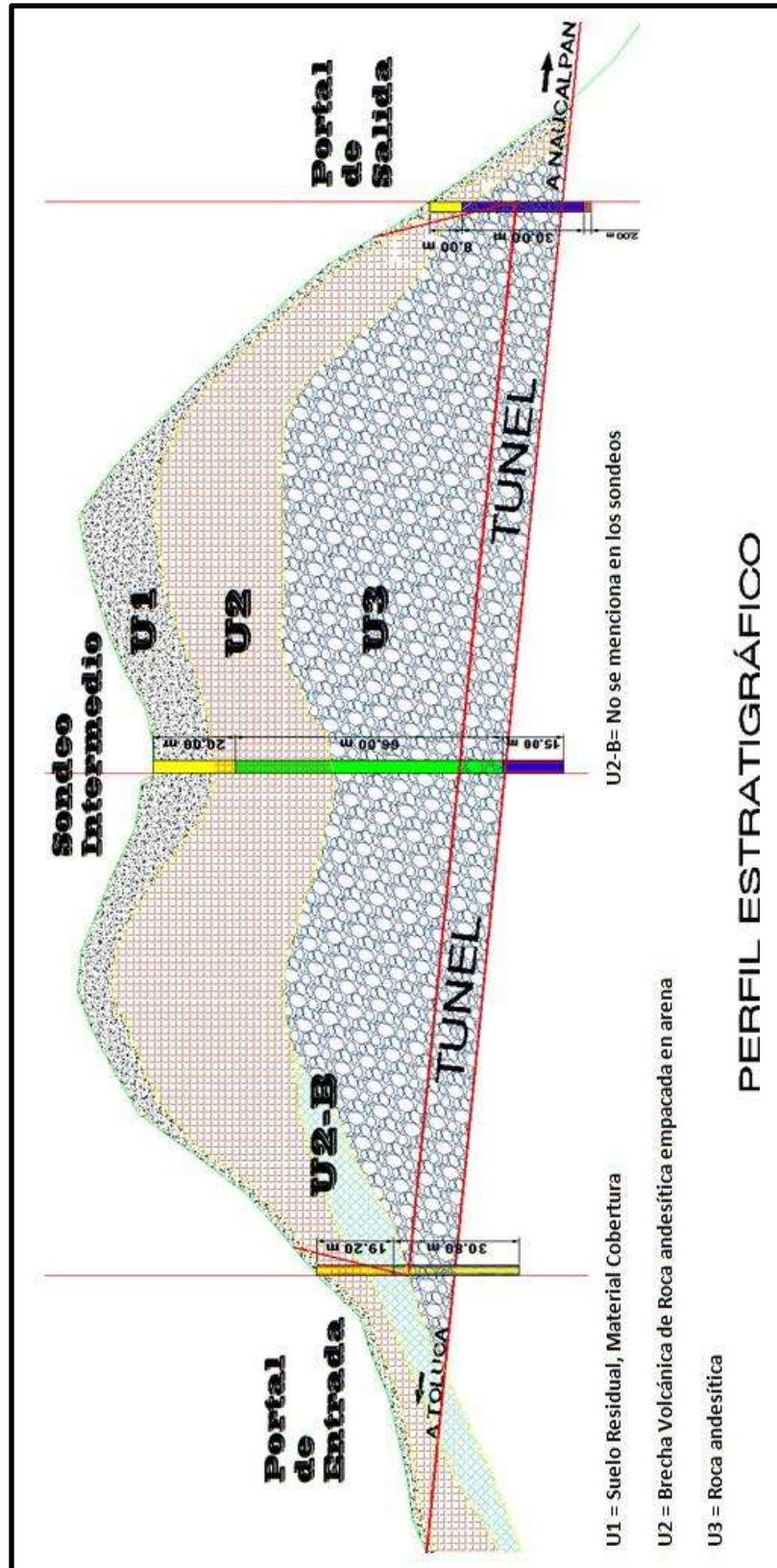


Figura 3.7 Perfil Estratigráfico.

CAPÍTULO 4

REVISIÓN DEL DISEÑO DEL TÚNEL

4.1 DISEÑO DE LA SECCIÓN DEL TÚNEL

Las características geométricas tienen que ser definidas en la etapa más temprana de la concepción de un túnel, e incluso de un enlace por carretera que comprende, posiblemente, uno o varios túneles (PIARC).

Estas características son de naturaleza muy diferente, y se pueden agrupar en las siguientes categorías:

- ❖ La relación entre el método de construcción y sección transversal.
- ❖ Las nociones teóricas relacionadas con la capacidad de tráfico.
- ❖ La alineación general de la carretera que comprende el túnel: el número de calzadas y avenidas, calzadas para vehículos fuera de las disposiciones (lateral y central, posiblemente), la altura libre, pistas de máximos y mínimos radios horizontales y verticales, las pendientes transversales, las características detalladas del perfil transversal dentro del túnel: ancho de las vías y las disposiciones fuera de la calzada, la altura libre teniendo en cuenta el método de construcción y el equipamiento que se instalará, el espacio necesario para las características de seguridad como parte de la sección transversal: los apartaderos, los carriles de parada de emergencia, huecos de servicios de emergencia, vallas y barreras de seguridad, los nichos de seguridad, etc..
- ❖ Las características específicas de otras características geométricas situados fuera de la sección transversal: las salidas de emergencia, las galerías de evacuación, por parte de los pases, las conexiones cruzadas, etc..
- ❖ La influencia de las características geométricas de seguridad (PIARC).

Para los túneles de carretera la forma en sección transversal depende principalmente del método de construcción. Las dimensiones de las formas empleadas depende de las dimensiones de la sección transversal necesaria para el tráfico, estos varían debido a:

- 1.- Los volúmenes de tráfico y la importancia del túnel.
- 2.-Velocidades de diseño y seguridad (las distancias de parada y las distancias a la vista).
- 3.- Espacio para el equipo del túnel, tales como: monitoreo del tráfico y el medio ambiente.
- 4.- El costo de la instalación deberá equilibrarse con las normas de seguridad requeridas.
- 5.- La gestión del tráfico necesario para responder a un incidente en el túnel.
- 6.- Las normas habituales locales y las posibilidades financieras (PIARC).

A nivel internacional la repuesta a estas diferencias es muy variable. En cada país la respuesta a las diferentes situaciones ha variado y evoluciona con el tiempo (PIARC).

A continuación se mencionan la alineación general de las carreteras según la PIARC:

La Alineación Horizontal

Curvas pequeñas deben ser evitadas, especialmente si están conectadas a una alineación recta. Una curvatura mínima de 550-600 m. debe ser observada. Las separaciones laterales también deben permitir la visibilidad en las curvas longitudinales.

Perfil Longitudinal

Debido a la influencia de la velocidad, los perfiles longitudinales de pendiente descendente provocan más accidentes, especialmente con altos volúmenes de tráfico (aumento de la baja velocidad).

Sección Transversal

Secciones transversales reducidas son peligrosas y pueden provocar accidentes. Se debe prestar atención al punto que, si la anchura de la calzada o carril exterior antes del túnel y en el enfoque hacia el túnel es menor que en el camino de próxima apertura, se deben aplicar los cambios antes de la entrada del túnel y de la mejor manera posible.

Altura de Espacio Libre

Los accidentes que involucran vehículos de gran tamaño a menudo se registran en los túneles con un límite máximo para facilitar la ventilación. Se aconseja instalar fuera del túnel, por delante de cada portal, una vía de escape, así como un sistema para detener vehículos de gran tamaño físicamente.

Túneles Unidireccionales o Bidireccionales

Túneles bidireccionales provocan más accidentes que los unidireccionales. Sin embargo, los usuarios deberán respetar la prohibición de adelantar en los túneles con un promedio de pendientes longitudinales. Túneles bidireccionales pueden ser más económicos para la fase de construcción de túneles carreteros donde las condiciones económicas requieran operaciones de tráfico bidireccional en la primera etapa, entonces unidireccional en la segunda etapa. Sin embargo, esto bajo la condición de que la anchura del túnel utilizable está diseñada con los requisitos de tráfico bidireccional en mente y por tanto es suficientemente ancho, con el fin de absorber un número de picos de tráfico (por ejemplo vacaciones de verano o invierno). Incluso si tal disposición puede ser aceptable desde un punto de vista de seguridad, debe ser evitado tantas veces como sea posible.

Mencionado lo anterior el diseño de la sección transversal del túnel fue considerando los siguientes lineamientos:

- ❖ El Tipo de Carretera: A4
- ❖ Velocidad de Proyecto: 90-110 km/h
- ❖ No. de Carriles en Total: 4
- ❖ Ancho de Corona: 21.00 m.
- ❖ Ancho de Calzada: 2 de 7.00 m.
- ❖ Pendiente Máxima: 6.0%
- ❖ Las características geométricas del camino (alineamiento horizontal y vertical) en la zona donde se ubica el túnel
- ❖ La altura del galibo: 5.50 m.
- ❖ Sobre ancho del camino
- ❖ Sobre elevación transversal de la sección de la carretera
- ❖ Crecimiento a futuro del camino
- ❖ Procedimiento Constructivo

El túnel “Chimalpa I” (Figura 4.1), está ubicado entre los cadenamientos 30+620 al 31+150, para el diseño de la sección transversal se tomaron los siguientes datos como premisas:

El túnel tendrá una longitud de 530.00 m. y se localizará entre los cadenamientos 30+620 (Portal de Entrada) y 31+150 (Portal de Salida).

Su trazo en el Portal de Entrada tendrá una Curva Circular (Figura 4.2) con sus medidas, después sección en Tangente (Figura 4.3) con sus medidas y finalmente en el Portal de Salida otra Curva en Espiral (Figura 4.4) con sus medidas.

Se consideró un ancho de calzada igual a 7.00 m. y un camellón central de 2.00 m. no se tiene referencia en el estudio de que se colocará en él.

Se consideró un ancho adicional de 1.25 m. en cada lado del ancho de la calzada, para evitar que la caja del vehículo tipo tracto camión (“Tráiler”) “raye” con su parte superior el revestimiento del Túnel.

Fue considerado una banqueta dentro del túnel a cada lado del ancho de calzada con un ancho de 0.50 m. y una altura de 0.20 m. respecto a la superficie de rodamiento del túnel.

El galibo vertical está considerado igual a 5.50 m. el galibo es la zona de color naranja punteada en las Figuras 4.2, 4.3, 4.4 el cual es la distancia mínima de paso que deben permitir los túneles, este determina si las dimensiones máximas de ancho y alto de un objeto le permiten atravesar o alojarse en el túnel, es decir que ese objeto pase a través o se aloje, sin que colisione contra las paredes de ese túnel.

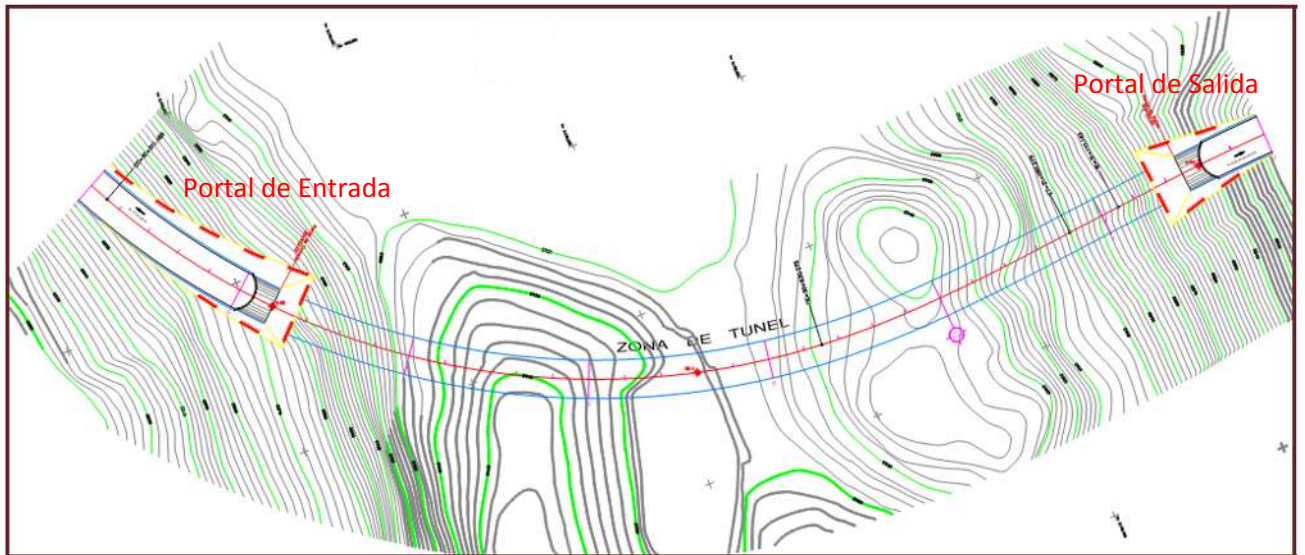


Figura 4.1 Topografía de la zona en estudio indicado en el trazo del Túnel “Chimalpa I”

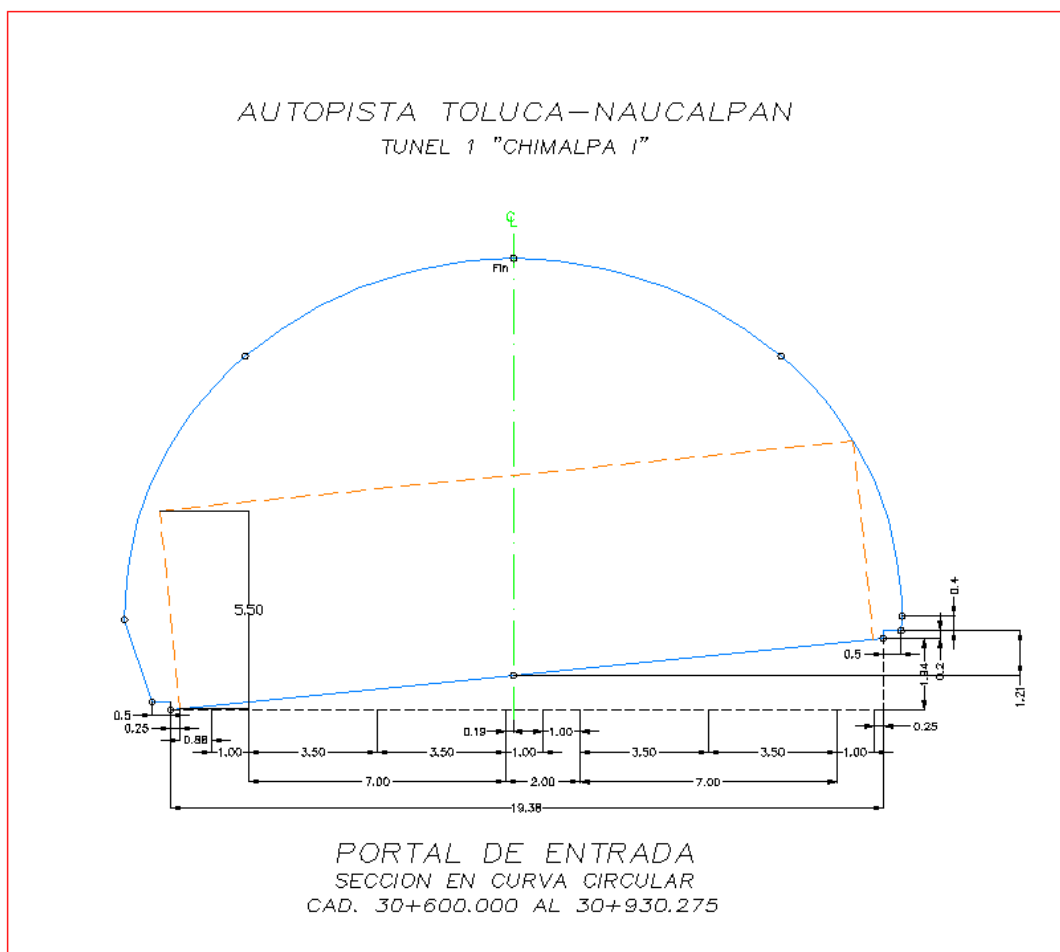


Figura 4.2 Sección Geométrica en Curva Circular del Portal de Entrada

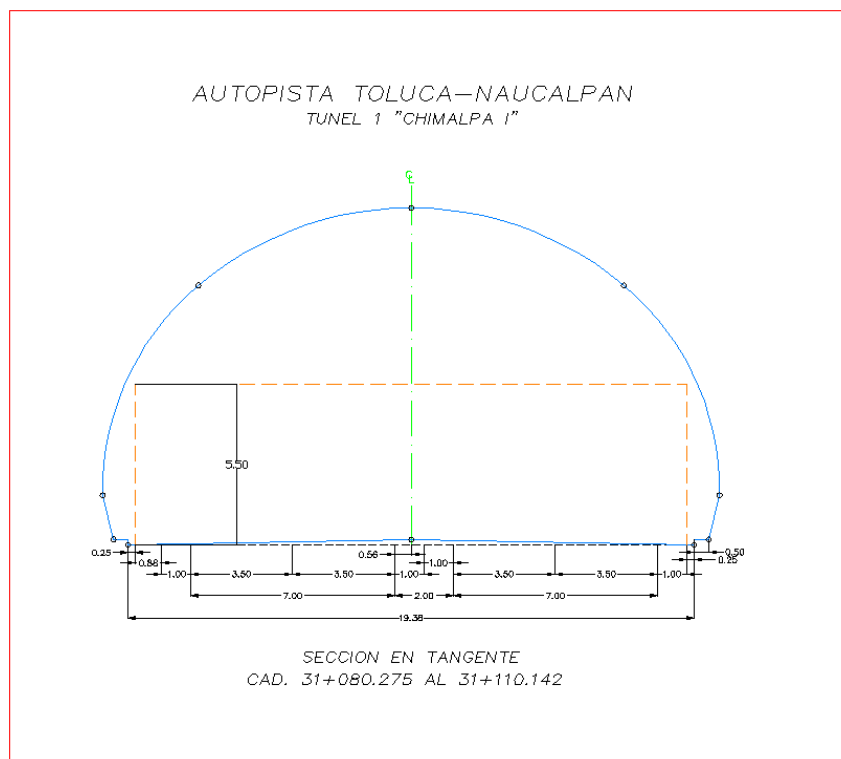


Figura 4.3 Sección Geométrica en Tangente

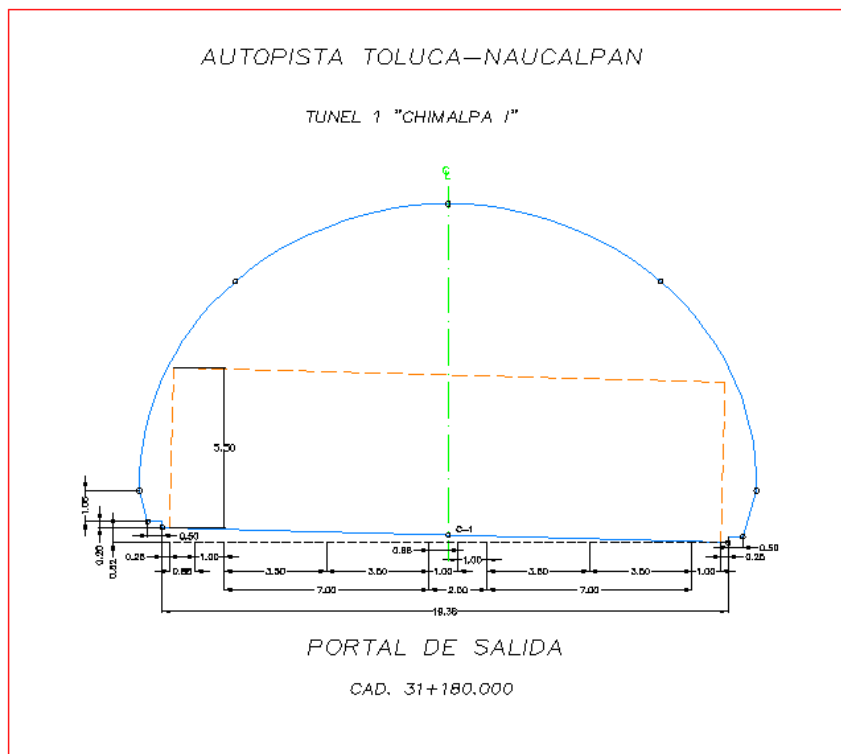


Figura 4.4 Sección Geométrica en Curva Espiral del Portal de Salida

4.2 ESTABILIDAD DE TALUDES DE LOS PORTALES

La empresa analizó la estabilidad de los cortes que se realizaron en los portales de entrada y de salida del túnel los cuales serán definitivos en el túnel. Se busca que aquellas pendientes en los cortes involucren los menores volúmenes de excavación y a su vez que proporcionen el mayor grado de seguridad respecto a su estabilidad.

La empresa indica que en taludes constituidos por suelos tobaceos se ha supuesto siempre que la falla ocurre por deslizamiento de la masa, actuando como un cuerpo rígido a lo largo de una superficie de falla propuesta.

Se analiza la posibilidad de tal deslizamiento y se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla la máxima resistencia que se le considere, se analizarán los taludes en primer lugar en base a las teorías para suelos y posteriormente involucrando el fracturamiento observado de la roca.

El procedimiento de cálculo que utilizaron para deslizamientos de talud es el denominado MÉTODO SUECO, existen varios procedimientos para aplicar este método: El que se usó en este proyecto es el de DOVELAS, BISHOP modificado y el de JANBU, para el caso de suelos con cohesión y con fricción, obteniendo el Factor de Seguridad para diferentes círculos de falla hipotética donde se supone que deslizaría el talud. Se revisó la estabilidad total del conjunto buscando el círculo de falla con menor Factor de Seguridad. Buscaron que el Factor de Seguridad mínimo fuera de $FS=1.50$ para condición estática y de 1.10 para dinámica. El programa aplicado fue el SLIDE de la empresa ROCSCIENCE. En este análisis se consideró una aceleración sísmica máxima del suelo de $a_{max}=0.053$ g. dato que obtuvieron de las tablas de espectro de diseño sísmico.

El análisis de estabilidad que se presenta a continuación considera la topografía del terreno y la geometría de los taludes buscando siempre un Factor de Seguridad adecuado y el volumen mínimo de cortes.

Para el portal de entrada en donde prevalecen tobas muy compactas y brechas volcánicas de acuerdo al estudio geotécnico; el talud poniente con cadenamiento 30+250, se resolverá con un ángulo de inclinación de 75° con respecto a la horizontal, cuya altura oscila entre 31.00 m. y se incrementa hasta 41.00 m. hacia el cadenamiento 30+560, mientras que la altura del talud oriente oscila entre 7 a 15 m. y para este se recomienda también una inclinación de 75° a una relación de 4:1 (Vertical: Horizontal). La inclinación del talud de 75° será la misma para el talud frontal.

En lo que se refiere a los taludes del portal de salida donde se tienen tobas compactas de acuerdo al estudio geotécnico como cobertura subyacidas de brechas volcánicas compactas y roca andesita de mala calidad; los taludes poniente y oriente se resolverán con ángulo de inclinación de 75° a una relación 4:1. La altura en estos cortes fluctúa entre 27.00 y 32.00 m. en el cadenamiento 31+180 y disminuyendo su altura mientras nos alejamos del portal de salida. Fue usada la misma inclinación de 75° para el talud frontal del portal de salida.

En las figuras 4.5 a 4.26 se muestran los análisis que se realizaron para la estabilidad de taludes como suelo.

En el portal de entrada, en el talud oriente con altura promedio de 7.50m., con inclinación de 75°, dio un Factor de Seguridad (FS) en condiciones estáticas de 3.468 por lo que es estable para estas condiciones, en la Figura 4.5 se muestra el círculo de falla (achurado en la figura), se muestran 4 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, se aprecia que se muestra el FS en el óvalo azul y en óvalo rojo la altura del talud, la zona que esta excavada seria donde pasará la autopista y para condiciones dinámicas un FS de 3.291 por lo que es estable para estas condiciones, en la Figura 4.6 se muestra en achurado la superficie de falla y en el óvalo azul el FS en el óvalo rojo se muestra la altura del talud, en el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica usada que se mencionó anteriormente, se muestra la zona excavada donde pasará la autopista.

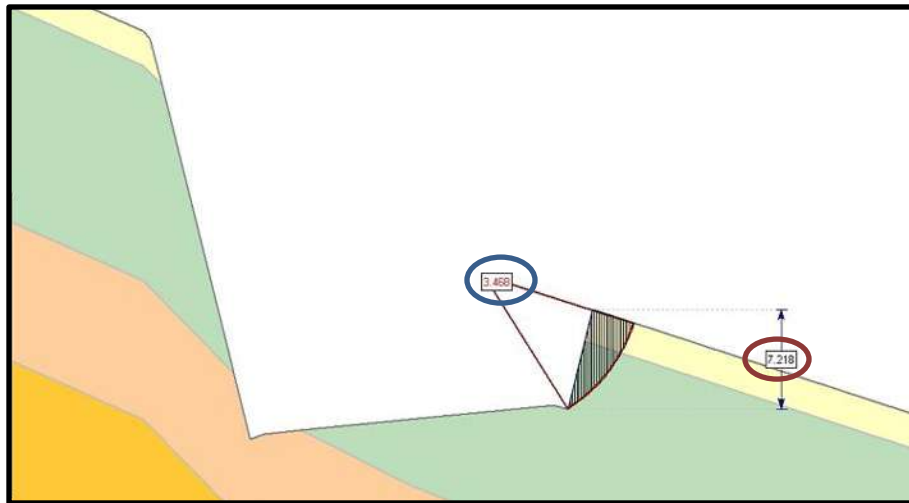


Figura 4.5 Talud Oriente, Portal de Entrada, Condición Estática, Cadenamiento 30+560

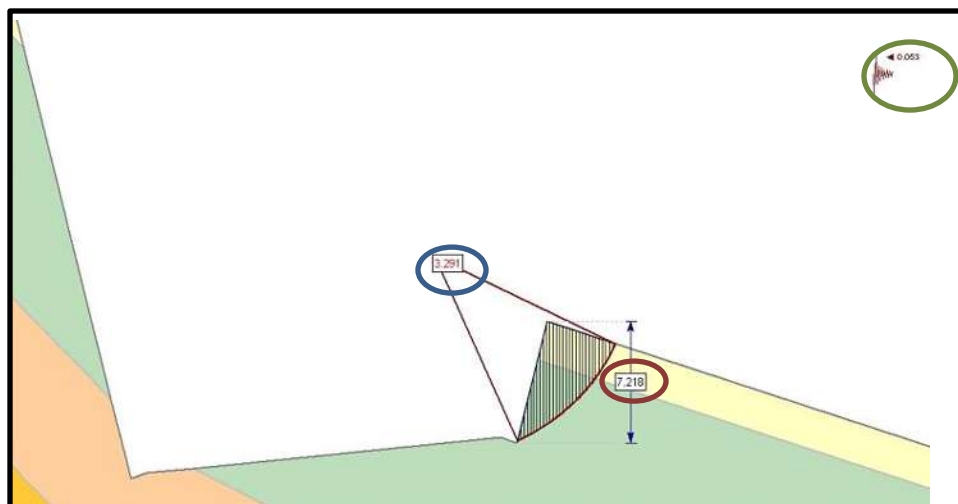


Figura 4.6 Talud Oriente, Portal de Entrada, Condición Dinámica, Cadenamiento 30+560

En el portal de entrada en el talud poniente con altura promedio de 29.00 m., con inclinación del talud de 75° , dio un Factor de Seguridad (FS) en condiciones estáticas de 1.42 por lo que es inestable, en la Figura 4.7 se muestra en la parte achurada el círculo de falla, además se observan los diferentes FS en puntos de color amarillo resultando en el más desfavorable el que se encuentra en el óvalo azul, en el óvalo rojo se encuentra la altura del talud, en el círculo morado se muestra la inclinación del talud, se pueden observar las 4 capas de material que no se sabe su clasificación y espesor, la zona excavada será donde pasará la autopista y para condiciones dinámicas $FS=1.348$ por lo que es estable, en la Figura 4.8, se muestra en la parte achurada el círculo de falla, además se observan los diferentes FS en puntos de color amarillo siendo el más desfavorable el que se encuentra en el óvalo azul, en óvalo rojo se muestra la altura del talud, en el círculo morado se encuentra la inclinación del talud, en el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica, en la zona excavada será por donde pasará la autopista, se pueden ver también las 4 capas de material que se encontraron en los estudios geotécnicos.

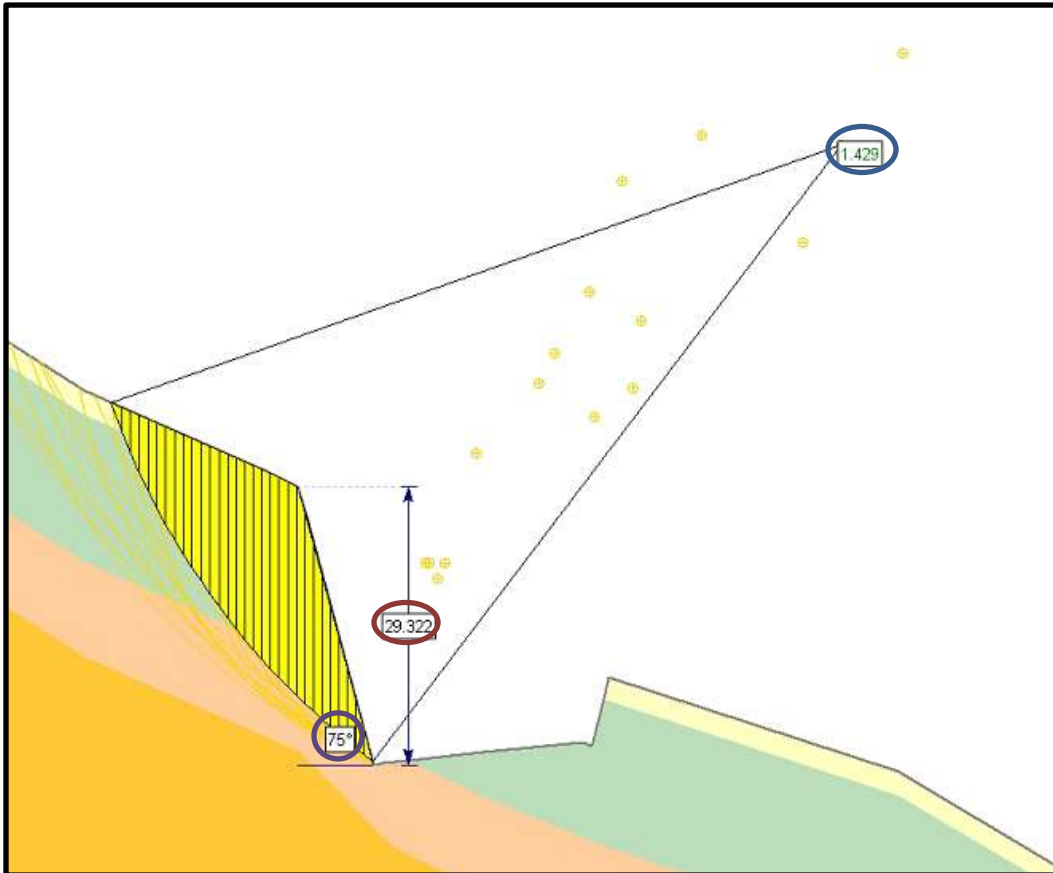


Figura 4.7 Talud Poniente, Portal de Entrada, Condición Estática, Cadenamiento 30+560

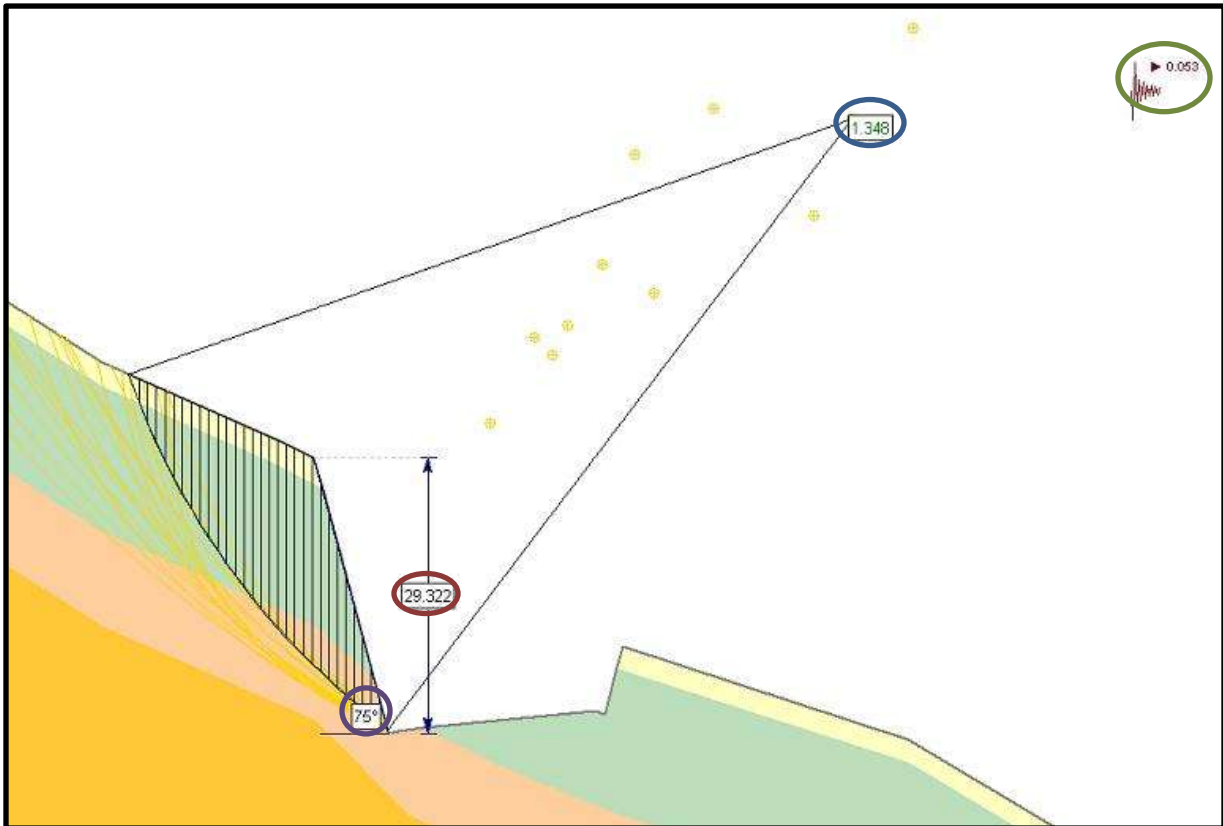


Figura 4.8 Talud Poniente, Portal de Entrada, Condición Dinámica, Cadenamiento 30+560

Para algunas de las siguientes figuras se hace mención del anclaje del cual daré una breve explicación: Los anclajes se utilizan para aplicar fuerzas dentro de una masa de suelo o roca con el objeto de mantener o de restablecer su estabilidad. Los sistemas de anclaje proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones a cielo abierto o en túneles y galerías subterráneas. Se utilizan solas o como complemento de otras estructuras tales como muros de contención, tablaestacas, muros Milán, etc.. El objetivo de un sistema de anclaje es restablecer el confinamiento del suelo alrededor de un corte y así garantizar la estabilidad de una excavación efectuada para construir el cajón de la cimentación de un edificio, restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de laderas o cortes preexistentes (ARREYGUE, 2011).

En el portal de entrada en el talud poniente con altura promedio de 29.00 m., con inclinación de 75°, además con protección mediante un patrón de anclaje de 3.00 m. X 3.00 m. de 29.00 m. de longitud (Parte Superior) y de 20 m. de longitud (Parte Inferior) y una capacidad de 15 Ton. por ancla dio un FS en condiciones estáticas de 1.533 por lo que es estable, en la Figura 4.9 se muestra en achurado el círculo de falla, los puntos de color amarillo son los diferentes FS que se calcularon siendo el más desfavorable el óvalo de color azul, el óvalo de color rojo muestra la altura del talud, las líneas de color azul muestran los anclajes de la parte superior y las líneas de color rojo muestran los anclajes de la parte inferior, se muestran 4 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, la zona excavada es la parte donde pasará la autopista, y para

condiciones dinámicas $FS=1.433$ por lo que es estable, en la Figura 4.10 se muestra en achurado el círculo de falla, el óvalo de color azul se muestra el FS, las líneas de color azul muestran los anclajes de la parte superior mientras que las líneas de color rojo muestran los anclajes de la parte inferior, el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica, en la figura se muestran las 4 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, la zona excavada es la parte donde pasará la autopista. Se muestra una diferencia entre las dos figuras lo que se aprecia es que en la Figura 4.10 su superficie de falla es mayor que la de la Figura 4.9 esto se debe a que cuando se hace el análisis, las condiciones dinámicas crean una mayor superficie de falla.

Nota: La longitud del anclaje está en función de la posición del círculo de falla en el análisis estático, ya que en el dinámico no hay problema.

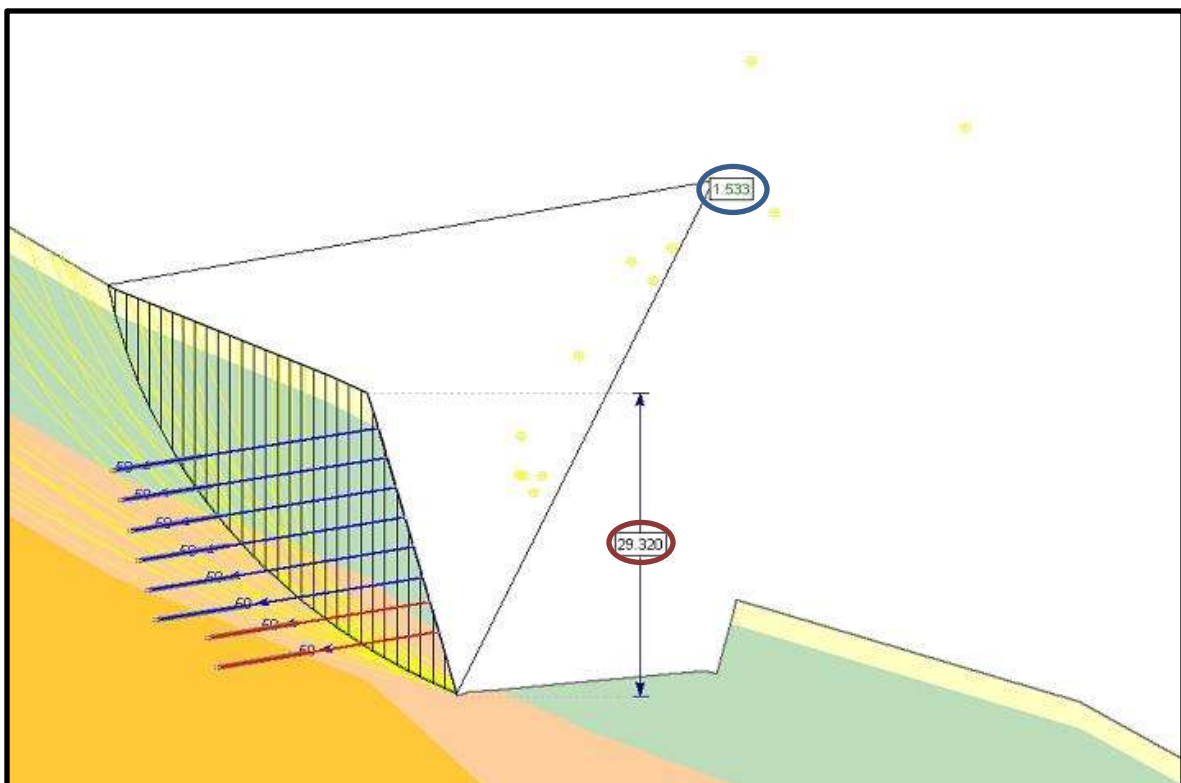


Figura 4.9 Talud Poniente, Portal de Entrada, Condición Estática, Cadenamiento 30+560

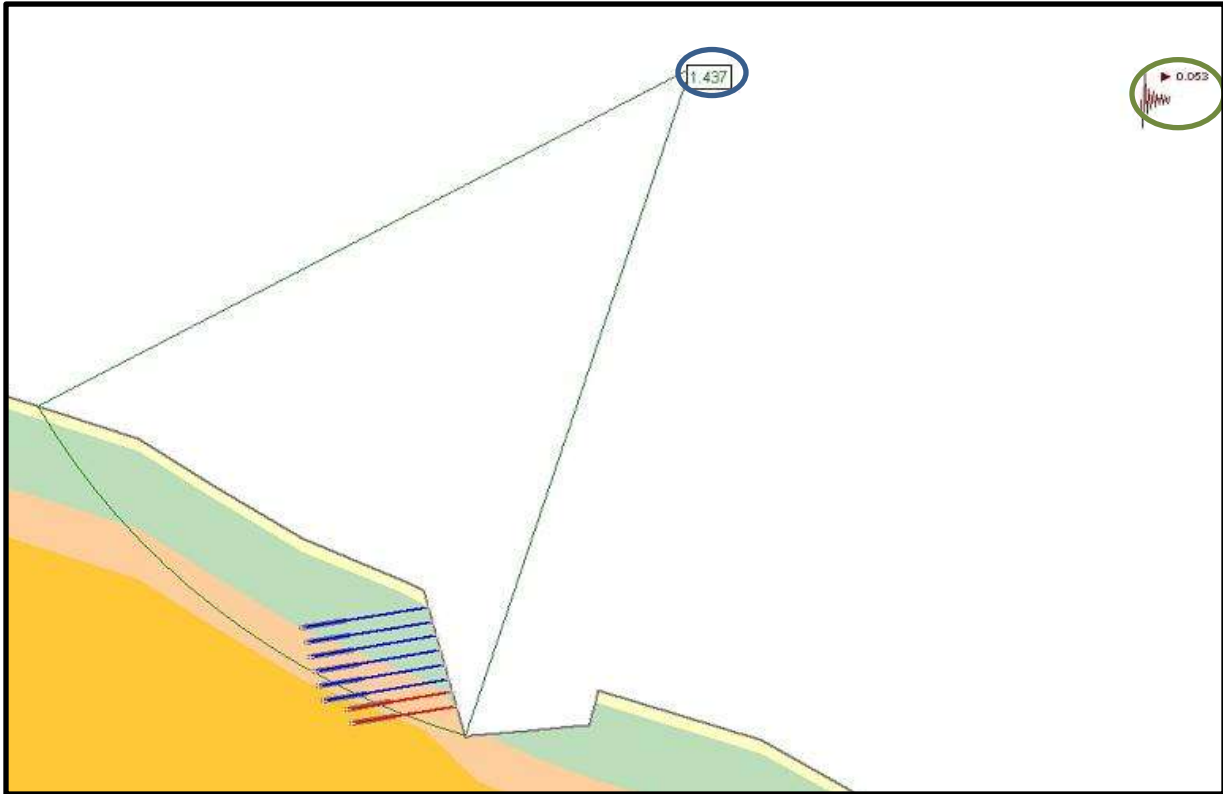


Figura 4.10 Talud Poniente, Portal de Entrada, Condición Dinámica, Cadenamiento 30+560

En el portal de entrada, el talud oriente con altura promedio de 16.00 m., con inclinación del corte de 75°, dio un FS en condiciones estáticas de 2.05 por lo es estable para estas condiciones, en la Figura 4.11 se muestra el círculo de falla, la parte que está achurada en la figura, se muestran las 4 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, además así mismo se muestra el FS en el óvalo azul y en óvalo rojo la altura del talud, la zona que está excavada sería donde pasará la autopista y para condiciones dinámicas tendrá un FS de 1.96 por lo que es estable para estas condiciones, en la Figura 4.12 se muestra en achurado el círculo de falla y en el ovalo azul el FS, en el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica usada que se menciona anteriormente, también se muestra la zona excavada donde pasará la autopista.

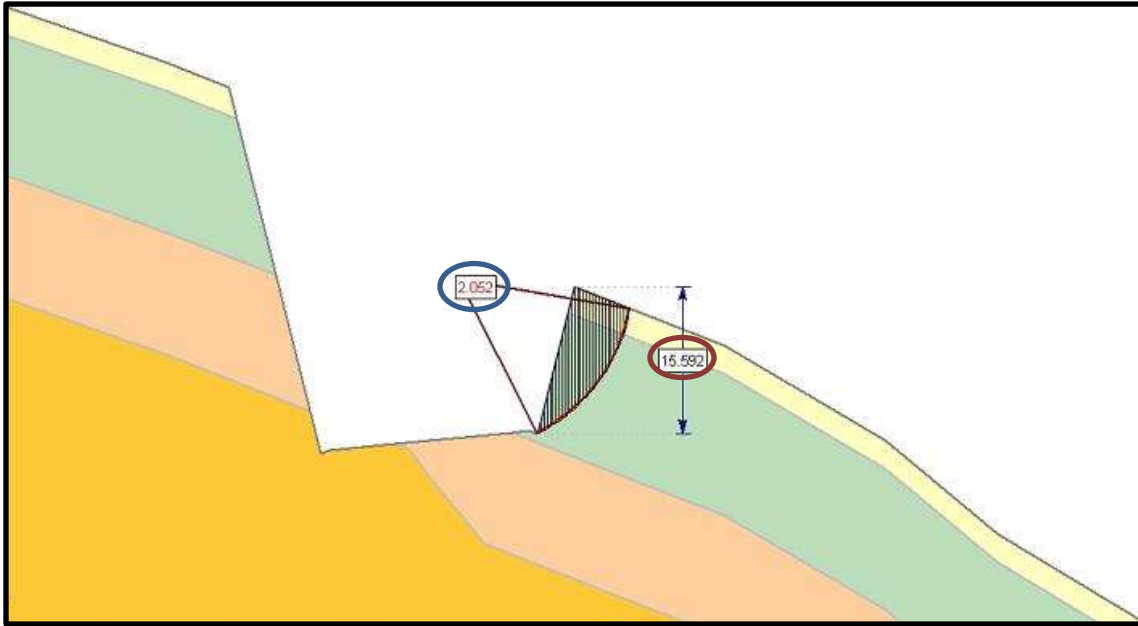


Figura 4.11 Talud Oriente, Portal de Entrada, Condición Estática, Cadenamiento 30+600

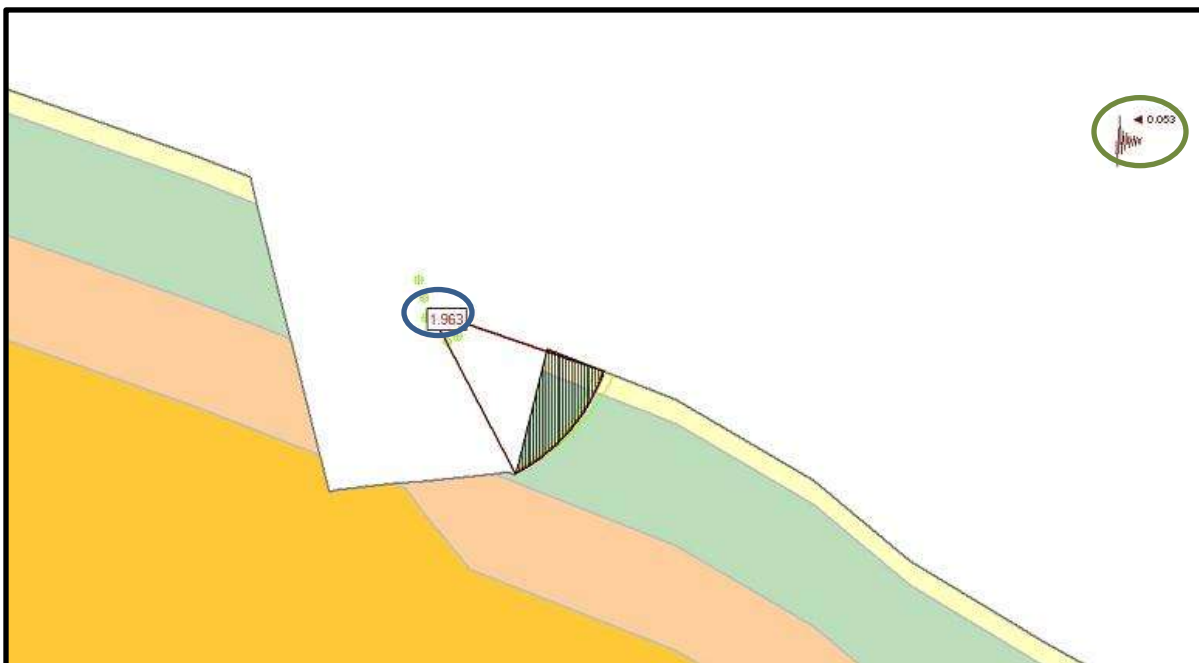


Figura 4.12 Talud Oriente, Portal de Entrada, Condición Dinámica, Cadenamiento 30+600

En el portal de entrada el talud poniente con altura promedio de 90.00 m., con inclinación del corte de 75° , con un FS en condiciones estáticas de 1.221 por lo que es inestable, en la Figura 4.13 se muestra en la parte achurada se encuentra el círculo de falla, además se observan los diferentes FS en puntos de color amarillo resultando en el más desfavorable el que se encuentra en el óvalo azul, en el óvalo rojo se encuentra la altura del talud, en el círculo morado se muestra la inclinación del talud, se pueden observar las 4 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, la zona excavada será donde pasará la autopista, para condiciones dinámicas $FS=1.149$ por lo que es estable en la Figura 4.14, se muestra en la parte achurada la superficie de falla, además se observan los diferentes FS en puntos de color amarillo siendo el más desfavorable el que se encuentra en el óvalo azul, en óvalo rojo se muestra la altura del talud, en el círculo morado se encuentra la inclinación del talud, en el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica, en la zona excavada será por donde pasará la autopista, se puede ver también las 4 capas de material que no se sabe cuál es su clasificación y espesor.

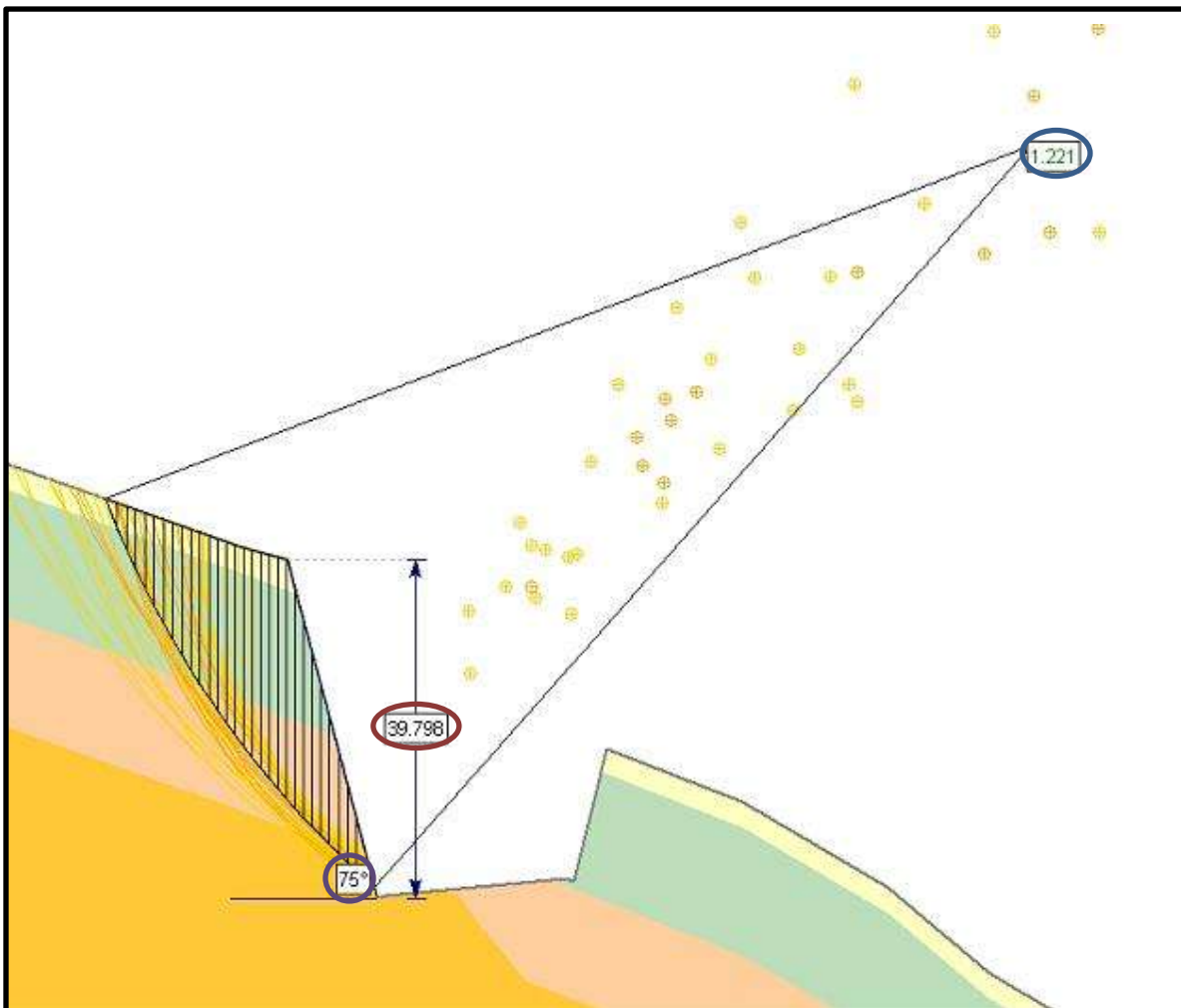


Figura 4.13 Talud Poniente, Portal de Entrada, Condición Estática, Cadenamiento 30+600

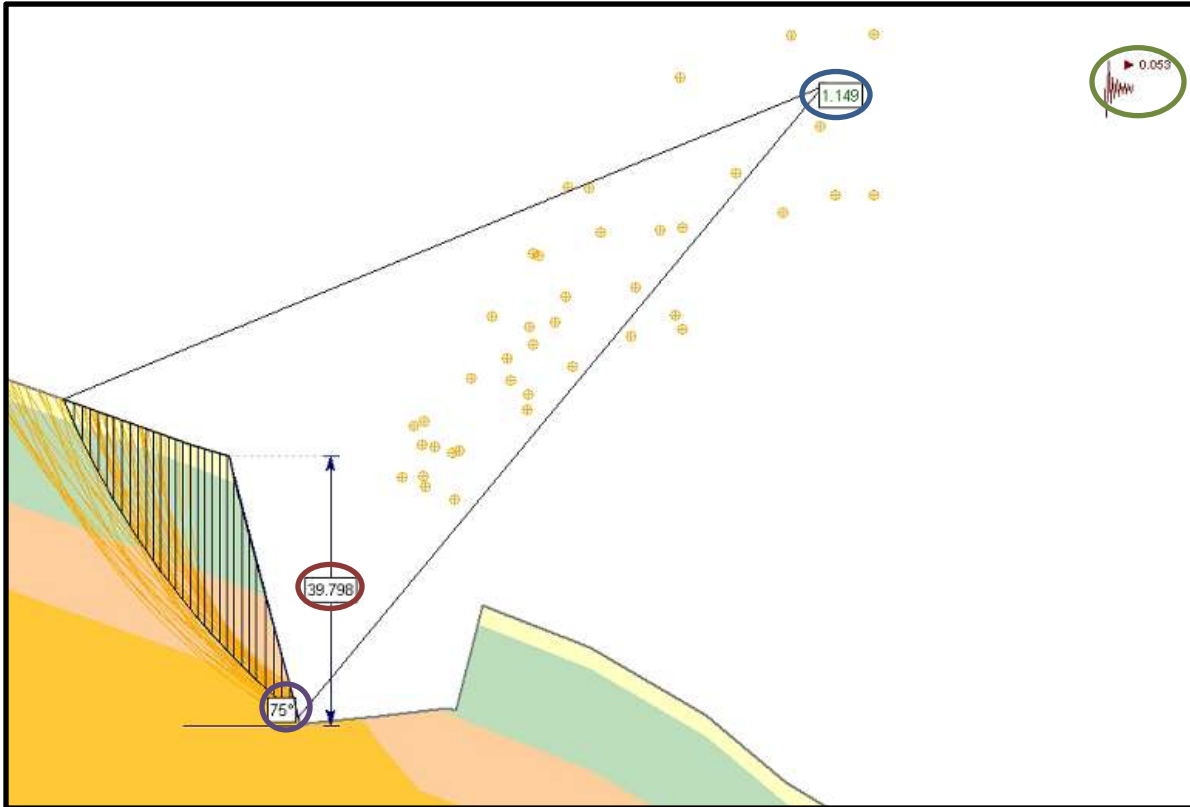


Figura 4.14 Talud Poniente, Portal de Entrada, Condición Dinámica, Cadenamiento 30+600

En el portal de entrada en el talud poniente con altura promedio de 40.00 m., con inclinación del talud de 75°, además con protección mediante un patrón de anclaje de 3.00 m. X 3.00 m. de 30.00 m. de longitud (Parte Superior) y de 20 m. de longitud(Parte Inferior) y una capacidad de 45 Ton. por ancla, dio un FS en condiciones estáticas de 1.534 por lo que es estable en la Figura 4.15 se muestra en achurado la superficie de falla, los puntos de color amarillo son los diferentes FS que se calcularon siendo el más desfavorable el óvalo de color azul, el óvalo de color rojo muestra la altura del talud, las líneas de color azul más largas muestran los anclajes de la parte superior y las líneas de color azul más cortas muestran los anclajes de la parte inferior, el círculo morado se muestra la inclinación además se muestran 4 capas de material delas que no se sabe su clasificación y espesor, la zona excavada es la parte donde pasará la autopista, en los círculos negros se muestran las distancias de los anclajes y para condiciones dinámicas FS=1.409 por lo que es estable en la Figura 4.16 se muestra en achurado el círculo de falla, el óvalo de color azul se muestra el FS, las líneas de color azul más largas muestran los anclajes de la parte superior mientras que las líneas de color azul más cortas muestran los anclajes de la parte inferior, el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica, en la figura se muestran las 4 capas de material delas que no se sabe su clasificación y espesor, en el óvalo morado se muestra la inclinación, la zona excavada es la parte donde pasará la autopista. Se muestra una diferencia entre las dos figuras lo que se nota es que la Figura 4.16 su círculo de falla es mayor que a la de la Figura 4.15 esto se debe a que cuando se hace el análisis las condiciones dinámicas crean un mayor círculo de falla.

Nota: La longitud del anclaje está en función de la posición del círculo de falla en el análisis estático, ya que el dinámico no hay problema.

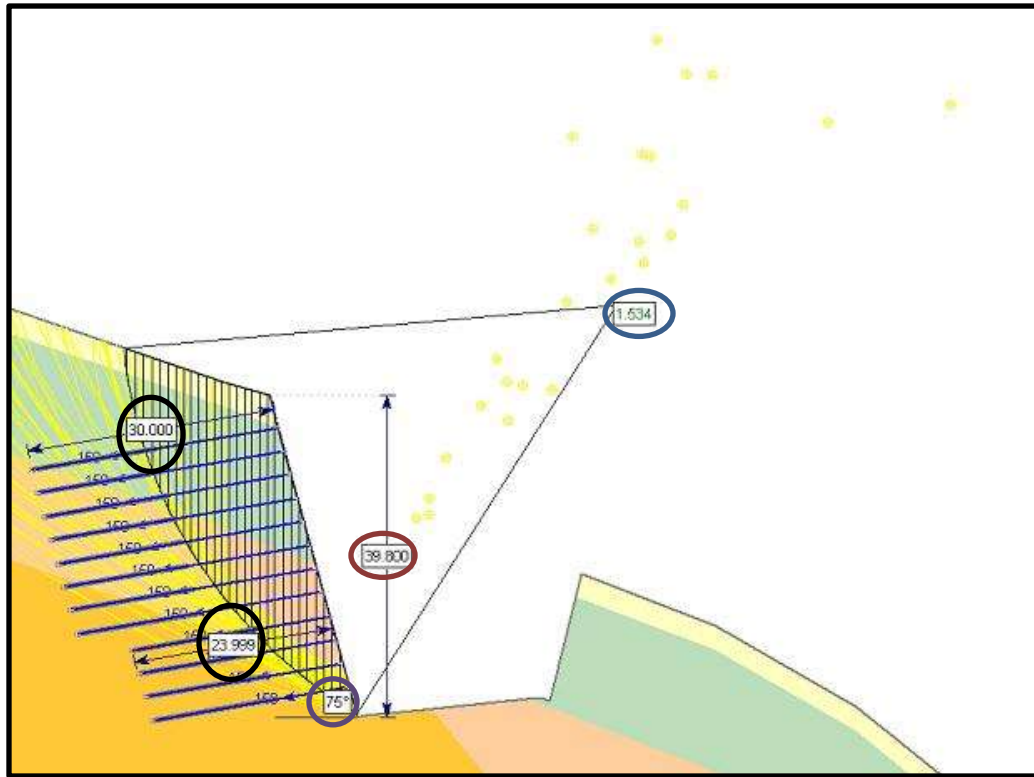


Figura 4.15 Talud Poniente, Portal de Entrada, Condición Estática, Cadenamiento 30+600

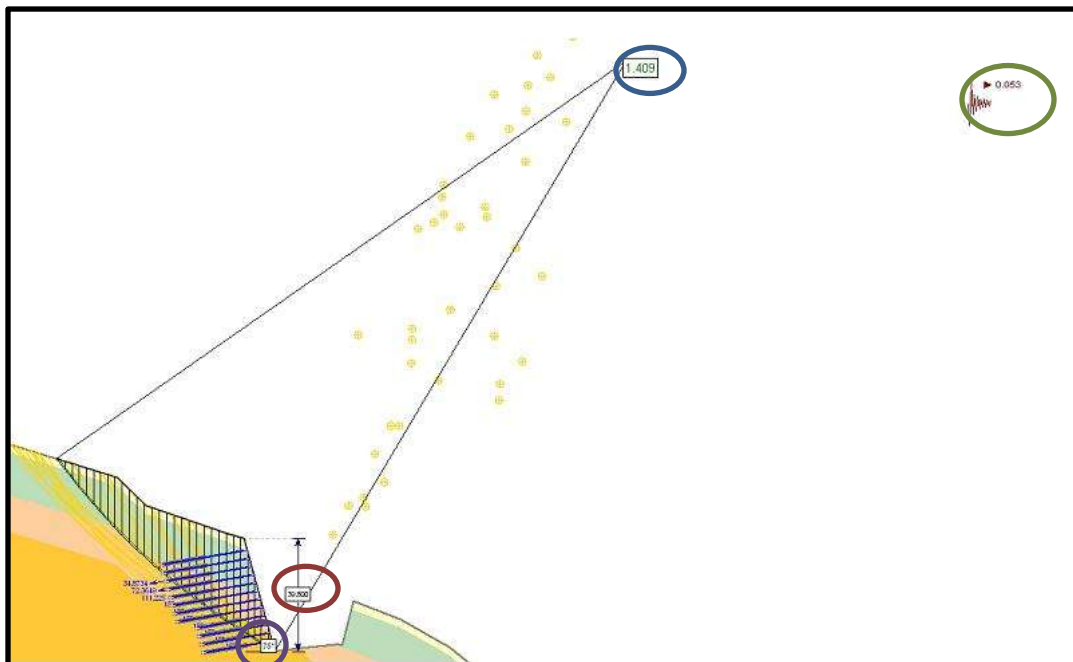


Figura 4.16 Talud Poniente, Portal de Entrada, Condición Dinámica, Cadenamiento 30+600

En el portal de salida, en el talud oriente con altura promedio de 43.00 m., con inclinación del talud es de 75°, dio un FS en condiciones estáticas de 1.622 por lo que estable para estas condiciones, en la Figura 4.18 se muestra el círculo de falla la parte que está achurada en la figura, se muestra las 3 capas de material que no se sabe cuál es su clasificación y espesor, se muestra el FS en el óvalo azul, la zona que está excava seria donde pasará la autopista y para condiciones dinámicas un FS de 1.553 por lo que es estable para estas condiciones, en la Figura 4.19 se muestra en achurado la superficie de falla y en el óvalo azul el FS, en el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica usada que se menciona anteriormente y en el óvalo rojo se muestra la altura del talud, se muestra la zona excavada donde pasará la autopista.

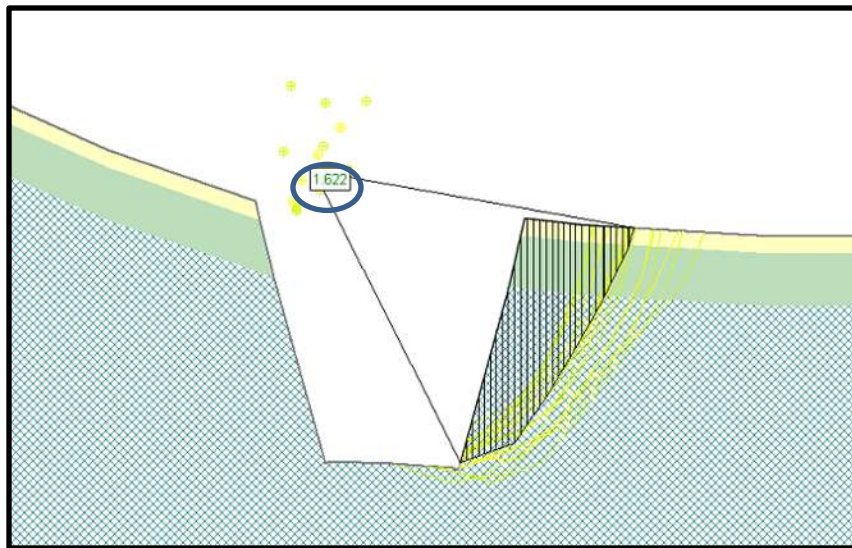


Figura 4.17 Talud Oriente, Portal de Salida, Condición Estática, Cadenamiento 31+150

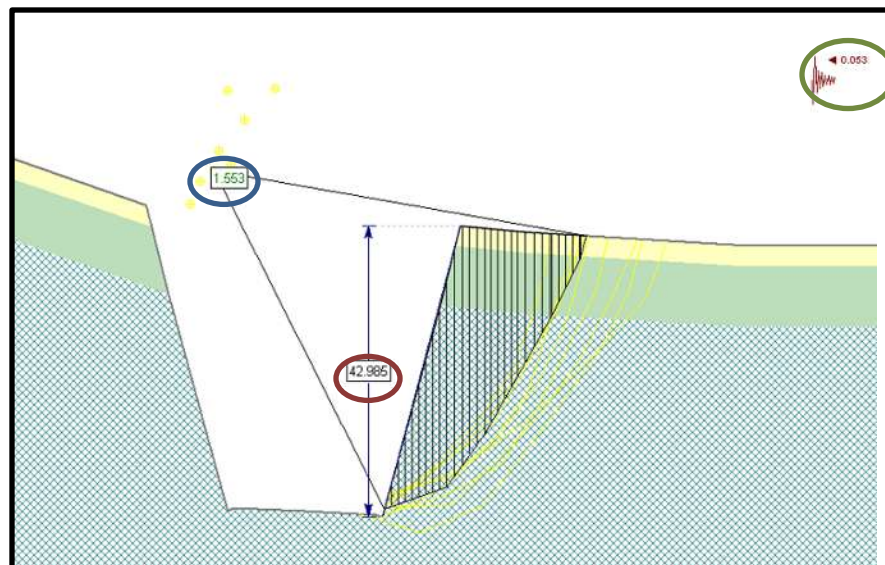


Figura 4.18 Talud Oriente, Portal de Salida, Condición Dinámica, Cadenamiento 31+150

En el portal de salida, en el talud poniente con altura promedio de 45.00 m., con inclinación del talud es de 75°, con un FS en condiciones estáticas de 1.538 por lo que es estable, en la Figura 4.19 se muestra en la parte achurada el círculo de falla, además se observan los diferentes FS en puntos de color amarillo resultando en el más desfavorable el que se encuentra en el óvalo azul, en el óvalo rojo se encuentra la altura del talud, se puede observar las 3 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, la zona excavada será donde pasará la autopista y para condiciones dinámicas FS=1.456 por lo que es estable, en la Figura 4.20 se muestra en la parte achurada la superficie de falla, además se observan los diferentes FS en puntos de color amarillo siendo el más desfavorable el que se encuentra en el óvalo azul, en óvalo rojo se muestra la altura del talud, en el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica, en la zona excavada será por donde pasará la autopista se puede ver también las 3 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor.

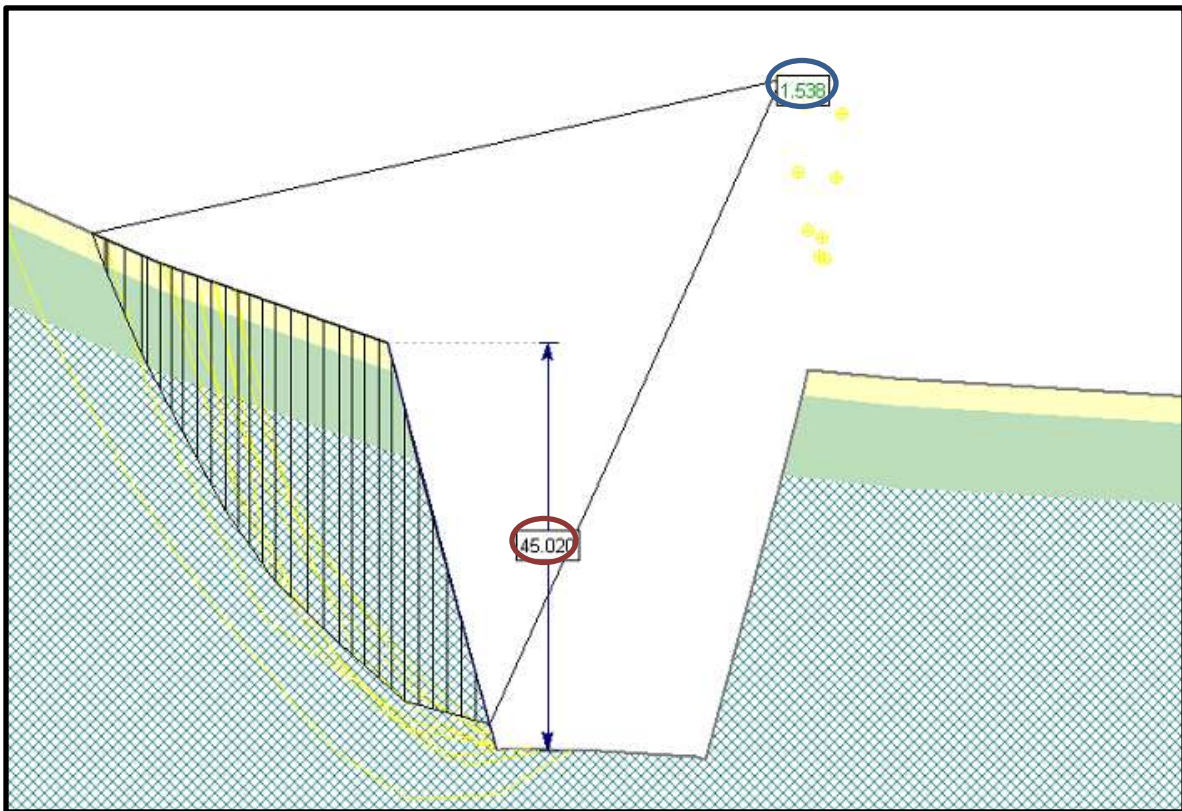


Figura 4.19 Talud Poniente, Portal de Salida, Condición Estática, Cadenamiento 31+150

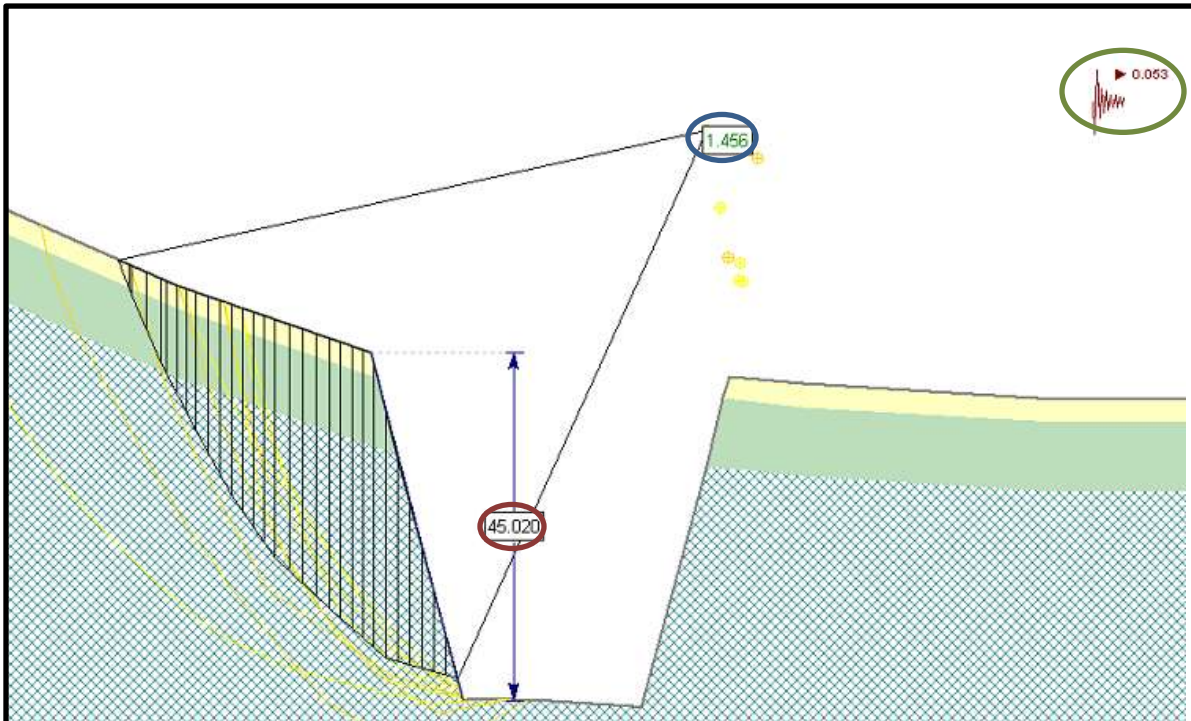


Figura 4.20 Talud Oriente, Portal de Salida, Condición Dinámica, Cadenamiento 31+150

En el portal de entrada (Parte Frontal), con altura promedio de 34.00 m., con inclinación del talud es de 75° , con un FS en condiciones estáticas de 1.362 por lo que es inestable para estas condiciones, en la Figura 4.21 se muestra el círculo de falla la parte que esta achurada en la figura, se muestran las 4 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, se aprecia que se muestra el FS en el óvalo azul, se muestra en el círculo morado la inclinación, la zona que esta salida del talud sería el túnel falso y para condiciones dinámicas un FS de 1.286 por lo que es estable para estas condiciones, en la Figura 4.22 se muestra en achurado la superficie de falla y en el óvalo azul el FS, en el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica.

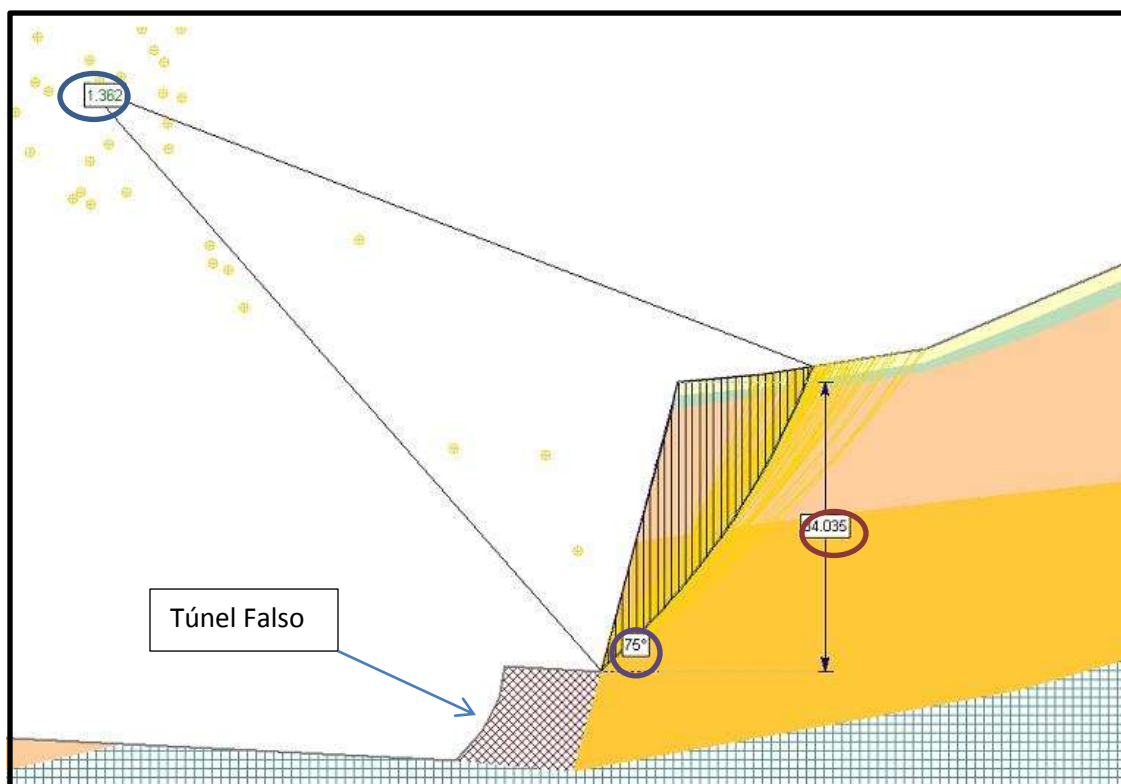


Figura 4.21 Portal de Entrada (Parte Frontal), Condición Estática, Cadenamiento 30+620

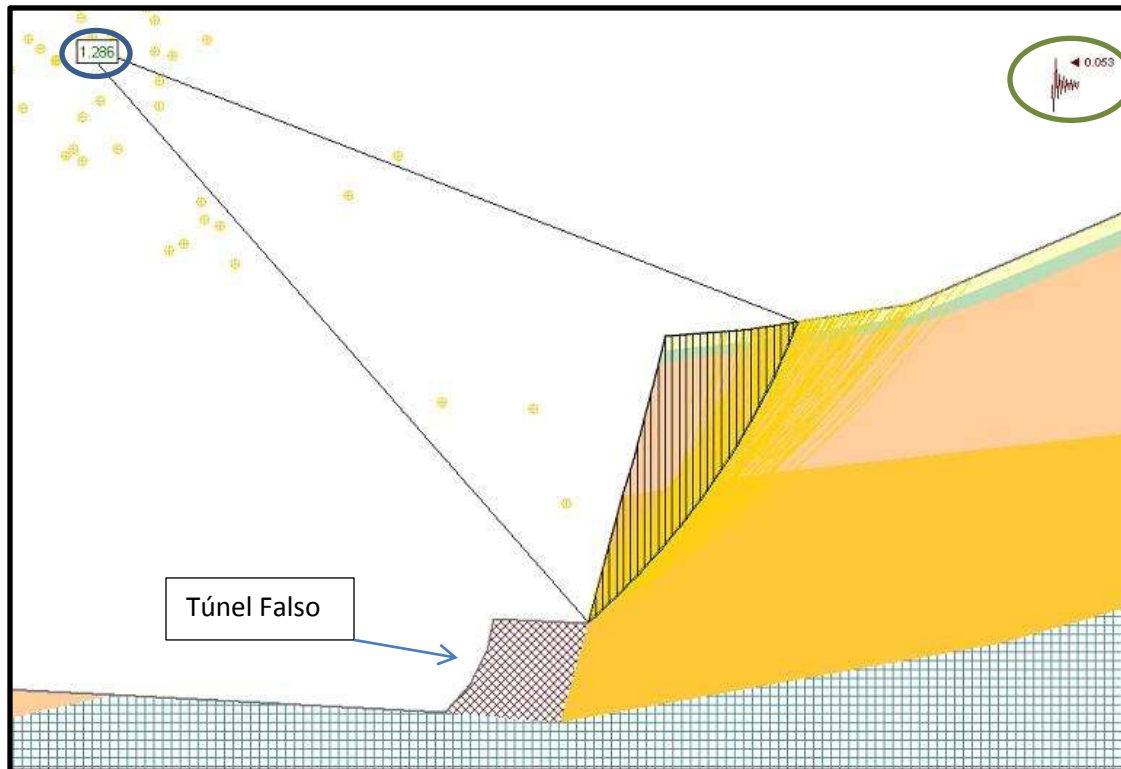


Figura 4.22 Portal de Entrada (Parte Frontal), Condición Dinámica, Cadenamiento 30+620

En el portal de entrada en el talud poniente con altura promedio de 34.00 m., con inclinación del talud de 75°, con protección mediante un patrón de anclaje de 3.00 m. X 3.00 m. de 25.00 m. de longitud (Parte Superior) y de 15 m. de longitud (Parte Inferior) y una capacidad de 30 Ton. por ancla con un FS en condiciones estáticas de 1.639 por lo que es estable en la Figura 4.23 se muestra en achurado el círculo de falla, los puntos de color amarillo son los diferentes FS que se calcularon siendo el más desfavorable el óvalo de color azul, el óvalo de color rojo muestra la altura del talud, las líneas de color azul más largas muestran los anclajes de la parte superior y las líneas de color verde muestran los anclajes de la parte inferior, el círculo morado se muestra la inclinación, se muestran 4 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, la zona excavada es la parte donde pasará la autopista, en los círculos negros se muestran las distancias de los anclajes y para condiciones dinámicas FS=1.542 por lo que es estable en la Figura 4.24 se muestra en achurado el círculo de falla, el óvalo de color azul se muestra el FS, las líneas de color azul más largas muestran los anclajes de la parte superior mientras que las líneas de color verde muestran los anclajes de la parte inferior, el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica, en la figura se muestran las 4 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, en el óvalo morado se muestra la inclinación.

Nota: La longitud del anclaje está en función de la posición del círculo de falla en el análisis estático, ya que el dinámico no hay problema.

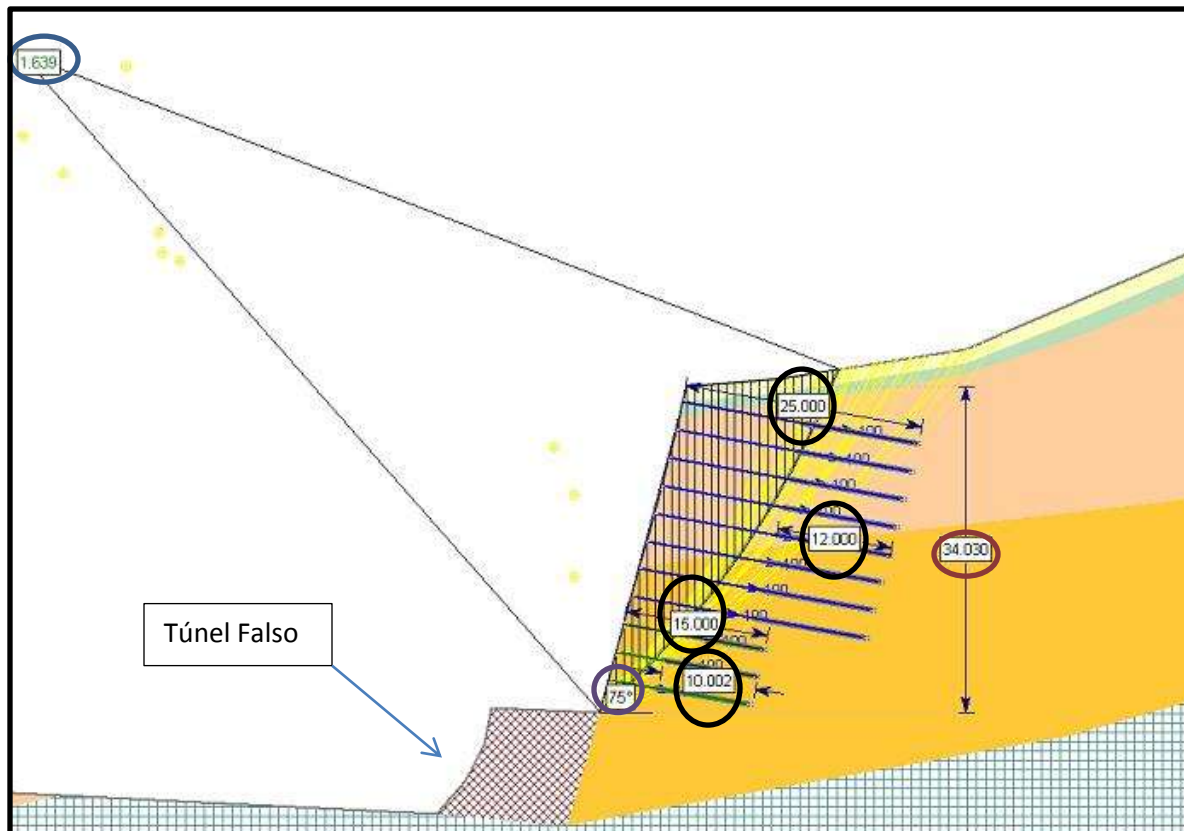


Figura 4.23 Portal de Entrada (Parte Frontal), Condición Estática, Cadenamiento 30+620

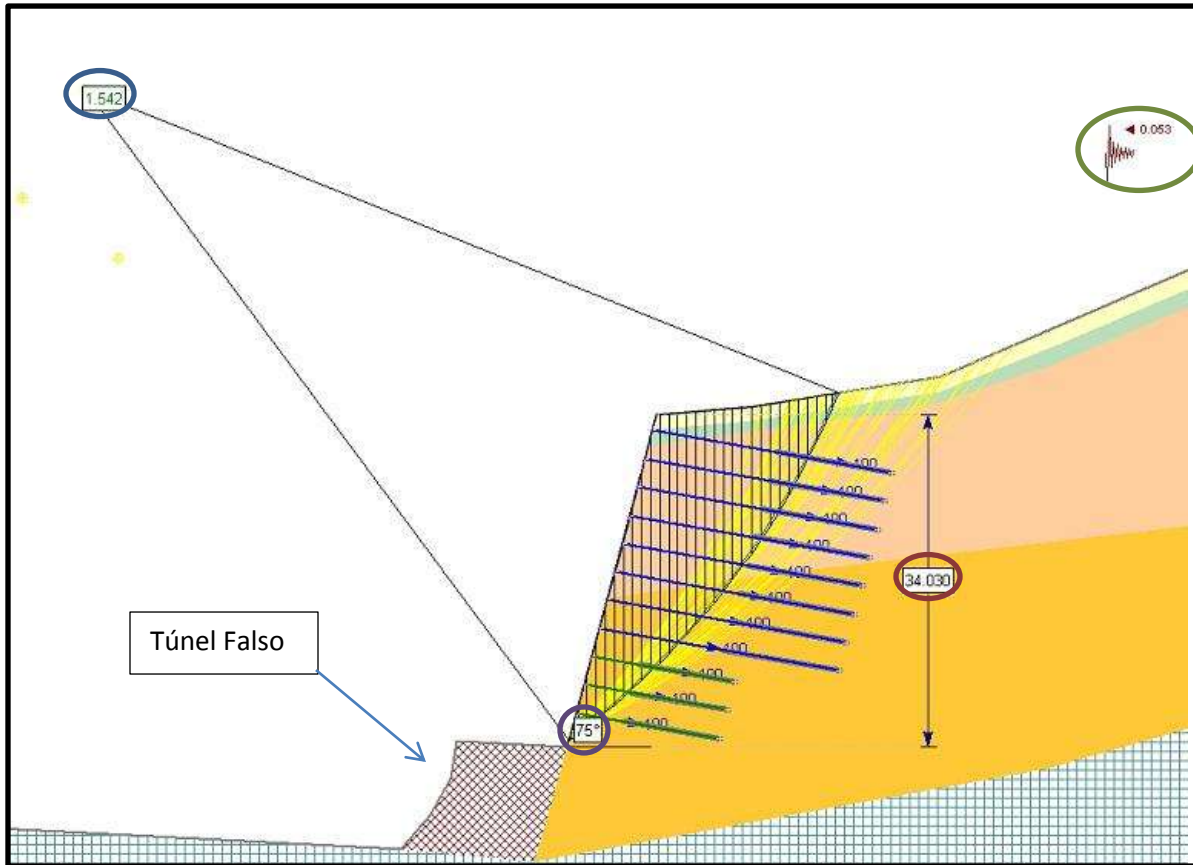


Figura 4.24 Portal de Entrada (Parte Frontal), Condición Dinámica, Cadenamiento 30+620

En el portal de salida (Parte Frontal), con altura promedio de 22.00 m., con inclinación del talud de 75°, con un FS en condiciones estáticas de 1.632 por lo que es estable para estas condiciones, en la Figura 4.25 se muestra la superficie de falla la parte que esta achurada en la figura, se muestran las 3 capas de material de las que no se sabe su clasificación y espesor, se aprecia que se muestra el FS en el óvalo azul, el óvalo rojo indica la altura del talud, la zona que esta salida del talud seria el túnel falso y para condiciones dinámicas un FS de 1.501 por lo que es estable para estas condiciones, en la Figura 4.26 se muestra en achurado la superficie de falla y en el óvalo azul el FS, en el óvalo verde se muestra la aceleración sísmica, el óvalo rojo indica la altura del talud.

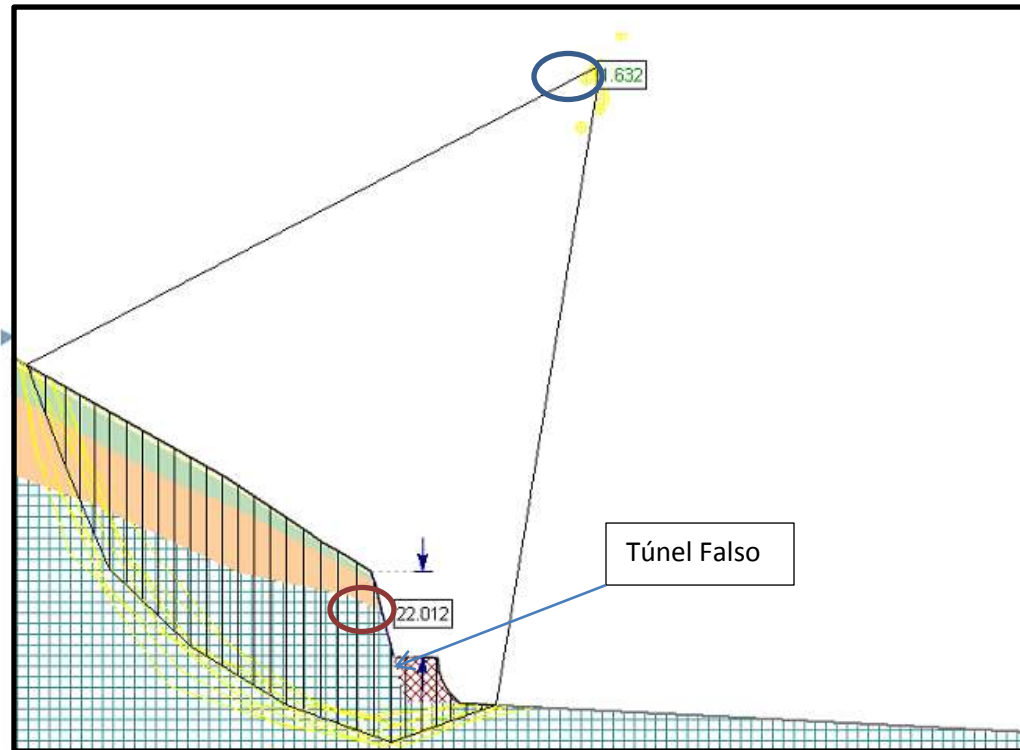


Figura 4.25 Portal de Salida (Parte Frontal), Condición Estática, Cadenamiento 31+150

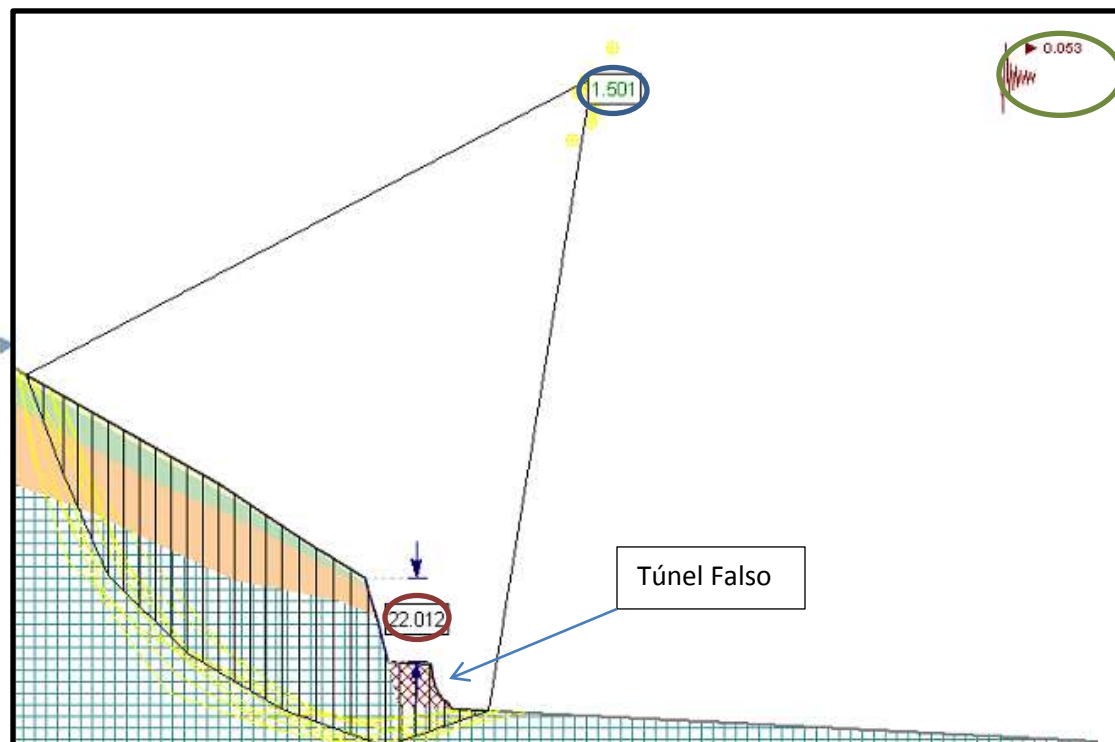


Figura 4.26 Portal de Salida (Parte Frontal), Condición Dinámica, Cadenamiento 31+150

Para el diseño del túnel se realizaron diferentes tipos de modelado para los portales de entrada y salida y taludes para conocer cuál era el más apegado a la realidad llegando a los resultados que se muestran en la Tabla 4.1, los que se encuentran con relleno de color azul serían los que se proponen como solución.

Tabla 4.1 Resumen de Estabilidad de Taludes como Suelo

Ubicación		Altura Promedio del Talud (m)	Inclinación	Tipo de Protección	Condición	Factor de Seguridad (Condiciones Estáticas)	Factor de Seguridad (Condiciones Dinámicas)
Cadenamiento 30+560	Cara Oriente	7.50	75°	Sin anclaje	Estable	3.46	3.29
Portal de Entrada							
Cadenamiento 30+560	Cara Poniente	29.00	75°	Sin anclaje	Inestable	1.43	1.35
				Con anclaje	Estable	1.53	1.43
Cadenamiento 30+560	Cara Oriente	16.00	75°	Sin anclaje	Estable	2.05	1.96
Portal de Entrada							
Cadenamiento 30+560	Cara Poniente	40.00	75°	Sin anclaje	Inestable	1.22	1.15
				Con anclaje	Estable	1.53	1.41
Portal de Salida	Cara Oriente	43.00	75°	Sin anclaje	Estable	1.62	1.55
Cadenamiento 31+150	Cara Poniente	45.00	75°	Sin anclaje	Estable	1.538	1.456
Portal de Entrada Talud Frontal		34.00	75°	Sin anclaje	Inestable	1.36	1.28
				Con anclaje	Estable	1.64	1.54
Portal de Salida Talud Frontal		22.00	75°	Sin anclaje	Estable	1.632	1.501

Con la tabla anterior se concluye que no existirá algún problema grave que pueda modificar el procedimiento de construcción, solamente hay que tener cuidado cuando se esté excavando haciéndolo con precaución, se encontró que se tendrá que usar sistema de anclaje en los taludes con el cual se cumplirá el factor de seguridad.

4.3 ANÁLISIS DE CUÑAS EN PORTALES

En macizos rocosos puede darse la circunstancia de que varias familias de discontinuidad “aislen” volúmenes de roca capaces de deslizarse a lo largo de los dos planos o de uno de ellos. Se forma entonces una cuña, típicamente tridimensional. Esta geometría no suele darse en suelos homogéneos por razones obvias. También aquí son aplicables los métodos de equilibrio límite (PÉREZ DE ÁGREDA, 2005).

Se revisó la estabilidad de cuñas en roca que la geología forma dentro del macizo rocoso. El procedimiento que fue empleado se basó en el empleo de vectores tridimensionales de acuerdo al planteamiento de HENDRON, CORDING y AIYER, 1980. Este método toma en consideración las intersecciones tridimensionales de los conjuntos de fracturas entre sí con la cara del talud. El procedimiento que fue implementado es el llamado de equilibrio límite.

Definida la superficie potencial del deslizamiento, el siguiente paso es la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante requerida en el plano de falla para mantener el equilibrio de la masa rocosa. Finalmente la resistencia solicitada se compara con la resistencia disponible. Esta comparación usualmente se expresa en términos del FS. El Factor de Seguridad para taludes definitivos no será inferior a 1.50.

Se encontró que existen dos mecanismos de falla cinemáticamente admisibles: el de falla bidimensional y el de cuñas tridimensionales.

En la Tabla 4.2 se presentan los FS obtenidos para varias condiciones, resultando dos zonas (Talud Frontal portal Toluca y Talud Lateral Poniente) en la cual los factores no tienen ningún problema porque su Factor de Seguridad Dinámico rebasa el propuesto de 1.50 por lo cual no se prevé algún problema.

Tabla 4.2 Factores de Seguridad Falla Bidimensional

ZONA	INCLINACIÓN DEL TALUD	ALTURA MÁXIMA (m)	ÁNGULO Fi	COHESIÓN C (ton/m²)	FACTOR DE SEGURIDAD DINÁMICO
Talud frontal portal Toluca	75°	34.00	37°	15.00	4.51
Talud lateral poniente	75°	40.00	37°	15.00	3.87

Se obtuvieron los resultados de los análisis de cuñas tridimensionales que se muestran en la Tabla 4.3., representado 8 zonas que podrían causar problemas cuando se esté excavando las cuales serían las cuales llamaremos por números las cuñas, 12, 23, 14, 15, 13, 52, 15, 23, las cuales llevaron todas una condición que sería con sismo y 10% de agua en la superficie de falla, al analizar todo se vio que no existiría ningún problema con alguna de ellas, solamente cuando se esté excavando se encontrará con algo que pudiera afectar la estabilidad de alguna de ellas.

Tabla 4.3 Factor de Seguridad, Cuñas Tridimensionales

ZONA	CUÑA	CONDICIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD
Portal Toluca Talud frontal	12	Con sismo y 10% de agua en la superficie de falla	5.07
Portal Toluca Talud lateral inclinado hacia el SE	23	Con sismo y 10% de agua en la superficie de falla	4.40
Portal Toluca Talud lateral inclinado hacia el W	14	Con sismo y 10% de agua en la superficie de falla	4.10
Portal Naucalpán Talud lateral inclinado hacia el W	15	Con sismo y 10% de agua en la superficie de falla	2.41
Portal Naucalpán Talud frontal	13	Con sismo y 10% de agua en la superficie de falla	5.98
Portal Naucalpán Talud lateral inclinado hacia el W	52	Con sismo y 10% de agua en la superficie de falla	3.33
Portal Naucalpán Talud lateral inclinado hacia el W	12	Con sismo y 10% de agua en la superficie de falla	6.43
Portal Naucalpán Talud lateral inclinado hacia el E	23	Con sismo y 10% de agua en la superficie de falla	4.48

De las Figuras 4.27 a 4.36 se muestran los resultados de los análisis de taludes y de cuñas tridimensionales tanto para el portal Toluca (Entrada) como para el portal Naucalpan (Salida) que serían las fallas que pudieran presentarse en la obra.

Nota: El programa que se usó para realizar los siguientes análisis fue el de ROCPLANE.

Los siguientes análisis tienen como finalidad identificar y reforzar estas zonas en la excavación cuando se llega a la parte que tiene posibilidad de sufrir algún problema para así poder estabilizarlo.

En el portal Toluca en la Figura 4.27 se muestra la estabilidad del talud frontal que vendría siendo una falla plana bidimensional, se tiene el análisis de estabilidad con un FS=4.52, incluye sismo y un 10% de agua en la superficie de falla, haciendo una comparación con un FS vs. % de agua en la superficie de falla se observa que después de un 28% de agua el corte falla por lo que se recomienda drenaje de toda la cara, la fecha indica el esfuerzo tensional.

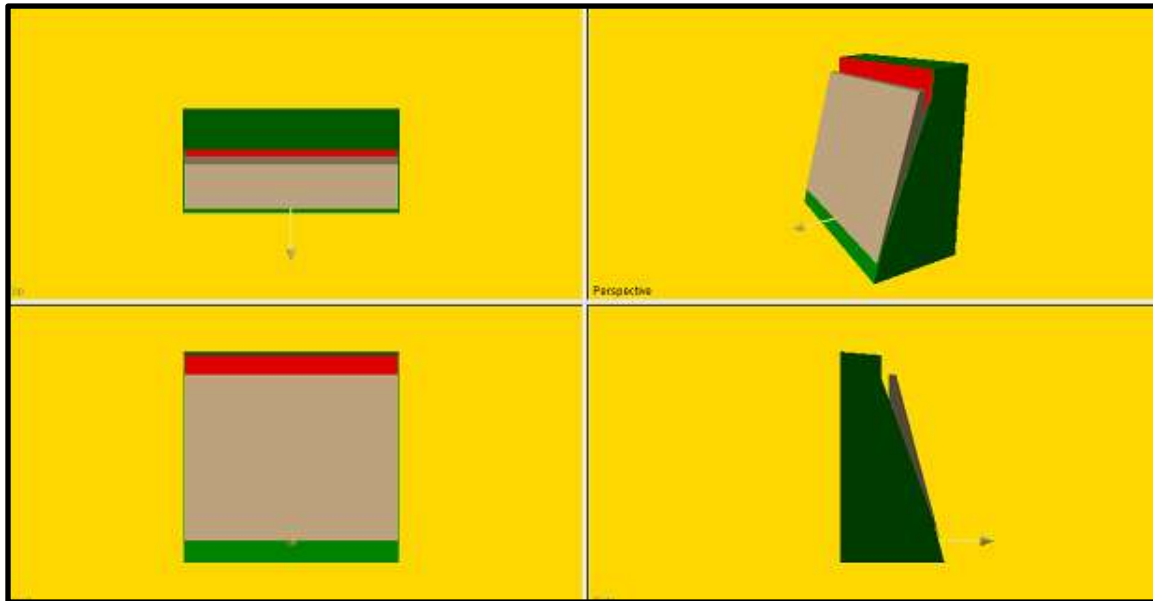


Figura 4.27 Talud Frontal, Falla Bidimensional

En el portal Toluca (Figura 4.28) se muestra la estabilidad del talud lateral que sería una falla plana bidimensional, se tiene el resultado de análisis bidimensional con 10% de agua y sismo, en una comparación del Factor de Seguridad vs. Ángulo de la superficie de falla, en superficies de falla menores a 60° podrían causar problemas. Ahora en la comparación de Factor de Seguridad vs. % de agua en la superficie de falla se observa que después del 29 % de agua el talud falla, por lo cual se recomienda la instalación de un drenaje adecuado en toda la cara, la flecha indica el esfuerzo tensional.

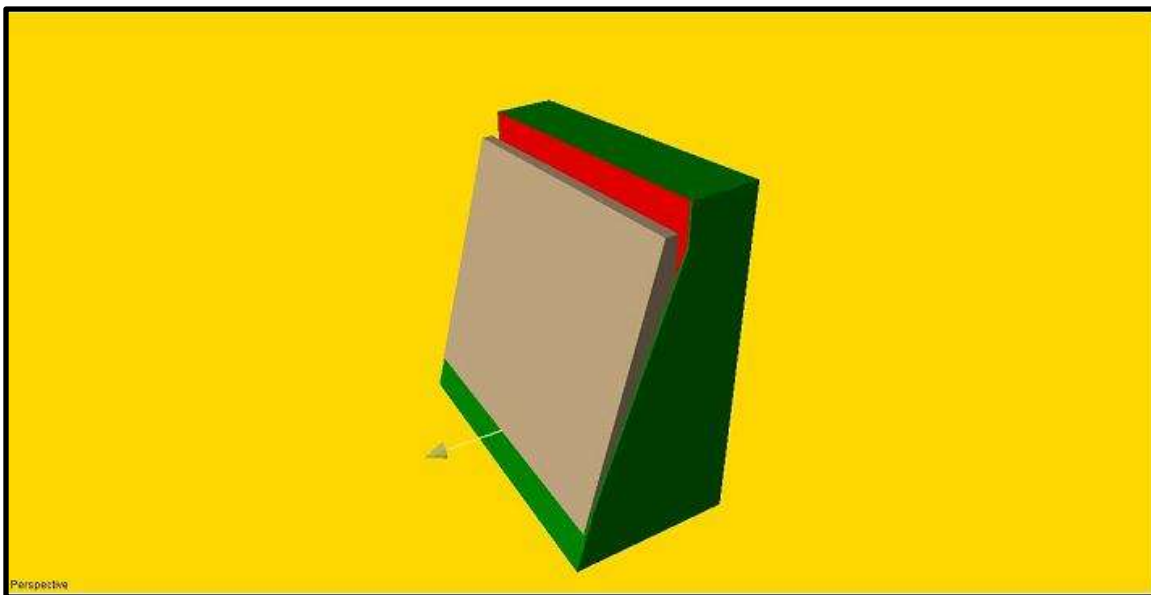


Figura 4.28 Talud Lateral, Falla Bidimensional

EL portal Toluca en las cuñas tridimensionales se tiene el talud frontal (Figura 4.29) con un $FS=5.07$ con sismo y 10 % de agua en la superficie de falla además se tiene el estereograma del lado izquierdo se puede ver la línea verde y azul que son discontinuidades y la línea roja que es la dirección del talud, observando que la dirección de la cuña apunta hacia SW y del lado derecho en la imagen se tiene la forma de la cuña tridimensional de acuerdo al programa.

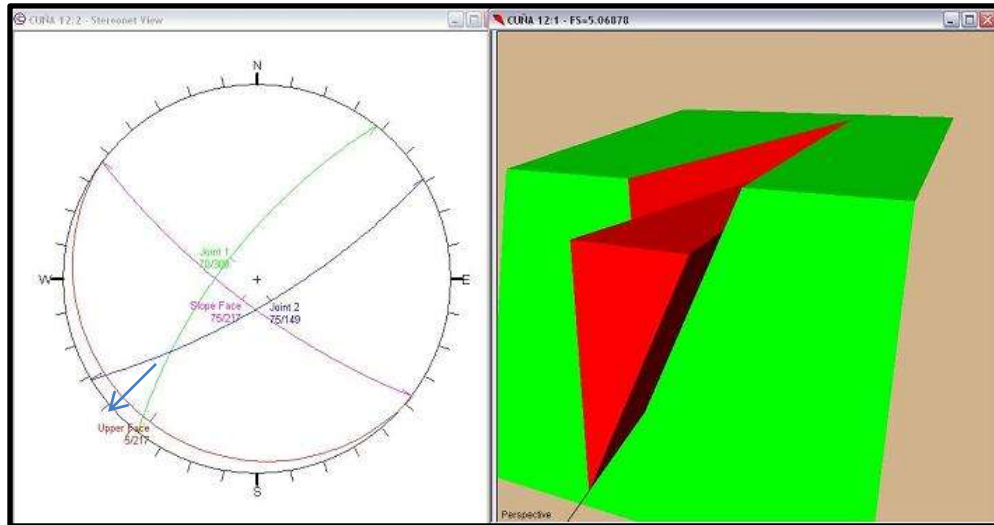


Figura 4.29 Talud Frontal, Portal Toluca, Cuña 12

En el talud lateral inclinado hacia el SE (Figura 4.30) presenta un $FS=4.40$ con sismo y 10 % de agua en la superficie de falla. En la figura 4.30 se tiene el estereograma, del lado izquierdo se puede ver la línea verde y azul que son discontinuidades y la línea roja que es la dirección del talud, observando que se puede ver que la cuña apunta hacia E y del lado derecho en la imagen se tiene la forma de la cuña tridimensional de acuerdo al programa.

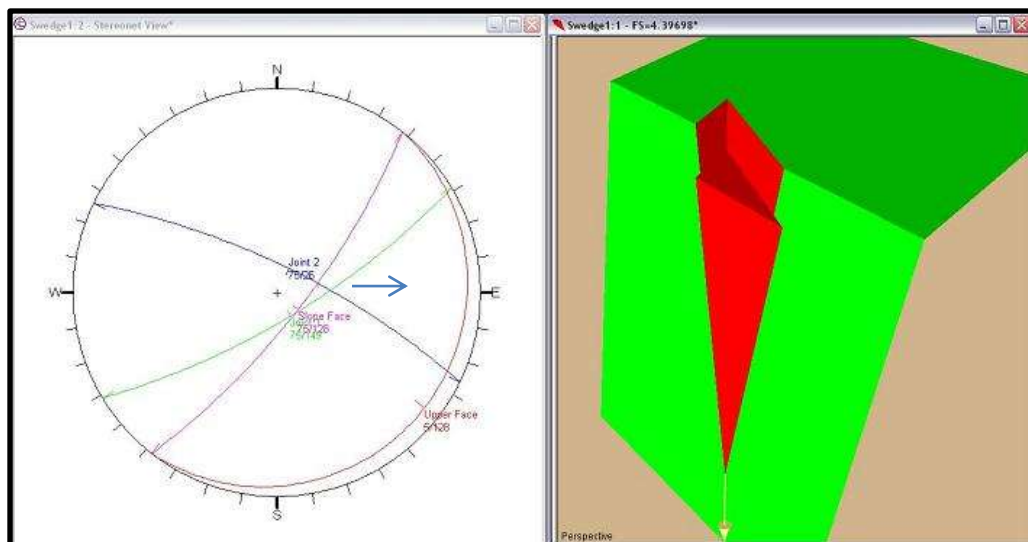


Figura 4.30 Talud Lateral Inclinado hacia el SE, Portal Toluca, Cuña 23

En el talud lateral inclinado hacia el W (Figura 4.31) se presenta un $FS=4.10$ con sismo y 10 % de agua en la superficie de falla, se tiene el estereograma del lado izquierdo se puede ver la línea verde y azul que son discontinuidades y la línea roja que es la dirección del talud, observando que se puede ver que la cuña apunta hacia SW y del lado derecho de la imagen se tiene la forma de la cuña tridimensional de acuerdo al programa.

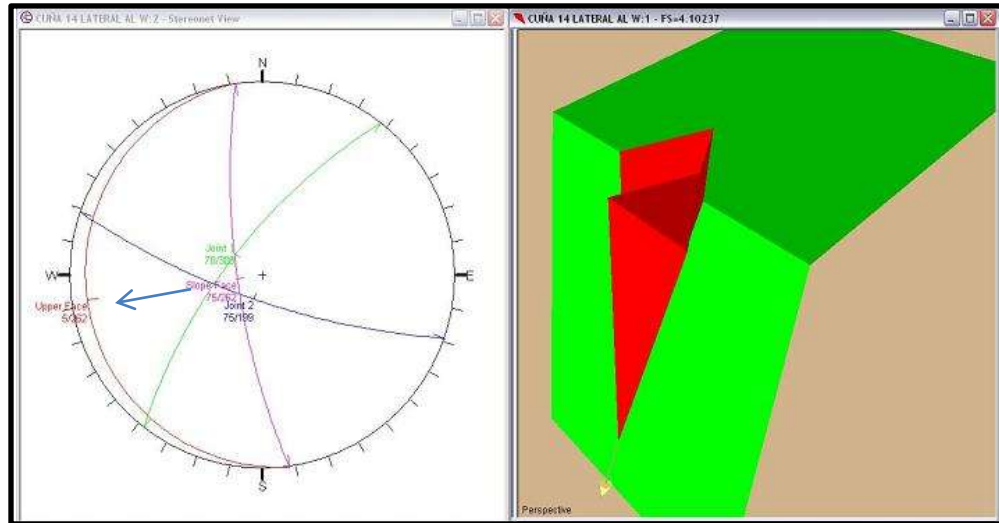


Figura 4.31 Talud Lateral Inclinado hacia el W, Portal Toluca, Cuña 14

En el portal Naucalpán en las cuñas tridimensionales se tiene el talud lateral (Figura 4.32) inclinado hacia el W con un $FS=2.41$ con sismo y 10 % de agua en la superficie de falla, se tiene el estereograma del lado izquierdo donde se puede ver la línea verde y azul que son discontinuidades y la línea roja que es la dirección del talud, observando que se puede ver que la cuña apunta hacia SW, además de la imagen del lado derecho se tiene la forma de la cuña tridimensional de acuerdo al programa.

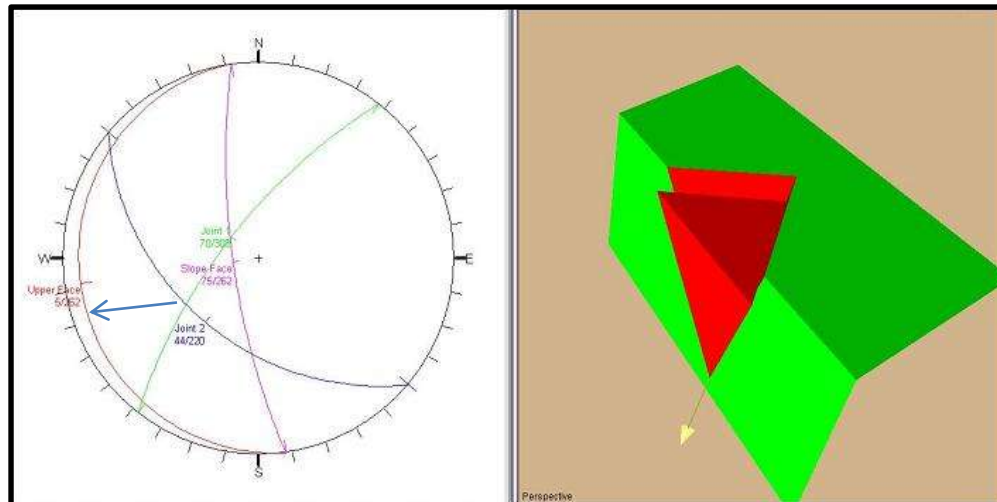


Figura 4.32 Talud Lateral inclinado hacia el W, Portal Naucalpan, Cuña 15

En el talud frontal (Figura 4.33), se tiene un $FS=5.98$ con sismo y 10 % de agua en la superficie de falla, se tiene el estereograma del lado izquierdo se puede ver la línea verde y azul que son discontinuidades y la línea roja que es la dirección del talud, observando la cuña apunta hacia N y del lado derecho de la imagen se tiene la forma de la cuña tridimensional de acuerdo al programa.

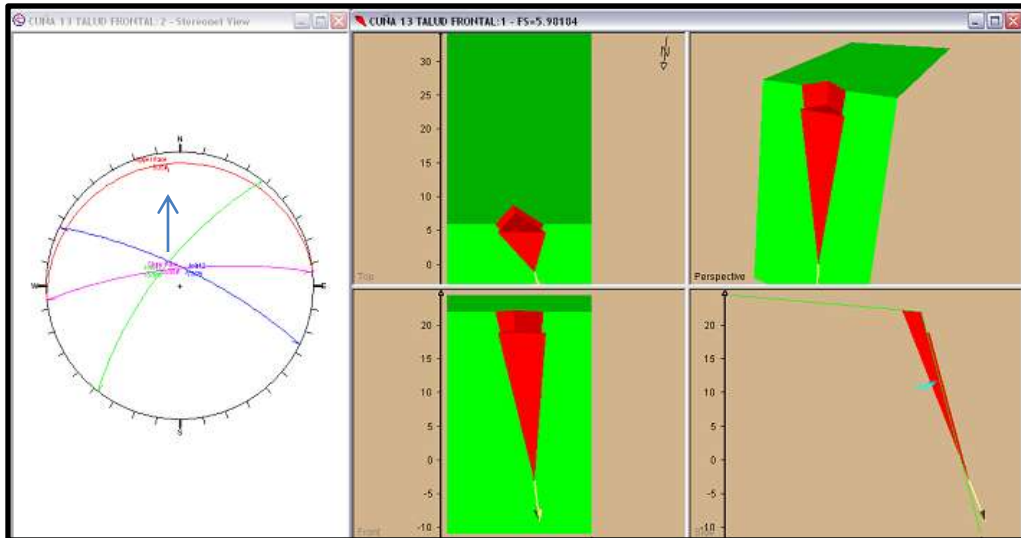


Figura 4.33 Talud Frontal, Portal Naucalpan, Cuña 13

En el talud lateral (Figura 4.34), inclinado hacia el W con un $FS=3.33$ con sismo y 10 % de agua en la superficie de falla, se tiene el estereograma del lado izquierdo donde se puede ver la línea verde y azul que representa discontinuidades y la línea roja que es la dirección del talud, observando que la cuña apunta hacia SW, del lado derecho de la imagen se tiene la forma de la cuña tridimensional de acuerdo al programa.

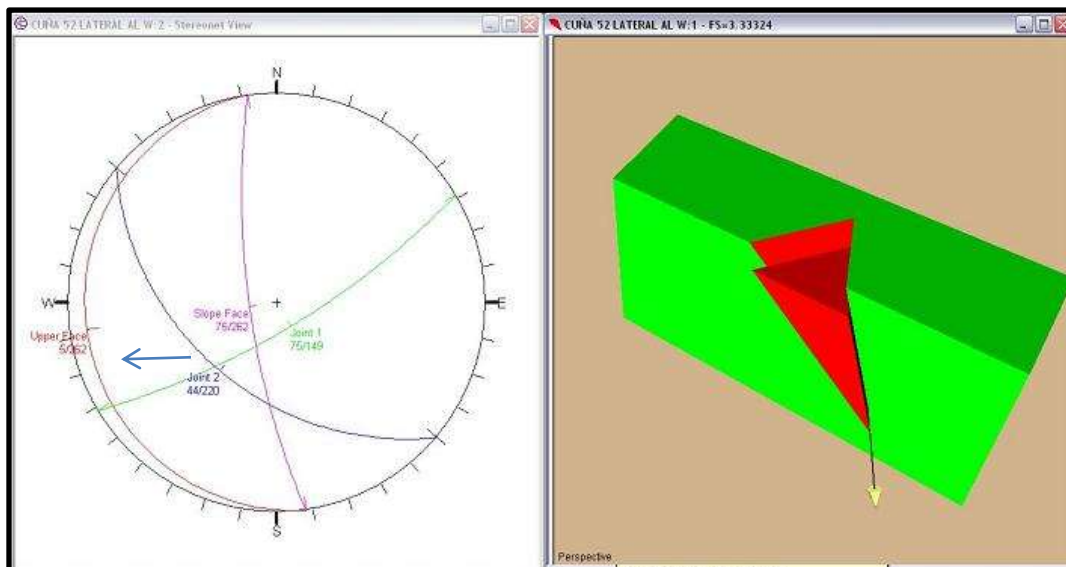


Figura 4.34 Talud Lateral inclinado hacia el W, Portal Naucalpan, Cuña 52

En el talud lateral inclinado hacia el W (Figura 4.35) se tiene un $FS=6.43$ con sismo y 10% de agua en la superficie de falla, se tiene el estereograma del lado izquierdo se puede ver la línea verde y azul que representan discontinuidades y la línea roja que es la dirección del talud observando que la cuña apunta hacia SW y del lado derecho se tiene la forma de la cuña tridimensional de acuerdo al programa.

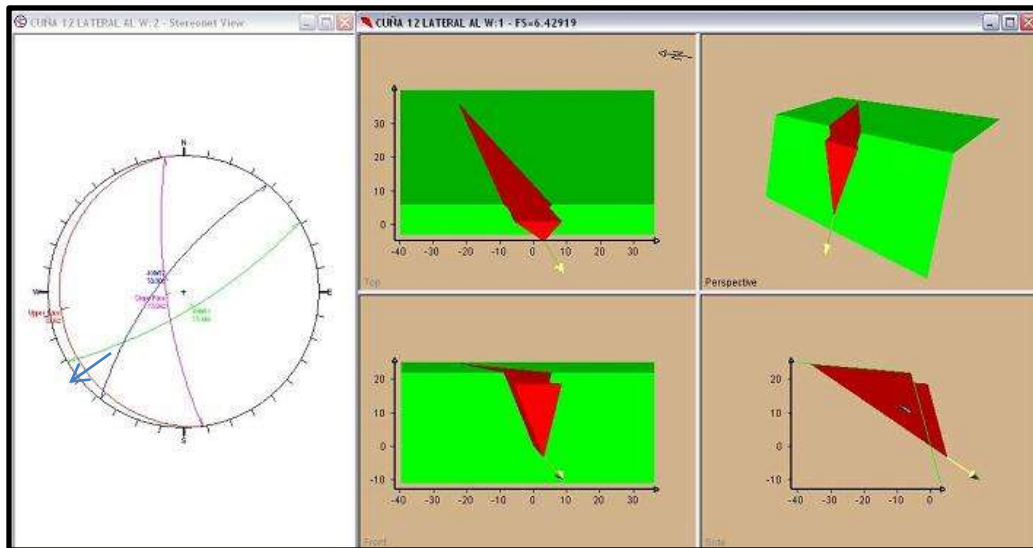


Figura 4.35 Talud Lateral inclinado hacia el W, Portal Naucalpan, Cuña 12

En el talud lateral inclinado hacia el E (Figura 4.36) se tiene un $FS=4.48$ con sismo y 10% de agua en la superficie de falla, se tiene el estereograma del lado izquierdo se puede ver la línea verde y azul que son discontinuidades y la línea roja que es la dirección del talud, observando que la cuña apunta hacia E y del lado derecho se tiene la forma de la cuña tridimensional de acuerdo al programa.

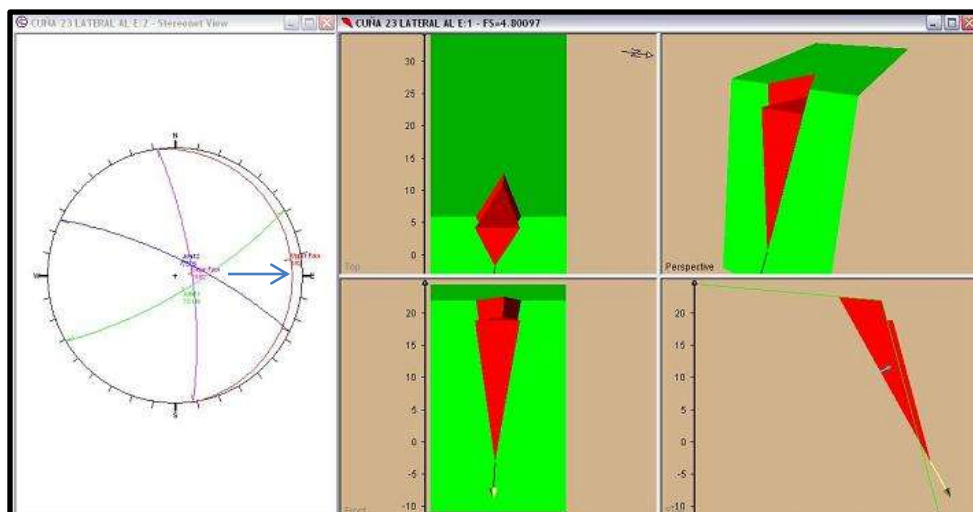


Figura 4.36 Talud Lateral inclinado hacia el E, Portal Naucalpan, Cuña 23

4.4 ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TÚNEL

Los análisis de elementos finitos permiten conocer los campos de esfuerzos y deformaciones que se generan en el entorno de las excavaciones subterráneas. Con ellos es factible determinar las zonas donde se está presentando la plastificación del material al verse sobrepasada su resistencia al esfuerzo cortante.

Al plastificarse el material producirá una redistribución de los esfuerzos alrededor de la cavidad. Por otro lado, las deformaciones del terreno siempre resultan importantes sobre todo cuando existen estructuras adyacentes que puedan verse afectadas.

Por ello se preparó un modelo con elementos finitos de deformaciones planas, tomaron en cuenta tanto la configuración topográfica, como la estratigrafía y la forma del túnel, el suelo fue modelado bajo la ley de resistencia de MOHR-COULOMB y el análisis fue de tipo elasto - plástico.

Los resultados que se obtuvieron se muestran en la Tabla 4.5: Esfuerzos Principales Mayores, Esfuerzos Principales Menores, Factores de Resistencia, Configuración Deformada y Desplazamiento Totales. El programa que utilizaron fue PHASE 2 de ROCSCIENCE, desarrollado por HOEK.

Los análisis que realizaron fueron para distintas secciones del túnel tomando en consideración las diversas etapas de excavación y ademado. De acuerdo a las condiciones geológicas, este túnel lo subdividieron en cinco zonas como se muestra en la Tabla 4.4 cabe mencionar que las secciones I y V, corresponden a los portales.

Tabla 4.4 Subdivisión del Túnel

SECCIÓN	CADENAMIENTO
I	30+620 a 30+720
II	30+720 A 30+840
III	30+840 a 31+020
IV	31+020 a 31+140
V	31+140 a 31+150

Al ir excavando el túnel, se presentará un relajamiento de los esfuerzos en la clave y piso, así como un incremento en los costados, los cuales no son simétricos debido al perfil superficial del terreno.

En los diagramas que fueron realizados se observa como comienza la fisuración de la roca en el piso por los esfuerzos de tensión.

Las secciones de cadenamientos 30+620 al 30+720 presentan una topografía descendente de sentido norte a sur con pendiente del orden de 55° (Figura 4.37) además se observa que existen 3 estratos, y donde se encuentra el túnel existen esfuerzos de compresión. En estas secciones se puede ver que la distribución de los esfuerzos y los valores del “Factor de Resistencia (FR)” no son simétricos respecto al eje del túnel. Antes de la excavación no se presentan zonas de

plastificación, al iniciarse la excavación si se presentan zonas de plastificación en la clave del túnel. Este procedimiento de excavación será en etapas para evitar la plastificación en la clave.

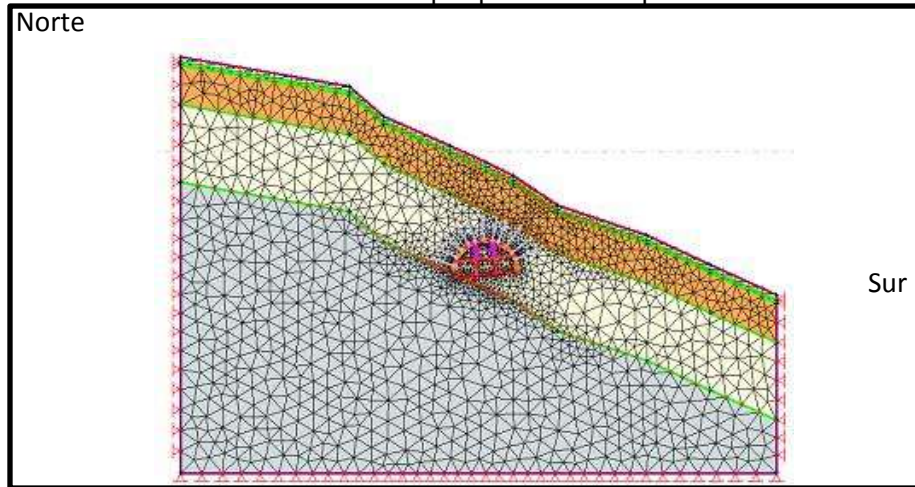


Figura 4.37 Modelo de los Esfuerzos de la Sección 30+640

Las secciones de cadenamientos 30+720 al 31+020 en su sección tipo 30+880 presenta en superficie una topografía plana lo cual corresponde a la meseta del cerro (Figura 4.38), además se presentan 3 estratos, al centro de la imagen se tienen esfuerzos de compresión. En esta sección la distribución de los esfuerzos y los valores del “FR” son prácticamente simétricos respecto al eje del túnel, sin que se presenten zonas de plastificación antes de excavar. De igual forma el procedimiento de excavación será en etapas, para evitar la plastificación en la clave.

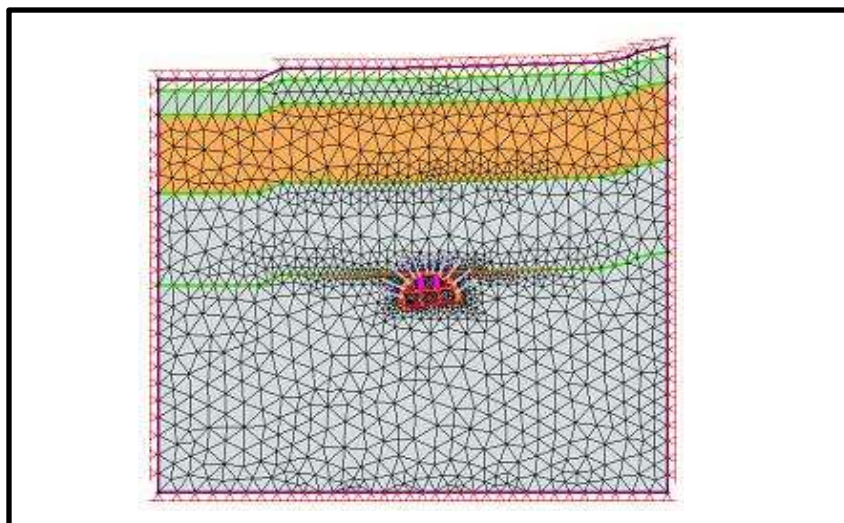


Figura 4.38 Modelo de los Esfuerzos de la Sección 30+880

Las secciones de cadenamientos 31+020 al 31+150 presentan en el perfil del terreno natural una topografía descendente de sentido sur a norte con pendiente del orden de 53° en el sentido del túnel (Figura 4.39) así mismo se pueden ver 2 estratos y al centro de la imagen se presentan los esfuerzos de compresión. Se destaca que la distribución de los esfuerzos y los valores del “Factor

de Resistencia” son prácticamente simétricos respecto al eje del túnel, sin que se presenten zonas importantes de plastificación antes de excavar. De igual forma el procedimiento de excavación será en etapas, para evitar la plastificación en la clave.

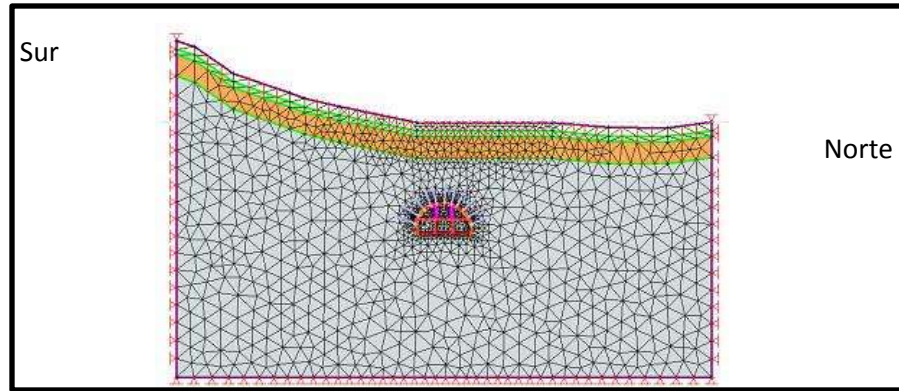


Figura 4.39 Modelo de los Esfuerzos de la Sección 31+140

Los desplazamientos máximos calculados que obtuvo la empresa INGEOMEX para cada sección se presentan en la Tabla 4.5, donde se puede apreciar que la deformación máxima en la clave será de 10 cm. en el cadenamiento 30+620 al 30+840. Cabe mencionar que en primer término se efectuaron los análisis sin considerar revestimiento alguno.

Tabla 4.5 Deformaciones Máximas

SECCIÓN	CADENAMIENTO	DEFORMACIÓN en cm		
		Lado derecho	Clave	Lado izquierdo
I	30+620 a 30+720	7.50	10.00	5.00
II	30+720 A 30+840	7.50	10.00	5.00
III	30+840 a 31+020	3.20	8.80	4.80
IV	31+020 a 31+140	3.20	8.80	4.80
V	31+140 a 31+150	3.60	5.40	3.00

SECCIÓN	CADENAMIENTO	FACTOR DE RESISTENCIA		
		Lado derecho	Clave	Lado izquierdo
I	30+620 a 30+720	0.78	2.387	1.565
II	30+720 A 30+840	0.78	2.387	1.565
III	30+840 a 31+020	1.343	1.30	0.78
IV	31+020 a 31+140	1.343	1.30	0.78
V	31+140 a 31+150	1.343	1.343	1.343

SECCIÓN	CADENAMIENTO	ESFUERZO σ_1 en kg/cm ²		
		Lado derecho	Clave	Lado izquierdo
I	30+620 a 30+720	34.00	8.50	34.00
II	30+720 A 30+840	34.00	8.50	34.00
III	30+840 a 31+020	57.50	12.50	57.50
IV	31+020 a 31+140	57.50	12.50	57.50
V	31+140 a 31+150	62.50	8.33	62.50

SECCIÓN	CADENAMIENTO	ELEMENTOS MECÁNICOS EN RECUBRIMIENTO		
		Fuerza axial máxima kg/cm ²	Momento kg-m	Fuerza cortante kg/cm ²
I	30+620 a 30+720	34.42	4.06	8.50
II	30+720 A 30+840	34.42	4.06	8.50
III	30+840 a 31+020	104.13	7.61	12.66
IV	31+020 a 31+140	104.13	7.61	12.66
V	31+140 a 31+150	52.38	9.10	3.20

Con los “FR”, ESFUERZOS y ELEMENTOS MECANICOS DE RECUBRIMIENTO de la tabla anterior nos sirven para saber si existe algún problema de inestabilidad fuerte en caso positivo obtener la solución adecuada en el momento que se esté realizando la excavación.

4.5 ANÁLISIS DE CUÑAS TRIDIMENSIONALES

La configuración tridimensional de las discontinuidades dentro del macizo rocos da pie a la formación de cuñas tetraédricas, que tenderán a ceder o deslizar hacia el interior de la excavación independientemente del campo de esfuerzos existentes, la única fuerza actuante es la de la gravedad y las resistencias al esfuerzo cortante (fricción y cohesión) en las superficies de deslizamiento. Por ello, la estabilidad de la roca dentro de un túnel debe revisarse tanto en función del estudio de esfuerzos como de la configuración espacial de las cuñas de roca. El análisis es del tipo vectorial tridimensional.

Se realizó el análisis de las cuñas tridimensionales usando el programa UNWEDGE, desarrollado por ROCSCIENCE, estudia las combinaciones de todas las posibles cuñas de roca que se puedan formar por las distintas discontinuidades en el macizo rocoso.

En este caso particular, la configuración tridimensional de las discontinuidades es la misma a lo largo del túnel, ya que se trata de un fracturamiento del tipo regional, y se presenta la misma geometría a lo largo del túnel.

Se tomó en cuenta la dirección del eje del túnel, el cual se dividió en tres secciones de análisis, cuyos cadenamientos se presentan en la Tabla 4.6.

SECCIÓN	Del cadenamiento
1	Tramo portal de entrada
2	Tramo central
3	Tramo portal de salida

Tabla 4.6 Secciones del Túnel

En cada una, se analizaron 10 posibles combinaciones, en función del número de familias de discontinuidades, donde se presentan los análisis más representativos. Se buscó la cuña de mayor tamaño que se puede formar dentro del espacio de la excavación. En caso de inestabilidad se analizó el sistema de soporte necesario para lograr el FS necesario, el cual se consideró de 2.00 como mínimo para condiciones de largo plazo y de 1.50 en condiciones de estabilidad durante la construcción del túnel.

Cabe recalcar que se cuenta con la información pero al revisar no se sabe de dónde se sacaron algunos valores para calcular por lo que no se explicaron.

CAPÍTULO 5

REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

Se llama pavimento al conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas de tránsito y las transmiten a los estratos inferiores en forma disipada, proporcionando una superficie de rodamiento, la cual debe funcionar eficientemente. Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son las siguientes: ancho, trazo horizontal y vertical, resistencia adecuada a las cargas para evitar fallas y agrietamientos, además de una adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento aun en condiciones húmedas. Deberá presentar una resistencia adecuada a los esfuerzos destructivos del tránsito, de la intemperie y del agua (ORTEGA).

Puesto que los esfuerzos en un pavimento decrecen con la profundidad, se deberán colocar los materiales de mayor capacidad de carga en las capas superiores, siendo de menor calidad los que se colocan en las terracerías, además de que son materiales que más comúnmente se encuentran en la naturaleza, y por consecuencia resultan los más económicos.

La división en capas que se hace en un pavimento obedece a un factor económico, ya que cuando determinamos el espesor de una capa el objetivo es darle el grosor mínimo que reduzca los esfuerzos sobre la capa inmediata inferior. La resistencia de las diferentes capas no solo dependerá del material que la constituye, también resulta de gran influencia el procedimiento constructivo; siendo dos factores importantes la compactación y la humedad, ya que cuando un material no se acomoda adecuadamente, este se consolida por efecto de las cargas y es cuando se producen deformaciones permanentes.

Existen dos tipos de pavimentos: rígidos y flexibles.

El **pavimento rígido** se compone de losas de concreto hidráulico que en algunas ocasiones presenta un armado de acero, tiene un costo inicial más elevado que el flexible, su periodo de vida varía entre 20 y 40 años; el mantenimiento que requiere es mínimo y solo se efectúa (comúnmente) en las juntas de las losas.

El **pavimento flexible** resulta más económico en su construcción inicial, tiene un periodo de vida entre 10 y 15 años, pero tiene la desventaja de requerir mantenimiento constante para cumplir con su vida útil. Este tipo de pavimento está compuesto principalmente de una carpeta asfáltica, de la base y de la sub – base (ORTEGA).

Los adjetivos rígido y flexible nos proporcionan una práctica idea sobre como los pavimentos reaccionan frente a las cargas y medio ambiente (CANACEM).

Su principal diferencia es como cada uno de ellos transmite las cargas a la subrasante.

La alta rigidez de la losa de concreto le permite mantenerse como una placa y distribuir las cargas sobre un área mayor de la subrasante, transmitiendo presiones muy bajas a las capas inferiores. Por si misma, la losa proporciona la mayor parte de la capacidad estructural del pavimento rígido.

Pavimento flexible, está constituido con materiales menos rígidos (que el concreto), y más deformables, que transmiten a la subrasante las cargas de manera más concentrada, distribuyendo el total de la carga en menos área de apoyo.

Por lo tanto, el pavimento flexible normalmente requiere más capas y mayores espesores para resistir la transmisión de cargas a la subrasante (CANACEM).

Sabemos que las vías de comunicación son la base del desarrollo del país, para ser capaces de competir en el desarrollo económico y para mejorar la calidad de vida de sus habitantes. Son un factor determinante para abatir la discriminación geográfica y social y tener una expansión económica y social sostenible.

La Autopista Toluca – Naucalpan su objetivo es coadyuvar a canalizar los flujos vehiculares hacia y desde la ciudad de Toluca, de la región norte y poniente de la zona metropolitana del Valle de México que utilizan la actual autopista La Venta – Chamapa – Lecheria, misma que actualmente opera con bajo nivel de servicio en horas picos de flujo vehicular originando una alternativa a la autopista México – Toluca. Constituye además mediante una autopista de altas especificaciones, un factor importante para detonar polos de desarrollo en la región centro – oriente del Estado de México mediante la conexión de esta Región con el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de Toluca (SCT).

La autopista tiene una longitud de 39.0 km, tiene un ancho de corona de 21 m, tendrá cuatro carriles, dos por sentido; Por lo cual el diseño de la estructura del pavimento lo dividimos en dos partes que serían el interior del túnel (pavimento rígido) y el exterior del túnel (pavimento flexible).

5.1 PAVIMENTO FLEXIBLE

El proyecto del pavimento exterior del túnel contempla la construcción de un cuerpo nuevo de 21.00 m. de corona. La sección transversal estará constituida por cuatro carriles de circulación de 3.50 m. de ancho cada uno, acotamientos exteriores y barrera. Se considera un bombeo del 2% hacia ambos lados de la sección.

Para este caso se emplearon los métodos de diseño de pavimentos AASHTO y UNAM.

Con base en los resultados obtenidos del análisis de tránsito se plantea el TDPA del año base, así como la distribución vehicular que servirán como parámetros de diseño para la estructura del pavimento.

El tránsito de diseño, TDPA inicial, será de 12000 vehículos, divididos en dos cuerpos y dos carriles (Tabla 5.1).

Tabla 5.1 Distribución de Vehículos

TIPO	%
A	79.0
B	6.3
C2	3.0
C3	1.8
T2S1	0.0
T2S2	0.0
T3S2	2.3
T3S3	2.3
T3S1R2	1.1
T3S2R2	1.2
T3S2R3	1.3
T3S2R4	1.7
	100.0

El proyectista elaboró la estructura del pavimento la cual sería la siguiente (Figura 5.1).

CARPETA	5 cm
BASE ASFÁLTICA	15 cm
SUB BASE	30 cm

Figura 5.1 Estructura del Pavimento

Se llevó a una revisión la estructura para ver si cumple con lo requerido a través del programa DISPAV-5 (Figura 5.2) primero se introducen los espesores de cada capa (H), por segundo introducimos los Valores Relativos de Soporte críticos (VRSz) estimados de los materiales, en el caso de este proyecto el proyectista ha medido los módulos de rigidez (E), por último deben

introducirse las relaciones de Poisson de todos los materiales, se sugieren valores comunes para cada uno de ellos. Al terminar de introducir los datos requeridos se calcula la vida previsible, usando el modelo correspondiente al tipo de camino elegido, de altas especificaciones en este caso.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H cm	URSz %	E kg/cm ²	U	Vida previsible	
					Def	Fatiga
Carpeta	5.0		30000	0.35		> 150
Base asfáltica	15.0		20000	0.35		9.2
Sub-base	30.0	60.0	2284	0.45	5.7	
Subrasante	40.0	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf	12.0	740	0.45	> 150	
		Vida previsible				
Deformación		5.7				
Fatiga		9.2				
¿Quiere hacer otro cálculo? (s/n) _						

Figura 5.2 Revisión de la Estructura del Pavimento, DISPAV-5

El diseño de estructura del pavimento que generó el proyectista de acuerdo con el programa DISPAV-5 nos muestra que para deformación tiene una vida previsible de 5.7 millones de ejes estándar contra los 28.5 y para fatiga 9.2 millones de ejes estándar contra los 44.7, por lo cual el camino no podrá soportar las condiciones necesarias, eso nos llevó a rediseñar la estructura del pavimento por lo que se realizó con el programa DISPAV-5. La información que se muestra a continuación fue tomado del “Diseño Estructural de Pavimentos Asfálticos, Incluyendo Carreteras de Altas Especificaciones” del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

A continuación se seguirá paso a paso el procedimiento de diseño del pavimento mostrando el texto de la pantalla de la computadora para mejor comprensión del mismo.

El programa permite revisar la vida previsible de un diseño conocido, o determinar los espesores de capa requeridos, para un tránsito de proyecto dado y con los materiales con que se cuenta. En este caso se va a obtener el diseño de espesores, a partir de las características de tránsito y de los materiales disponibles, por lo que se elige la opción 1.

Ahora se debe elegir el tipo de camino según la importancia e intensidad del tránsito que vaya a tener durante la vida del proyecto. Como el camino es importante, con un tránsito de vehículos

muy grande, se considera que lo adecuado es aplicar el diseño de altas especificaciones, de manera que se mantenga en buen nivel de servicio en todo el periodo del proyecto (Figura 5.3).

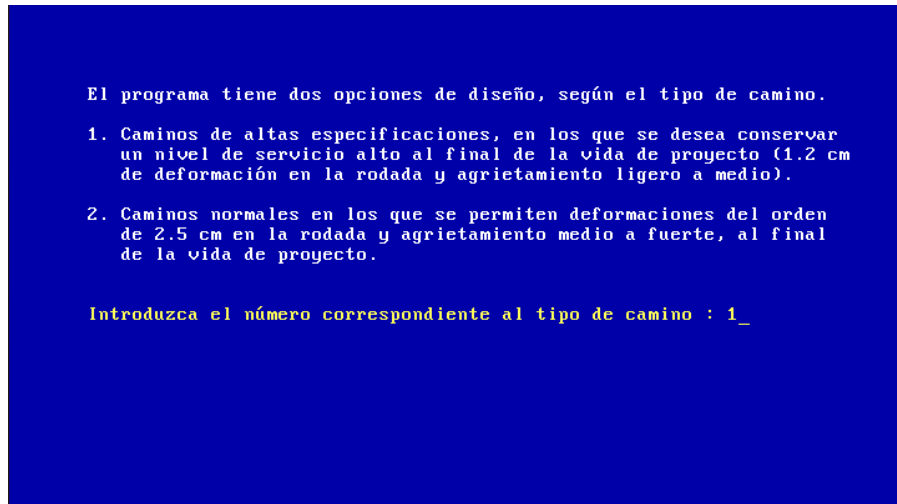


Figura 5.3 Programa DISPAV-5, Opciones de Diseño

El programa permite introducir directamente el tránsito de proyecto, en ejes estándar de 8.2 tonelada métricas, en caso de ser conocido. También se puede calcular el tránsito de proyecto a partir de los datos del tránsito promedio diario anual, en el carril de proyecto, y de su composición por tipo de vehículo. En este ejemplo se calcula el tránsito de proyecto a partir de la composición del tránsito mezclado, por lo que se elige la segunda opción (Figura 5.4).

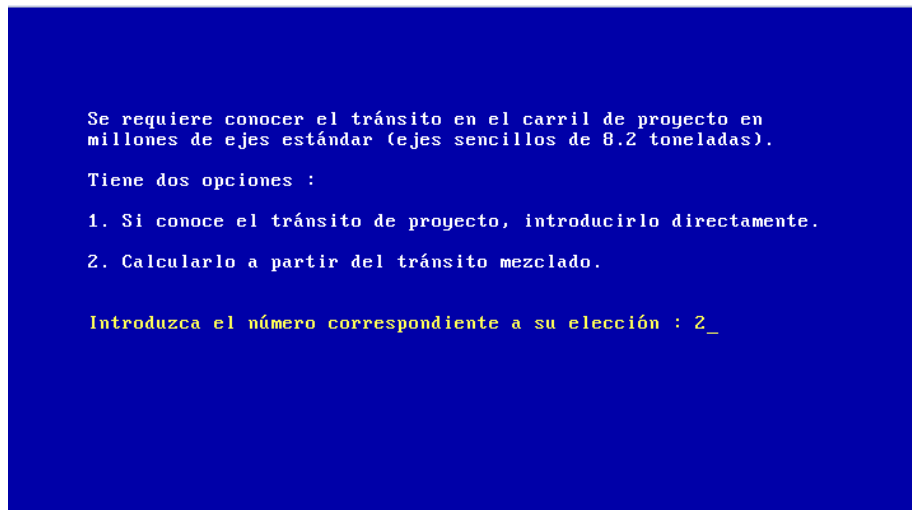
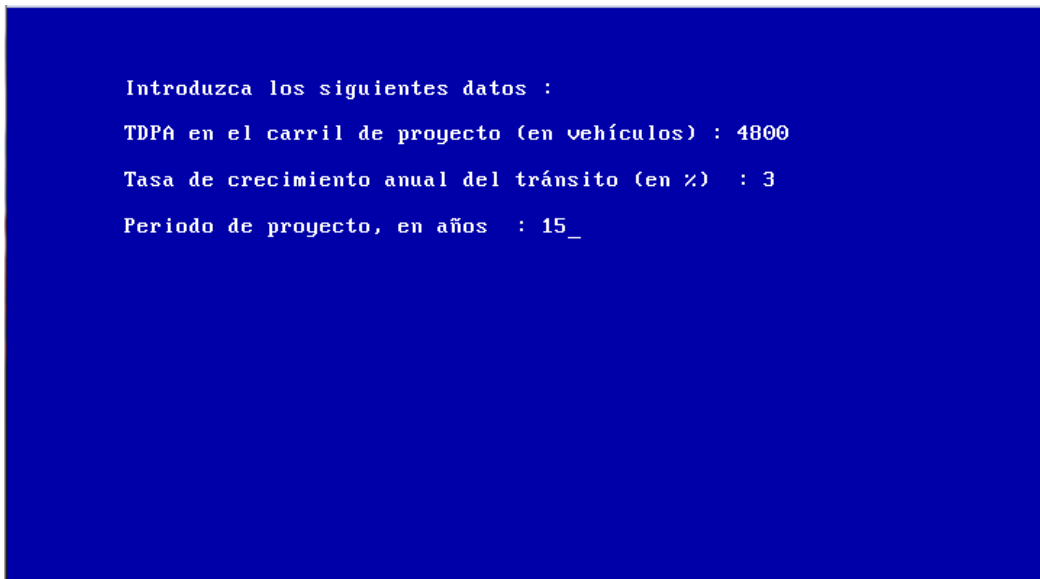


Figura 5.4 Programa DISPAV-5, Tránsito en el Carril de Proyecto

Se requiere del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto considerando el coeficiente direccional y la distribución por carriles. La tasa de crecimiento anual debe estimarse mediante un

análisis estadístico. En este caso se emplearon los resultados obtenidos por el proyectista. También se requiere el periodo de diseño del pavimento, en años (Figura 5.5).



Introduzca los siguientes datos :

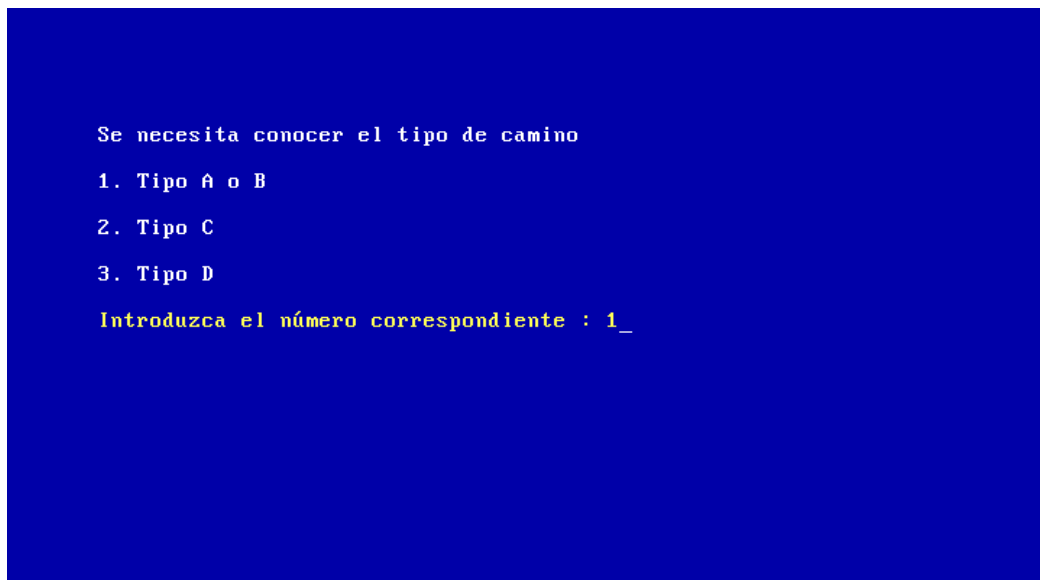
TDPA en el carril de proyecto (en vehículos) : 4800

Tasa de crecimiento anual del tránsito (en %) : 3

Periodo de proyecto, en años : 15_

Figura 5.5 DISPAV-5, Datos del Proyecto

Para efecto de las cargas máximas legales en los vehículos comerciales, en la siguiente figura se consideran especificaciones de un camino de tipo A, según la clasificación SCT (Figura 5.6).



Se necesita conocer el tipo de camino

1. Tipo A o B
2. Tipo C
3. Tipo D

Introduzca el número correspondiente : 1_

Figura 5.6 DISPAV-5, Tipo de Camino

Tomando en cuenta la información obtenida de datos viales se considera la distribución del tránsito de la Tabla 5.1, los vehículos que no aparecen en la tabla no se tomaran en cuenta de aquí en adelante. La suma de los porcentajes debe ser 100; de lo contrario se deberán volver a introducir los datos correspondientes (Figura 5.7).

```

Se requiere conocer la composición del tránsito,
introduzca el porcentaje de cada tipo de vehículo.

Automovil          A : 79.0
Autobús            B2 : 6.3
                   B3 :
                   B4 :
Camión unitario     C2 : 3.0
                   C3 : 1.8
Camión remolque     C2-R2 :
                   C3-R2 :
                   C3-R3 :
                   C2-R3 :

Tractocamión articulado
                   T2-S1 :
                   T2-S2 :
                   T3-S2 : 2.3
                   T3-S3 : 2.3

Tractocamión doblemente articulado
                   T2-S1-R2 : 1.1
                   T3-S1-R2 :
                   T3-S2-R2 : 1.2
                   T3-S2-R3 : 1.3
                   T3-S2-R4 : 1.7
                   T3-S3-S2 : _
    
```

Figura 5.7 DISPAV-5, Composición del Tránsito

El programa permite considerar los diferentes porcentajes de vehículos cargados para cada uno de los tipos de vehículos que se consideren en la composición del tránsito, o emplear un porcentaje constante para todos los vehículos comerciales. Para este caso se supone que el 80% de los vehículos comerciales circulan cargados y 20% circulan vacíos (Figura 5.8).

```

Los vehículos tipo A se supone que siempre están cargados.
Los autobuses y vehículos de carga (tipos B, C y T), pueden
circular vacíos en un cierto porcentaje de casos.

Se requiere conocer el porcentaje de camiones cargados en el carril
de proyecto.

Se tienen dos opciones:

1. Emplear un porcentaje de vehículos cargados aplicable a todos los
vehículos comerciales (un porcentaje promedio).

2. Emplear un porcentaje de vehículos cargados para cada tipo de
vehículo.

Introduzca la opción que desea aplicar (1 o 2): 1

En ausencia de información más confiable se sugiere emplear una
proporción de camiones cargados entre 60 y 80%, (entre 40 y 20% de
camiones vacíos).
Introduzca la proporción de camiones cargados que juzgue correcta (%): 80_
    
```

Figura 5.8 DISPAV-5, Vehículos Cargados

El programa presenta la carga máxima legal, en cada eje, para el tipo de camino de proyecto, por cada tipo de vehículo incluido, y se pide al proyectista que la modifique si tiene información al respecto, o que la ratifique en caso contrario, es decir el proyectista tiene la opción de introducir el peso estimado para cada uno de los ejes de los vehículos comerciales considerados, también se requiere la presión de las llantas de los vehículos, el programa incluye las presiones admisibles en la norma oficial, en caso de que el proyectista conozca las presiones reales debe hacerlo, tomando en cuenta que dicha presión debe medirse después de haber transitado el vehículo suficiente tiempo (Figura 5.9).

```

                                Autobús B2

Eje          1          2
Tipo         Sencillo   Sencillo
Carga*       6.5        11.0
Presión**    6.0        6.0

* Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
** Presión de inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se han indicado las cargas máximas legales por eje, en toneladas,
según aparecen en el decreto publicado el 7 de enero de 1997 (en algunos
casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima
total del vehículo). Puede modificarlas de acuerdo con su proyecto.

¿Quiere hacer modificaciones? (s/n) : n_
    
```

Figura 5.9 DISPAV-5, Cargas Máximas

A continuación el programa calcula y presenta los coeficientes de equivalencia (o de daño relativo) para cada vehículo, como se muestra en la siguiente figura para un autobús B2 (Figura 5.10).

COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHICULO CARGADO						
Autobús B2						
EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	1.28	2.11	3.55	4.69	5.01	5.14
TOTAL	2.40	2.73	3.93	4.99	5.29	5.41

Para continuar oprima cualquier tecla

Figura 5.10 DISPAV-5, Coeficientes de equivalencia del vehículo cargado

Por último, el programa calcula el tránsito acumulado de proyecto (N) a diferentes profundidades, tomando en cuenta los coeficientes de equivalencia de cada vehículo, el tránsito diario promedio, la distribución del tránsito, la tasa de crecimiento anual y el periodo de proyecto (Figura 5.11).

```
Tránsito de proyecto en millones de ejes estándar para una profundidad de :  
  
Z = 5 cm      Z = 15 cm      Z = 30 cm      Z = 60 cm      Z = 90 cm      Z = 120 cm  
  
31.1          28.5          32.2          41.7          44.7          45.9  
  
Se sugiere emplear el tránsito de proyecto determinado a 15 y 90 cm  
para diseño por fatiga y deformación permanente, respectivamente.  
Pero usted puede tomar la profundidad más adecuada a su proyecto.  
  
¿Acepta la sugerencia? (s/n) s_
```

Figura 5.11 DISPAV-5, Tránsito de Proyecto para Ciertas Profundidades

En la siguiente etapa nos genera el tránsito de proyecto en millones de ejes estándar (Figura 5.12).

```
El tránsito de proyecto, en millones de ejes estándar, es :  
  
(a) Por fatiga en las capas estabilizadas :      28.5  
(b) Por deformación en capas no estabilizadas :  44.7  
  
¿Quiere imprimir los resultados (s/n)? n_
```

Figura 5.12 DISPAV-5, Tránsito de Proyecto en millones de ejes estándar

El proyectista debe partir de un anteproyecto de la sección estructural del pavimento, es decir cuales capas y que tipo de materiales planea incluir. El programa considera un máximo de cinco capas, incluyendo la terracería, lo cual es conveniente para un diseño estructural adecuado y confiable. Para la elección de las diferentes capas de pavimento conviene tomar en cuenta la deformación unitaria y tensión, en la parte inferior de la carpeta asfáltica. Conviene que la capa debajo de la carpeta asfáltica sea de buena calidad, y que no pierda rigidez en la época de lluvias, por lo que es recomendable emplear bases granulares adecuadas. En este proyecto se decide explorar la posibilidad de un diseño con carpeta asfáltica; base granular; subrasante y terracería. Por lo que se introduce el número 4 (Figura 5.13).

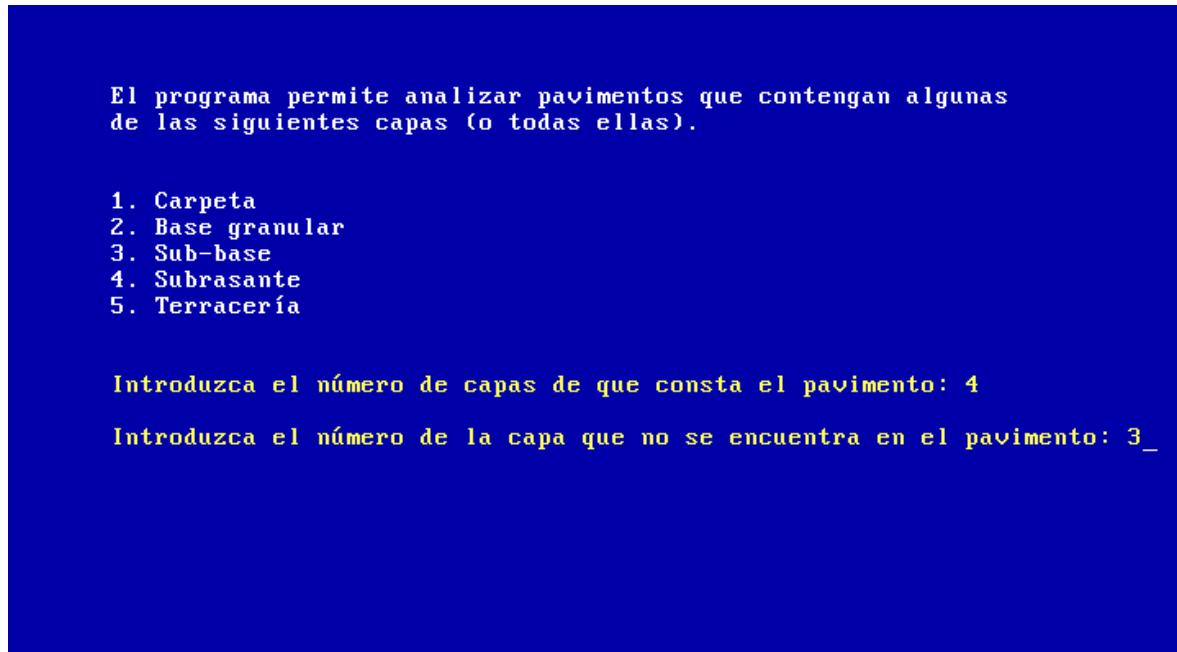


Figura 5.13 DISPAV-5, Número de Capas

El VRSz estimado se debe establecer considerando la compactación a que se van a colocar los materiales, así como las condiciones de humedad previsibles durante la vida de servicio del camino. El método establece valores mínimos y máximos para el VRSz, con el propósito de obtener espesores adecuados cuando este excede los umbrales máximos o mínimos convenientes de los materiales empleados. En caso de que se propongan valores inferiores a los mínimos admisibles, el programa se detiene y el proyectista debe replantear el proyecto con otros materiales (Figura 5.14).

En caso de que se propongan valores mayores a los máximos, el programa toma el valor máximo admisible como el VRS_p, aunque registra el valor propuesto por el proyectista para emplearlo en la estimación del módulo de rigidez de la capa correspondiente, en caso de requerirse. En este caso los valores propuestos están en el intervalo aceptable (Figura 5.14).

Para el cálculo de esfuerzos, deformaciones unitarias, y desplazamientos verticales, se requieren los módulos de rigidez de todas las capas. Se hace notar que la estimación del módulo de rigidez de proyecto es un problema difícil que requiere de un análisis amplio y del buen criterio del proyectista. En efecto, el módulo de rigidez cambia de manera significativa con varios factores, entre ellos la temperatura y la velocidad de aplicación de las cargas de las ruedas de los vehículos. A esto se debe agregar el efecto dinámico vertical, que altera las cargas estáticas. En consecuencia, la estimación de los módulos de rigidez de los diferentes materiales debe considerarse con mucho cuidado, para evitar fallas debido a una apreciación inadecuada de las características mecánicas de los materiales. En caso de que el proyectista no pueda obtener los módulos de rigidez de los materiales no aglutinados en pruebas de laboratorio, o en el campo, el programa permite estimarlos de manera aproximada, para este caso se supone conocido el módulo de rigidez de la carpeta y se estima el módulo de rigidez de las otras capas, a partir del VRSz (Figura 5.14).

El programa propone relaciones de Poisson para cada tipo de material, si el proyectista tiene información confiable que indique que el valor es diferente al anotado puede modificarlo (Figura 5.14).

Capa	URSz	URSp	Mod de rigidez	Poisson
Carpeta			25000	0.35
Base granular	100	100	3265	0.35
Subrasante	20	20	1058	0.45
Terracería	12	12	740	0.45

Se proponen valores para las relaciones de Poisson de cada capa, puede modificarlas si así lo desea.

¿Quiere hacer algún cambio? (s/n) n_

Figura 5.14 DISPAV-5, Valores VRS, Mod. Rigidez, Poisson

En programa permite elegir el nivel de confianza del proyecto, entre 50 y 99%, se sugiere el empleo de un nivel de 85%. Para este caso tomaremos el nivel propuesto de 85 % (Figura 5.15).

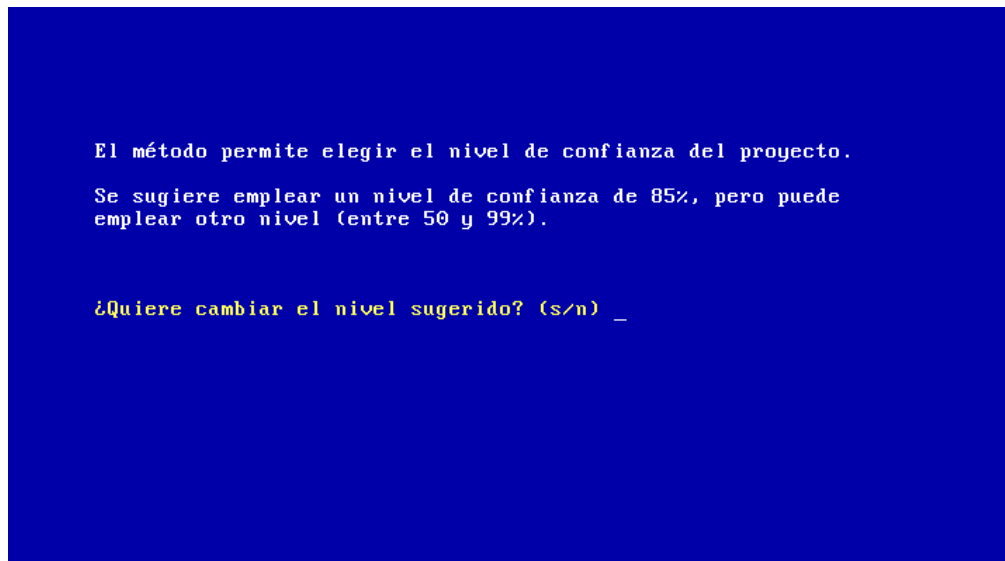


Figura 5.15 DISPAV-5, Nivel de Confianza

Una vez concluida la entrada de información el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla prematura por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto. El diseño que se obtuvo es el siguiente (Figura 5.16), el programa ha revisado que los espesores obtenidos sean mayores que los valores mínimos establecidos para este tipo de camino y este tránsito de proyecto; en el caso de que alguna capa hubiera tenido un espesor menor al mínimo, el diseño se ajusta al valor mínimo y en las capas inferiores se deduce ese incremento.

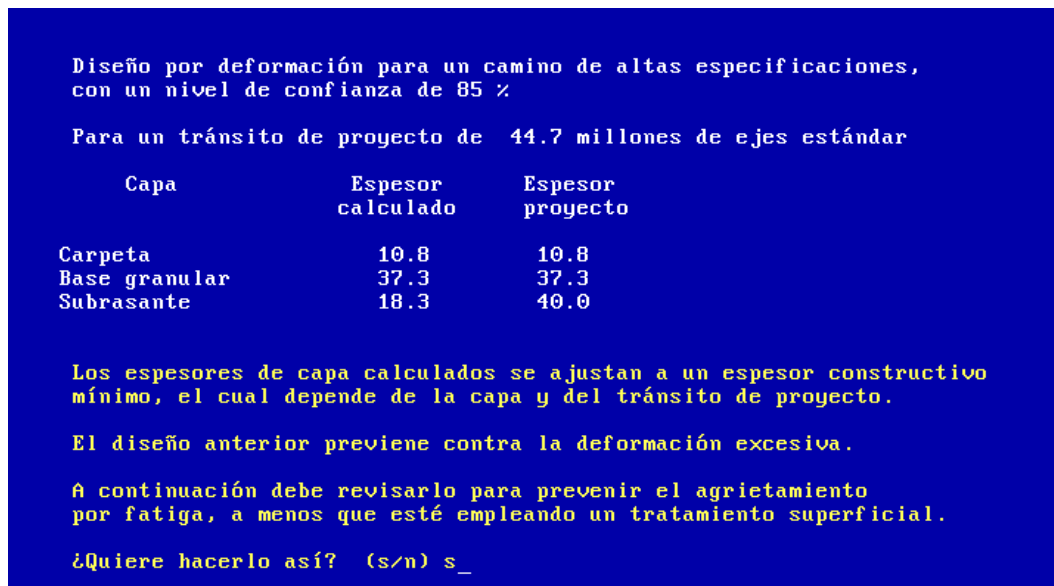


Figura 5.16 DISPAV-5, Prevenir Agrietamiento

La vida previsible por fatiga se basa en las deformaciones unitarias generadas en la parte inferior de la carpeta asfáltica de la estructura obtenida en el paso anterior. Se emplea el modelo de fatiga correspondiente al tipo de camino elegido. El resultado de la revisión indica que la vida previsible es inferior al tránsito de proyecto por fatiga: se requiere modificar el diseño para que la vida previsible coincida, aproximadamente, con el tránsito de proyecto. El programa proporciona cuatro opciones al usuario. (Figura 5.17)

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H	URS _z	E	U	Vida previsible	
	cm	%	kg/cm ²		Def	Fatiga
Carpeta	10.8		25000	0.35		3.2
Base granular	37.3	100.0	3265	0.35	44.7	
Subrasante	40.0	20.0	1058	0.45	44.7	
Terracería	Semi-inf	12.0	740	0.45	> 150	
	Vida previsible		Tránsito proyecto			
Deformación	44.7		44.7			
Fatiga	3.2		28.5			
El diseño no es adecuado.						
Tiene usted cuatro opciones:				1. cambiar módulo de carpeta		
				2. cambiar espesores		
				3. emplear base asfáltica.		
				4. salir del programa		
Introduzca el número que corresponde a su opción: 2_						

Figura 5.17 DISPAV-5, Espesores del Diseño del Pavimento, no adecuado

Se elige la opción 2 de la carátula, y se incrementa el espesor de la carpeta a 19 cm. aunque la vida previsible es mayor que el tránsito de proyecto tomamos esta como final (Figura 5.18).

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H	URSz	E	U	Vida previsible	
	cm	%	kg/cm ²		Def	Fatiga
Carpeta	19.0		25000	0.35		30.6
Base granular	37.3	100.0	3265	0.35	> 150	
Subrasante	40.0	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf	12.0	740	0.45	> 150	
	Vida previsible		Tránsito proyecto			
Deformación	> 150		44.7			
Fatiga	30.6		28.5			
La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto el diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.						
¿Quiere explorar otras alternativas? (s/n) _						

Figura 5.18 DISPAV-5, Espesores del Diseño del Pavimento, parece adecuado

Se dio el análisis también por el método AASHTO para comparar los resultados obtenidos con el del DISPAV-5. Usando un programa de cómputo para encontrar el número estructural, después se llevó a cabo el cálculo del espesor de las capas. La siguiente información la obtuvimos de la “Publicación Técnica No. 104, Pavimentos Flexibles. Problemática, Metodologías de Diseño y Tendencias” del IMT.

Método de la AASHTO para el Diseño de la Sección Estructural de los Pavimentos.

El método de la AASHTO, versión 1993, describe con detalle los procedimientos para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y rígidos de carreteras. En el caso de los pavimentos flexibles, el método establece que la superficie de rodamiento se resuelve solamente con concreto asfáltico y tratamientos superficiales, pues asume que tales estructuras soportaran niveles significativos de tránsito (mayores de 50,000 ejes equivalentes acumulados de 8.2 ton durante el periodo de diseño), dejando fuera pavimentos ligeros para tránsitos menores al citado, como son los caminos revestidos o de terracería.

El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un “número estructural SN” para el pavimento flexible que pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el número estructural SN requerido, el método proporciona la ecuación general y la gráfica, que involucra los siguientes parámetros:

El tránsito en ejes equivalentes acumulados para el periodo de diseño seleccionado. “ W_{18} ”.

El parámetro de confiabilidad, “R”

La desviación estándar global, “So”

El módulo de resiliencia efectivo, “Mr” del material usado para la subrasante.

La pérdida o diferencia entre los índices de servicio inicial y final deseados, “ ΔPSI ”

A continuación se hace mención de cada parámetro:

Para el cálculo del tránsito, el método contempla los ejes equivalentes sencillos de 18,000 lb. (8.2 ton.) acumulados durante el periodo de diseño, por lo que no ha habido grandes cambios con respecto a la metodología original de AASHTO. Este valor se tomó del programa DISPAV-5 siendo el valor de 28.5 millones de ejes estándar.

La confiabilidad (R), con este parámetro, se trata de llegar a cierto grado de certeza en el método de diseño, para asegurar que las diversas alternativas de la sección estructural que se obtengan, durarán como mínimo el periodo de diseño. El método AASHTO (1993) para el diseño de la sección estructural de pavimentos flexibles, recomienda valores desde 50 y hasta 99.9 para el parámetro “R” de confiabilidad, con diferentes clasificaciones funcionales, notándose que los niveles más altos corresponden a obras que estarán sujetas a un uso intensivo, mientras que los niveles más

bajos corresponden a obras o caminos locales y secundarios. El valor que escogió el proyectista es de 85 %.

Desviación estándar global “So”, este parámetro está ligado directamente con la confiabilidad (R), descrita anteriormente; habiéndolo determinado, en este paso deberá seleccionarse un valor “So”, representativo de condiciones locales particulares, que considera posibles variaciones en el comportamiento del pavimento y en la predicción del tránsito, lo que corresponde a valores de la desviación estándar total debidos al tránsito de 0.35 y 0.45 para pavimentos rígidos y flexibles respectivamente. Fue escogido por el proyectista el valor de 0.45 para pavimentos flexibles.

El Módulo de Resiliencia Efectivo, en el método de la AASHTO, la parte fundamental para caracterizar debidamente a los materiales, consiste en la obtención del Módulo de Resiliencia, con base en pruebas de laboratorio, realizados en materiales a utilizar en la capa subrasante, con muestras representativas (esfuerzo y humedad) que simulen las estaciones del año respectivas. El Módulo de Resiliencia “estacional” será obtenido alternadamente por correlaciones con propiedades del suelo, tales como el contenido de arcilla, humedad, índice plástico, etc.. Finalmente, deberá obtenerse un “Módulo de Resiliencia efectivo”, que es equivalente al efecto combinado de todos los valores de Modulo estacionales. Para la obtención del Módulo estacional, o variaciones del Mr a lo largo de todas las estaciones del año se ofrecen dos procedimientos: uno, obteniendo la relación en el laboratorio entre el Módulo de Resiliencia y el contenido de humedad de diferentes muestras en diferentes estaciones del año y, dos, utilizando algún equipo para medición de deflexiones sobre carreteras en servicio durante diferentes estaciones del año. El proyectista asignó un valor para “Mr” igual a 15088 psi.

Perdida o diferencia entre índices de servicio (PSI) inicial y final, el cambio o pérdida en la calidad de servicio que la carretera proporciona al usuario, se hace notar que aun en la versión 1993, AASHTO no ha modificado la escala del índice de servicio original de 0 a 5 para caminos intransitables hasta carreteras perfectas, respectivamente. Sin embargo, se sugiere que el criterio para definir el índice de servicio terminal o mínimo de rechazo (menor índice tolerado antes de realizar alguna operación de rehabilitación, reencarpetado o reconstrucción) esté en función de la aceptación de los usuarios de la carretera. El proyectista escogió los valores de 4.2 para PSI inicial y para PSI final el valor de 3.

Una vez que el diseñador ha obtenido el Número Estructural SN para la sección estructural del pavimento, utilizando el grafico o la ecuación general básica de diseño, donde se involucraron los parámetros anteriormente descritos (transito, R, So, Mr, Δ PSI), este valor “SN” lo calculamos con un programa de cómputo el cual se muestra en la Figura 5.19 con el cual se obtuvo un valor de SN=4.86.

Después de obtener el “SN” se requiere determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original. La siguiente ecuación (Figura 5.20) puede utilizarse para obtener los espesores de capa, para la

superficie de rodamiento o carpeta, base y subbase, haciéndose notar que el método de AASHTO, versión 1993, ya involucra coeficientes de drenaje particulares para la base y subbase.



Figura 5.19 Programa Ecuación AASHTO 1993, obtención del SN.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Donde:

a_1, a_2, a_3 = Coeficientes de capa representativos de carpeta, base y subbase respectivamente.

D_1, D_2, D_3 = Espesor de la carpeta, base y subbase respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficiente de drenaje para base y subbase, respectivamente.

Figura 5.20 Fórmula de SN

Como no tenemos una capa de subbase, se elimina la parte de la fórmula “ $a_3 D_3 m_3$ ” quedándonos la carpeta y base. Para la obtención de los coeficientes de capa a_1, a_2 deberán utilizarse las Figuras 5.21 y 5.22. Para la obtención de los coeficientes de drenaje, m_2 y m_3 , correspondientes a las capas de base y subbase respectivamente, el método de AASHTO se basa en la capacidad del drenaje para remover la humedad interna del pavimento (Figura 5.23).

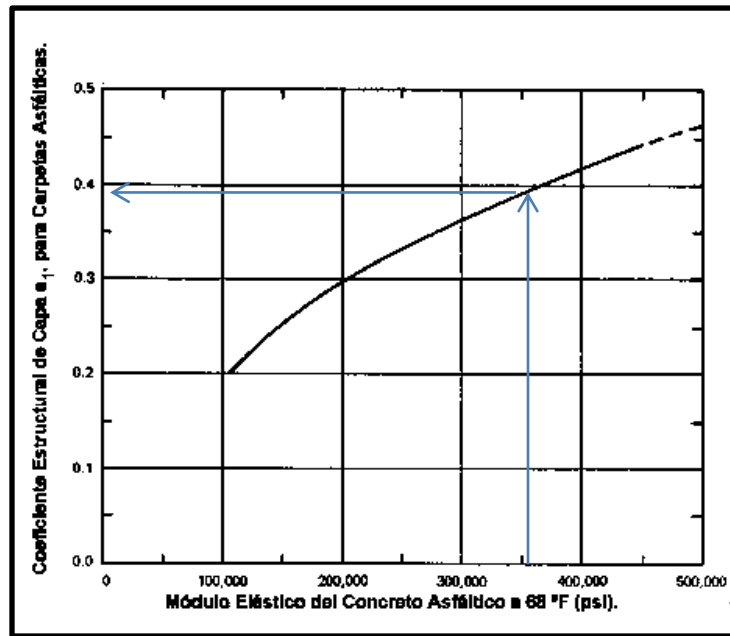


Figura 5.21 Gráfica para determinar el coeficiente estructural de capa “a1” en función del módulo elástico del concreto asfáltico.

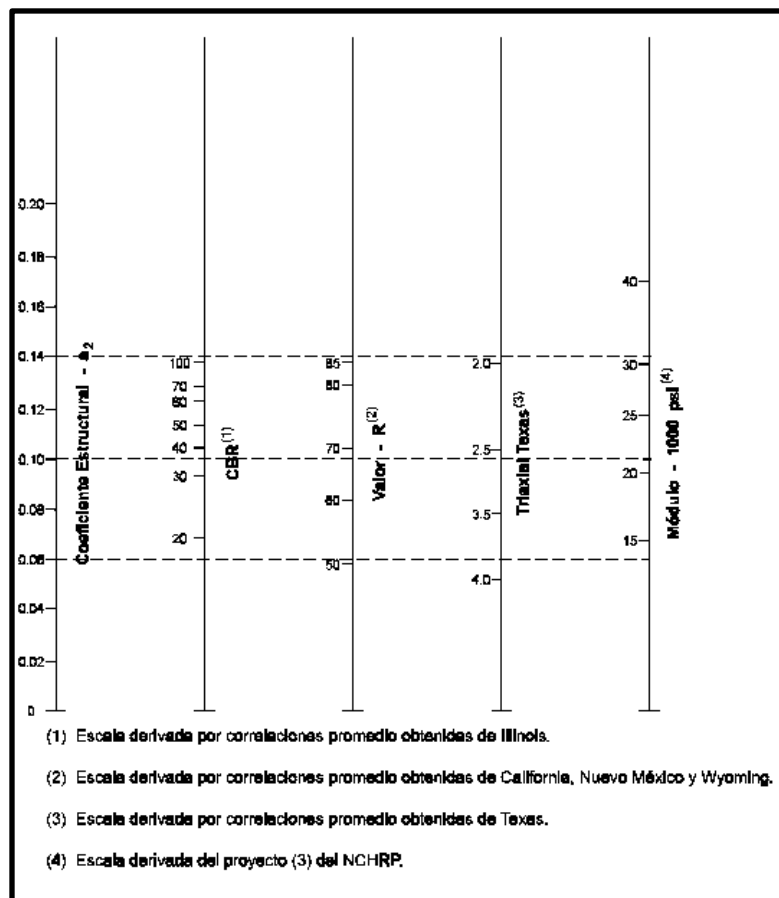


Figura 5.22 Variación de los coeficientes de capa “a2”, en bases granulares

Porcentaje de Tiempo al cual está Expuesta la Estructura del Pavimento a Niveles de Humedad Próxima a la Saturación				
Calidad del Drenaje	Menor del 1%	1 - 5%	5 - 25%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Figura 5.23 Valores m_i recomendados para modificar los coeficientes estructurales de capa de bases y subbases sin tratamiento en pavimentos flexibles.

Para el cálculo de los espesores D1, D2, y D3 (en pulgadas), el método sugiere respetar los siguientes valores mínimos, en función del tránsito en ejes equivalentes sencillos (Tabla 5.2).

TRÁNSITO (ESAL's) EN EJES EQUIVALENTES	CARPETAS DE CONCRETO ASFÁLTICO	BASES GRANULARES
Menor de 50,000	1.0 ó T.S.	4.0
50,001 - 150,000	2.0	4.0
150,001 - 500,000	2.5	4.0
500,001 - 2'000,000	3.0	6.0
2'000,001 - 7'000,000	3.5	6.0
Mayor de 7'000,000	4.0	6.0

Tabla 5.2 Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes.

A continuación se muestra el procedimiento de cálculo para los espesores de las capas.

Como tenemos ya calculado el “SN” se llevará a cabo una interpolación de la capas D1 y D2 hasta que se logre la igualdad.

Basándonos en la fórmula de la Figura 5.20 procederemos a obtener los coeficientes de capa representativos de carpeta, base y subbase respectivamente, como se había mencionado anteriormente se eliminó la subbase quedándonos nada más “a1 y a2”.

Con la Figura 5.21 obtenemos la capa “a1” a partir del módulo elástico del concreto que sería de 355,500 psi (dato obtenido del proyectista), se tienen las flechas que hacen referencia al coeficiente estructural de capa “a1” obteniendo un valor aproximado de 0.38. Para la capa “a2” tenemos que el valor del CBR es de 100 % basándonos en la Figura 5.22 obtenemos un valor de 0.138.

Para poder hacer la interpolación se obtendrán los valores de las capas D1 y D2 de la Tabla 5.2 como tenemos el tránsito en ejes equivalentes mayor de 7'000'000 empezaremos con 4.0 para carpetas de concreto asfáltico y 6.0 para bases granulares.

Obtenemos el coeficiente de drenaje para la base basándonos en la Figura 5.23 como queremos una calidad de drenaje bueno y tenemos niveles de humedad entre el 5 y 25% tomaremos el valor de 1.0 para nuestros cálculos.

Haciendo los cálculos necesarios se obtuvieron los espesores de las capas:

$$SN = 4.8721$$

$$D1 = 8.4''$$

$$D2 = 12.6''$$

A continuación se muestra la comparación de los métodos AASHTO y UNAM (Tabla 5.3).

Tabla 5.3 Espesores de las capas, a la izquierda método UNAM y a la derecha método AASHTO.

Capa	Espesor (cm)
Carpeta	10.8
Base Granular	37.3
Subrasante	40
Terracería	Semi -Inf.
Total	88.1

Capa	Espesor (cm)
Carpeta	10.8
Base Granular	37.3
Terracería	Semi -Inf.
Total	48.1

5.2 PAVIMENTO RÍGIDO

El método AASHTO para pavimentos rígidos se basa en los resultados experimentales obtenidos vía tramos de prueba en Ottawa, Ill., y AASHTO. La planeación de este proyecto data de 1951 y la construcción de los diferentes tramos comenzó en 1956. El objetivo principal de los tramos de prueba fue el de obtener relaciones y correlaciones confiables entre el comportamiento de pavimentos diseñados con los mismos criterios, apoyados en suelos similares y en condiciones de tránsito exactamente iguales. Las superficies de rodamiento construidas fueron:

- ❖ Carpetas Asfálticas
- ❖ Losas de concreto hidráulico sin reforzar
- ❖ Losas de concreto reforzadas de manera continua (IMCYC, 1998)

Se construyeron seis circuitos de prueba cerrados en sus extremos; cuatro de ellos alcanzaron una longitud de cinco kilómetros, mientras que los dos restantes fueron más cortos. De estos últimos, uno se planeó para estar sin tránsito y poder estudiar el impacto de las condiciones ambientales en las diferentes secciones de pavimento de prueba.

Estos materiales se dispusieron sobre bases y sub-bases de materiales bien controlados y espesores preestablecidos. En los rígidos se colocaron losas directamente en el terreno natural y en espesores variables de la capa sub-base granular.

El comportamiento de todos los tramos prueba se relacionó con las condiciones de servicio en las diferentes etapas del proyecto, tanto desde las condiciones iniciales como en las etapas intermedias de los tramos sujetos a las cargas repetidas producidas por el tránsito.

Se adoptó medir las condiciones las condiciones de servicio clasificando la calidad de este último de acuerdo con una escala del 0 al 5, indicando este último número condiciones excelentes del pavimento. Este número fue entonces definido como Calificación Presente del Servicio, CPS. La predicción de esta última calificación, así obtenida se definió como Índice Presente de Servicio, IPS (IMCYC, 1998).

Al menos dos conclusiones se pueden enumerar de estos tramos de prueba:

- ❖ En todos los niveles de carga por tránsito, un mayor número de secciones de pavimento rígido se comportaron con buenos índices de servicio. Las secciones de pavimento flexible fallaron con bajos números de repeticiones. El índice de servicio de estas últimas secciones fue también muy bajo en la mayoría de los casos.
- ❖ El número de repeticiones de carga de diferente nivel aceptado por las secciones de pavimento rígido con un comportamiento adecuado es independiente de los espesores de la capa sub-base. Lo mismo puede decirse cuando el pavimento de concreto cuenta con refuerzo y cuando no.

Con base en estos tramos de prueba, se propuso la ecuación de diseño para pavimento rígido, la cual ha sido modificada desde el inicio de los años sesenta de acuerdo con las observaciones experimentales que han permitido eliminar algunos parámetros de diseño e introducir otros, a fin de tomar en cuenta las propiedades de concreto, las condiciones de apoyo y del tipo ambiental (IMCYC, 1998).

Las consideraciones de diseño de este método son las siguientes:

Comportamiento del pavimento:

- ❖ Funcional
- ❖ Estructural
- ❖ Seguridad

El primero de ellos se refiere a la seguridad y comodidad con que el pavimento sirve al usuario, es decir la comodidad con que el usuario circula y la seguridad que le ofrece la superficie de rodamiento. A partir de los tramos de prueba a que se hace referencia en párrafos anteriores, se introdujo el concepto de serviciabilidad – comportamiento. Este concepto queda definido por la calificación, del 1 al 5, que se le asigne a la superficie de rodamiento por consenso de usuarios. De esta manera, el Índice de Servicio Inicial, IS, puede establecerse a partir de relacionar medidas subjetivas con medidas o características físicas tales como textura, rugosidad, fisuramiento y/o agrietamiento de la superficie de rodamiento. Todo ello contribuye a clasificar el pavimento entre la escala a la que se ha hecho referencia. El Índice de Servicio Inicial se establece como la condición original del pavimento, es decir, correspondiente a un valor del IPS mayor. Obviamente al final le corresponde el valor menor o un nivel de rechazo. Es sus tramos de prueba, AASHTO estableció como valores iniciales deseables del Índice de Servicio de 4.5 para los pavimentos rígidos. El Índice de Servicio Final o de rechazo queda definido como aquel estado superficial del pavimento en donde existen ya muchas quejas del usuario, y en donde el pavimento ya no cubre las expectativas de comodidad y seguridad para las que fue diseñado. Normalmente con este criterio de diseño se trabaja en el rango de 2 a 2.5 (IMCYC, 1998).

Lo anterior sugiere que, en caso se utilizar este método, en cada localidad se deberán reunir experiencias para recrear las condiciones físicas del pavimento que deberán corresponder a los índices de servicio inicial y final. Asimismo, es importante destacar que los valores de los parámetros con que se diseñan los pavimentos con este enfoque deberán ser ajustados para cada región en particular, pues todos los valores asignados a cada uno de ellos fueron relacionados con el comportamiento de los pavimentos antes condiciones de ambiente y de intemperismo muy particulares.

El comportamiento estructural se refiere a sus características físicas que muestra como respuesta a las sollicitaciones, tales como: agrietamientos, alisamiento (superficies derrapantes), fisuramiento por fatiga, etc. (IMCYC, 1998).

Con lo anterior, ahora se dará la revisión al pavimento interior del túnel.

A continuación se describen las premisas utilizadas para el análisis del pavimento del túnel:

Ancho de Corona:	21.00 m.
TDPA:	4800 vehículos diarios para el carril de diseño al año 2008
Velocidad de Proyecto:	90-110 Km/h
Pendiente Máxima:	6.0 %
Concreto:	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Tamaño máximo del agregado:	2"
Módulo de Ruptura S_c :	$S_c = 42 \text{ kg/cm}^2$
Revenimiento:	5 cm +/- 1.5 cm.
Norma Aplicada:	AASHTO

Después de tener las premisas que se usaron para el diseño se tiene las siguientes magnitudes que fueron usadas para obtener el espesor de la losa:

Módulo Efectivo de Reacción de Subgrado	$k = 380 \text{ pci}$
Módulo de Elasticidad del Concreto	$E_c = 4'022'400 \text{ psi}$
Módulo de Ruptura del Concreto	$S'_c = 646 \text{ psi}$
Coeficiente de transferencia de carga	$J = 3.9$
Coeficiente de Drenaje	$C_d = 1.0$
Desviación Estándar para pavimentos rígidos	$S_o = 0.35$
Factor de Seguridad	$R = 85\%$
Índice de Funcionalidad	$\Delta PSI = 1.2$
Tránsito de Diseño	$W_{18} = 28'500'000$

Con la información anterior, el espesor obtenido de la losa de concreto es de 25cm.

Se llevó a revisión con el programa Ecuación AASHTO 1993 dando el siguiente resultado (Figura 5.20).

Figura 5.20 Guía AAHSTO 1993, Espesor de la losa de concreto

Dio un valor de 13.2” convirtiéndolo a unidades métricas nos da un losa de espesor de 33.528 cm. comparándolo con los 25 cm. de proyecto por lo cual se debe hacer un ajuste.

Se observa también a continuación (Tabla 5.3) que el proyectista usa una capa SUB-BASE en un pavimento rígido por lo cual en las normas de la SCT no hace mención que se pueda usar una sub-base, lo que se recomienda usar son base. Nuestra propuesta es cambiar la sub-base por una base hidráulica para ser congruente con la SCT y disminuir un poco la losa de concreto.

Se propone la colocación de una capa de rodadura sobre la losa de concreto a base de una mezcla asfáltica de granulometría discontinua tipo SMA, sustituyendo a la carpeta de concreto asfáltico propuesta por el proyectista. Una capa de rodadura tipo SMA es una magnífica protección para la base estabilizada con cemento y además puede proporcionar un elevado factor de seguridad, tanto por lo que se refiere a derrapes como al “agua-planeo”, salpicadura de agua y durabilidad.

Tabla 5.3 Espesores del Pavimento Rígido ala izquierda el propuesto por el proyectista y a la derecha el propuesto.

Capa	Espesor (cm)
Carpeta de Concreto Asfáltico	5
Losa de Concreto Hidráulico	25
Sub-Base	15
Sub-Rasante	15
Total	60

Capa	Espesor (cm)
SMA	4
Losa de Concreto Hidráulico	34
Sub-Base	15
Sub-Rasante	15
Total	68

CONCLUSIONES

La infraestructura carretera debe ser cada vez más moderna para responder a las demandas actuales de movimiento de carga y mercancías, por esta razón es indispensable construir obras tales como grandes puentes y túneles, sin embargo en México se construyeron pocos túneles carreteros en las últimas décadas, en parte, debido a su alto costo, a la falta de una norma mexicana que regule la construcción de túneles en México y a la falta de especialistas en el área.

Afortunadamente, los últimos años se han invertido grandes recursos para el desarrollo de infraestructura carretera en México, tal es el caso de la autopista Toluca – Naucalpan que es una solución para la ya saturada carretera federal, en esta autopista se albergarán 2 túneles, uno de los cuales fue el objeto de estudio para este trabajo, el “CHIMALPA I”, que tiene especial complejidad por ser de una sola sección donde pasará la autopista con sus 4 carriles.

La topografía en la zona del túnel es abrupta por lo cual tendrá ciertas dificultades para su construcción, se encuentran zonas de población cerca del túnel lo cual representa un peligro si existiera algún incidente, por lo que se recomienda dejar deshabitada la zona del terreno natural donde pasará el túnel, también se debe hacer esto por si se necesitara alguna reparación.

Al encontrarse el túnel en una zona sísmica se encontró una falla principal que pasa paralela al túnel, por lo tanto se debe tener en cuenta al momento de su construcción.

Se recomienda realizar más sondeos exploratorios ya que al ser un túnel de 530 m se deberían de haber realizado 5 sondeos exploratorios en vez de 3, eso se justificó porque cuando se realizó los TRS se observó que los estratos tienen continuidad por lo cual se pensó solamente en realizar 3 sondeos, sin embargo es conveniente complementar este estudio.

Cuando se llevó a cabo la revisión del criterio de resistencia del macizo rocoso y deformación del macizo rocoso se encontró que esta información faltaba o no se sabe cómo se obtuvieron los resultados, dejando este tema inconcluso, estos temas nos dan una idea del estado y resistencia de la roca.

Al hacer una comparación de este estudio con la metodología de túneles empleada en España, se encuentran diferencias, eso se debe a que en México no existe una normativa clara, lo que permita tomar decisiones basadas en el criterio del proyectista.

Al revisar el modelo geotécnico se encontró que una zona tiene discrepancias con un sondeo exploratorio por lo cual se debe revisar si existe algún error por parte de la empresa o preferentemente realizar otro sondeo exploratorio.

Al revisar las cuñas tridimensionales se encontró que la información presentada no deja claro de dónde sacaron algunos valores para calcularlos con el software.

Se realizó un diseño insuficiente para la vida útil del pavimento exterior del túnel por lo cual es muy probable que falle de forma prematura.

Se recomienda sustituir la sub-base del pavimento rígido del túnel por una base hidráulica para cumplir con las normas de SCT, y además, se recomienda el uso de una capa de rodadura elaborada con Mezcla de granulometría discontinua tipo SMA en lugar de la mezcla densa propuesta.

BIBLIOGRAFÍA

AMITOS, Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas. *“Trascendencia Futura, Estado Del Arte y Desarrollo Histórico De Las Obras Subterráneas En México”*, México, Septiembre 1983.

ARREYGUE, Dr. Eleazar Arreygue Rocha. *“Mecánica de Rocas”*, documento de trabajo, UMSNH, Morelia, Michoacán, 2011.

CANACEM, Cámara Nacional del Cemento. *“Pavimentos de Concreto Hidráulico”*, documento de ponencia, México.

CONSULTEC Ingenieros Asociados, *“Estudio para la adecuación de las excavaciones, el sostenimiento y los sistemas de soporte de los túneles CHIMALPA I y CHIMALPA II en la autopista Naucalpan – Toluca”*, documento de trabajo, México, Diciembre 2010.

DISPAV 5, *“Diseño Estructural de Pavimentos Asfálticos Incluyendo Carreteras de Altas Especificaciones”*, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, Septiembre 1999.

GÓMEZ, M. I. Bernardo Gómez González. *“Curso de Cimentaciones”*, documento de trabajo, UTM, México.

GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I. González de Vallejo; Mercedes Ferrer; Luis Ortuño; Carlos Oteo. *“Ingeniería Geológica”*, Pearson Educación, Madrid, 2002, p.429.

IMCYC, Ing. Aurelio Salazar Rodríguez. *“Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos”*, México, 1998, p. 110 – 122.

IMT, Alfonso Rico Rodríguez; Rodolfo Téllez Gutiérrez; Paul Garnica Anguas, *“Pavimentos Flexibles. Problemática, Metodología de diseño y tendencias”*, Publicación Técnica No. 104, Sanfondillo, Querétaro, 1998.

INGEGRAF, Ingeniería Grafica. *“XIV Congreso Internacional de Ingeniería Grafica”*, documento de ponencia, Santander, España, 5 – 7 Junio 2002.

INGENIERÍA GEOTECNOLÓGICA DE MÉXICO, *“Estudio Geotécnico y Proyecto Ejecutivo del Túnel Carretero “CHIMALPA I”, entre los Cad. 30+620 al 31+150, de la nueva carretera Naucalpan – Toluca; Estado de México”*, documento de trabajo, México, Febrero 2010.

MIER SUAREZ, José Alfonso. *“Introducción a la Ingeniería de Caminos”*. Morelia, Michoacán, México, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 1987.

ORTEGA, Antonio Ortega Maldonado, *“Pavimentos”*, edición de internet, <http://www.construaprende.com/t/07/T7pag01.php>, consultada 20 Marzo 2012.

PÉREZ DE AGREDA, Eduardo Alonso Pérez de Agreda, “Estabilidad de Taludes”, documento de trabajo, Unisersitat Politencia de Catalunya, España, 2005.

PIARC, Wolrd Road Association, “Road Tunnels Manuals”, edición de internet, <http://tunnels.piarc.org/en/>, consultada 10 abril 2012.

SUAREZ FINO, José Francisco. “Curso de Túneles y Obras Subterráneas”. Documento de ponencia, AMITOS, México, 26 – 28 Octubre 2011.

SUAREZ FINO, José Francisco. “Diseño Geométrico de Túneles”, edición Internet, Febrero 2010, <http://www.slideshare.net/ICABlog/diseo-geomtrico-de-tneles-ing-francisco-suarez-fino>, consultada 13 marzo 2012.