

0163



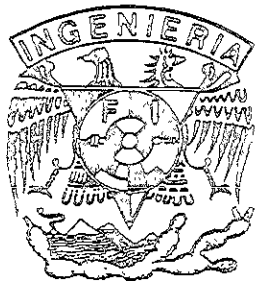
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

TÚNELES EN SUELOS BLANDOS CON HUNDIMIENTO REGIONAL

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRÍA EN INGENIERÍA (MECÁNICA DE SUELOS)
P R E S E N T A :
LUIA NICTÉ EQUIHUA ANGUIANO

DIRECTOR DE TESIS: DR. XIANGYUE LI LIU



MÉXICO, D. F.

SEPTIEMBRE, 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

VERDAD NACIONAL
LIBERTAD DE
MEXICO

RECIBI COPIA DE: () TRABAJO ESCRITO
(XXXX) TESIS

DESARROLLADO POR LA ALUMNA: LUISA NICTE EQUIHUA ANGUIANO
PARA PRESENTAR EXAMEN:

() DE ESPECIALIZACION
(XX) DE GRADO

EN INGENIERIA: (MECANICA DE SUELOS) 490

	FIRMA	FECHA
PRESIDENTE:	DR. JOSE RAUL FLORES BERRONES <i>[Firma]</i>	10/VIII/2000
VOCAL:	DR. XIANGYUE LI LIU <i>[Firma]</i>	14/VIII/2000
SECRETARIO:	DR. VICTOR MANUEL TABOADA URTUZUASTEGUI <i>[Firma]</i>	20-VIII-2000
SUPLENTE:	DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO <i>[Firma]</i>	15/agosto/2000
SUPLENTE:	M EN I. JOSE LUIS RANGEL NUÑEZ <i>[Firma]</i>	01- Agosto -2000

APROBACION DEL TRABAJO DE TESIS POR EL DEPARTAMENTO _____
[Firma]

BJS*jac.

A mis papás, Teresa y José Luis con inmenso cariño y agradecimiento por el apoyo que me han brindado



A mi hermana Janik, por todo lo que inspira a mi vida, y a mis sobrinas Yuyú y Erándi



A mi Abuelita Consuelo, mi tía Mago y mi tía Ra, porque también estoy aquí gracias a ellas



A Marcos, por su cariño e inmensa ayuda



A mis amigos de Morelia; Rosa María, Francisco, Elizabeth, Marthita, José Manuel, Memo, Joaquín y los que por falta de espacio no aparecen pero están en mi corazón



A mis amigos de México; Ernesto, Germán, Rommel, Eduardo, Paty, Quiquis, Cristina, César, Oscar y los que faltan.....



A mi familia especial: Giní, Iliana y con gran cariño a Ramsés



A Giní una vez más, por todo el apoyo, cariño y atenciones siempre constantes, que hacen permanecer su recuerdo siempre fresco, aún cuando nos separa una gran distancia



A mi familia de primavera: Isaac, Abel, René, Margarita, Cristín y Ulises, aunque este último prefirió la fama

CONTENIDO

RESUMEN Y OBJETIVOS	iii
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ASPECTOS GENERALES DEL ANÁLISIS DE TÚNELES EN SUELOS BLANDOS	3
2.1. ESTABILIDAD DE TÚNELES	
2.1.1. Descripción del mecanismo de falla	
2.1.2. Mecanismo de falla simplificado	
2.1.3. Factor de seguridad del frente	
2.1.4. Factores de seguridad aplicables	
2.1.5. Túneles bajo el nivel freático	
2.1.6. Aspectos generales del diseño del revestimiento	
2.2. ASENTAMIENTO INDUCIDO EN TÚNELES	
2.3. SISTEMA TÚNEL-SUELO	
2.3.1. Elementos mecánicos	
2.3.2. Monitoreo de los desplazamientos generados en túneles	
2.4. COMENTARIOS FINALES	
3. TEORÍAS DE CONSOLIDACIÓN Y SOLUCIONES NUMÉRICAS	17
3.1. TEORÍA DE BIOT	
3.1.1. Ecuación básica y condiciones de frontera	
3.1.2. Solución de elementos finitos	
4. ANÁLISIS ELÁSTICO	35
4.1. SOLICITACIONES	
4.2. SOLUCIÓN ANALÍTICA	
4.3. COMPARACIÓN ENTRE LA SOLUCIÓN ANALÍTICA Y LAS SOLUCIONES CON ELEMENTOS FINITOS	

CONTENIDO

5. ANÁLISIS POROELÁSTICO	61
5.1. SOLICITACIONES	
5.2. SOLUCIÓN SEMIANALÍTICA	
5.3. SOLUCIÓN NUMÉRICA	
6. ANÁLISIS DE HUNDIMIENTO REGIONAL	80
6.1. MODELACIÓN	
6.2. RESULTADOS	
7. CONCLUSIONES	110
REFERENCIAS	114

RESUMEN

En este trabajo se presenta el análisis de túneles construidos en suelos blandos que están sometidos al proceso de consolidación regional, así como análisis elásticos y poroelásticos comparativos entre soluciones numéricas (elemento finito) y analíticas.

Los tres análisis consideran un comportamiento del suelo elástico, adicionándole la teoría de Biot al análisis poroelástico y al de hundimiento regional, de manera que se puedan obtener los efectos producidos por la consolidación; el hundimiento regional a su vez considera la simulación del bombeo generado sobre un estrato permeable.

Los resultados obtenidos indican que el mayor efecto sobre los túneles es el de hundimiento regional, que incrementa los momentos generados en el revestimiento a medida que transcurre el bombeo, así como la redistribución de los esfuerzos sobre la masa del suelo.

El programa utilizado en el análisis y otras herramientas analíticas correspondientes a la teoría de la elasticidad, nos permiten evaluar estos efectos considerando la teoría de Biot para el efecto de consolidación.

Los resultados se muestran en gráficas que permiten evaluar de forma rápida y sencilla los efectos inducidos por tales condiciones.

OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo, pretende demostrar la importancia del uso de herramientas computacionales que permitan considerar problemas más complejos como es el caso de túneles, así como de obtener resultados analizando y evaluando los efectos en los elementos mecánicos generados en estas estructuras provocados por el efecto del hundimiento regional, debido al continuo bombeo inducido en la ciudad de México.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Los túneles construidos en nuestro país en las últimas décadas, específicamente en la ciudad de México debido a la necesidad de transporte urbano y manejo de agua fluvial, atraviesan grandes formaciones de arcillas blandas lacustres sometidas a los efectos de bombeo regional, requiendo para el abastecimiento de agua potable que genera el hundimiento adicional a los debidos a procesos de consolidación primaria y secundaria. Estos procesos naturales e inducidos por el hombre, provocan grandes cambios en el comportamiento de los túneles profundos, encontrándose que estos problemas tanto durante su construcción como a largo plazo no son sencillos de entender ni de estudiar.

La influencia de la consolidación regional en obras subterráneas es un fenómeno poco estudiado, del que existen contadas referencias inclusive a nivel mundial. Los trabajos pioneros desarrollados en México por el ingeniero Alberro y sus colaboradores han sentado una base bastante sólida para comprender estos fenómenos, particularmente en lo relacionado a la consolidación primaria y regional.

Otro factor de importancia que se puede mencionar, es la interacción del suelo-revestimiento, el que obviamente y como se ha visto en todos los estudios de interacción, redundando directamente en el comportamiento que puedan presentar las estructuras civiles en general.

La construcción de nuevos túneles además del mantenimiento que requieren los ya existentes, exige entender más ampliamente su comportamiento, por lo que es necesario diseñar programas experimentales de laboratorio y monitoreo, así como herramientas analíticas y numéricas que nos ayuden en esta tan difícil tarea.

El avance de la tecnología, ha permitido el desarrollo de diversas ciencias gracias a la aportación de poderosos computadores de alta velocidad de procesamiento y gran capacidad de memoria, que han facilitado la resolución de fenómenos complicados en un tiempo más breve, existiendo en el caso de la ingeniería gran desarrollo de algoritmos y programas que permiten analizar problemas más complejos, empleando para ello métodos numéricos.

Bajo esta filosofía, en materia de geotecnia se tiene un avance bastante importante desde hace algunos años a la fecha, gracias al auge que han tomado los procesos de simulación basados en los métodos numéricos, pues se ha reconocido que forman parte del análisis y diseño de las estructuras para un proceso rápido y eficiente del problema modelado.

En este trabajo se presenta la aplicación de un programa numérico, en el que se modeló un caso típico de un túnel construido en la ciudad de México que está sometido a proceso de consolidación regional, desarrollándose anticipadamente comparaciones entre los resultados obtenidos con el programa utilizado y la solución teórica de túneles en medios elásticos, lo que permite más que calibrar o validar uno u otro método, entender los resultados obtenidos por éstos.

En la elección de los túneles en medios elásticos, se implementaron características geométricas típicas, seguidos de una consideración de las leyes y principios físicos que rigen el comportamiento del suelo y

del revestimiento, para posteriormente utilizar y validar el método utilizado para el cálculo de las evoluciones de los desplazamientos y elementos mecánicos que ocurren en el túnel bajo las influencias ya mencionadas, las que se pueden ver a lo largo del desarrollo de este trabajo con la descripción particular de cada caso.

CAPÍTULO 2

ASPECTOS GENERALES DEL ANÁLISIS DE TÚNELES
EN SUELOS BLANDOS

Con base en las experiencias obtenidas en las diversas construcciones de túneles, en las que se han tomado en cuenta las diferentes formaciones geológicas, los contactos entre formaciones, las zonas de alteración de las rocas y de los suelos, entre otros factores, se han venido estableciendo criterios generales que permiten planificar y programar la construcción de un túnel específico, de tal manera que a continuación se describen de manera muy general los aspectos fundamentales para el análisis de un túnel embebido en un suelo blando.

Para iniciar con la descripción referida en las líneas superiores, es necesario recordar que los efectos generados debido a los procesos de consolidación primaria, secundaria y regional que sufren los suelos finos, pueden resumirse en los siguientes puntos:

- **Asentamiento inmediato:** generado en el instante de la excavación; observándose este fenómeno en las direcciones transversal y longitudinal debido al alivio de esfuerzos generada en el suelo, los que son una consecuencia directa de la excavación, que redunda directamente en las características como son el espesor, módulo de rigidez y tipo de material utilizado en el recubrimiento, así como en las técnicas de construcción y excavación del túnel.
- **Asentamiento adicional:** generado por la consolidación primaria, secundaria y por el bombeo realizado en muchos estratos permeables de la ciudad de México, este último provoca la consolidación regional, derivándose de estos asentamientos dependientes del tiempo, varios factores que se mencionan a continuación:
 - ⇒ *Asentamiento transversal:* el que altera directamente el comportamiento estructural del túnel, observándose este fenómeno prácticamente de manera puntual; este asentamiento depende de las características del suelo en la sección transversal en cuestión, debido a la posible existencia de lentes de arena (suelo no homogéneo) o de la existencia de construcciones pesadas, lo que redunda directamente en diferencias presentadas en los asentamientos y elementos mecánicos de la estructura en ese punto, con respecto a otras secciones transversales.
 - ⇒ *Asentamiento longitudinal:* éste depende de varios factores como son el lugar en donde se genere un mayor bombeo, variabilidad en los espesores de los estratos y también factores mencionados en el punto anterior, como suelo no homogéneo y diferencia de cargas en la superficie.

La experiencia práctica fue en un inicio la base ingenieril, para resolver los problemas de construcción y diseño de túneles presentados por el efecto de estos asentamientos hasta hace apenas unas cuantas décadas, por lo que era bastante complicado extrapolar condiciones geológicas analizadas en un

problema a otras presentadas en la construcción de otro túnel con diferentes condiciones, sin embargo, estas bases empíricas fueron la base de los criterios de diseño y construcción actuales, las que se auxilian de la geología y de las propiedades mecánicas de los suelos, así como de las correlaciones obtenidas entre las propiedades y el comportamiento observado de túneles reales durante su etapa de construcción y vida útil.

Los primeros intentos por crear métodos de diseño y técnicas de construcción de túneles excavados en suelos los inició K. Terzaghi (1942) al implementar normas de diseño para los ademes primarios; Broms y Bennermark (1967) contribuyeron con el estudio de excavaciones verticales y Peck estableció algunos otros conceptos relativos al diseño de revestimientos y a la evaluación de asentamientos superficiales (Tamez, Rangel y Hoiguín, 1997).

Entre las tareas que generalmente involucran el diseño y la construcción de un túnel, se pueden mencionar las siguientes:

1. *Caracterización de las condiciones que presenta el subsuelo a lo largo de la sección transversal y longitudinal que sigue el túnel.* Este primer punto se refiere al plan de exploración, el que comprende la obtención de las condiciones hidráulicas y propiedades del subsuelo por medio del muestreo y pruebas de laboratorio y campo, dependiendo del plan propuesto para cada caso específico. Lo anterior permite desarrollar un modelo conceptual de las características y propiedades a lo largo de la construcción, y finalmente para complementar, es necesario realizar investigaciones que comprendan las mediciones durante la etapa constructiva, para hacer una comparación entre el comportamiento real del suelo y el obtenido por el modelo conceptual.
2. *Diseño de la excavación de tal manera que se eviten asentamientos excesivos en la superficie o el colapso del subsuelo en el que el túnel va a ser excavado.* Este punto resume la selección de los métodos y del equipo de excavación, además del tipo de fluido utilizado para presurizar la excavación y estabilizarla temporalmente. El adernado que se va a colocar es otro factor importante, así como el método de colocación de éste último.
3. *Predicción de los desplazamientos y deformaciones que se van a presentar en la periferia y superficie del túnel, de manera que éstos no sean excesivos durante la construcción y después de que el revestimiento definitivo es colocado.* Aquí se cubre la necesidad de revisar la estabilidad del frente del túnel para evitar el colapso total o parcial, además de verificar que no se produzcan desplazamientos excesivos generados durante el avance del escudo. Otro factor importante es el de verificar que el espacio anular que queda comprendido entre las paredes del recubrimiento del túnel y el hueco excavado, no provoque deformaciones excesivas que puedan alterar tanto a la estructura del túnel como a las estructuras vecinas. Se debe de cuidar adicionalmente la deflexión que puede sufrir el soporte primario, además de los efectos que se pueden presentar con el tiempo en el soporte definitivo.
4. *Monitoreo de la construcción del túnel.* Este punto implementa a la construcción las decisiones tomadas en el diseño del túnel, tomando en cuenta que al ir avanzando ésta, es necesario observar el comportamiento del suelo, de tal manera que se pueda ir comparando lo observado con el modelo conceptual generado, para realizar los ajustes necesarios requeridos durante la construcción.

Los puntos anteriores en general, permiten el éxito en la construcción de túneles, haciéndose necesario un estudio detallado de las características que se presentan en el medio. Se describen a continuación, algunos de los puntos arriba mencionados.

2.1. ESTABILIDAD DE TÚNELES

Debido a que en la mayor parte del mundo los túneles son obras de vital importancia, se han desarrollado criterios de análisis para la estabilidad de estas obras, los que se mencionan a continuación. Algunos de estos métodos o criterios se han llevados a la práctica, observándose buenos resultados.

2.1.1. DESCRIPCIÓN DEL MECANISMO DE FALLA

El método de análisis de la estabilidad del frente de un túnel, está basado en un mecanismo de falla simplificado obtenido a partir de la observación y estudio de las fallas ocurridas en la construcción, así como de pruebas realizadas en modelos de laboratorio específicamente diseñados para estudiar el fenómeno de estabilidad.

A partir de este mecanismo de falla se establece una ecuación general de estabilidad (Tamez, Rangel y Holguín, 1997), la que permite calcular el factor de seguridad contra un posible colapso del frente. Los factores que influyen en la expresión obtenida para la estabilidad son los siguientes (ver Figura 2.1.2.):

1. Profundidad de la clave del túnel (H)
2. Ancho y altura de la sección excavada (D y A)
3. Longitud de avance sin apoyo temporal (a)
4. Peso volumétrico y parámetros de resistencia al corte del suelo (γ , c y ϕ)
5. Sobrecarga superficial y presión interior en el túnel (q_s , P_r y P_a)

A partir de la ecuación general se deducen otras ecuaciones aplicables a casos particulares más frecuentes de los suelos, que tradicionalmente conocemos como: puramente cohesivos y suelos cohesivo-friccionantes, los que presentan diferentes características de comportamiento en la etapa constructiva.

Al generarse el alivio de esfuerzos provocado por una excavación, el suelo intenta soportar los nuevos esfuerzos generados por el cambio experimentado debido a esa nueva condición, si el suelo no es capaz de soportar ese nuevo estado se produce el colapso del frente, que puede incluso propagarse hasta la superficie del terreno, generándose por tanto un hundimiento superficial el que ha sido observado en la práctica, y a su vez, se ha medido en pruebas de laboratorio con modelos a escala.

En el mecanismo de falla observado en las diferentes pruebas realizadas, se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación, quedando al centro un prisma de suelo unido por las letras *cdhf* que se puede ver en la Figura 2.1.1. que cae verticalmente sin presentar deformaciones de importancia; alrededor de este cuerpo prácticamente rígido, se generan otras zonas *aof* y *bah* observadas en la misma figura, en la que se presentan deformaciones angulares considerables debido a que los desplazamientos de esta zona se producen por esfuerzos cortantes verticales y finalmente se genera otra zona debajo de la base del prisma central distinguida por la unión de los puntos *fhi*, la que sufre desplazamientos verticales y horizontales debidos a esfuerzos cortantes.

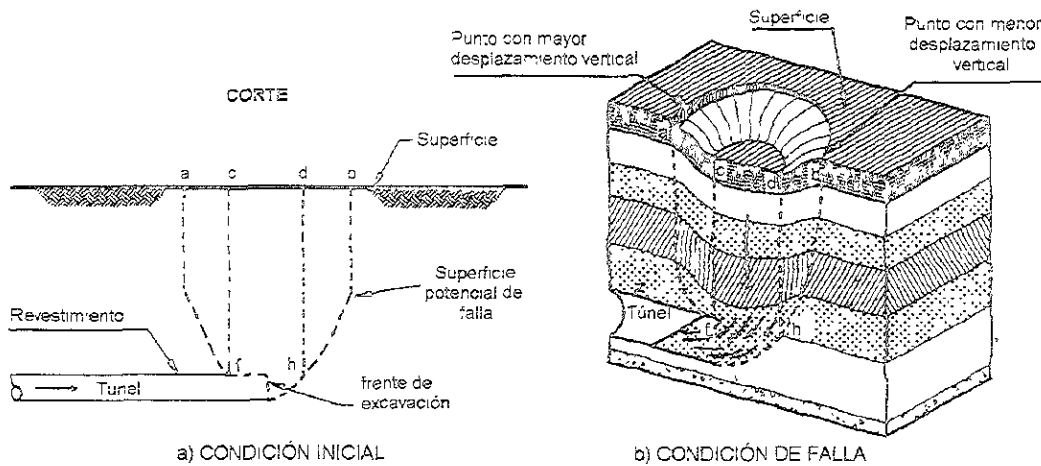


Figura 2.1.1. Falla de frente observada en la construcción de túneles (Tamez, Rangel y Holguín, 1997)

2.1.2. MECANISMO DE FALLA SIMPLIFICADO

Analizando los patrones de deformación vistos en la sección anterior, se genera la posibilidad de obtener el equilibrio de la masa de suelo que rodea el frente del túnel antes de que se presente la falla, aplicando un mecanismo simplificado que se muestra en la Figura 2.1.2. y que se describe a continuación (Tamez, Rangel y Holguín, 1997).

1. **Prisma 1.** Se genera justo delante del frente y se simula con una forma triangular, como la tradicionalmente conocida cuña de Coulomb.
2. **Prisma 2.** Es rectangular y se apoya sobre la cuña del frente.
3. **Prisma 3.** Es rectangular y se localiza sobre la clave de la zona excavada sin soporte.

El equilibrio se verifica con las siguientes fuerzas:

- **Fuerzas actuantes.** Como son las fuerzas internas, debidas al peso propio de los prismas que generan el movimiento descendente, calculándose con el volumen y el peso volumétrico del material y las fuerzas externas, que pueden o no presentarse, estas fuerzas se generan por la presencia de sobrecargas como son estructuras superficiales, tránsito de vehículos, entre otras, así como las presiones interiores ejercidas sobre el frente y la clave debidas a aire comprimido utilizado para la excavación o por escudos de frente presurizado, o bien debido a tableros apoyados en gatos hidráulicos de capacidad conocida.
- **Fuerzas resistentes.** Debidas a la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, las que se desarrollan en las caras de los prismas rectangulares y en el prisma triangular al desplazarse estos hacia abajo; su resistencia depende en el caso más general, de la cohesión y ángulo de fricción del suelo, así como de la magnitud y distribución de los esfuerzos de compresión horizontales que actúan sobre las caras de los prismas inducidos en el medio al hacerse la excavación. Las dimensiones que se

presentan para cada prisma dependen de la geometría del túnel, propiedades mecánicas del material y longitud excavada sin soporte.

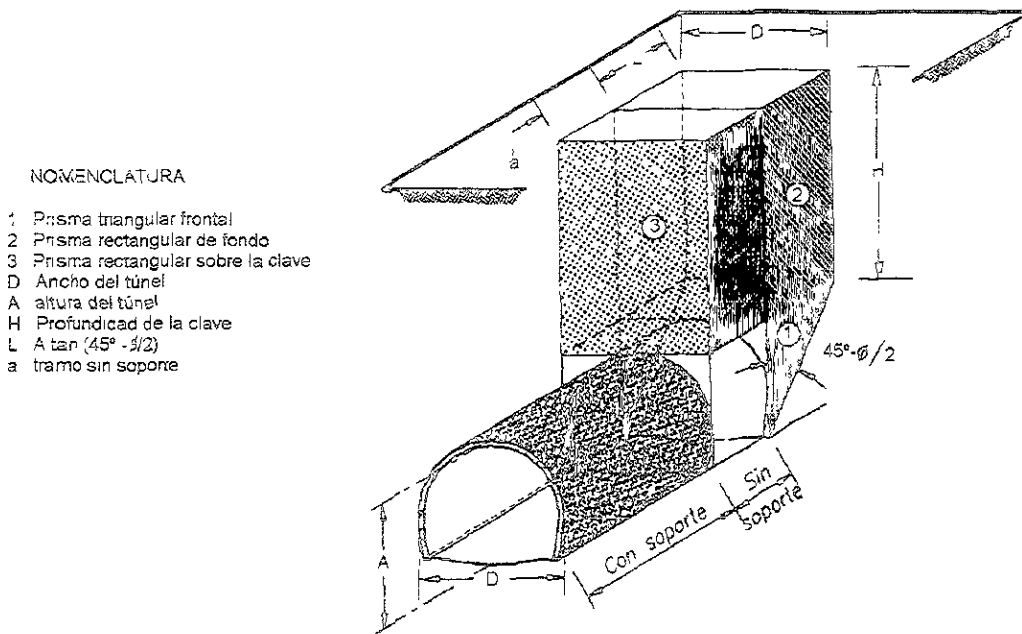


Figura 2.1.2. Equilibrio del mecanismo de falla simplificado (Tamez, Rangel y Hoiguín, 1997)

2.1.3. FACTOR DE SEGURIDAD DEL FRENTE

Todos los conceptos anteriores permiten evaluar la estabilidad del frente, mediante la obtención de un factor de seguridad que relaciona a las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el frente de la excavación. La Figura 2.1.3. nos muestra las fuerzas actuantes para mantener el equilibrio del mecanismo de falla (Tamez, Rangel y Hoiguín, 1997).

El factor de seguridad es la relación entre la suma de las fuerzas resistentes y de los momentos de las fuerzas actuantes tomados respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O y es perpendicular al eje del túnel, quedando éste expresado por la ecuación tradicionalmente utilizada en ingeniería para la obtención de este factor.

Las fuerzas actuantes del sistema mostradas en la Figura 2.1.3. son las siguientes: P_1 , P_2 , P_3 , Q_s , P_a y P_r , que se deben al peso de los tres prismas, a la sobrecarga superficial, a la presión radial interior y a la presión aplicada al frente en ese orden. Las fuerzas resistentes del suelo S_2 , S_{L2} , S_3 , S_{L3} y Q , son las que se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos no es significativa, la fuerza resistente Q es la capacidad de carga del prisma triangular del frente 1, que se puede aplicar utilizando la solución de Meyerhof para la capacidad de carga de una zapata rectangular, apoyada en la corona de un túnel vertical.

En la ecuación resultante de la estabilidad, intervienen las características geométricas del túnel como son: la profundidad a la clave H , ancho D y altura de la excavación A (Figura 2.1.2.), además de las

propiedades del suelo definidas por la resistencia al esfuerzo cortante c , ϕ y el peso volumétrico γ . El procedimiento constructivo está implícito al involucrar la longitud de avance de la excavación a , la presión de apoyo de la clave que está proporcionada por un escudo o soporte P_a , y dependiendo del caso la presión de estabilización del frente y finalmente la magnitud de las sobrecargas de la superficie q_s (Figura 2.1.3.) A su vez S_{m2} es la resistencia media en la cara uv del prisma 2 y S_{m3} es la resistencia media en la cara mn del prisma 3 (Figura 2.1.3.). La ecuación correspondiente a la estabilidad y los parámetros que la conforman, se pueden ver en la referencia correspondiente a Tamez, Rangel y Holguín, 1997.

Dentro del factor de seguridad presentado por esa ecuación, es posible particularizar con respecto al suelo encontrado en el lugar de la construcción, mencionándose a continuación el caso correspondiente a los suelos cohesivos.

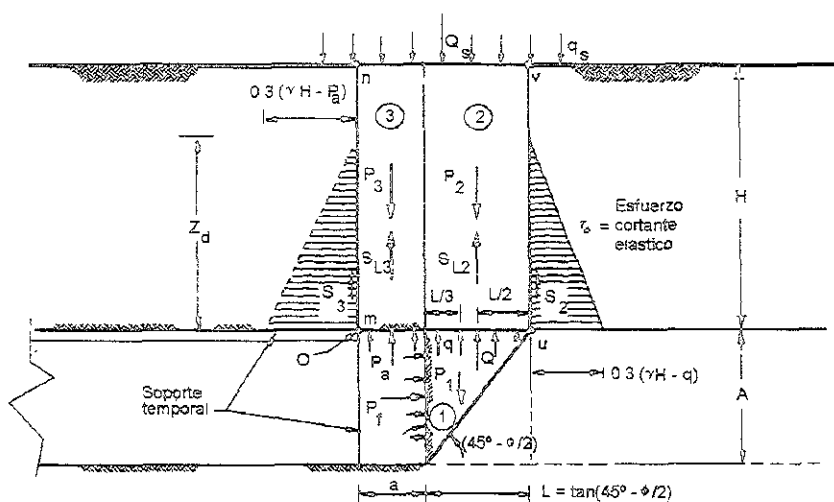


Figura 2.1.3. Fuerzas actuantes en el mecanismo simplificado de equilibrio del frente (Tamez, Rangel y Holguín, 1997)

SUELOS COHESIVOS.- La ecuación que rige el factor de seguridad para suelos puramente cohesivos comprende $c \neq 0$ y $\phi = 0$, considerándose a c como una constante obtenida del promedio de las resistencias de los estratos de suelos comprendidos entre la base del túnel y la altura Z_d , esta última es igual a 1.7 veces el diámetro o ancho del túnel y define el inicio de la zona de descarga generada por la excavación del túnel (Figura 2.1.3.).

Para el caso de arcillas saturadas, pueden simplificarse los siguientes casos específicos; éstos pueden consultarse en la referencia de Tamez, Rangel y Holguín, 1997:

a) Frente abierto y concreto lanzado. En arcillas con consistencia dura es posible utilizar este método de construcción excavando el frente del túnel a sección completa. A su vez se pueden generar simplificaciones, dependiendo de las características utilizadas para la excavación.

b) Frente a presión. En arcillas blandas, se emplea generalmente escudo de frente cerrado, el que aplica una presión que estabiliza el frente. Para este tipo de excavaciones no existe longitud sin soporte alguno.

Para el caso de suelos puramente friccionantes o bien cohesivos-friccionantes, es posible encontrar expresiones particulares que involucran el ángulo de fricción interna del suelo. En este trabajo no se hace referencia a ellos, debido a que se estudian túneles embebidos en suelos blandos.

2.1.4. FACTORES DE SEGURIDAD APLICABLES

El factor de seguridad calculado con la ecuación general utilizada para túneles o con cualquiera de sus casos particulares (Tamez, Rangel y Hoiguín, 1997), es una medida relativa del nivel de esfuerzos inducidos por la excavación del frente con respecto a la resistencia al cortante del suelo.

Los diagramas de resistencia al corte s y de esfuerzos cortantes τ , que se desarrollan después de la descarga, muestran que para evitar plastificación del suelo es necesario que su resistencia al corte al nivel de la clave, sea igual o mayor que el esfuerzo cortante máximo inducido. El factor de seguridad asociado a esta condición puede obtenerse comparando las áreas de los diagramas de esfuerzos; de tal forma que, cuando la presión vertical en la base del prisma de la clave es nula y la cohesión permite que el suelo trabaje en el intervalo elástico en cualquier punto de las caras del prisma; el factor de seguridad es mayor de 2 ($FS > 2$). Conforme el factor de seguridad disminuya, se genera la plastificación del suelo a lo largo de las caras del prisma, condición que solo es admisible en suelos elasto-plásticos.

La selección del factor de seguridad mínimo, FS_m , aplicable en cada caso dependerá del tipo de falla del suelo de que se trate. En suelos de falla plástica, se puede tener un factor de seguridad de 1.6, con la condición de que los asentamientos asociados a la plastificación del suelo no produzca daños a las estructuras e instalaciones existentes en la superficie del terreno.

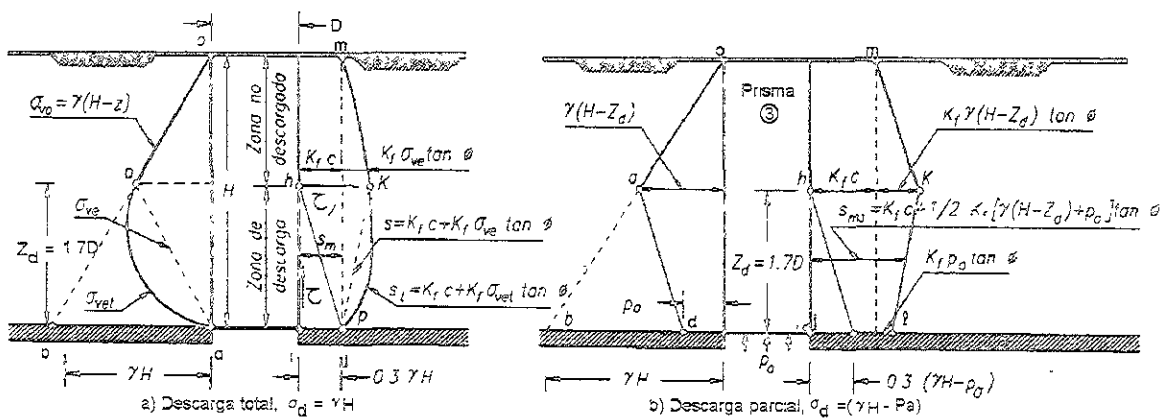


Figura 2.1.4. Diagramas simplificados de esfuerzos y resistencias en las caras del prisma de la clave para el caso elástico (Tamez, Rangel y Hoiguín, 1997)

2.1.5. TÚNELES EN SUELOS BLANDOS BAJO EL NIVEL FREÁTICO

Los suelos cohesivos por su baja permeabilidad mantienen su cohesión no drenada durante el proceso de excavación y colocación del soporte primario (ver sección 2.1.6.) durante la construcción de un túnel (Tamez, Rangel y Holguín, 1997), aún cuando el avance se lleve a cabo a frente abierto, siempre que el valor de la resistencia cohesiva permita alcanzar un factor de seguridad aceptable.

En estos suelos la resistencia al corte no drenada no sufre cambios importantes a corto plazo, el equilibrio de la masa puede expresarse en términos de esfuerzos totales y todas las expresiones utilizadas para un caso sin presencia de nivel freático son aplicables al análisis de la estabilidad del frente del túnel. Aún cuando el gasto de filtración al interior del túnel no es importante, se recomienda que el recubrimiento sea impermeable con el propósito de mantener el túnel lo más seco que sea posible lo que a su vez facilita la etapa constructiva. En caso de que se coloque desde un inicio el revestimiento definitivo, éste deberá de impedir el drenaje del suelo que rodea al túnel, lo que evitará el desarrollo de asentamientos importantes posteriores a la terminación de la obra, en caso de tratarse de suelos compresibles.

En el caso de suelos friccionantes, es necesario tomar otro tipo de providencias, debido a que son suelos con coeficientes de conductividad hidráulica mayor.

2.1.6. ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

El revestimiento se diseña para cumplir con los siguientes objetivos (Tamez, Rangel y Holguín, 1997):

1. Soportar las presiones ejercidas por el suelo circundante a la cavidad, manteniendo un margen de seguridad aceptable y garantizando esta seguridad en el suelo y en el revestimiento.
2. Reducir lo más posible los asentamientos de la superficie

En la práctica se distinguen dos tipos de revestimiento, con base en la función que éstos cumplen:

- a) **Primario.** Provee un apoyo temporal garantizando la estabilidad durante la construcción del túnel, manteniendo a su vez los asentamientos superficiales dentro de los límites tolerables.
- b) **Secundario.** Provee la geometría final del túnel asegurando un comportamiento adecuado a largo plazo.

Es más frecuente en la práctica el uso de un revestimiento único, el que desempeña las dos funciones descritas en los incisos a) y b), al quedar instalado definitivamente durante la etapa de excavación.

El determinar las presiones que están ejercidas directamente sobre el revestimiento es un problema complejo que está directamente ligado con la influencia que presenta la interacción entre el suelo y revestimiento, obteniéndose buenos resultados a través de la aplicación de modelos numéricos que revisan la evolución del estado inicial de esfuerzos existente durante la excavación y la colocación del revestimiento.

La distribución de presiones depende principalmente de los siguientes factores:

- ✓ Estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo
- ✓ Resistencia al corte y deformabilidad del suelo
- ✓ Procedimiento de excavación y colocación del revestimiento
- ✓ Tipo y rigidez del revestimiento
- ✓ Evolución de los esfuerzos después de haber concluido la construcción

Existen referencias que proveen metodologías sencillas y prácticas para diseñar el revestimiento, dependiendo del caso particular tratado y de la importancia de la obra.

2.2. ASENTAMIENTO INDUCIDO EN TÚNELES

Una característica fundamental que se menciona en los puntos anteriores que conciernen los aspectos generales en la construcción de túneles y que se deben de cumplir para su diseño, es que los asentamientos o deformaciones que se generan durante la construcción sean aceptables, de tal manera que las estructuras vecinas, superficiales o subterráneas, no se vean alteradas en su funcionamiento rutinario y a futuro. La determinación *a priori* de estas deformaciones es por tanto uno de los objetivos de investigaciones que se han venido realizando por varios autores, entre los que se pueden mencionar Reséndiz y Romo (1981), Romo (1983) y Alberro, Vieitez y Reyes (1995), los que han desarrollado métodos que permiten predecir las deformaciones inducidas en suelos blandos.

Los casos considerados en las soluciones desarrolladas para la obtención de estos asentamientos incluyen todas las posibles deformaciones que se generan en los túneles, exceptuando el efecto de la consolidación del suelo que se presenta por el flujo de agua que se desarrolla alrededor del túnel al realizarse la excavación; de esta manera, es posible mencionar las causas que generan los asentamientos inducidos que se toman en cuenta para la predicción de las deformaciones que se pueden presentar en el campo, las que son:

- ✓ *Alivio de esfuerzos en el frente de la excavación, generados por la diferencia de presiones originales y las generadas por el efecto del lodo bentonítico, aire comprimido o dispositivos mecánicos utilizados en la excavación del túnel (Reséndiz y Romo, 1981; Romo 1983; Alberro, Vieitez y Reyes, 1995).* La magnitud de los desplazamientos (Figura 2.2.5.) originados por esta causa, dependen de la magnitud resultante del alivio de los esfuerzos y de las características de la curva esfuerzo-deformación que presente el suelo. El alivio de los esfuerzos que se presenta en el frente del túnel, se toma para ser igual a la diferencia entre el esfuerzo normal inicial medio y la presión del fluido utilizado en la excavación, por consiguiente este decremento de los esfuerzos, es una consecuencia directa de la presión utilizada para la construcción. Se generan adicionalmente desplazamientos a lo largo de la línea en construcción, los que también se deben al alivio de los esfuerzos consecuencia de la excavación, solo que estos se presentan a medida que la construcción va avanzando.
- ✓ *Fluencia o cedencia de las paredes de la excavación para rellenar el espacio entre el suelo y el soporte temporal o definitivo (dependiendo del diseño considerado), debido a los efectos constructivos (Reséndiz y Romo, 1981; Romo 1983; Alberro, Vieitez y Reyes, 1995).* Existen dos

factores que contribuyen para los desplazamientos alrededor de la abertura que conforma el túnel los que se describen brevemente a continuación.

- a) Durante la excavación, por lo general siempre queda un espacio comprendido entre el suelo y las paredes del túnel, por lo que si el suelo es blando, la cedencia de éste último se genera dentro de este espacio, antes de que un relleno sea colocado en éste.
 - b) Después de la excavación, por la consolidación del suelo alterado alrededor del túnel cuando el escudo se está introduciendo dentro de la excavación, ocurriendo una falla por cortante en el suelo a lo largo del contacto escudo-suelo, en donde el espesor de esta zona depende del esfuerzo cortante, la sensibilidad y las características esfuerzo-deformación que presente el suelo, así como de los detalles de diseño del escudo.
- ✓ *Incremento de la compresibilidad de un suelo remoldeado alrededor del túnel (Reséndiz y Romo, 1981; Romo 1983; Alberro, Vieitez y Reyes, 1995).* Se desarrolla en algunos casos, un anillo de suelo remoldeado alrededor del túnel a una cierta distancia de las paredes del túnel (ver Figura 2.2.6.). Se considera que este anillo de suelo remoldeado es un poco más grueso que la zona alterada debida al empuje del escudo para realizar la excavación, de tal manera que a veces estos dos mecanismos producen una zona anular de suelo remoldeado, el que eventualmente va a generar una consolidación del suelo traducida en asentamientos inducidos.
- ✓ *Influencia de la velocidad de avance del escudo (Alberro, Vieitez y Reyes, 1995).* Al adelantar el escudo con una cierta velocidad para la excavación y tomando en cuenta las hipótesis tomadas en esta solución específica se obtiene que el comportamiento del material, la cohesión y la rigidez del suelo varían con el tiempo de aplicación del esfuerzo, adicionándose este efecto en la solución generada para los resultados de los asentamientos finales de este método.

En el caso de Alberro, Vieitez y Reyes, 1995, se introdujo el carácter tridimensional del problema aplicando la solución del medio continuo; en el caso de Reséndiz y Romo, el problema se desarrolló para ser un poco más sencillo en comparación con los que tradicionalmente se utilizan en la práctica. Ambos métodos asumen un comportamiento elasto-plástico del material excavado.

Las deformaciones inducidas por tanto, muestran la relación que existe entre el estado inicial de los esfuerzos en el suelo, la presión utilizada para realizar la excavación, la profundidad a la que se encuentre el túnel y el diámetro del mismo, así como el suelo que puede desprenderse alrededor del túnel y el esfuerzo cortante y deformaciones que puede presentar un suelo en la falla. Los asentamientos totales a una cierta profundidad, se deben a la combinación de los efectos producidos por el alivio de los esfuerzos en el frente de la excavación y las deformaciones alrededor del túnel pueden estimarse superponiendo los resultados obtenidos para cada componente que influye en estos asentamientos. Las soluciones que se presentan en las referencias mencionadas en los tipos de asentamientos inducidos, ponen a disposición una serie de gráficas que permiten predecir las deformaciones que se presentan en el tuneleo.

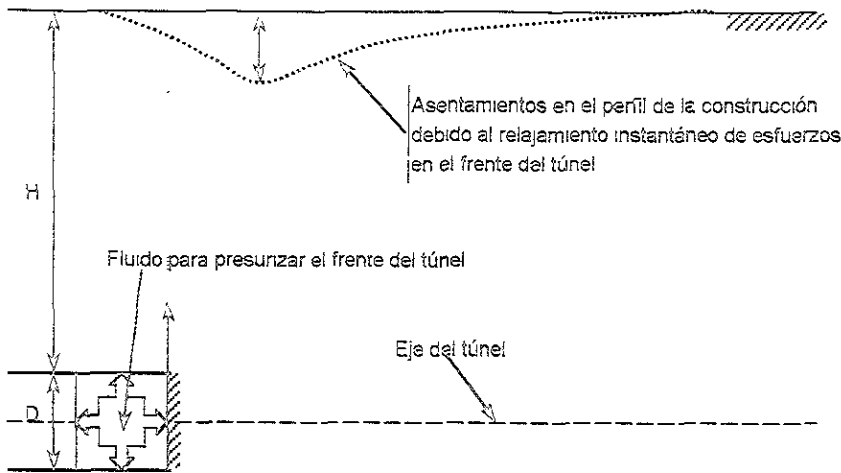


Figura 2.2.5. Asentamientos generados por el alivio de los esfuerzos al momento de la excavación

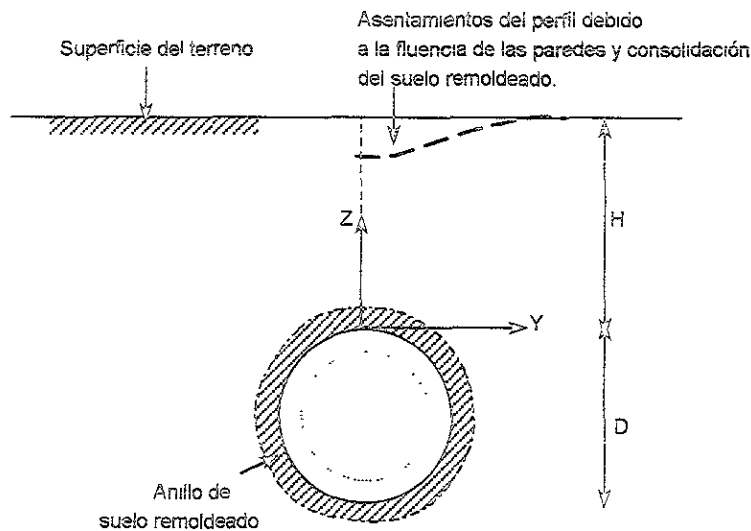


Figura 2.2.6. Anillos de cedencia para las paredes y la consolidación del suelo remoldeado

2.3. SISTEMA TÚNEL-SUELO

2.3.1. ELEMENTOS MECÁNICOS

Lo ideal en la construcción de un túnel es la colocación de un revestimiento de rigidez infinita que evite se presenten desplazamientos radiales hacia el interior de la abertura, generados por las diferencias de presiones debidas a la excavación y por ende la alteración del medio, lo cual es imposible. Estos desplazamientos radiales originan una disminución de la presión vertical y un aumento de la presión horizontal en la clave del túnel o bien una disminución de ambas presiones dependiendo de la presión de tierra en reposo en condiciones geostáticas, presentándose cambios en los momentos flexionantes y en los valores de las fuerzas normales actuantes sobre el revestimiento colocado. Se ha encontrado que estos cambios que se producen en los elementos mecánicos, es una función directa de las rigideces

relativas del suelo y del revestimiento, y por tanto de la interacción desarrollada por uno y otro en el comportamiento del túnel, así como de la forma de éste. Estos elementos mecánicos se evalúan a través de la aplicación de métodos numéricos como es el caso de este trabajo.

Existen varios investigadores que han propuesto expresiones sencillas que permiten evaluar los elementos mecánicos; en la referencia de Tamez, Rangel y Holguín (1997) se presentan algunas comparaciones de las diferentes alternativas que comúnmente se utilizan en México, los que encontraron que es importante tomar en cuenta el efecto de la interacción, debido a que los elementos mecánicos obtenidos por medio de métodos que involucran este efecto, son menores que los obtenidos con los otros métodos, evitándose de esta manera sobreestimar y sobrediseñar las características que vaya a presentar el revestimiento final.

El método de los elementos finitos es hasta ahora la herramienta más versátil, debido a que se pueden generar varias geometrías y características especiales que presente el suelo y el túnel.

2.3.2. MONITOREO DE LOS DESPLAZAMIENTOS GENERADOS EN TÚNELES

Durante la construcción de túneles es necesario realizar mediciones de los desplazamientos que se generan, sobre todo en áreas urbanas en donde con la adecuada medición y buena predicción de estas deformaciones se podrían minimizar los daños que se pueden presentar tanto en la superficie como en el subsuelo, además de permitir la retroalimentación del modelo numérico utilizado para el diseño. Esto último se logra resolviendo el problema inverso para calibrar el modelo utilizado, verificando las futuras condiciones por medio de la evaluación de las propiedades c , ϕ y E de una formación geológica y comparándolas con las mediciones de campo obtenidas, y estudiar el túnel con las nuevas condiciones iterativamente hasta llegar a un comportamiento óptimo.

En las últimas décadas, los desplazamientos que se generan durante la excavación de un túnel se medían por medio de estaciones de convergencia, utilizando extensómetros y observando que tan nivelados permanecían algunos puntos del techo elegidos, a través de la aplicación de tensiones en cintas colocadas en la sección transversal del túnel y midiendo cuando éstas perdían tensión o sufrían desplazamientos relativos, así como la variación del diámetro de la excavación (en México, aún se sigue utilizando este método). En áreas urbanas este programa de mediciones se complementa observando la nivelación de la superficie y colocando inclinómetros.

En la actualidad se están utilizando nuevos métodos y herramientas que producen valiosa información en cuanto a la estabilidad y al impacto ambiental que se pueda tener al realizar una construcción de semejante magnitud. En túneles muy profundos (con gran sobrepeso), la cantidad de desplazamientos absolutos generados en la superficie en general son de poca importancia, tomándose datos principalmente para observar la redistribución de esfuerzos y el proceso de estabilización durante y después de la construcción.

La introducción de técnicas para el monitoreo de desplazamientos absolutos ha incrementado el valor y la cantidad de la información, generándose nuevas posibilidades de interpretación.

La evaluación de los datos monitoreados con todas las nuevas herramientas que han surgido en el mercado, han mostrado que los diagramas del vector de orientación de desplazamientos proveen valiosa información (Figura 2.3.7.). Los diagramas del vector de desplazamientos han sido bastante utilizados

Últimamente; esta manera de representar la gran cantidad de datos obtenidos durante el monitoreo puede utilizarse en la identificación de los desplazamientos de manera no simétrica, causados por la heterogeneidad del material o por ciertas singularidades que el suelo presente, sin embargo, estos diagramas obtenidos tienen que revisarse sección por sección, ya que no es posible obtener una vista general de todo el túnel de una sola vez, sino por partes.

Algunas experiencias obtenidas de la excavación de túneles permiten llegar a la conclusión de que los desplazamientos longitudinales en relación con los desplazamientos radiales, pueden ayudar a determinar la deformabilidad de la masa en el frente de la excavación. La evaluación sistemática de túneles en plena construcción y la realización de simulaciones numéricas, proveen que el vector de orientación de desplazamientos en el espacio puede ser utilizado para realizar predicciones a corto plazo de lo que se puede esperar en el comportamiento de un túnel.

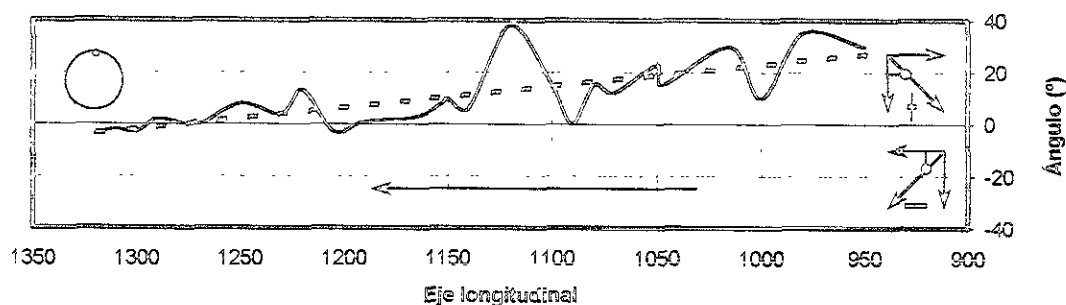


Figura 2.3.7. Vector de orientación de desplazamientos en la corona de un túnel (Schubert y Steindorfer, 1996)

La determinación del vector de deformación se hace tomando un promedio sacado de los datos monitoreados, obteniéndose un vector de orientación promedio entre el plano vertical y el eje longitudinal del túnel (ángulo entre la componente vertical y la componente longitudinal de los desplazamientos). Se ha encontrado que el ángulo formado en la corona de un túnel está entre 7° a 12° en sentido contrario a la dirección de un túnel (Schubert y Steindorfer, 1996), por lo que si la excavación se acerca a un material más débil y por ende a un suelo más deformable, el ángulo se incrementa significativamente varios diámetros al frente del cambio de material encontrado, en el caso contrario de un material más rígido al frente de la excavación, la tendencia que se observa es contraria mostrando un desplazamiento longitudinal bajo y un desplazamiento en dirección de la excavación.

El vector de orientación depende principalmente de dos factores: las condiciones iniciales de los esfuerzos a los que está sometido el medio y de la relación de Poisson del material junto con la estructura que presente el material excavado; para cada situación geológica en particular se puede determinar un vector de deformación, tomando en cuenta algunas tolerancias para variaciones locales que pueden presentarse en la construcción.

La predicción de los desplazamientos superficiales finales es otro factor de primordial importancia debido a que en áreas urbanas esta predicción debe realizarse rápidamente, para tomar prontas decisiones en caso de que los desplazamientos que se vayan a generar sean más grandes a los que se consideraron en el diseño para evitar el daño de estructuras vecinas. Para túneles con un gran sobrepeso la determinación de la convergencia final es importante para fijar todos los factores requeridos sobre la

excavación. La historia de desplazamientos puede mostrarse tomando en cuenta los asentamientos que van a presentarse hasta que estos se estabilicen, de esta manera las desviaciones que se presenten en el comportamiento que se espera, pueden fácilmente ser detectadas y por ende pueden analizarse las razones por las que se están presentando determinadas divergencias.

En sí, el desarrollo de métodos de monitoreo de desplazamientos en recientes años ha abierto nuevas posibilidades en cuanto al control que se puede dar a un túnel, de manera que el monitoreo y la combinación de métodos numéricos en la predicción, diseño y comportamiento de un túnel, son las herramientas que permiten llevar a una buena construcción de túneles.

2.4. COMENTARIOS FINALES

1. En el diseño inicial del túnel se obtiene un factor de seguridad del que se hicieron comentarios en la sección que describe las características de la estabilidad del túnel, del que se obtiene la geometría que va a presentar la estructura sin que se llegue a presentar la falla parcial o total, sin embargo la obtención de este parámetro no es suficiente para garantizar un buen funcionamiento del túnel; con base a este factor de seguridad es necesario obtener los esfuerzos y deformaciones que se generan en el sistema elegido por medio de un modelo constitutivo que determine el comportamiento que representa al suelo, verificando que los estados límites de falla y de servicio no se sobrepasen; para este trabajo se presenta un análisis elástico como primera aproximación, aún cuando el comportamiento del suelo es más cercano a un comportamiento elastoplástico. Finalmente, para la verificación del diseño es necesario monitorear el túnel durante su construcción, para obtener los desplazamientos, esfuerzos y presiones de poro que se generan en el sistema para realizar comparaciones entre lo calculado con lo que realmente se desarrolla en la vida útil del túnel, a fin de calibrar el modelo de diseño (problema inverso).
2. El primer comentario hace ver claramente que es necesario realizar un diseño en el que no solamente se utilice el factor de seguridad, por lo que se debe integrar adicionalmente a este factor un monitoreo particular del túnel para ligar los desplazamientos, esfuerzos y presiones de poro, al diseño numérico realizado.
3. El monitoreo del túnel termina cuando se verifican las condiciones de seguridad, es decir, cuando se garantice de manera cuantitativa la forma en que se esté realizando la construcción así como el soporte colocado en ésta.
4. Para que lo calculado en el diseño del túnel sea lo más congruente posible con el monitoreo que se lleva a cabo, deben de considerarse las condiciones de carga actuantes que realmente se están ejerciendo sobre el túnel.
5. A todo lo anteriormente señalado, es necesario adicionar los efectos que se van a generar en la estructura con el transcurso del tiempo, que son los efectos debidos a la consolidación primaria, secundaria y al hundimiento regional.

CAPÍTULO 3

TEORÍAS DE CONSOLIDACIÓN Y SOLUCIONES
NUMÉRICAS

La base de este trabajo requiere del conocimiento de la teoría de consolidación y la aplicación de los principios propuestos por Biot, describiéndose en lo que sigue lo que fundamenta este fenómeno.

3.1. TEORÍA DE BIOT

Se presentan en esta sección las leyes y principios físicos que permiten modelar el comportamiento de un suelo arcilloso en proceso de consolidación a partir de la teoría de Biot propuesta en 1935, la que nos permite calcular las deformaciones que se presentan en el suelo en un espacio tridimensional (Biot 1941). La ventaja de esta teoría sobre la de Karl Terzaghi es que considera un estado tridimensional e incluye el acoplamiento entre la presión de poro y la deformación del esqueleto del suelo, es decir, que tanto la presión de poro como las deformaciones y los esfuerzos se calculan simultáneamente.

Las hipótesis relacionadas con el comportamiento de los materiales constitutivos del suelo (Biot 1941), son las siguientes:

- i. El material es isotrópico
- ii. La relación esfuerzo-deformación es lineal
- iii. El material presenta un comportamiento elástico por lo que cumple con la Ley de Hooke
- iv. El agua contenida en los poros es incompresible y no viscosa
- v. Es válida la ley de Darcy para el flujo del agua a través de los poros del esqueleto del suelo

Se induce por tanto el empleo de la teoría de la elasticidad debido a las hipótesis anteriores, lo que hace indispensable el manejo y la comprensión de varios conceptos fundamentales de esta teoría para integrar las ecuaciones básicas de Biot.

El estado de esfuerzos de un punto cualquiera está definido por las componentes de esfuerzo mostradas en la Figura 3.1.1., las que se generan por las fuerzas internas que equilibran el estado de cargas aplicadas exteriormente; cabe señalar que la convención usada en mecánica de suelos, corresponde a esfuerzos positivos cuando generan compresión y esfuerzos negativos cuando generan tensión.

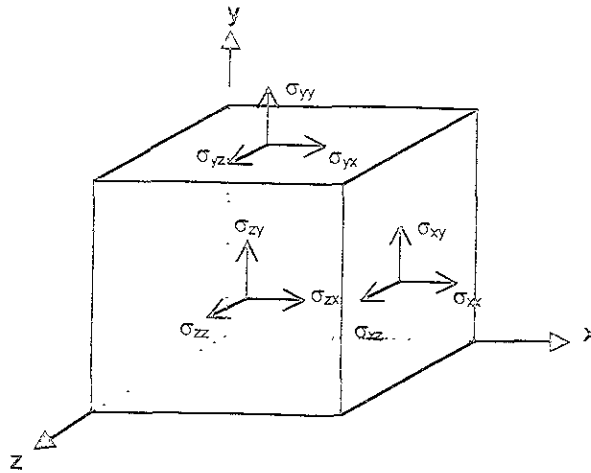


Figura 3.1.1. Estado de esfuerzos actuando en un solo punto

La aplicación de fuerzas externas sobre un cuerpo sólido provocan que éste se deforme, por lo que cada punto mostrado en la Figura 3.1.1. se mueve a una nueva posición, obteniéndose seis componentes de deformación que nos permiten obtener las deformaciones que se generan en el medio, representándose los vectores de esfuerzos y deformaciones como sigue:

$$\{\sigma\}^T = [\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}] \quad 3.1.1$$

$$\{e\}^T = [e_{xx}, e_{yy}, e_{zz}, e_{xy}, e_{xz}, e_{yz}] \quad 3.1.2$$

Se obtienen seis componentes de esfuerzo y seis de deformación, tomando éstas últimas las componentes u , v , w , paralelas a los ejes x , y , y z respectivamente.

Las componentes de deformación y los desplazamientos están relacionados entre sí; llamándoseles a estas relaciones ecuaciones de deformación-desplazamiento, las que se representan de la siguiente manera:

$$e_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad e_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad e_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} \quad 3.1.3$$

$$e_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \quad e_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}, \quad e_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad 3.1.4$$

Con todos los conceptos anteriores se puede considerar un estado de esfuerzos tridimensionales en un cuerpo elástico. Para poder realizar un análisis bidimensional se puede transformar un problema de tres dimensiones a dos dimensiones, por medio de dos formas denominadas esfuerzo plano y deformación plana.

Se dice que es un estado de esfuerzo plano cuando los esfuerzos σ_{xy} , σ_{xz} , σ_{yz} son muy pequeños, considerándose como cero. La deformación plana se presenta en miembros o elementos en los que existe restricción a la expansión en la dirección perpendicular al plano de aplicación de cargas, por

ejemplo si se considera que la aplicación de cargas existe en el plano x - y , entonces el desplazamiento en la dirección z es cero, esta consideración hace que los desplazamientos e_{zz} , e_{xz} , e_{yz} sean nulos

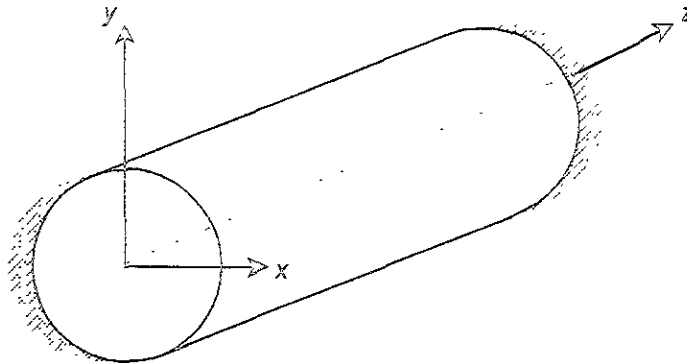


Figura 3.1.2. Sección de un túnel

La deformación plana, es la consideración que se toma en el análisis de túneles, lo que nos permite simplificar el problema de un estado tridimensional a un estado bidimensional. Aún cuando es de conocimiento general que el comportamiento de una masa de suelo puede no acercarse a un comportamiento elástico, esta hipótesis proporciona una buena aproximación para determinar desplazamientos y esfuerzos generados en túneles. Por otro lado, el análisis se toma como un problema de deformación plana para su simplificación, aún cuando es también conocido que los patrones de deformación de estas construcciones no presentan este tipo de comportamiento.

Otra consideración que debe de hacerse al usar la teoría de Biot, tomando el caso especial de la elasticidad, es la variación del valor de la relación de Poisson; de hecho, se distinguen en un medio poroso saturado dos relaciones de Poisson, la intrínseca ν y la aparente ν' . La intrínseca establece una correlación entre las deformaciones axial y lateral cuando esta se calcula en función de esfuerzos efectivos, a veces esta relación se llama drenada.

En cambio la relación de Poisson aparente no es una característica intrínseca del material sino resultado de una combinación de factores tales como condición de drenaje, compresibilidad del esqueleto sólido y agua, tiempo de drenaje, entre otros. Esta relación aparente varía en función del tiempo empleado en la prueba el cual se considera de $\nu \approx 0.5$ para un $t = 0$ y $\nu = \nu'$ para un $t = \infty$.

Lo anterior puede explicarse a partir de un espécimen de suelo saturado en una prueba triaxial, en la que la presión de poro es inicialmente la presión atmosférica y no se permite el drenaje en la muestra; si se aplica una carga $\delta\sigma$, se presenta un cambio de volumen, el que involucra teóricamente, un decremento de los sólidos y del agua contenida en los poros del espécimen. Este cambio de volumen puede representarse como:

$$\delta V = \delta V_s + \delta V_w \quad 3.1.5$$

Nótese que normalmente se considera que el suelo saturado es incompresible cuando el drenaje no es permitido, en este caso se considera que si se presentan ciertos cambios de volumen para tratar de hacer un análisis más completo (Britto y Gunn, 1987), por lo que se asume que el cambio de volumen

total, se debe a los cambios presentados tanto en la fase sólida como en la líquida, los que están dados por:

$$\delta V / V = (1 + K_u) \delta \sigma \quad 3.1.6$$

$$\delta V_w / V = (1 + K_w) \delta u \quad 3.1.7$$

$$\delta V_s / V = (1 + K_s) \delta u \quad 3.1.8$$

En donde K_u , K_w y K_s son los módulos volumétricos elásticos del conjunto de todo el espécimen, y las dos fases de agua y suelo respectivamente. La compresión de las partículas sólidas es causada por el incremento de la presión de poro en el agua. El cambio en los esfuerzos efectivos $\delta \sigma'$ puede representarse a través de las siguientes ecuaciones:

$$\delta \sigma = \delta \sigma' + \delta u \quad 3.1.9$$

$$\delta V / V = (1 / K') \delta \sigma' \quad 3.1.10$$

En donde K' es el parámetro elástico, que depende de las características del suelo y puede calcularse con la siguiente expresión:

$$K' = \frac{E}{3(1 - 2\nu')} \quad 3.1.10a$$

Haciendo manipulaciones matemáticas y ciertas consideraciones se ha encontrado que el módulo elástico volumétrico de todo el conjunto del espécimen (tanto sólido como líquido), está representado por (Britto y Gunn, 1987):

$$K_u = (1 + 1/e) K_w \quad 3.1.11$$

En donde e es la relación de vacíos, tradicionalmente representada por las relaciones gravimétricas y volumétricas, como la relación entre el volumen del agua y el volumen de los sólidos.

$$e = \frac{V_w}{V_s} \quad 3.1.11a$$

La expresión 3.1.11 resultante, denota que la compresibilidad volumétrica de un suelo saturado, es debido a la compresibilidad volumétrica del agua K_w únicamente. De acuerdo a los resultados obtenidos por Britto y Gunn, 1987, la aproximación es equivalente a tomar $\delta V = \delta V_w$, $\delta V_s = 0$, $\delta \sigma' = 0$ y $\delta u = \delta \sigma$ de las ecuaciones 3.1.5 a 3.1.10, por lo que se concluye que las cargas aplicadas sobre suelos no drenados no genera cambios en los esfuerzos efectivos y la carga externa aplicada es soportada por la presión de poro, la que si se ve incrementada por la aplicación de cargas.

Si ahora suponemos que el drenaje es permitido en el espécimen, la diferencia de presión entre la presión de poro en la muestra y el agua que se encuentra confinando al espécimen provoca flujo fuera de éste. La velocidad con la que el agua fluye es controlada por el tamaño de los poros del suelo, en donde eventualmente la presión del agua de poro en la muestra tiende al valor de la presión atmosférica. El

cambio en los esfuerzos efectivos es igual al cambio en los esfuerzos totales ($\delta\sigma' = \delta\sigma$), y las deformaciones volumétricas pueden calcularse como:

$$\delta V / V = \delta\sigma / K' \quad 3.1.12$$

Estos dos ejemplos demuestran la diferencia entre las dos maneras del comportamiento que presenta el suelo. Las deformaciones cuando se permite el drenaje en la muestra toman lugar cuando el suelo se deforma lentamente y el agua en los poros del suelo sale hasta llegar al valor de la presión original o atmosférica, produciendo cambios en los esfuerzos efectivos, lo que permite concluir que cuando calculamos las deformaciones a largo plazo, se deben de usar las propiedades en términos de los esfuerzos efectivos por producirse cambios en éstos. En el caso de las deformaciones no drenadas, éstas se presentan muy rápido de tal manera que el agua no tiene el tiempo suficiente para fluir de los poros y no se presentan cambios en los esfuerzos efectivos, lo que no se aplica en el estudio de consolidación a largo plazo en el suelo.

Para obtener el valor de v' (en términos de esfuerzos efectivos), existen dos caminos, el primero es a través del dato de K_0 contra el OCR, y el segundo es por medio de pruebas triaxiales. El primer camino es más usual, obteniéndose valores de 0.3; con el segundo se obtienen por lo general valores más bajos.

3.1.1. ECUACIÓN BÁSICA Y CONDICIONES DE FRONTERA

3.1.1.1. ECUACIONES DE EQUILIBRIO O DE CAMPO

Para las ecuaciones de equilibrio o de campo se consideran la geometría, el material y las cargas aplicadas al medio; las ecuaciones representativas para cualquier punto y para cualquier material dentro de la teoría elástica (Levi, 1980 y Li, Liu, 1998) corresponden a las presentadas a continuación:

$$\frac{\partial\sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial\sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial\sigma_{xz}}{\partial z} + \gamma b_x = 0 \quad \text{en } \Omega = \Omega(t) \quad 3.1.13$$

$$\frac{\partial\sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial\sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial\sigma_{yz}}{\partial z} + \gamma b_y = 0 \quad \text{en } \Omega = \Omega(t) \quad 3.1.14$$

$$\frac{\partial\sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial\sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial\sigma_{zz}}{\partial z} + \gamma b_z = 0 \quad \text{en } \Omega = \Omega(t) \quad 3.1.15$$

Representándose en forma indicial como:

$$\sigma_{ij,j} + \gamma b_i = 0 \quad 3.1.16$$

En donde:

i = x, y, z

j = x, y, z

$$j = \left[\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right]^T$$

b_i = Vector unitario que indica la posición del centro de gravedad

σ_{ij} = Esfuerzo total en la dirección i, j

γ = Peso volumétrico saturado del suelo

Ω = Dominio del problema que es función del tiempo

Análogamente la ecuación de continuidad de masa se escribe en forma tradicional como:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 u_y}{\partial y \partial t} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial t} = 0 \quad \text{en} \quad \Omega = \Omega(t) \quad 3.1.17$$

Y en notación indicial:

$$q_{i,i} + u_{i,i} = 0 \quad \text{en} \quad \Omega = \Omega(t) \quad 3.1.18$$

En donde:

q_i = flujo de agua en la dirección i

u_i = componentes cartesianas (u, v, w) del vector de desplazamiento, en la dirección i

$$\dot{u}_i = \frac{\partial u_i}{\partial t}$$

$$j = \left[\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right]^T$$

3.1.1.2. ECUACIONES CONSTITUTIVAS

Estas ecuaciones se integran a partir de las hipótesis del material constitutivo, considerándose en este caso el esfuerzo efectivo, el comportamiento del suelo y la ley de flujo del agua.

Escribiéndose en forma tradicional el esfuerzo efectivo σ'_{ii} como:

$$\sigma'_{xx} = \sigma_{xx} + p \quad 3.1.19$$

$$\sigma'_{xy} = \sigma_{xy} \quad 3.1.20$$

$$\sigma'_{xz} = \sigma_{xz} \quad 3.1.21$$

$$\sigma'_{yx} = \sigma_{yx} \quad 3.1.22$$

$$\sigma'_{yy} = \sigma_{yy} + p \quad 3.1.23$$

$$\sigma'_{yz} = \sigma_{yz} \quad 3.1.24$$

$$\sigma'_{zx} = \sigma_{zx} \quad 3.1.25$$

$$\sigma'_{zz} = \sigma_{zz} \quad 3.1.26$$

$$\sigma'_{zz} = \sigma_{zz} - p \quad 3.1.27$$

Así para el esfuerzo efectivo se tiene de manera indicial:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + p\delta_{ij} \quad 3.1.28$$

En donde:

σ'_{ij} = Esfuerzo efectivo en la dirección i, j

δ_{ij} = Delta de Kronecker

p = presión de poro

La ley constitutiva para el esqueleto del suelo en forma indicial está dada por:

$$\sigma'_{ij} = C_{ijrs} \varepsilon_{rs} \quad 3.1.29$$

En donde:

σ'_{ij} = Esfuerzo efectivo en la dirección i, j

C_{ijrs} = Tensor de propiedades elásticas del material (teniéndose para el caso más general 81 componentes)

ε_{rs} = Componentes del tensor de deformación simétrica

Si se considera que el medio es homogéneo, entonces los coeficientes C_{ijrs} son independientes de la posición del punto de referencia del medio y se puede demostrar que tales coeficientes son componentes de un tensor de cuarto orden, el que es llamado tensor de elasticidad. Considerando la simetría del tensor de esfuerzos, tenemos que el tensor de elasticidad es simétrico con relación a los primeros dos índices:

$$C_{ijrs} = C_{jirs} \quad 3.1.30$$

Si además consideramos la simetría del tensor de deformaciones respecto a los dos últimos índices; es decir:

$$C_{ijrs} = C_{ijsr} \quad 3.1.31$$

La ecuación 3.1.31 se puede escribir como:

$$\sigma_{11} = A_{11}\varepsilon_{11} + A_{12}\varepsilon_{22} + A_{13}\varepsilon_{33} + A_{14}\varepsilon_{23} + A_{15}\varepsilon_{31} + A_{16}\varepsilon_{12} \quad 3.1.32$$

$$\sigma_{22} = A_{21}\varepsilon_{11} + A_{22}\varepsilon_{22} + A_{23}\varepsilon_{33} + A_{24}\varepsilon_{23} + A_{25}\varepsilon_{31} + A_{26}\varepsilon_{12} \quad 3.1.33$$

$$\sigma_{33} = A_{31}\varepsilon_{11} + A_{32}\varepsilon_{22} + A_{33}\varepsilon_{33} + A_{34}\varepsilon_{23} + A_{35}\varepsilon_{31} + A_{36}\varepsilon_{12} \quad 3.1.34$$

$$\sigma_{23} = A_{41}\varepsilon_{11} + A_{42}\varepsilon_{22} + A_{43}\varepsilon_{33} + A_{44}\varepsilon_{23} + A_{45}\varepsilon_{31} + A_{46}\varepsilon_{12} \quad 3.1.35$$

$$\sigma_{31} = A_{51}\varepsilon_{11} + A_{52}\varepsilon_{22} + A_{53}\varepsilon_{33} + A_{54}\varepsilon_{23} + A_{55}\varepsilon_{31} + A_{56}\varepsilon_{12} \quad 3.1.36$$

$$\sigma_{61} = A_{61}\varepsilon_{11} + A_{62}\varepsilon_{22} + A_{63}\varepsilon_{33} + A_{64}\varepsilon_{23} + A_{65}\varepsilon_{31} + A_{66}\varepsilon_{12} \quad 3.1.37$$

La ley generalizada de Hooke para un cuerpo anisotrópico tiene 36 constantes elásticas $A_{ik} = i, k = 1, 2, 3, \dots, 6$.

Se utiliza la ley de Darcy para describir el comportamiento del flujo del agua a través de los poros, teniéndose en forma tradicional como:

$$q_x = k_{xx}\left(\frac{\partial p}{\partial x} - \gamma_w b_x\right) + k_{xy}\left(\frac{\partial p}{\partial y} - \gamma_w b_y\right) + k_{xz}\left(\frac{\partial p}{\partial z} - \gamma_w b_z\right) \quad 3.1.38$$

$$q_y = k_{yx}\left(\frac{\partial p}{\partial x} - \gamma_w b_x\right) + k_{yy}\left(\frac{\partial p}{\partial y} - \gamma_w b_y\right) + k_{yz}\left(\frac{\partial p}{\partial z} - \gamma_w b_z\right) \quad 3.1.39$$

$$q_z = k_{zx}\left(\frac{\partial p}{\partial x} - \gamma_w b_x\right) + k_{zy}\left(\frac{\partial p}{\partial y} - \gamma_w b_y\right) + k_{zz}\left(\frac{\partial p}{\partial z} - \gamma_w b_z\right) \quad 3.1.40$$

Escribiéndose de manera indicial como:

$$q_i = -\frac{1}{\gamma_w} k_{ij} (p_{,j} - \gamma_w b_j) \quad 3.1.41$$

En donde:

- q_i = flujo del agua en la dirección i
- γ_w = Peso volumétrico del agua
- k_{ij} = Coeficientes de permeabilidad en la dirección i, j
- b_j = Vector unitario que indica la posición del centro de gravedad

3.1.1.3. CONDICIONES INICIALES Y DE FRONTERA

Es necesario entonces establecer condiciones de frontera correspondientes a desplazamiento, esfuerzo, presión de poro y flujo, considerándose que el lugar geométrico de las fronteras varía con el tiempo.

$$u_i = \bar{u}_i \quad \text{en } S = S_u(t) \quad 3.1.42$$

$$\sigma_{ij} n_j = \bar{T}_i \quad \text{en } S_T = S_T(t) \quad 3.1.43$$

$$p = \bar{p} \quad \text{en } S_p = S_p(t) \quad 3.1.44$$

$$q_i n_i = \bar{Q} \quad \text{en } S_q = S_q(t) \quad 3.1.45$$

En donde:

- u_i = Componentes cartesianos del vector de desplazamientos en la dirección i (x, y, z)

- \bar{u}_i = Componentes cartesianos del vector de desplazamientos en la dirección i (x, y, z) prescrito (existente en el instante de análisis).
- σ_{ij} = Esfuerzo total en la dirección i (x, y, z)
- \bar{T}_i = Vector de esfuerzos prescrito en la superficie
- n = Vector normal unitario
- p = Presión de poro
- q = Flujo del agua en la dirección i (x, y, z)
- \bar{Q} = Flujo aplicado o prescrito
- S_m = Región relevante "m" de la frontera

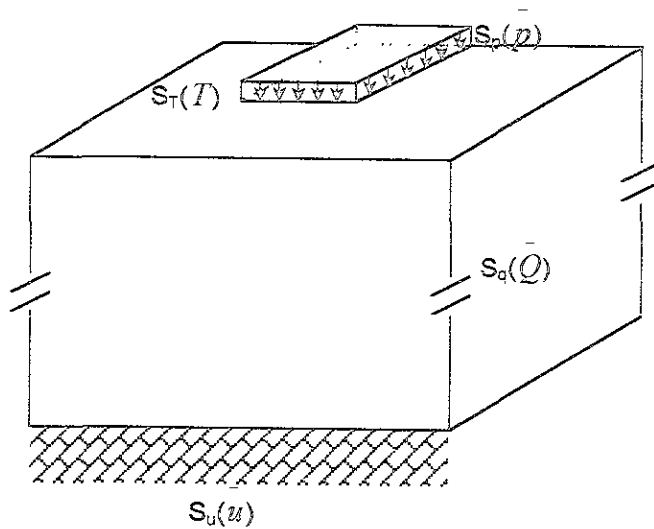


Figura 3.1.3. Condiciones de frontera para una masa de suelo en consolidación

3.2. SOLUCIÓN DE ELEMENTOS FINITOS

Todas las propiedades, geometrías y sollicitaciones que se utilizaron en este trabajo y para todos los análisis, se resolvieron a través de un programa numérico que aplica el método de elemento finito. Este método discretiza el medio que va a analizarse en elementos de forma regular, los que se encuentran interconectados entre sí por medio de vértices llamados nodos, en los que se plantean las ecuaciones de continuidad que se compatibilizan con las condiciones de equilibrio, las que se describieron en los renglones anteriores. Se obtienen al final de todas las consideraciones hechas ecuaciones del tipo $\{f^e\} = [K^e]\{\delta^e\}$, en donde $\{f^e\}$ representa al vector de fuerzas aplicadas en el nodo elegido del elemento e , mientras que $[K^e]$ es la matriz de rigideces y $\{\delta^e\}$ es la matriz que representa el desplazamiento correspondiente a los nodos del elemento. Todas las ecuaciones obtenidas se ensamblan, de manera que se obtienen sistemas de ecuaciones simultáneas cuyo conjunto representa o cumple en forma global con las condiciones preestablecidas. Dependiendo del medio a analizar el número de ecuaciones puede llegar a ser lo suficientemente grande como para requerir del uso de post-procesadores para manipular los datos que proporcionen la información requerida.

La malla de elementos finitos generada para cada problema en particular, debe reproducir fielmente las condiciones geométricas del análisis, tomando en cuenta que si bien una malla con un gran número de

elementos reproduce más cercanamente un problema debido a la exactitud numérica, también genera un mayor costo debido al gran esfuerzo computacional que se requiere, además de la limitación que cada programa numérico trae implícito en sus algoritmos en cuanto al número de nodos y de elementos posibles de crear.

En todos los casos revisados aquí y que se verán más adelante, se eligieron elementos triangulares no estructurados, denominados como elementos semi-sólidos (plano $x-y$), los que tienen una dirección de desplazamiento libre en $x-y$ y fija en la dirección z (deformación plana), además de que no se permite la rotación del elemento con respecto a ningún eje.

La secuencia de aplicación del método de elementos finitos se puede resumir a través de la aplicación de la siguiente secuencia de pasos (Sánchez, 1994):

1. El medio continuo (dominio de las variables de las ecuaciones diferenciales) se divide en elementos finitos, los que pueden presentar formas variadas dependiendo del problema analizado, estas formas pueden ser líneas, triángulos, cuadriláteros, tetraedros, exahedros, entre otras.
2. Mediante una selección apropiada de los puntos nodales, las variables de la ecuación se aproximan mediante una combinación lineal de funciones de interpolación conocidas seleccionadas adecuadamente, y los valores desconocidos de las variables y en algunos casos de sus derivadas, especificados en los puntos nodales.
3. Mediante el uso de los métodos variacionales o de los residuos pesados, las ecuaciones diferenciales resultantes del problema se transforman en ecuaciones de elemento finito que gobiernan, en forma aislada a todos los elementos integrantes de la malla.
4. Los elementos finitos aislados se agrupan para formar un sistema global de ecuaciones diferenciales (en el problema de los valores en la frontera e iniciales) o de las ecuaciones diferenciales (en el problema de valores en la frontera), con sus propias condiciones de frontera o condiciones iniciales.

Los valores de las variables de las ecuaciones diferenciales quedan definidas al resolver los sistemas de las ecuaciones correspondientes.

La malla que se utiliza en el caso particular de los túneles, se elige con base a reglas empíricas (Tamez, Rangel y Holguín, 1997), en donde se recomienda que la separación mínima que debe de existir entre las fronteras de la malla y las del túnel es de cinco veces la dimensión mayor del túnel. La frontera superior de la malla depende de las condiciones del problema en cuestión. Lo anterior es para que no se generen cambios en el estado de esfuerzos alrededor del túnel ocasionados por la cercanía de las fronteras. Se emplean elementos pequeños en zonas donde se esperan grandes cambios en el estado de esfuerzos (densificación de la malla), por ejemplo alrededor de la cavidad del túnel.

3.2.1. MODELOS CONSTITUTIVOS

La malla elegida para el análisis de elemento finito puede tener diferentes materiales por zonas que pueden crearse para tal propósito, haciéndose necesario elegir un modelo constitutivo que reproduzca las características del comportamiento hipotético del suelo, además de elegir los parámetros adecuados.

El comportamiento esfuerzo-deformación de los elementos finitos en el análisis numérico está representado en este trabajo por un comportamiento elástico-lineal conocido también como ley de Hooke, esta elección permitió hacer comparaciones con la teoría de la elasticidad.

La Figura 3.2.4. muestra el comportamiento asumido para el suelo, en donde se pueden observar dos criterios de módulos elásticos, E_T es el módulo elástico tangente y E_S es el módulo elástico secante, los que dependiendo del problema a analizar determinan el valor tomado para el análisis. Puede observarse adicionalmente en la figura, que el E_T presenta un intervalo menor de deformaciones permitidas, que el del módulo de E_S

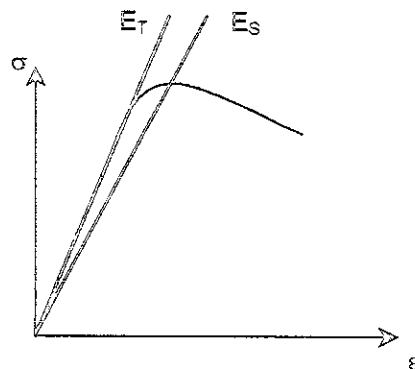


Figura 3.2.4. Ley constitutiva del comportamiento del suelo elegida para los análisis realizados (comportamiento elástico)

En general los parámetros requeridos para este modelo constitutivo son; el módulo de elasticidad E ; la relación de Poisson ν y el módulo de cortante del material G . La ventaja del programa utilizado es que permite introducir propiedades anisotrópicas dentro del modelo constitutivo, de manera que las deformaciones se rigen con las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_h} \sigma_x - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \sigma_y - \frac{\nu_{hh}}{E_h} \sigma_z \quad 3.2.1$$

$$\varepsilon_y = \frac{\nu_{hv}}{E_h} \sigma_x - \frac{1}{E_v} \sigma_y - \frac{\nu_{hv}}{E_h} \sigma_z \quad 3.2.2$$

$$\varepsilon_z = \frac{\nu_{hh}}{E_h} \sigma_x - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \sigma_y - \frac{1}{E_h} \sigma_z \quad 3.2.3$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G_{hv}} \tau_{xy} \quad 3.2.4$$

Los sufijos h se utilizan para distinguir la dirección horizontal en el sistema coordenado, tradicionalmente de x, y y z, y v para la dirección vertical, los que han sido adoptados aquí para determinar la dirección y las propiedades que permiten determinar la anisotropía; de esta manera pueden introducirse dentro del programa numérico utilizados estratos horizontales, acoplado la dirección vertical y horizontal como se

puede ver en las ecuaciones anteriores. A su vez solamente se requiere la especificación de v_{vh} y no de v_{hv} , debido a que el análisis elástico permite tener la siguiente relación:

$$\frac{v_{hv}}{E_h} = \frac{v_{vh}}{E_v} \quad 3.2.5$$

En el caso del recubrimiento para túneles modelado en los análisis que así lo requirieron, se generaron elementos viga, los que actúan como tales, utilizando únicamente datos como son el módulo de elasticidad del material E_c , la relación de Poisson ν_c , el área de la sección transversal A y el momento de inercia I del área. Los principios detallados de este comportamiento, se encuentran en libros especializados en el análisis estructural, como son "Mecánica de Materiales"; Timoshenko, "Mecánica de Sólidos"; Popov, "Concreto Reforzado"; Oscar González, entre otros.

3.2.2. SISTEMA COORDENADO

El sistema coordenado corresponde al mostrado en la Figura 3.2.5., en donde el eje y sigue una dirección positiva hacia arriba, el eje x sigue una dirección positiva a la derecha describiendo solamente dos direcciones, debido a que se trata del planteamiento de un problema de deformación plana; cuando estas direcciones se invierten el programa calcula las áreas de los elementos y las rigideces como negativas, debido a que los números de los nodos de la malla se listan con un sentido contrario a las manecillas del reloj. Es posible utilizar un sistema coordenado en donde el eje x va en dirección izquierda; sin embargo esto obligaría a numerar los nodos en el sentido de las manecillas del reloj y a utilizar un signo diferente para los esfuerzos cortantes.

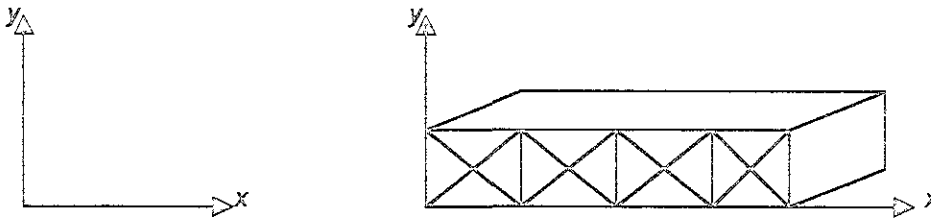


Figura 3.2.5. Dirección positiva del sistema coordenado utilizado en el análisis numérico

Con respecto a los esfuerzos horizontales es razonable asumir que éstos presentan el mismo valor en todas las direcciones ($\sigma_x = \sigma_z$) por corresponder a un problema de deformación plana. Para este caso τ_{xy} es el único esfuerzo cortante de interés, τ_{yz} y τ_{zx} son tomados como cero.

3.2.3. CONVENCION DE SIGNOS

La convención de signos correspondiente a las cargas y a los desplazamientos, se referencia con respecto a los ejes coordenados x y y , de manera que una fuerza con una componente en x positiva está actuando con la dirección de x del eje coordenado (es decir de izquierda a derecha); y un desplazamiento negativo y está actuando en la dirección contraria a este eje (es decir hacia abajo).

Los esfuerzos siguen la convención que generalmente se toma en la mecánica de suelos, tomándose para ser positivo cuando el esfuerzo actuando normalmente al elemento corresponde a compresión y los esfuerzos cortantes son positivos, cuando en la cara superior e inferior del elemento siguen una dirección contraria a las manecillas del reloj.

Las deformaciones normales son consideradas positivas si éstas son de compresión, es decir que causan reducción en el volumen; debido a que es difícil encontrar deformaciones de tensión en el suelo. Las deformaciones cortantes son positivas si el ángulo entre las fibras ortogonales en el origen del elemento del suelo se ve incrementado.

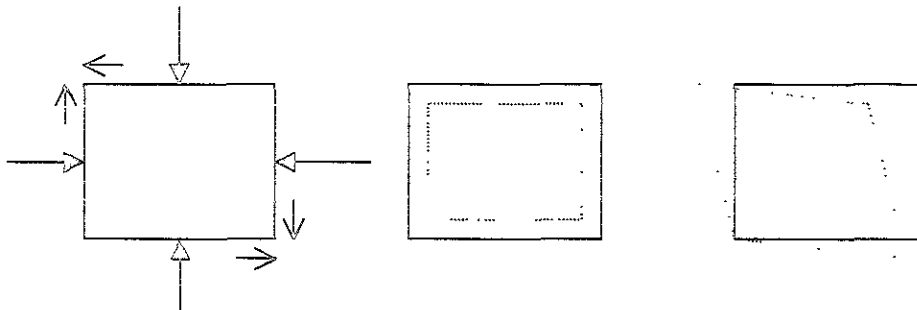


Figura 3.2.6. Convenciones para esfuerzos normal y cortante y deformaciones normal y cortante (signo positivo)

En el caso de los momentos flexionantes, la convención adoptada, corresponde a las siguientes deformaciones:

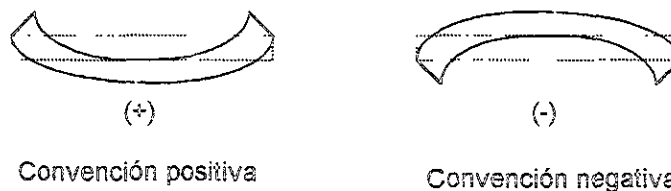


Figura 3.2.7. Convención de signos adoptada para los momentos flexionantes

3.2.4. MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO APLICADO A LA TEORÍA DE BIOT

En esta sección se describen las partes que integran el método del elemento finito (MEF) empleado en la solución de las ecuaciones diferenciales que fundamentan la teoría de Biot y que se describen en la sección 3.1.

Las ecuaciones que a continuación se presentan están desarrolladas para un análisis bidimensional. En el caso de un análisis tridimensional es necesario incrementar el término correspondiente a la dirección z vista en el sistema coordenado adoptado.

Las ecuaciones de equilibrio están dadas por:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} = w_x \quad 3.2.6$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} = w_y \quad 3.2.7$$

En donde w_x y w_y son las fuerzas actuantes en el dominio por unidad de volumen en las direcciones de x y y . Los valores correspondientes a w_x y w_y son igual a 0 en este caso ($-\gamma_b$, respectivamente, lo que hace coincidir las expresiones 3.2.6 y 3.2.7 con las ecuaciones 3.1.13 a 3.1.14 y tomando τ en vez de σ para el caso de los esfuerzos cortantes actuantes).

La ecuación diferencial de continuidad de masa es para el caso bidimensional, que se da a partir de la ecuación 3.1.17 descrita anteriormente:

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial^2 u_y}{\partial y \partial t} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad 3.2.8$$

Los esfuerzos y el flujo del agua en la dirección señalada pueden a su vez representarse como:

$$\sigma_i = \bar{E} \frac{\partial u_i}{\partial i} - p \quad 3.2.9$$

$$q_i = \frac{k_i}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial i} \quad 3.2.10$$

Aplicando las condiciones de frontera (ecuaciones 3.1.42 a 3.1.45) para dos dimensiones, en donde k es la permeabilidad que presenta el medio en la dirección i , γ_w es el peso específico del agua y \bar{E} es el coeficiente de elasticidad modificado, que para los suelos está dado por la inversa del coeficiente de variación volumétrica. Todos los valores anteriores corresponden a valores constantes.

Para obtener la matriz de ecuaciones para el elemento finito, se aplica el método de Galerkin (método de los residuos pesados) para las ecuaciones de equilibrio y de continuidad.

Las ecuaciones resultantes son equivalentes a las obtenidas al aplicar el principio de trabajo virtual (Britto y Gunn, 1987), demostrándose también que desarrollando la misma clase de operaciones en las ecuaciones de continuidad, se produce otro "principio virtual".

El primer paso es multiplicar la ecuación de continuidad por un escalar arbitrario el que puede variar con respecto a las direcciones x y y . Este escalar puede identificarse con una presión de poro virtual o imaginaria.

De esta manera la ecuación 3.2.8 es reemplazada por:

$$\int_V u^* \left[\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial x \partial t} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial^2 u_y}{\partial y \partial t} \right] d(vol) = 0 \quad 3.2.11$$

Si sustituimos las ecuaciones 3.2.9 y 3.2.10, la ecuación 3.2.11, queda representada como:

$$\int_V u^* \left[\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial v}{\partial t} \right] d(vol) = 0 \quad 3.2.12$$

En donde para este caso de dos dimensiones v es (en el caso tridimensional se incrementa la componente en z):

$$v = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad 3.2.13$$

El teorema de Zienkiewicz-Green se aplica a la ecuación 3.2.12, quedando entonces:

$$-\int_V \left[\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial u^*}{\partial x} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial u^*}{\partial y} \frac{\partial p}{\partial y} \right] d(vol) - \int_S u^* v_n d(\text{área}) + \int_V u^* \frac{\partial v}{\partial t} d(vol) = 0 \quad 3.2.14$$

En donde v_n es la velocidad del flujo artificial normal a la frontera. Esta ecuación puede considerarse como el "principio de poder virtual", el que forma el punto de inicio para obtener las ecuaciones de elemento finito.

Se introduce como siguiente paso la discretización del problema, expresando los desplazamientos dentro del elemento finito como una función de los desplazamientos de los puntos nodales y la posición con el elemento, esta relación se escribe en notación matricial como:

$$d = Na \quad 3.2.15$$

En donde d a su vez puede escribirse como:

$$d = \begin{bmatrix} d_x \\ d_y \end{bmatrix} \quad 3.2.16$$

La matriz N contiene las "funciones de forma" y a es un vector que lista todos los desplazamientos nodales asociados a un elemento. La forma de estas funciones, depende del elemento finito utilizado.

El exceso de la presión de poro se asume para variar dentro de la misma malla de elementos finitos de acuerdo con:

$$p = \bar{N}b \quad 3.2.16$$

En donde \bar{N} y b , son una matriz y un vector respectivamente, al igual que las dadas para la variación de los desplazamientos, empero con sus funciones y presiones correspondientes.

Nótese que las formas de las funciones son diferentes para los desplazamientos (matriz N) y para la presión de poro (matriz \bar{N}). Por ejemplo, los desplazamiento varían de manera cuadrática y la presión de poro varía de manera lineal sobre un elemento. La presión de poro virtual se asume para variar de la misma forma en como varían los excesos de la presión de poro.

$$u^* = \bar{N} b^* \quad 3.2.17$$

Es necesario como siguiente paso, determinar las deformaciones en términos de desplazamientos nodales, esta relación se escribe normalmente en notación matricial como:

$$\epsilon = B\alpha \quad 3.2.18$$

La matriz B , es algunas veces referida como la "matriz de deformaciones", sin embargo, frecuentemente se nombra simplemente como "matriz B " y α es el mismo vector descrito en la ecuación 3.2.15.

El gradiente del exceso de presión de poro está dado como:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial p}{\partial x} \\ \frac{\partial p}{\partial y} \end{bmatrix} = E b \quad 3.2.19$$

En donde los términos de la matriz E son obtenidos por diferenciación de \bar{N} . El vector m está definido como:

$$m = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad 3.2.20$$

De tal manera que:

$$\sigma = \sigma + mp \quad 3.2.21$$

y

$$v = m^T \epsilon \quad 3.2.22$$

Sustituyendo todos los conceptos anteriores en la ecuación 3.2.14 se tiene:

$$b^{*T} \int_V \bar{N}^T m^T B d(\text{vol}) \frac{d(a)}{dt} - b^{*T} \int_V E^T kE / \gamma_w d(\text{vol}) b = b^{*T} \int_S \bar{N}^T v_n d(\text{área}) \quad 3.2.23$$

En donde k es la matriz de permeabilidades:

$$\begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix}$$

La presión de poro virtual puede cancelarse de esta ecuación, y haciendo las sustituciones se llega a:

$$L = \int_V B^T m \bar{N} d(vol) \quad y \quad \Phi = \int_V E^T kE / \gamma_w d(vol)$$

obteniéndose:

$$L^T \frac{d(a)}{dt} - \Phi b = \int_S \bar{N}^T v_n d(área)$$

Esta es la ecuación diferencial de primer orden con la que se integra con respecto al tiempo; del tiempo t al tiempo $t+\Delta t$:

$$\int_t^{t+\Delta t} L^T \frac{d(a)}{dt} dt - \Phi \int_t^{t+\Delta t} b dt = \int_t^{t+\Delta t} \int_S \bar{N}^T v_n d(área) dt \quad 3.2.24$$

De la ecuación anterior se puede tener la siguiente aproximación:

$$\int_t^{t+\Delta t} b dt = \{(1-\theta)b_1 + \theta b_2\} \Delta t$$

En donde $b_1 = b(t)$ y $b_2 = b(t+\Delta t)$. El valor de θ define el camino con que b varía durante el intervalo de tiempo; por ejemplo $\theta = 1/2$ corresponde a una variación lineal.

Una aproximación similar se hace para la integración de v_n y sustituyendo en 3.2.24 se tiene:

$$L^T [a]_t^{t+\Delta t} - \Phi \{(1-\theta)b_1 + \theta b_2\} \Delta t = \int N^T \{(1-\theta)v_{n1} + \theta v_{n2}\} \Delta t d(área) \quad 3.2.25$$

Booker y Small (1975), consideraron los esquemas de la estabilidad de integración usando diferentes valores de θ y mostraron que la estabilidad se obtiene con $\theta \geq 1/2$. En este caso se adopta un valor de $\theta = 1$. Haciéndose la sustitución en 3.2.25, y definiendo $\Delta a = a(t+\Delta t) - a(t)$ y $\Delta b = b_2 - b_1$, se llega a:

$$L^T \Delta a - \Phi \Delta t \cdot \Delta b = \Phi \Delta t \cdot b_1 + \int_S N^T v_{n2} \Delta t d(área) \quad 3.2.26$$

Para equilibrar las ecuaciones se hace uso de la forma incremental de trabajo virtual.

$$\int \delta^* \Delta \sigma d(vol) = \int \delta^* \Delta \tau d(área) + \int \delta^* \Delta w d(vol) \quad 3.2.27$$

Previamente se utilizó el trabajo virtual para los esfuerzos totales. Luego la forma incremental es válida siguiendo el principio de superposición para sistemas lineales elásticos, siendo este método válido para sistemas no lineales como puede verse en las siguientes ecuaciones:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' - m \Delta u$$

y así (notando que $\Delta u = \Delta \bar{u}$).

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' + m \Delta \bar{u}$$

Usando esta relación y haciendo las sustituciones de elemento finito:

$$\Delta \epsilon = B \Delta a$$

$$\bar{d} = \bar{N} a$$

$$\Delta \bar{u} = \bar{N} \Delta b$$

Se obtiene:

$$a^{*T} \int_V B^T DB d(vol) \Delta a + a^{*T} \int (B^T m \bar{N}) d(vol) \cdot \Delta b = a^{*T} \int_S N^T \cdot \Delta \tau d(\text{área}) \quad 3.2.28$$

a^{*T} puede ser cancelado, y utilizando la notación ya establecida:

$$K \Delta a + L \Delta b = \int_S N^T \Delta \tau d(\text{área}) \quad 3.2.29$$

En donde:

$$K = \int [B^T DB] d(vol)$$

Las ecuaciones 3.2.26 y 3.2.29 pueden utilizarse para establecer una solución en el tiempo $t + \Delta t$, de la solución en el tiempo t . En resumen las ecuaciones pueden escribirse como:

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -\Phi \Delta t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta a \\ \Delta b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta r_1 \\ \Delta r_2 \end{bmatrix} \quad 3.2.30$$

La matriz cuadrada anterior puede denominarse como una matriz de rigideces sin serlo, ya que en realidad es una matriz de combinaciones entre variables de desplazamientos y presiones de porc. La primera ecuación resultante de 3.2.30 representa satisfactoriamente la aproximación de las ecuaciones de equilibrio, y la segunda ecuación la de continuidad. El término Δr_1 es el término de carga incremental normal del elemento finito y Δr_2 es un término designado para cargas de flujo de agua existentes en la frontera:

$$\int_S \bar{N} v_{n2} d(\text{área})$$

Nota.- Existe un término adicional ($\Phi \Delta t b_1$), el que es calculado en el procedimiento de solución.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ELÁSTICO

El objetivo de este capítulo es primordialmente calibrar el modelo numérico utilizado en el análisis de túneles, además de validar la consideración tomada en cuanto a la rigidez del revestimiento al utilizar una solución analítica. Todas las condiciones tomadas en este capítulo son las correspondientes al análisis elástico, las que a su vez son las condiciones iniciales del análisis poroelástico el que se presenta en el capítulo siguiente.

Se presentan las condiciones y valores considerados en las propiedades y las características geométricas que representan al suelo y al revestimiento, las cargas actuantes dependiendo del caso estudiado y los esfuerzos *in situ* utilizados. Todas las propiedades anteriores, se detallan en la sección 4.1. de este capítulo. La sección 4.2. muestra las soluciones analíticas utilizadas para hacer las comparaciones entre éstas y la aplicación del método de elementos finitos, las que se detallan en la sección 4.3. como se verá a continuación.

4.1. SOLICITACIONES

La excavación realizada en un medio cargado por su peso propio es la única sollicitación que se considera en este trabajo; dichas condiciones se toman en el análisis por medio de dos enfoques: simulación de excavación y aplicación de carga repartida.

La simulación de excavación se refiere a las condiciones *in situ*, las que se calculan como la multiplicación del peso específico del material por la profundidad en cuestión para el esfuerzo vertical; éste último se multiplica por el coeficiente de tierras en reposo definido para cada sitio, lo que permite obtener el esfuerzo horizontal; esta condición se analizó en dos partes que comprenden el uso de revestimiento en el túnel y también el análisis sin revestimiento.

La carga repartida se refiere a la aplicación de una carga alrededor de la cavidad realizada para la sección del túnel; aplicando al igual que para las condiciones de simulación de la excavación las condiciones de análisis con revestimiento y sin revestimiento.

En ambas condiciones (simulación de excavación y carga repartida), las etapas modeladas corresponden a la etapa *in situ* y a la etapa de construcción del túnel, las que representan las condiciones físicas en el sitio, así como la etapa constructiva como se ve en la sección 4.1.4. En el siguiente cuadro sinóptico, se muestra todo el escenario a analizar.

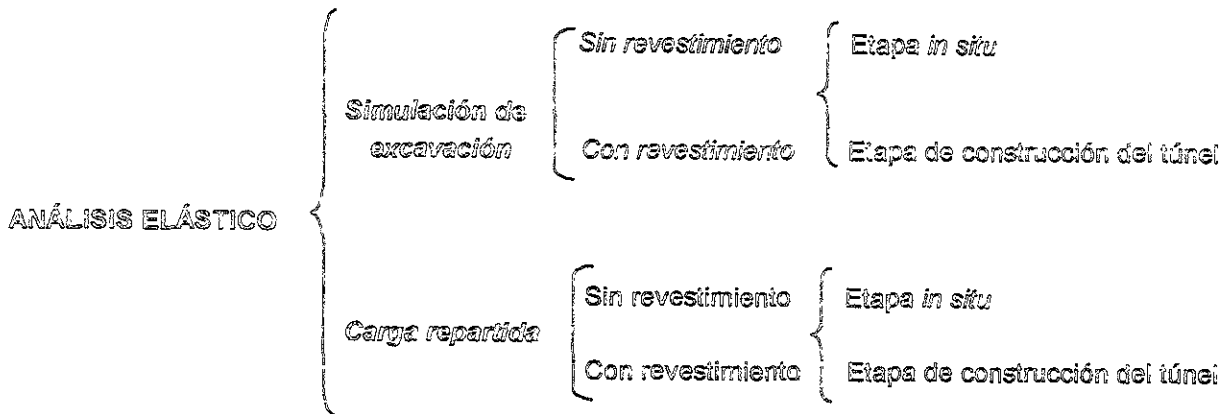


Figura 4.1.1. Análisis realizados en la etapa de comportamiento elástico del suelo

4.1.1. GEOMETRÍA

La geometría utilizada que está representada en la Figura 4.1.2., corresponde a un túnel embebido en un medio poroso a una profundidad de $h = 15a$ desde la superficie del terreno hasta el eje central del túnel, con una longitud $l = 15a$ a partir del centro del túnel a la frontera derecha y con radio a . Se toma esta geometría debido a que es representativa de un túnel albergado a una profundidad de varias veces su diámetro, lo que permitió hacer algunas comparaciones con la teoría de la elasticidad. No existen condiciones de presión hidrostática.

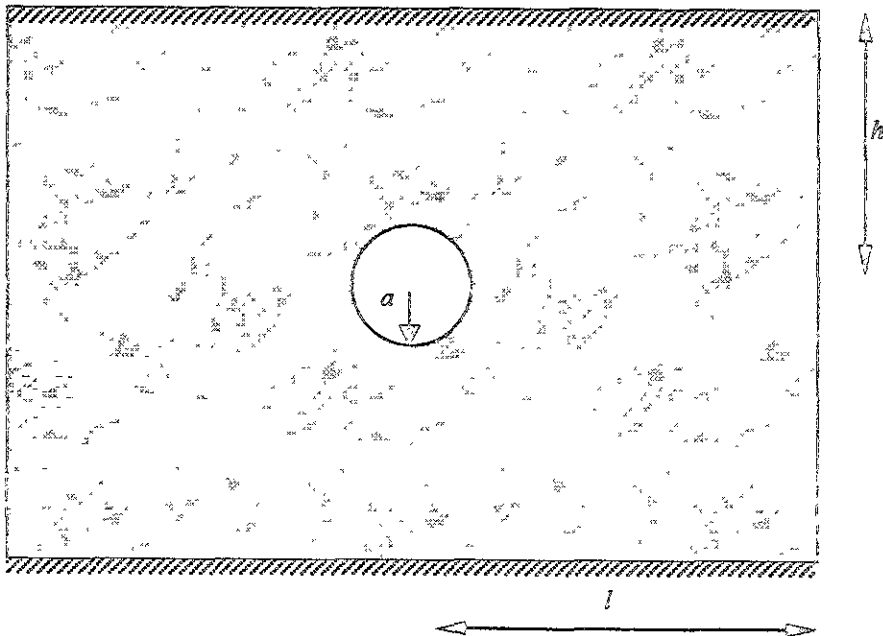


Figura 4.1.2. Geometría y condiciones utilizadas para el análisis elástico

4.1.2. PROPIEDADES DEL SUELO Y DEL REVESTIMIENTO

Las propiedades del suelo correspondientes al caso elástico son las siguientes:

Tabla 4.1.1. Propiedades del suelo aplicadas a los casos de simulación de excavación y carga uniforme en el análisis elástico

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Módulo elástico relativo horizontal y vertical	E_x/E_s	Variable (ver resultados)
Relación de Poisson en las todas las direcciones	ν_{hh}, ν_{vv}	0.25
Módulo de rigidez relativo en la dirección horizontal y vertical	E_x/G_{rv}	Variable (ver resultados)
Rigidez del agua o peso específico volumétrico de la misma	K_w o γ_w	0
Conductividad hidráulica del suelo en la dirección x	K_x	0.001 m/seg
Conductividad hidráulica del suelo en la dirección y	K_y	0.001 m/seg
Peso específico volumétrico del suelo	γ_{BULK}	0 kN/m ³

En donde E_c es el módulo elástico del concreto y E_s el módulo elástico del suelo. Se omite el valor del peso volumétrico del suelo en la tabla, el que es de 20 kN/m³, debido a que se están reportando los valores que se introducen al programa utilizado en el análisis, el que se encarga directamente de asignar este valor a través de los esfuerzos *in situ*.

Tabla 4.1.2. Propiedades del concreto aplicadas al modelo elástico

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Relación de Poisson del concreto	ν	0.2
Área del revestimiento	A_c	0.1 m ²
Momento de Inercia de la sección	I_c	0.0001 m ⁴

En el módulo de elasticidad del concreto se hicieron variaciones en los valores, los que dan valores relativos de E_x/E_s de 1 kN/m² hasta 1000 kN/m², para observar las variaciones que se presentan en los resultados al incrementar este módulo.

4.1.3. ESFUERZOS

Los esfuerzos a los que se sometieron los modelos de esta sección se presentan en la Tabla 4.1.3., manteniéndose los mismos valores en los casos en donde hay o no revestimiento. En el caso de las cargas repartidas se aplicaron cargas isotrópicas y anisotrópicas alrededor de la cavidad; en éstas se hace una corrección de la mitad del radio del túnel debido a la profundidad de aplicación de esta carga con respecto a la de excavación que abarca todo el estrato analizado, por lo que los valores de los esfuerzos correspondientes a la carga repartida son más pequeños. Ejemplo:

$$\sigma'_{YY \text{ carga repartida}} = \sigma'_Y - (0.5 \cdot 20) = 290 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{YY \text{ carga repartida}} = 300 - (0.5 \cdot 20) = 290 \text{ kN/m}^2$$

En donde σ'_{yy} carga repartida = 290 kN/m² es el esfuerzo vertical efectivo para la carga repartida, $\sigma'_{yy} = 300$ kN/m² es el valor del esfuerzo vertical efectivo para la condición de excavación, 0.5 m es la mitad del radio de la excavación y 20 kN/m³ es el peso específico del suelo.

σ'_y , σ'_x y σ'_z son los valores del esfuerzo efectivo vertical para el primero y esfuerzos efectivos horizontales para los dos últimos en ese orden. El valor de K_0 (coeficiente de presión de tierra en reposo), se tomó para ser de 1 en el caso de la carga isotrópica y de 0.5 en el caso de la carga anisotrópica.

Tabla 4.1.3. Esfuerzos aplicados a los casos analizados

Caso	σ'_y	σ'_x , σ'_z
Elástico isotrópico (excavación)	300 kN/m ²	300 kN/m ²
Elástico isotrópico (carga repartida)	290 kN/m ²	290 kN/m ²
Elástico anisotrópico (excavación)	300 kN/m ²	150 kN/m ²
Elástico anisotrópico (carga repartida)	290 kN/m ²	145 kN/m ²

Es importante señalar que en el caso de la carga anisotrópica repartida, la variación de ésta se hizo de manera lineal en la periferia del túnel, lo que se puede apreciar en la Figura 4.1.3.; en el caso de la carga isotrópica no existe ninguna variación en cuanto a la carga a lo largo de la periferia del túnel.:

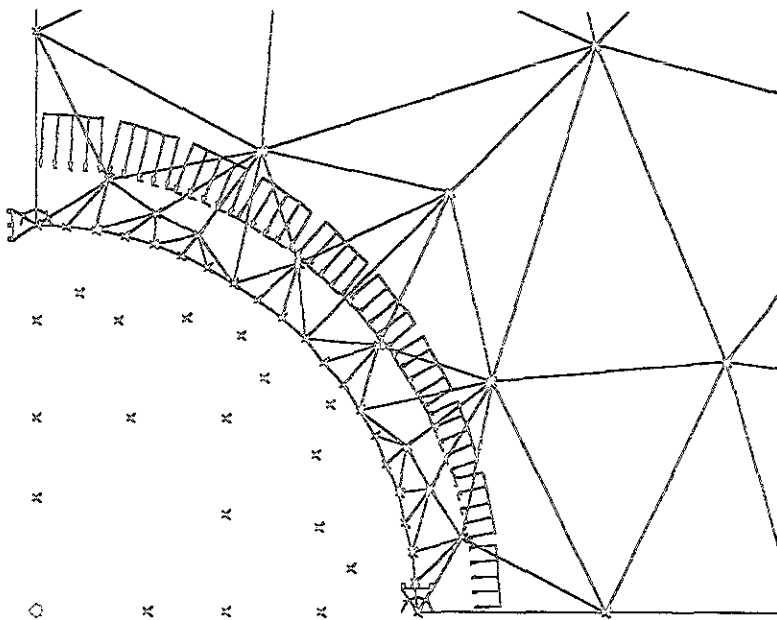


Figura 4.1.3. Carga anisotrópica repartida en la periferia del túnel

4.1.4. ETAPAS MODELADAS

Las etapas de modelación a las que se sometió el modelo elástico, varían dependiendo de los resultados que se requiere obtener para cada caso. Resumiendo, las condiciones analizadas son:

- ✓ Túnel embebido en el suelo a una profundidad de varias veces su diámetro
- ✓ Problema de deformación plana

- ✓ Condiciones de excavación y carga repartida
- ✓ Presión de tierra en reposo de 1 y 0.5
- ✓ No existen condiciones de presión hidrostática

Todas las etapas corresponden a una permeabilidad nula en la periferia del túnel, se hace esta aclaración por existir una fuerte influencia de este tipo de condiciones, sobre el comportamiento que se presenta en los túneles al variarse las condiciones de permeabilidad.

4.1.4.1. ETAPA IN SITU

La primera etapa corresponde a las condiciones iniciales *in situ*, en donde el suelo se encuentra inalterado. Esta etapa es de vital importancia debido a que a partir del estado de esfuerzos iniciales conocidos también por condiciones de peso propio, se calculan las variaciones que se tiene en éstos cuando el estado *in situ* se ve alterado como es el hecho de realizar la construcción del túnel. Estos esfuerzos varían linealmente en dirección vertical.

4.1.4.2. ETAPA DE CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL

Esta etapa corresponde a la construcción del túnel, la que se modeló para realizarse en un lapso de tiempo muy corto de 1 segundo, con la finalidad de tratar de simular la etapa de excavación instantánea realizada en la práctica, en el caso de los análisis que presentan revestimiento, éste se coloca desde la etapa *in situ*, debido a que la construcción del túnel es la etapa subsecuente y no presenta alteraciones en los resultados. La variación de este incremento de tiempo es lineal.

4.2. SOLUCIÓN ANALÍTICA

Los desplazamientos calculados por el análisis elástico, dependen de las condiciones de frontera asumidas en el modelo, lo que hace necesario recordar que la situación geológica analizada a la que corresponde este análisis, es la de un túnel embebido en el suelo cuya profundidad de la superficie hacia el centro del túnel, es de varias veces el diámetro de éste (Figura 4.2.5.).

El estado de esfuerzos *in situ* en un medio elástico homogéneo actuante en una frontera circular es idealizado como un esfuerzo σ_r que actúa en la dirección vertical, y un esfuerzo σ_x que actúa en la dirección horizontal, en donde este último está expresado como una proporción del esfuerzo vertical en términos de esfuerzos efectivos, de esta manera el esfuerzo horizontal queda representado por:

En términos de esfuerzos totales:

$$\sigma_x = N\sigma_r \quad 4.2.1$$

En donde N , para un depósito de suelo con el nivel de agua en la superficie está dada como:

$$N = K_o - \rho_w / \rho(K_o - 1) \quad 4.2.2$$

En la ecuación anterior, la densidad del agua está representada por ρ_w y la densidad del material utilizado en el análisis por ρ .

En términos de esfuerzos efectivos, el esfuerzo horizontal, está en función del coeficiente de presión de tierra en reposo, quedando:

$$\sigma_x = K_o \sigma_y \quad 4.2.3$$

Los esfuerzos in situ expresados en coordenadas cilíndricas (r y θ) actuantes en la periferia de un túnel, están representados como se escribe a continuación:

$$\sigma_r = \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_x) - \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \cos 2\theta \quad 4.2.4$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_x) + \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \cos 2\theta \quad 4.2.5$$

$$\tau_{r,\theta} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta \quad 4.2.6$$

Los fundamentos teóricos utilizados en el diseño empleado para el análisis elástico que se describen a continuación, están en función de la siguiente notación:

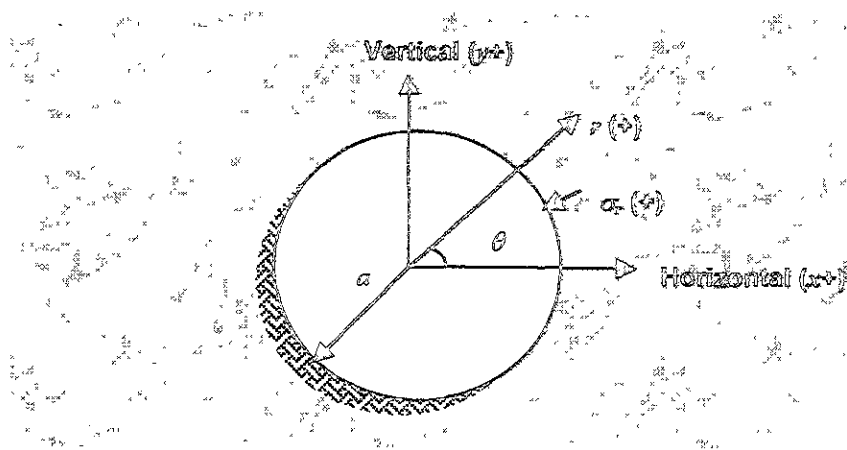


Figura 4.2.4. Sistema coordenado

4.2.1. ANÁLISIS ELÁSTICO SIN REVESTIMIENTO

El problema elástico para túneles, se resuelve por medio de la función de Airy (Timoshenko y Goodier, 1970), la que está dada como sigue:

$$\phi = A \log r + Br^2 + \{Cr^2 + Dr^4 + Er^{-2} + F\} \cos 2\theta \quad 4.2.7$$

En donde ϕ es la función de los esfuerzos o función de Airy en función de r y θ , ligada a los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z mediante relaciones diferenciales

Los esfuerzos se obtienen de:

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} = \frac{A}{r^2} + 2B + \{-2C - 6Er^{-4} - 4Fr^{-2}\} \cos 2\theta \quad 4.2.8$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} = -\frac{A}{r^2} + 2B + \{2C + 12Dr^2 + 6Er^{-4}\} \cos 2\theta \quad 4.2.9$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{r^2} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial \theta} = \{2C + 6Dr^2 - 6Er^{-4} - 2Fr^{-2}\} \sin 2\theta \quad 4.2.10$$

En donde:

- σ_r, σ_θ = Esfuerzos radiales normal y tangencial en coordenadas polares respectivamente
- $\tau_{r\theta}$ = Esfuerzo cortante en coordenadas polares
- θ = Coordenada cilíndrica, ángulo
- r = Radio, el que es una distancia variable a partir del eje del túnel (ver Figura 4.2.4)
- $A...F$ = Constantes de integración, determinadas por medio de las condiciones de frontera del análisis

Las constantes de A a F en este análisis se encuentran de la siguiente manera:

$$\Delta \sigma_r = \Delta \sigma_\theta = \Delta \tau_{r\theta} = 0 \quad \text{cuando} \quad r \rightarrow \infty \quad 4.2.11$$

$$\Delta \sigma_r = -\frac{1}{2}(\sigma_Y + \sigma_X) + \frac{1}{2}(\sigma_Y - \sigma_X) \cos 2\theta \quad r = a \quad 4.2.12$$

$$\Delta \tau_{r\theta} = -\frac{1}{2}(\sigma_Y - \sigma_X) \sin 2\theta \quad r = a \quad 4.2.13$$

Las soluciones para los esfuerzos incrementales son:

$$\Delta \sigma_r = -\frac{1}{2}(\sigma_Y + \sigma_X) \left(\frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{1}{2}(\sigma_Y - \sigma_X) \left(\frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \quad 4.2.14$$

$$\Delta \sigma_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_Y + \sigma_X) \left(\frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{1}{2}(\sigma_Y - \sigma_X) \left(\frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad 4.2.15$$

$$\Delta\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2}(\sigma_Y - \sigma_X) \left(\frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2} \right) \text{sen } 2\theta \quad 4.2.16$$

En donde:

a = Radio del centro a la frontera del túnel

r = Radio, el que es una distancia variable a partir del eje del túnel (ver Figura 4.2.4.)

En la Figura 4.2.5. se observa, que los esfuerzos obtenidos con las expresiones anteriores, corresponden a un medio que no se encuentra sobrecargado.

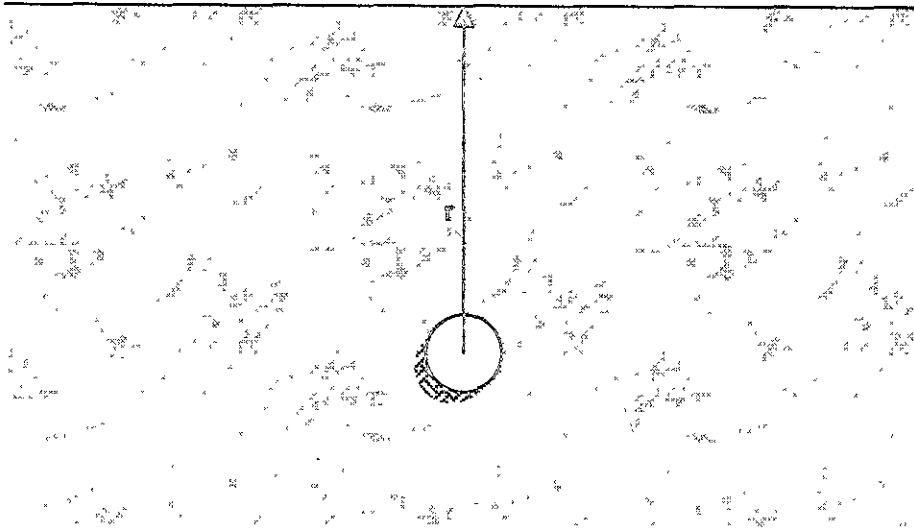


Figura 4.2.5. Situación geotécnica para la que se llevó a cabo el análisis elástico sin revestimiento

Los desplazamientos radiales inducidos en el suelo debido a los cambios de esfuerzos se pueden obtener con la expresión (Pender, 1980 y Wood, 1975):

$$Eu = \frac{1}{2}(1+\nu) \left\{ (\sigma_Y + \sigma_X) \left(\frac{a^2}{r} \right) - (\sigma_Y - \sigma_X) \left((1-\nu) \frac{4a^2}{r} - \frac{a^4}{r^3} \right) \cos 2\theta \right\} \quad 4.2.17$$

$$Ev = \frac{1}{2}(1+\nu) \left\{ (\sigma_Y - \sigma_X) \left((1-2\nu) \frac{2a^2}{r} - \frac{a^4}{r^3} \right) \text{sen } 2\theta \right\} \quad 4.2.18$$

En donde:

E = Módulo de elasticidad del material analizado

u = Desplazamiento en dirección al eje y

v = Desplazamiento en dirección al eje x

ν = Relación de Poisson

De las ecuaciones anteriores se deriva a su vez, que en la periferia del túnel los desplazamientos son:

$$Eu_a = \frac{1}{2}(1+\nu)\alpha\{(\sigma_Y + \sigma_X) - (3-4\nu)(\sigma_Y - \sigma_X)\cos 2\theta\} \quad 4.2.19$$

$$Ev_a = \frac{1}{2}(1+\nu)(3-4\nu)\alpha(\sigma_Y - \sigma_X)\sin 2\theta \quad 4.2.20$$

4.2.2. ANÁLISIS ELÁSTICO CON REVESTIMIENTO

Siguiendo la secuencia del análisis elástico sin revestimiento, es posible obtener las expresiones correspondientes al análisis elástico con revestimiento, en donde los esfuerzos radiales generados en la periferia del túnel debido a la presencia del concreto están dados como:

$$\sigma_r = \Delta\sigma_m + \Delta\sigma_d \cos 2\theta \quad 4.2.21$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_X + \sigma_Y}{2} \quad 4.2.22$$

$$\sigma_d = \frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2} \quad 4.2.23$$

En donde:

- σ_m = Esfuerzo medio
- σ_d = Esfuerzo desviador

El desplazamiento generado en la periferia revestida, se obtiene de restar al desplazamiento generado por el esfuerzo medio σ_m sin revestimiento, el desplazamiento debido al esfuerzo incremental medio $\Delta\sigma_m$ debido a la presencia del revestimiento, así como el esfuerzo incremental desviador $\Delta\sigma_d$ al esfuerzo desviador σ_d (X. Li Liu, 1999). Aplicando lo anterior a la ecuación 4.2.17. y haciendo $\alpha = r$ en la siguiente ecuación, el desplazamiento en la dirección vertical se obtiene a través del desarrollo siguiente:

$$Eu = (1+\nu)\{(\sigma_m - \Delta\sigma_m)r + (\sigma_d - \Delta\sigma_d)\frac{1}{2}(1-\nu)[4r - r]\cos 2\theta\} \quad 4.2.24$$

El significado de las variables de la ecuación 4.2.24, coincide con lo descrito en las ecuaciones anteriores de este capítulo.

Por otro lado el desplazamiento ocasionado por la presencia del revestimiento debido a $\Delta\sigma_m$ y $\Delta\sigma_d$ es (X. Li Liu, 1999):

$$E_c u_c = \frac{r_c^2(1-\nu_c^2)}{A_c}\Delta\sigma_m + \frac{3r_c^4}{18I_c}\Delta\sigma_d \cos 2\theta \quad 4.2.25$$

En donde:

- E_c = Módulo de elasticidad del revestimiento
 u_c = Desplazamiento en dirección al eje y
 r_c = Radio del eje del túnel al revestimiento
 I_c = Momento de inercia de la sección transversal del revestimiento
 A_c = Área transversal del revestimiento
 ν_c = Relación de Poisson del revestimiento

En donde el desplazamiento generado cuando existe revestimiento (u_c) es igual al desplazamiento (u) sin la presencia de éste, permitiéndonos igualar las expresiones 4.2.24 y 4.2.25 en donde los términos de σ_m están involucrados:

$$\frac{(1+\nu)}{E}(\sigma_m - \Delta\sigma_m)r = \frac{r_c^2(1-\nu_c^2)}{A_c E_c} \Delta\sigma_m \quad 4.2.26$$

$$\sigma_m \frac{(1+\nu)r}{E} = \left\{ \frac{(1+\nu)r}{E} + \frac{r_c^2(1-\nu_c^2)}{A_c E_c} \right\} \Delta\sigma_m \quad 4.2.27$$

Despejando $\Delta\sigma_m$:

$$\Delta\sigma_m = \frac{\sigma_m}{1 + \frac{r_c^2(1-\nu_c^2)E}{A_c E_c r(1+\nu)}} \quad 4.2.28$$

Si llamamos:

$$R_m = \frac{r_c^2(1-\nu_c^2)E}{A_c E_c r(1+\nu)} \quad 4.2.29$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{\sigma_m}{1+R_m} \quad 4.2.30$$

De igual manera, se igualan las expresiones que contienen $\Delta\sigma_d$ en las ecuaciones 4.2.24 y 4.2.25, quedando lo siguiente:

$$\frac{(1+\nu)}{E}(3-4\nu)r(\sigma_d - \Delta\sigma_d) = \frac{3r_c^4}{18 I_c E_c} \Delta\sigma_d \quad 4.2.31$$

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_d}{1 + \frac{3r_c^4}{18 I_c E_c} \frac{E}{(1+\nu)(3-4\nu)r}} \quad 4.2.32$$

llamando:

$$R_d = \frac{3r_c^4}{18I_c E_c} \frac{E}{(1+\nu)(3-4\nu)r} \quad 4.2.33$$

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_d}{1+R_d} \quad 4.2.34$$

Al analizar los desplazamientos en función de los desarrollos anteriores tenemos entonces:

$$\bar{\sigma}_d = \sigma_d - \Delta\sigma_d = \sigma_d - \frac{\sigma_d}{1+R_d} = \frac{R_d}{1+R_d} \sigma_d \quad 4.2.35$$

$$\bar{\sigma}_m = \sigma_m - \Delta\sigma_m = \frac{R_m}{1+R_m} \sigma_m \quad 4.2.36$$

Finalmente, si sustituimos las ecuaciones 4.2.35. y 4.2.36. en la expresión 4.2.24., los desplazamientos se calculan como:

$$Eu = \left[(1+\nu) \left\{ \bar{\sigma}_m \frac{a^2}{r} + \bar{\sigma}_d \left[(1-\nu) \frac{4a^2}{r} - \frac{a^4}{r^3} \right] \cos 2\theta \right\} \right] \quad 4.2.37$$

A su vez la expresión anterior es semejante a la expresión 4.2.17., solamente que en esta se toma en cuenta la diferencia de los desplazamientos incrementales generados por el esfuerzo medio y desviador.

Las fuerzas normales N y los momentos M se calculan con:

$$N = r_c \Delta\sigma_m - r_c^4 \Delta\sigma_d \cos 2\theta \quad 4.2.38$$

$$M = \frac{r_c^2}{2} \Delta\sigma_d \cos 2\theta = \frac{r_c^2}{2} \frac{\sigma_d}{1+R_d} \cos 2\theta \quad 4.2.39$$

Las expresiones anteriores incluyendo las del análisis elástico sin revestimiento, permiten entonces calcular de manera analítica los desplazamientos generados en el túnel con ayuda de la teoría elástica.

4.3. COMPARACIÓN ENTRE LA SOLUCIÓN ANALÍTICA Y LAS SOLUCIONES CON ELEMENTOS FINITOS

Se hace una comparación entre los resultados obtenidos aplicando el programa numérico (SAGE y Cambridge University, 1995 y 1997) que proporciona soluciones con base al método de elementos finitos y la solución obtenida por medio de las expresiones analíticas proporcionadas en la sección 4.2. para el caso elástico. Se aplican al programa como se describió en el capítulo de solicitaciones, las condiciones de simulación de excavación y carga repartida alrededor de la cavidad; presentándose gráficas que

permiten ver los resultados obtenidos por el método de elementos finitos y por las expresiones analíticas. Se describe a su vez, la malla utilizada en el análisis numérico como se verá a continuación.

La malla discretizada elegida para este caso, corresponde a una malla de 966 elementos triangulares no estructurados y 534 nodos, la que se puede ver en la Figura 4.3.6. Se toma una cuarta parte de la geometría total del modelo elegido, debido a que se considera un problema simétrico tanto horizontalmente como verticalmente, y por ende los resultados son iguales del lado izquierdo y derecho de la malla.

Las condiciones de frontera para la primera etapa son: se permite movimiento en la dirección vertical en la cara izquierda y movimiento horizontal en la parte inferior del modelo; esto restringe el movimiento para las caras mencionadas en las direcciones horizontal y vertical respectivamente, pero libera las que no presentan ninguna restricción. Al modelarse la etapa de excavación se conservan las condiciones de frontera para la etapa uno, cambiándose éstas solamente en los nodos que determinan la frontera de la cuarta parte del túnel (punto superior y punto derecho de la cuarta parte de un círculo), impidiéndoseles la posibilidad de giro a estos nodos, lo que permite dar continuidad entre las partes simétricas del túnel como si el círculo total fuese continuo.

Los resultados obtenidos se presentan en dos partes que corresponden al análisis realizado sin revestimiento del túnel y con revestimiento en ese orden. En la Figura 4.3.6. se pueden ver las condiciones de frontera aplicadas a la cara izquierda e inferior aplicadas en la etapa *in situ* (antes de la excavación), las caras que no presentan ninguna restricción permanecen libres.

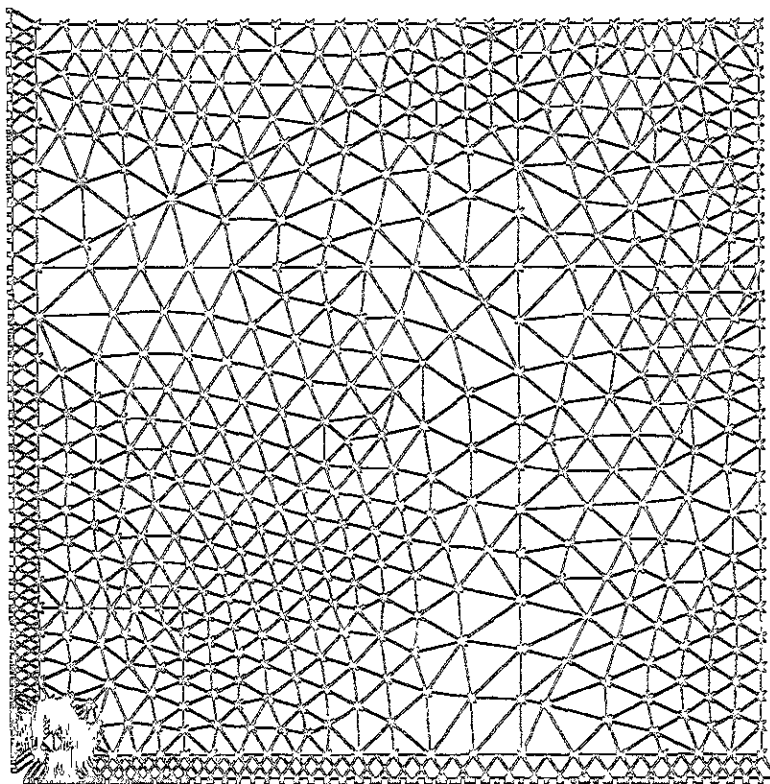


Figura 4.3.6. Malla de elemento finito utilizada en el análisis elástico

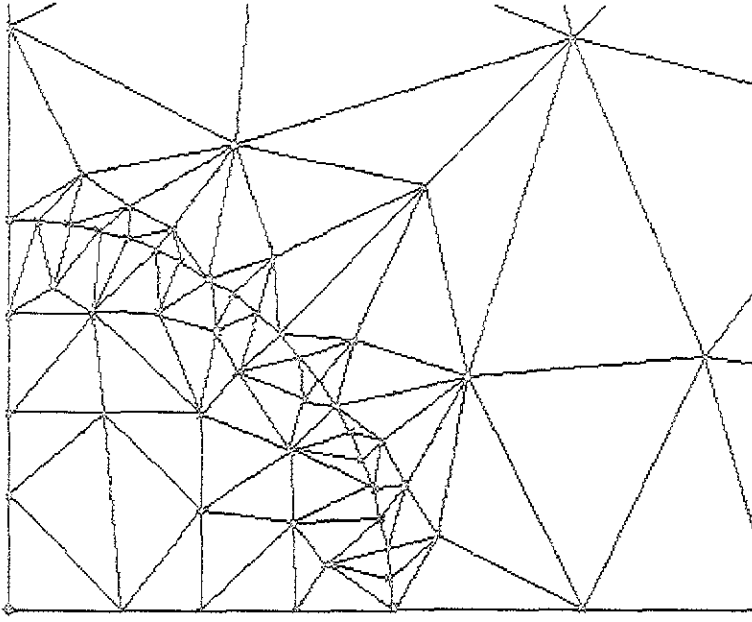


Figura 4.3.7. Malla de elemento finito generada para la cuarta parte del túnel.

4.3.1. ANÁLISIS SIN REVESTIMIENTO

En las Figuras 4.1. y 4.3. se presentan los desplazamientos verticales y horizontales normalizados que se generan en la masa del suelo cuando se realiza la excavación del túnel sin colocación del revestimiento; representándose por líneas con un símbolo cuadrado para las condiciones de simulación de la excavación, por un símbolo triangular para la presión circular y por un símbolo con forma de rombo para la solución analítica resultante; los esfuerzos totales verticales y horizontales aplicados son isotrópicos ($\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2$ y $\sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$).

La distancia radial r se toma a partir de la clave superior del túnel, el cual tiene un radio de a ; las figuras normalizadas permiten calcular desplazamientos de la masa del suelo para diferentes valores de módulos elásticos, así como para variaciones en el radio y los esfuerzos verticales y horizontales aplicados a cualquier otro medio analizado.

En las Figuras 4.2. y 4.4., se presentan los mismos resultados que los de las Figuras 4.1. y 4.3., solo que los esfuerzos totales aplicados son anisotrópicos ($\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2$ y $\sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$).

Figura 4.1. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL SIN REVESTIMIENTO
 $\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$

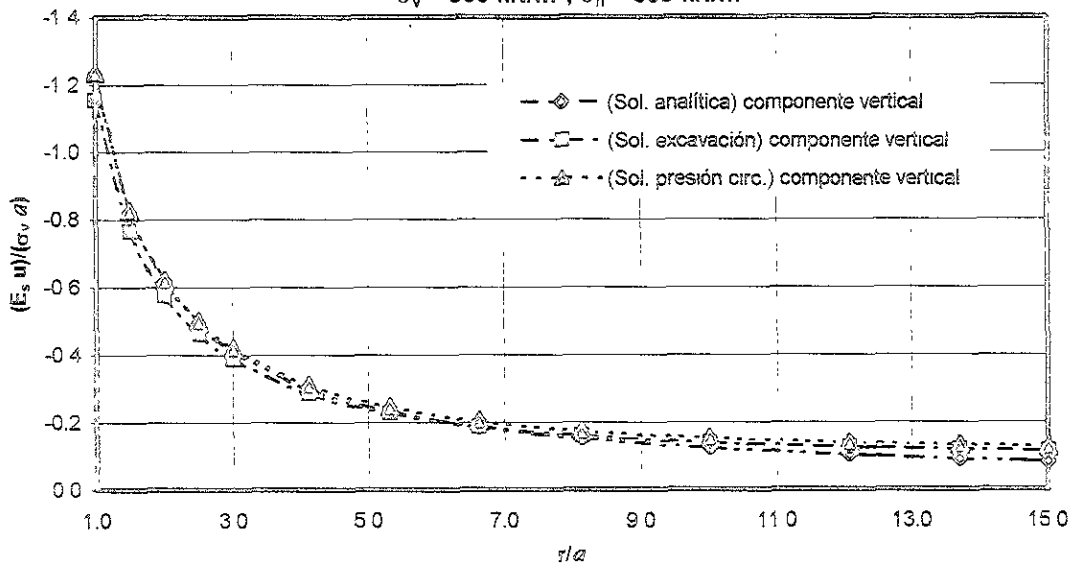


Figura 4.2. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$

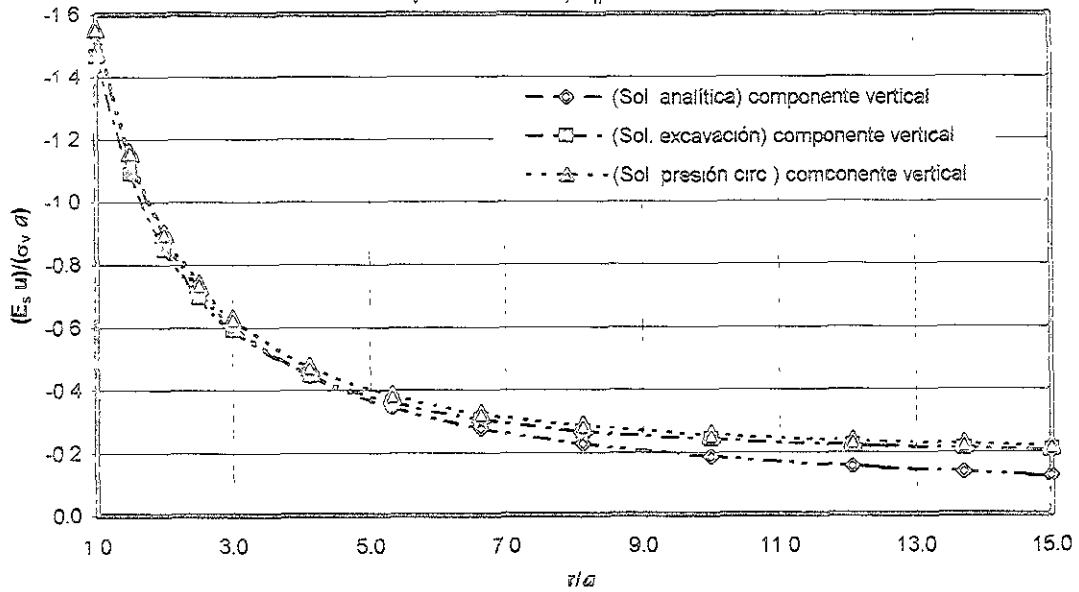


Figura 4.3. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$

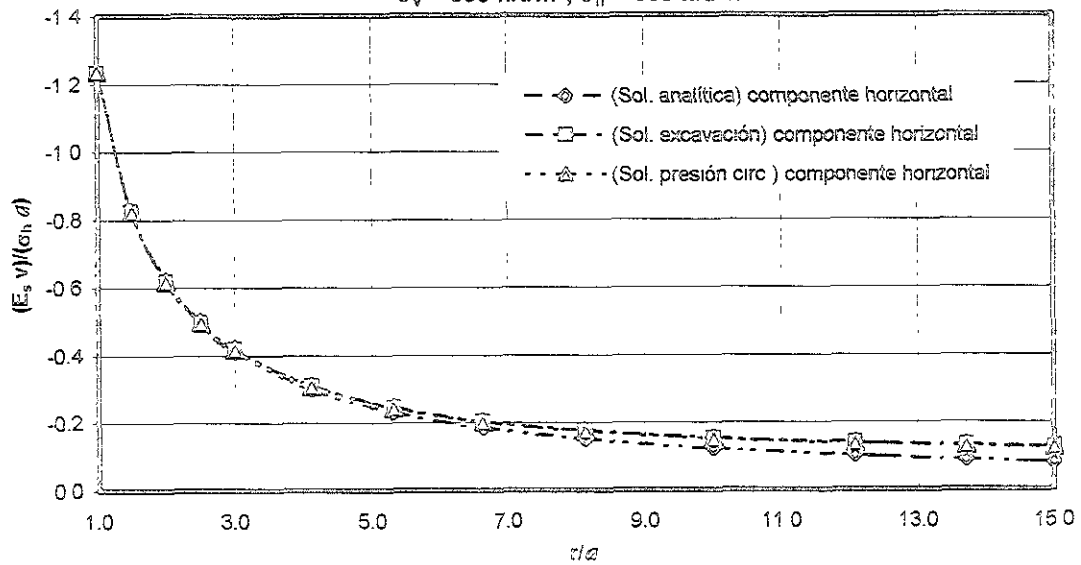
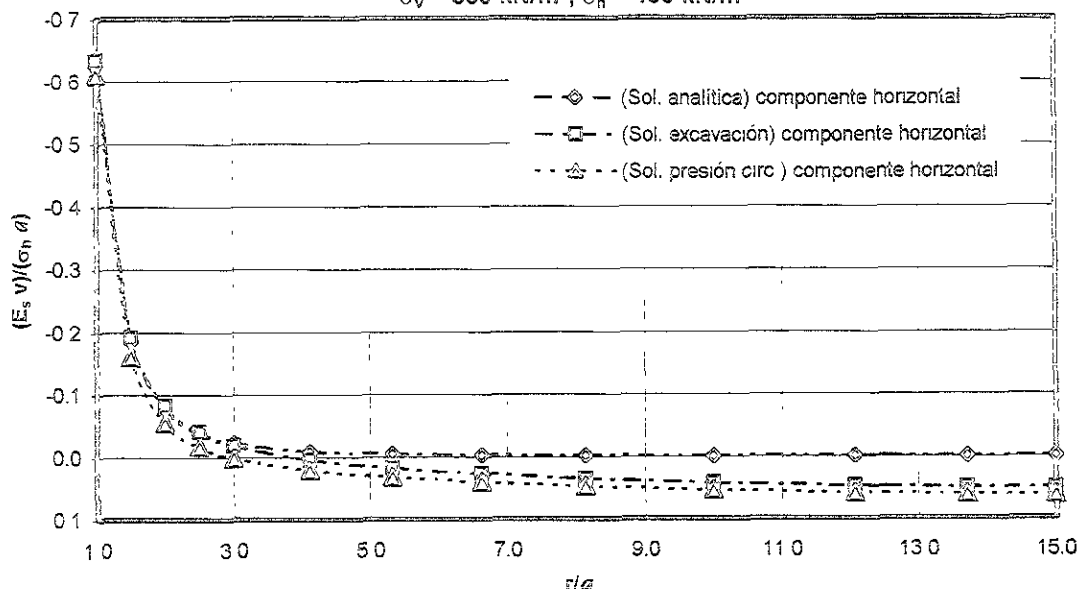


Figura 4.4. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$$



Se puede observar en estos resultados que la tendencia que siguen las líneas que describen los desplazamientos generados por la presencia de una excavación, obtenidas para las soluciones numéricas y analíticas son bastante parecidas entre sí, notándose sólo una pequeña divergencia entre los resultados obtenidos aplicando la teoría elástica para las soluciones analíticas y los obtenidos a través del método de elementos finitos; esta divergencia se presenta cuando las soluciones se alejan del contorno de la excavación y se van acercando a la superficie del terreno lo que se atribuye directamente a las diferencias en el planteamiento de las condiciones de frontera utilizadas en la elaboración de ambos métodos.

Es notable a su vez que a medida que nos alejamos de la zona excavada, los desplazamientos presentan una menor magnitud a diferencia de los que se presentan cerca del contorno del túnel, los que abarcan una zona de influencia más marcada en aproximadamente $r/a = 5$ en el caso de las Figuras 4.1., 4.2. y 4.3., en donde se generan mayores desplazamientos en distancias radiales cercanas a la excavación en proporción con la variación que presentan los desplazamientos a una relación mayor a $r/a = 5$. En la Figura 4.4., que corresponde a desplazamientos horizontales anisotrópicos, la influencia mayor se presenta prácticamente del punto superior de la clave del túnel, hasta $r/a = 3$.

Obviamente, la razón por la que se presentan desplazamientos mayores en la periferia del túnel, es debido a la presencia de la excavación y por lo tanto al alivio de esfuerzos que se presenta en esta zona, cuando el suelo se ve alterado por la construcción del túnel.

En los esfuerzos anisotrópicos la relación $(E_s u)/(\sigma_h a)$ es del orden de 1.6 y $(E_s v)/(\sigma_h a)$ de 0.6 en ambas soluciones, analítica y numérica, observándose que la relación vertical es mayor que la horizontal debido a la anisotropía de los esfuerzos; esta diferencia se presenta debido a que el esfuerzo vertical aplicado es de doble magnitud que el esfuerzo horizontal actuante; se comenta además que los desplazamientos que se generan no presentan ninguna proporción o relación numérica con respecto a las magnitudes que

presentan los esfuerzos actuantes en el sitio. A medida que nos acercamos a la superficie del terreno, los desplazamientos horizontales van disminuyendo hasta que se presentan desplazamientos positivos resultantes del análisis de elementos finitos a diferencia de los resultados del análisis analítico en donde este efecto no se aprecia, debido a que el valor mínimo alcanzado por las expresiones es de cero (ver sección 4.2.). Este cambio de signo, significa que el suelo se desplaza horizontalmente hacia la izquierda; este efecto es bastante razonable, si consideramos las condiciones de frontera asignadas, en donde las caras derecha y superior están libres, de manera que al realizarse la excavación sin revestimiento, se generan desplazamientos bastante grandes, que aglutinan el material en la zona excavada.

Se hace necesario aclarar que el signo negativo de los desplazamientos presentados en las figuras, corresponden a la convención de signos adoptada y descrita en la sección 3.2.

4.3.2. ANÁLISIS CON REVESTIMIENTO

Se presentan a continuación los resultados obtenidos para el caso elástico en donde se coloca revestimiento a la sección excavada, los que se ven de la Figura 4.5. a la 4.18.; de la Figura 4.5. a 4.8. se presentan los resultados de los desplazamientos normalizados, al igual que para las figuras descritas en la sección 4.3.1. En estas figuras las características son las mismas que las que ya se describieron por lo que no se mencionan nuevamente; en las gráficas 4.5., 4.6. y 4.7. se presentan los mismos efectos observados en el análisis sin revestimiento, de manera que la explicación es similar a la ya comentada. La Figura 4.8. muestra una variación significativa en los resultados entre el caso analítico y los obtenidos por elementos finitos, sin que éstos lleguen a divergir lo suficiente como para tomarse como un resultado erróneo o con una diferencia importante en cuanto a las validaciones de los resultados; en esta figura a su vez se revelan movimientos en dirección izquierda a medida que la distancia radial se va alejando de la excavación, esto se presenta para las tres soluciones.

Los resultados de estas gráficas corresponden a una relación relativa de módulos de elasticidad E_s/E_c , de 1, los valores obtenidos en los desplazamientos son muy parecidos a los obtenidos en el análisis sin revestimiento por tener el suelo un módulo elástico similar al del concreto en este análisis. La pequeña divergencia que se presenta con respecto a los resultados obtenidos para el túnel sin revestimiento es debido a la presencia de los elementos viga que simulan al revestimiento.

Figura 4.5. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTO
 $\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$

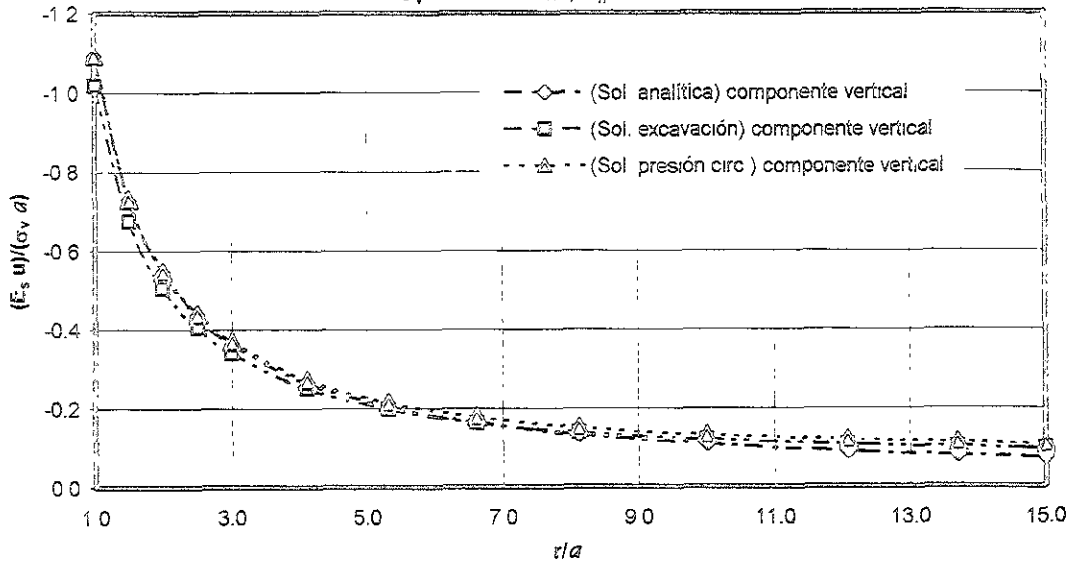


Figura 4.6. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTO
 $\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$

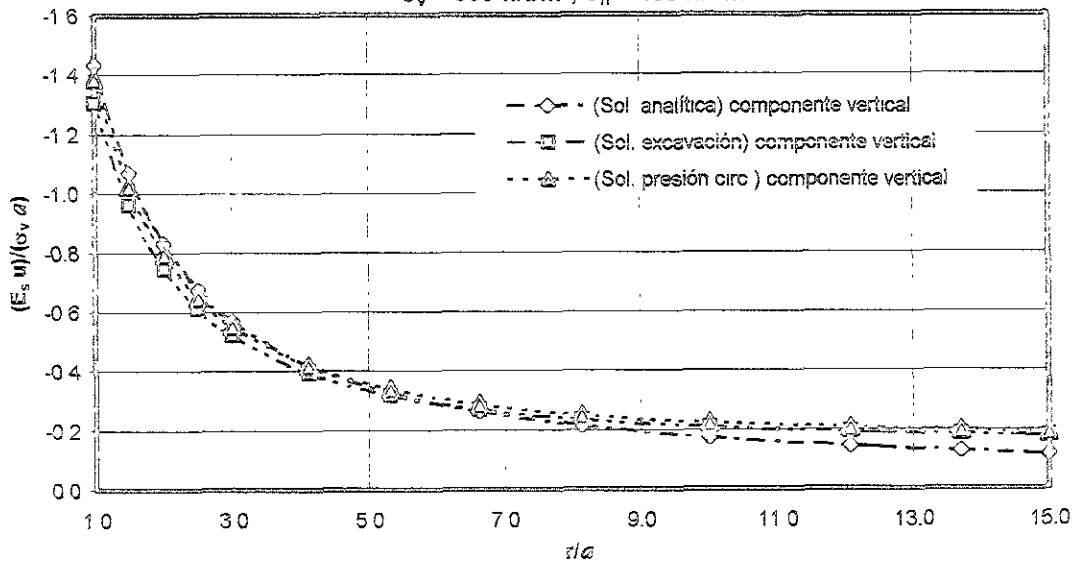


Figura 4.7. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTO

$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$

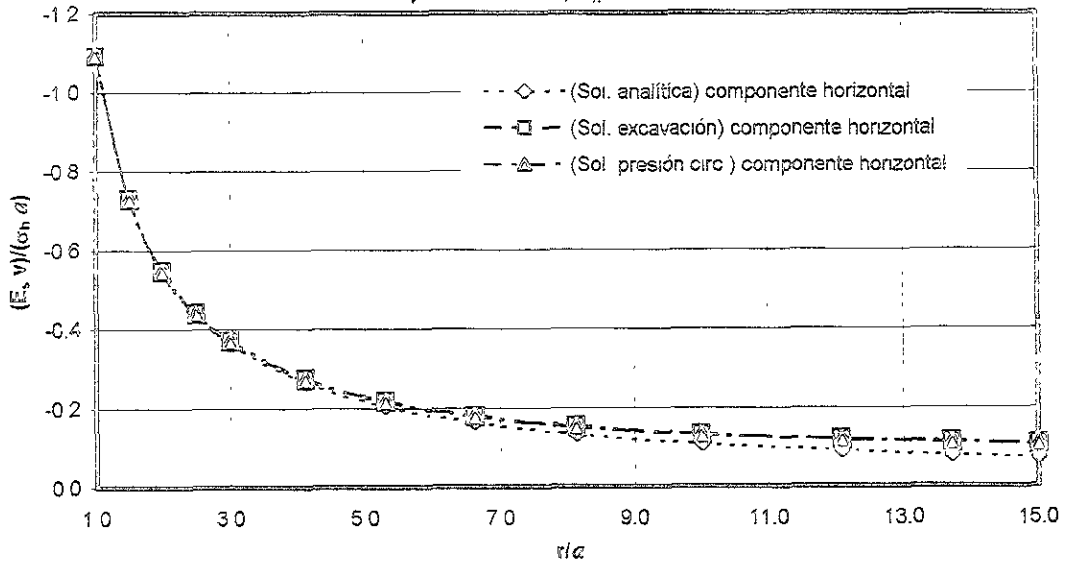
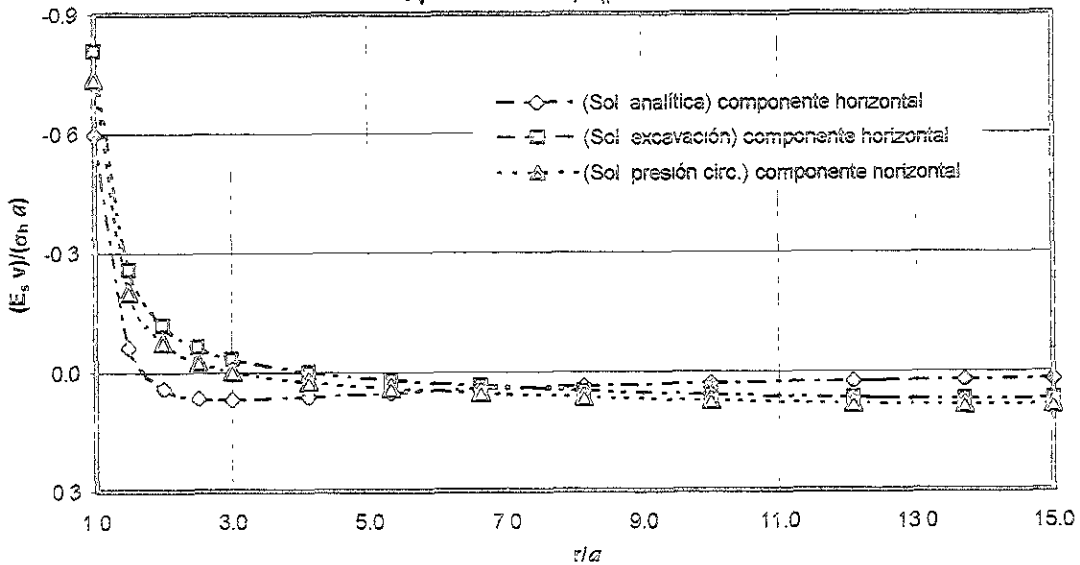


Figura 4.8. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTO

$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$



En las Figuras 4.9. a 4.12. se analizó la influencia que tiene el módulo de elasticidad del material utilizado para el revestimiento en el caso isotrópico a una distancia $r = a$, lo que incluye el desplazamiento normalizado vertical y horizontal. Se obtuvieron de este análisis las gráficas normales y logarítmicas para ver la variación en el comportamiento que presenta cada una de éstas, observándose que existe un intervalo en donde los módulos de elasticidad normalizados, presentan reducciones significativas en los desplazamientos producto de la excavación, que comprenden de 1 a 100 de la relación del módulo del concreto y el módulo del suelo E_c/E_s , lo que se puede observar claramente en las gráficas normales. Posteriormente a este intervalo, las disminuciones en los desplazamientos que se logran al incrementar la relación E_c/E_s carecen de importancia en ambos desplazamientos (verticales y horizontales), debido a que esta disminución se estabiliza manteniendo un valor prácticamente fijo, aún cuando este incremento numéricamente hablando es bastante considerable.

En las Figuras 4.10. y 4.12.; se puede considerar que se forma prácticamente una "recta" con pendiente constante entre las relaciones de 1 a 50 de E_c/E_s , en donde se presentan las reducciones de desplazamientos más importantes tanto para los desplazamientos verticales como horizontales. Se presentan posteriormente a la relación de 50, dos "rectas" con dos diferentes pendientes en las que en el intervalo de 50 a 200, se presentan variaciones en los desplazamientos menos significativas que las presentadas en el intervalo anterior, y finalmente la última "recta" que abarca del valor de 200 a 1000, en donde se observa la "estabilización" en la disminución de los desplazamientos como se comentó para las gráficas normales.

Se concluye de estas figuras, que se pueden lograr disminuciones óptimas en los desplazamientos verticales y horizontales si se incrementa el valor del módulo elástico utilizado en el material de revestimiento hasta un valor determinado; valores más grandes no producen beneficio alguno en el comportamiento que presenta el túnel.

Figura 4.9. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTO

$$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$$

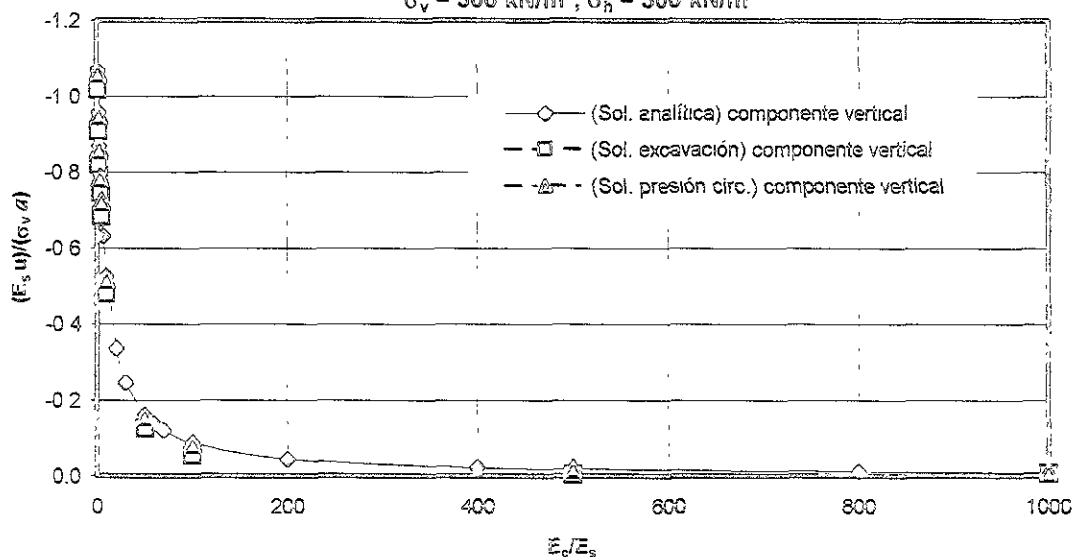


Figura 4.10. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTO

$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$

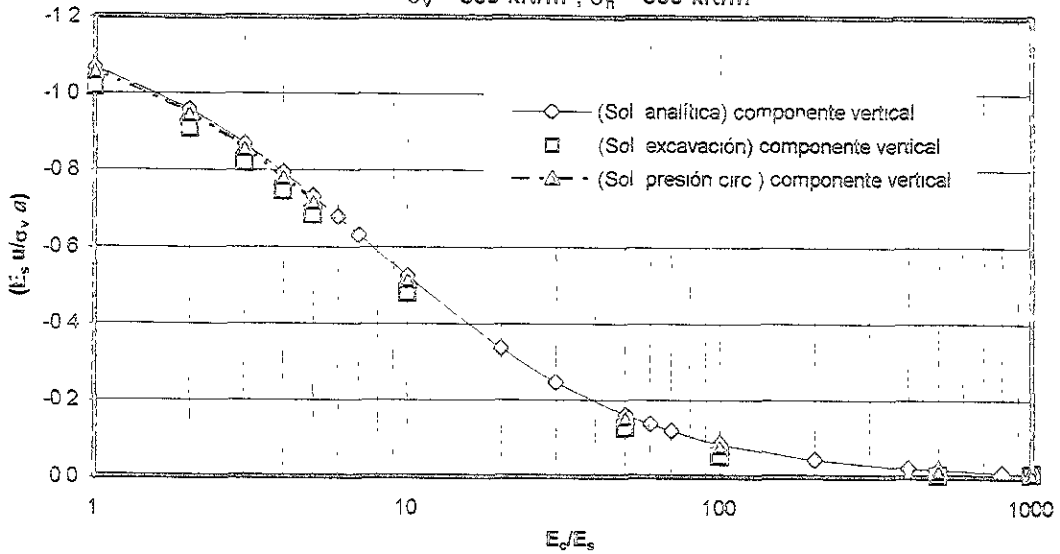


Figura 4.11. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA MASA DE
SUELO

TÚNEL CON REVESTIMIENTO

$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$

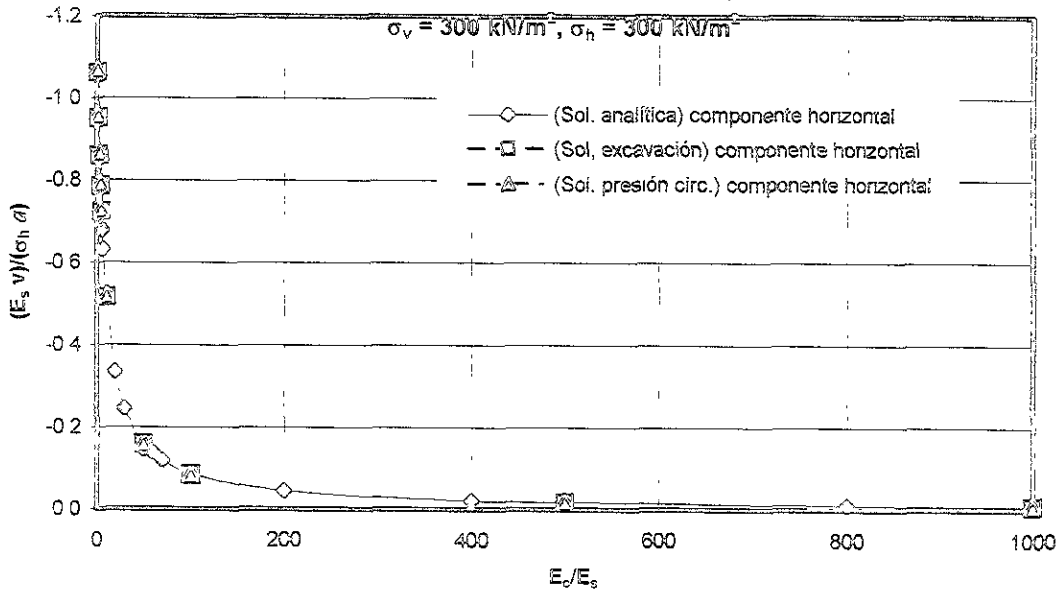
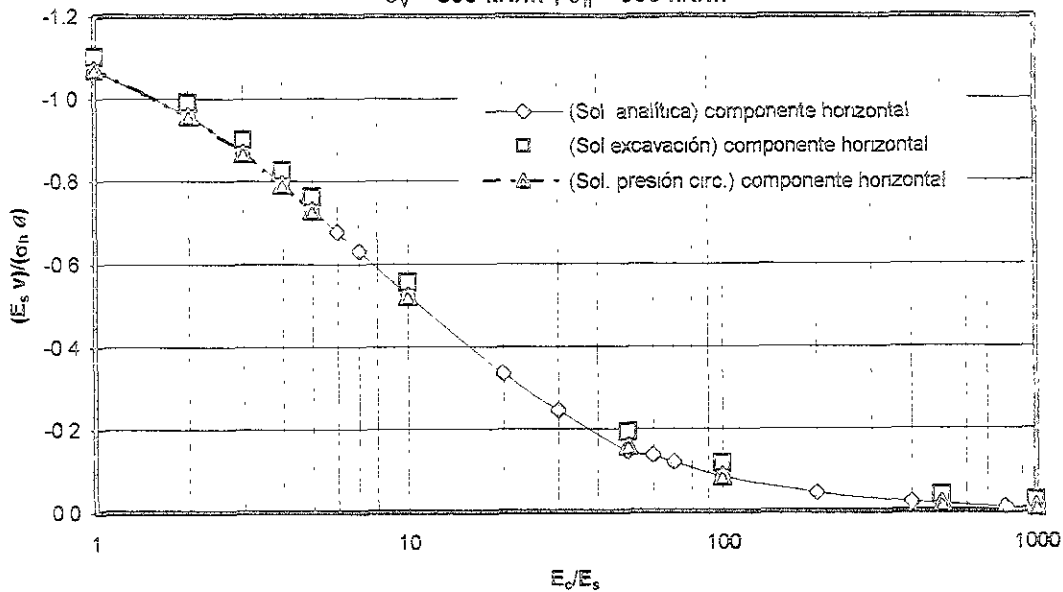


Figura 4.12. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTO

$$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 300 \text{ kN/m}^2$$



Las siguientes gráficas que se presentan, corresponden al caso anisotrópico, en las que se varía el módulo elástico normalizado del concreto, reportándose gráficas normales y logarítmicas al igual que para el efecto isotrópico presentado anteriormente. En este caso el efecto del módulo elástico para los desplazamientos verticales que se pueden ver en las Figuras 4.13. y 4.14., presentan disminuciones en los desplazamientos verticales a medida que el valor del módulo elástico del concreto se ve incrementado; en cambio los desplazamientos horizontales observados en las Figuras 4.15. y 4.16., presentan un punto en el que la disminución de desplazamientos generada por el incremento del módulo elástico del concreto se revierte y los desplazamientos horizontales generados a mayor módulo elástico empieza a tener valores mayores, recuperándose y comparándose con otros desplazamientos generados con módulos de elasticidad del concreto menores a los que se utilizaron en el análisis que produce este efecto; este comportamiento puede verse claramente en las gráficas mencionadas, en donde el valor límite en la disminución de desplazamientos horizontales corresponde a una relación de módulos elásticos de 100.

Con las observaciones hasta aquí hechas en cuanto a la importancia que implica el valor del módulo elástico del concreto utilizado para el revestimiento, se puede corroborar que existe un intervalo en donde se producen disminuciones en los desplazamientos verticales y horizontales generados en los túneles tanto en los esfuerzos isotrópicos como anisotrópicos, existiendo por tanto un valor óptimo del módulo de elasticidad en donde se logra la mayor eficiencia.

Hasta aquí, los resultados correspondientes al análisis analítico siguen presentando un símbolo con forma de rombo, los de simulación de excavación un cuadrado y finalmente los de presión circular un símbolo triangular.

Figura 4.13. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTO

$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$

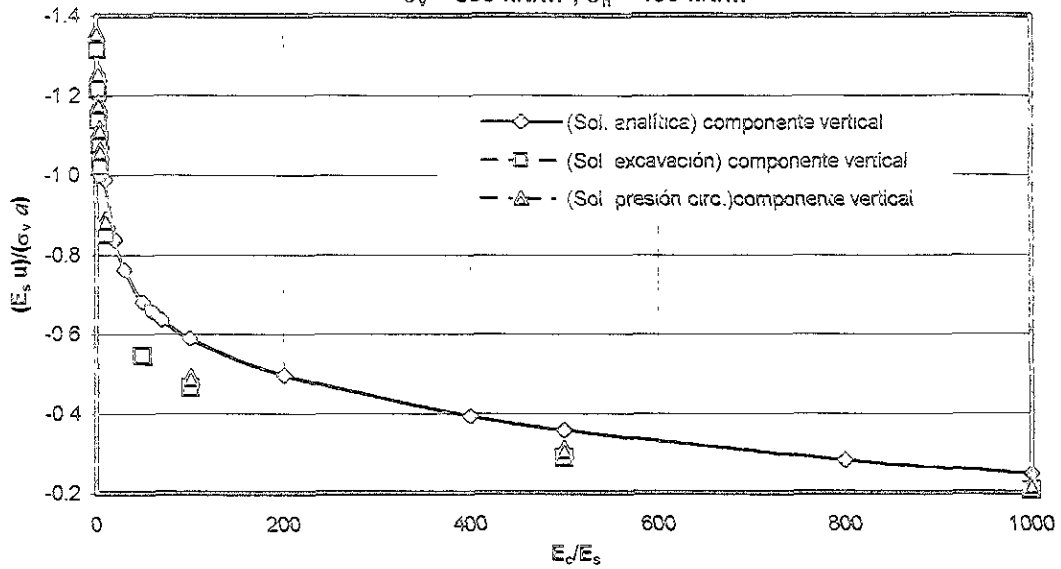


Figura 4.14. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA MASA DE SUELO
TÚNEL CON REVESTIMIENTOS

$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$

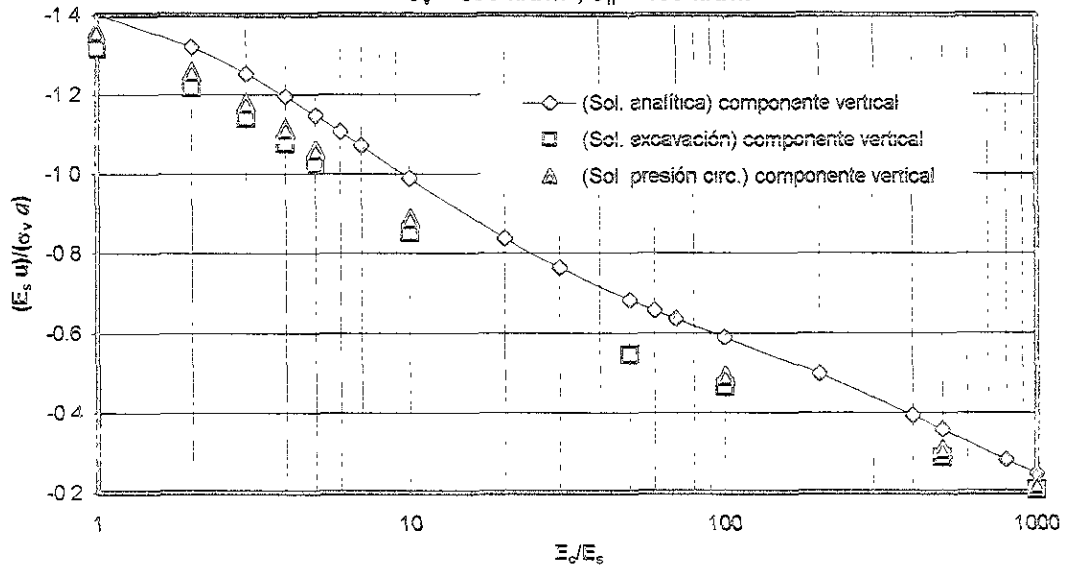


Figura 4.15. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA MASA DE SUELO
 TÚNEL CON REVESTIMIENTO
 $\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$

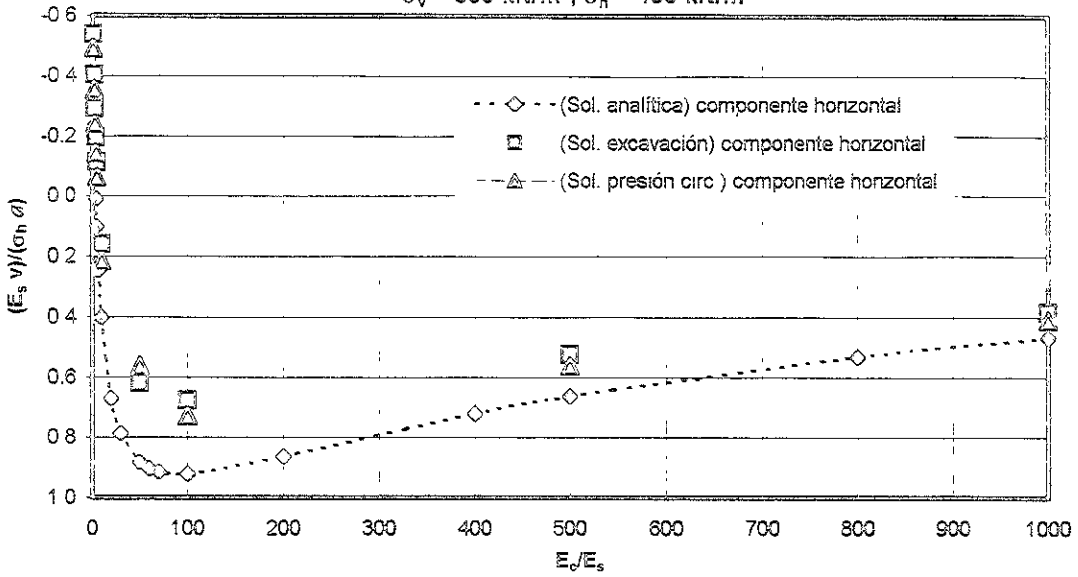
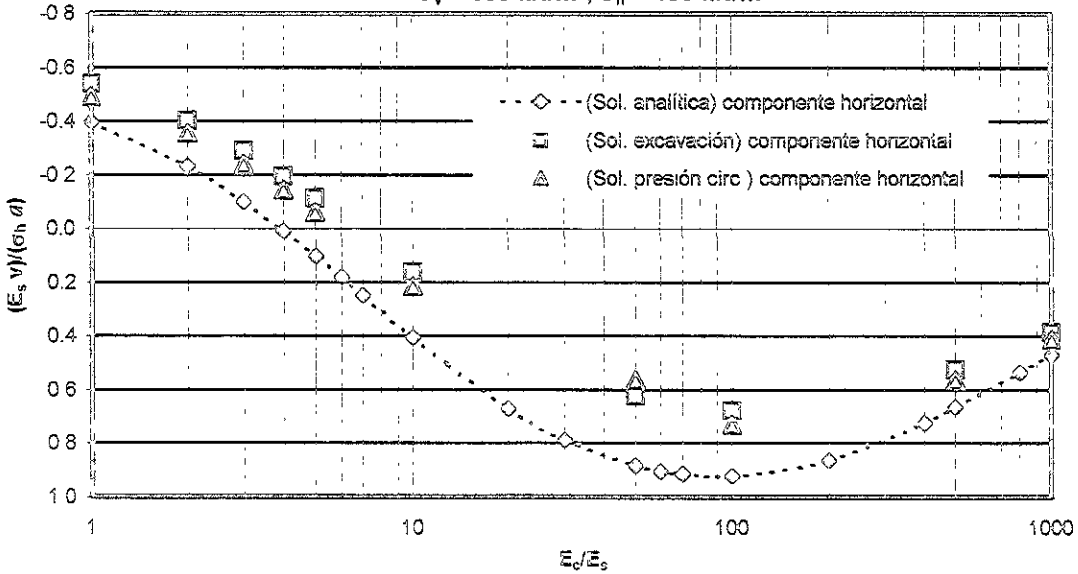


Figura 4.16. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA MASA DE SUELO
 TÚNEL CON REVESTIMIENTO
 $\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$



Los momentos que se desarrollan en el revestimiento se producen, como es lógico únicamente en las condiciones en donde existe anisotropía en los esfuerzos actuantes en el sitio, presentándose en las gráficas 4.17. y 4.18. los momentos que se generan en el contorno del túnel en función de E_c/E_s . En estos resultados se puede ver que el incremento del módulo elástico del concreto E_c , produce a su vez incrementos en los momentos generados en el recubrimiento, en donde los efectos aquí observados siguen una tendencia definida, incrementándose éstos sin notarse ninguna disminución. a diferencia de los desplazamientos observados en este análisis. por lo que si bien los desplazamientos no se ven disminuidos al alcanzarse un módulo elástico "óptimo", los momentos sí presentan incrementos.

Se puede observar que los efectos verticales y horizontales presentan la misma magnitud para determinado módulo elástico independientemente de la anisotropía de los esfuerzos actuantes en el medio, solo que con diferentes signos.

Figura 4.17. MOMENTOS GENERADOS EN LA PERIFERIA DEL TÚNEL
TÚNEL CON REVESTIMIENTO

$$\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2, \sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$$

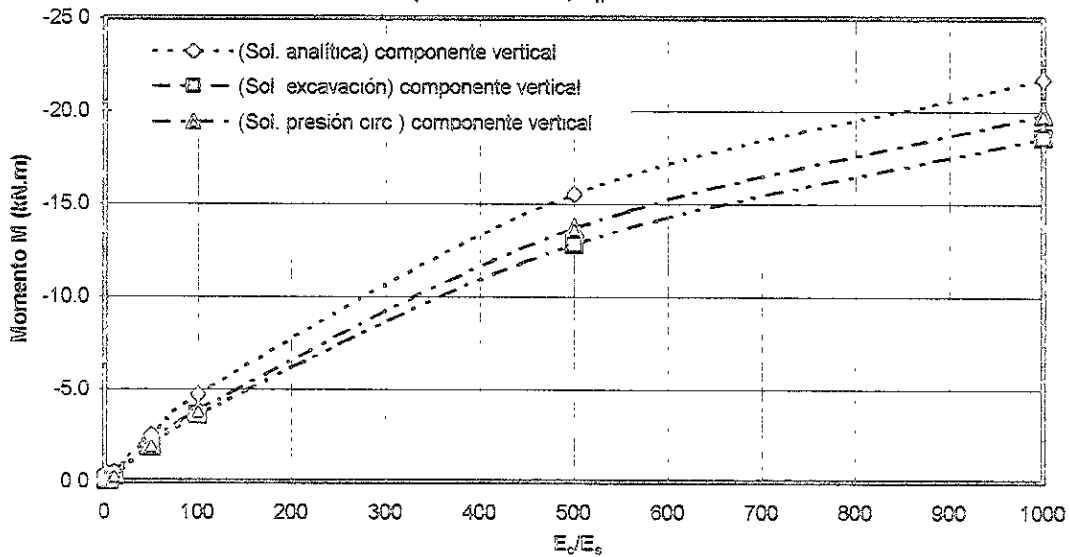
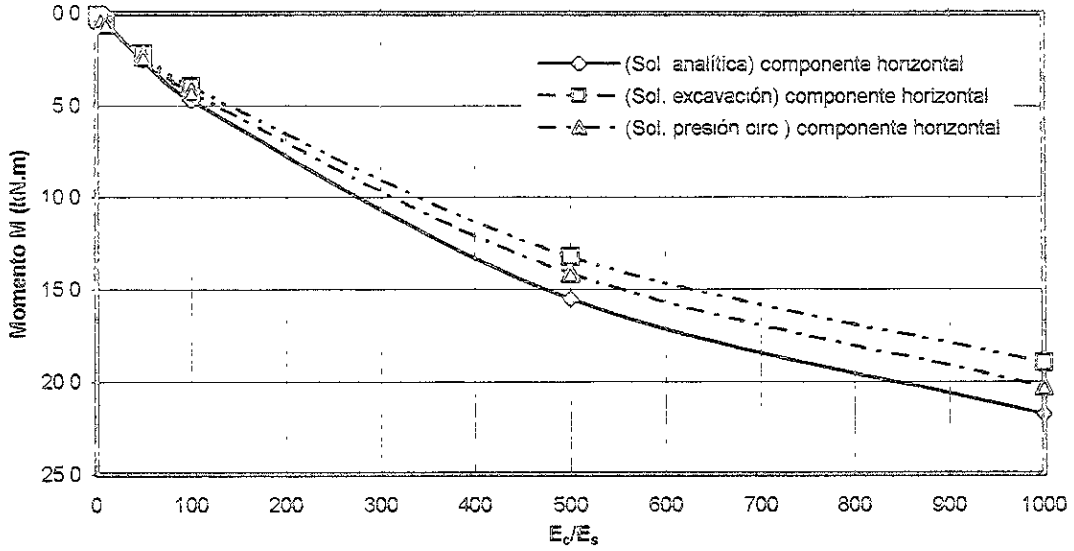


Figura 4.18. MOMENTOS GENERADOS EN LA PERIFERIA DEL TÚNEL
 TÚNEL CON REVESTIMIENTO
 $\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_h = 150 \text{ kN/m}^2$



CAPÍTULO 5

ANÁLISIS POROELÁSTICO

Se describen en este capítulo las características del medio analizado, las que incluyen propiedades del suelo y del revestimiento, características geométricas, cargas actuantes y los esfuerzos *in situ* del análisis poroelástico. La distribución en las descripciones es igual que para el capítulo anterior, en donde la sección 5.1. determina las solicitaciones utilizadas en los análisis, la 5.2. describe una solución semi-analítica y finalmente la 5.3., que contiene la solución numérica llevada a cabo por el método de los elementos finitos como se verá a continuación.

5.1. SOLICITACIONES

Las solicitaciones usadas en el análisis poroelástico se pueden ver en la siguiente figura:

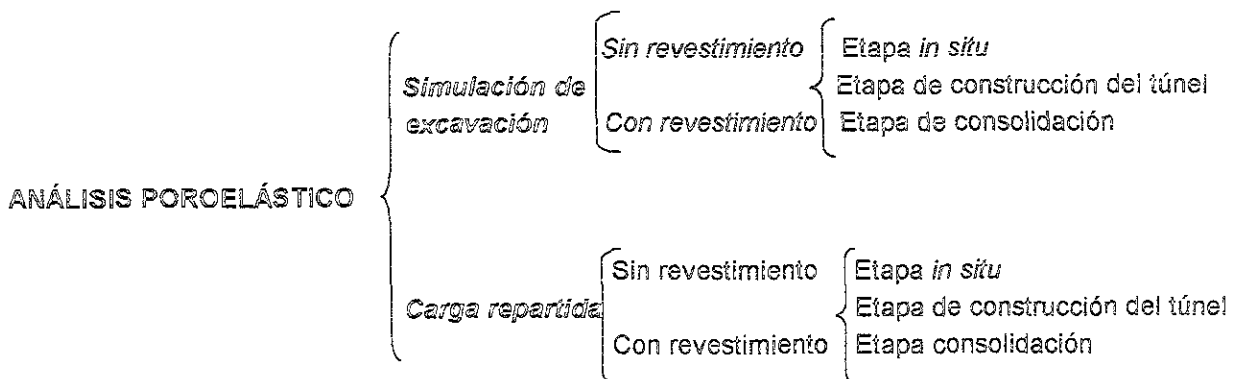


Figura 5.1.1. Análisis realizados en la etapa de comportamiento poroelástico del suelo

La simulación de excavación y la carga repartida siguen el mismo lineamiento detallado en el capítulo 4.

Como se puede ver en la Figura 5.1.1. se incrementa una etapa más en la simulación, el que comprende la etapa de consolidación del suelo, debido a que se consideran cambios en las presiones de poro con el tiempo.

5.1.1. GEOMETRÍA

La geometría utilizada corresponde a la misma que para el caso elástico, manteniendo por tanto las mismas características detalladas en la sección 4.1.1. Hay que recordar que no existen condiciones de

presión hidrostática, empero el suelo se encuentra saturado, tomando la hipótesis de una frontera lejana ubicada en el infinito.

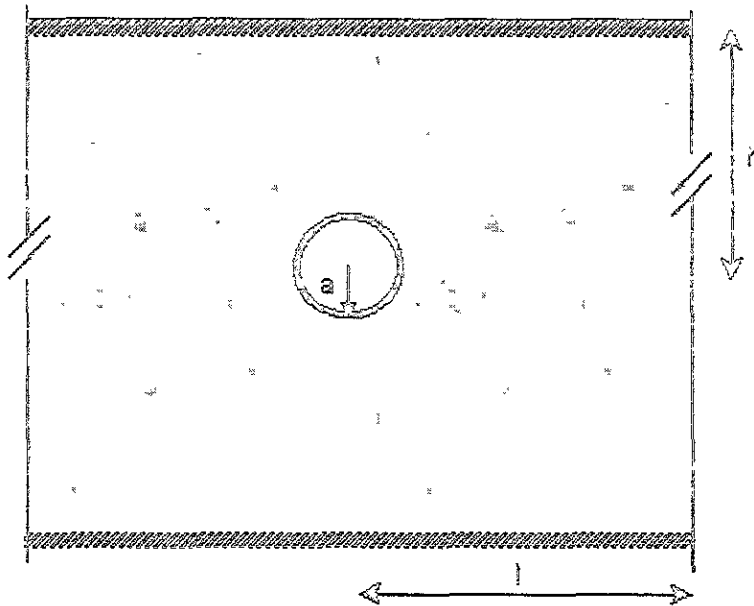


Figura 5.1.2. Geometría utilizada para el análisis poroelástico

5.1.2. PROPIEDADES DEL SUELO Y DEL REVESTIMIENTO

Las propiedades normalizadas del suelo correspondientes al caso poroelástico, se presentan en la Tabla 5.1.1., y al igual que para el caso elástico se omite el valor del peso volumétrico del suelo en la tabla el que es de 20 kN/m^3 . En la Tabla 5.1.2. se detallan los valores correspondientes a las propiedades que presenta el concreto del recubrimiento dependiendo del caso analizado, en donde se puede ver que se utilizaron dos valores diferentes de módulos de elasticidad. Los resultados obtenidos se reportan en la sección 5.3.

Tabla 5.1.1. Propiedades del suelo aplicadas a los casos de simulación de excavación y carga uniforme en el análisis poroelástico

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Módulo elástico relativo horizontal y vertical	E_v/E_s	Variable (ver resultados)
Relación de Poisson en las todas las direcciones	ν_{hh}, ν_{vv}	0.25
Módulo de rigidez relativo en la dirección horizontal y vertical	E_d/G_{hw}	Variable (ver resultados)
Rigidez del agua o peso específico volumétrico de la misma	K_w o γ_w	10 kN/m^3
Conductividad hidráulica del suelo en la dirección x	K_x	0.001 m/seg
Conductividad hidráulica del suelo en la dirección y	K_y	0.001 m/seg
Peso específico volumétrico del suelo	γ_{BULK}	0 kN/m^3

Tabla 5.1.2. Propiedades del concreto aplicadas al modelo poroelástico

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Relación de Poisson del concreto	ν	0.2
Área del revestimiento	A_c	0.1 m ²
Momento de Inercia de la sección	I_c	0.0001 m ⁴

5.1.3. ESFUERZOS

Los esfuerzos a los que se sometieron los modelos de esta sección se presentan en la tabla que sigue; observándose que se hace la misma corrección utilizada para el caso elástico al aplicar la carga repartida alrededor de la cavidad del túnel.

σ'_y , σ'_x y σ'_z son los valores del esfuerzo efectivo vertical para el primero y esfuerzos efectivos horizontales para los dos últimos, en ese orden. El valor de K_0 (coeficiente de presión de tierra en reposo), se tomó para ser de 1 en el caso de la carga isotrópica y de 0.5 en el caso de la carga anisotrópica.

Tabla 5.1.3. Esfuerzos aplicados a los casos analizados

CASO	σ'_y	σ'_x y σ'_z
Poroelástico isotrópico (excavación)	150 kN/m ²	150 kN/m ²
Poroelástico isotrópico (carga repartida)	140 kN/m ²	140 kN/m ²
Poroelástico anisotrópico (excavación)	150 kN/m ²	75 kN/m ²
Poroelástico anisotrópico (carga repartida)	140 kN/m ²	70 kN/m ²

La variación de las cargas anisotrópicas se hizo de manera lineal en la periferia del túnel al igual que en el caso elástico.

5.1.4. ETAPAS MODELADAS

Las etapas de modelación a las que se sometió el modelo poroelástico, varían dependiendo de los resultados que se requiere obtener para cada caso. Al igual que en el capítulo 4., la permeabilidad del túnel es nula, asumiéndose de esta manera debido a la baja permeabilidad que presentan las arcillas, y por lo tanto el gasto de filtración al interior del túnel no es importante.

5.1.4.1. ETAPA IN SITU

La primera etapa corresponde a las condiciones iniciales *in situ* en donde el suelo se encuentra inalterado y los esfuerzos actuantes son los reportados en la Tabla 5.1.3. Este estado está implícito desde el inicio del programa.

5.1.4.2. ETAPA DE CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL

Esta etapa corresponde a la excavación, modelándose para un tiempo muy corto de 1 segundo, con la finalidad de tratar de simular la etapa de excavación instantánea realizada en la práctica; en el caso de los análisis que presentan revestimiento, éste se coloca desde la etapa *in situ* debido a que la construcción del túnel es la etapa subsecuente y no presenta alteraciones en los resultados. La variación de este incremento de tiempo es lineal y se divide a su vez en cinco incrementos de 0.2 décimas de segundo, como se verá en algunos resultados.

5.1.4.3. ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

El tiempo requerido para analizar la consolidación en el caso poroelástico, se obtuvo a partir de la siguiente expresión (Li Liu, 1999).

$$\Delta T = \frac{ct}{b^2} \quad 5.1.1$$

En donde c es el coeficiente de consolidación, b es el radio del túnel y t es el tiempo requerido para ese periodo. El coeficiente c puede ser calculado a través de la siguiente expresión:

$$c = \frac{k(\lambda + 2G)}{\gamma_w} \quad 5.1.2$$

G y λ son las constantes elásticas de Lamé, k es la conductividad hidráulica del medio poroso y γ_w es el peso específico del agua. Las constantes de Lamé pueden calcularse con:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad 5.1.3$$

$$\lambda = \frac{3K - 2G}{3} \quad 5.1.4$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad 5.1.5$$

En donde E es el módulo de elasticidad del suelo, G es el módulo de cortante y ν es la relación de Poisson, valores dados en las tablas correspondientes a las características del suelo. Para el caso poroelástico c resultó ser de $0.012 \text{ m}^2/\text{seg}$.

En la tabla siguiente se presentan los incrementos de tiempo aplicados en la etapa de consolidación:

Tabla 5.1.4. Incrementos de tiempo aplicados a la etapa de consolidación en el caso poroelástico

Δt	T	t (seg)
0.01	0.01	0.833
0.01	0.02	0.833
0.01	0.03	0.833
0.01	0.04	0.833
0.01	0.05	0.833
0.05	0.10	4.168
0.10	0.20	8.333
0.10	0.30	8.333
0.10	0.40	8.333
0.10	0.50	8.333
0.20	0.70	16.667
0.20	0.90	16.667
0.30	1.20	25.000
0.30	1.50	25.000
0.50	2.00	41.667
0.50	2.50	41.667
0.50	3.00	41.667
1	4.00	83.333
1	5.00	83.333
Tiempo total		416.666

La variación de estos incrementos con el tiempo se puede ver en la siguiente gráfica:

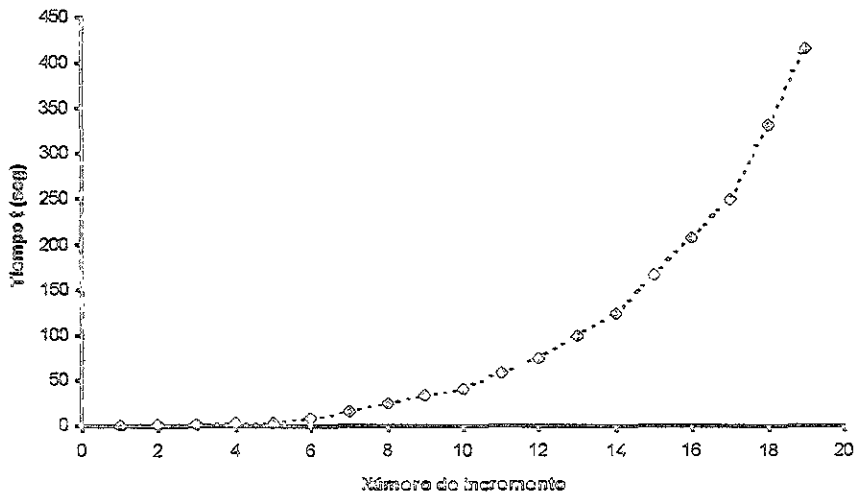


Figura 5.1.3. Incrementos de tiempo para la etapa de consolidación

Estos incrementos de tiempo, se introdujeron directamente al programa numérico, lo que permitió obtener los resultados que se ven en la sección 5.3.

5.2. SOLUCIÓN SEMI-ANALÍTICA

Se presenta en este subcapítulo, una solución semianalítica que nos permite obtener resultados, sin necesidad de recurrir a un programa numérico que requiera de un amplio esfuerzo computacional. En este trabajo no se realizan estos cálculos, sin embargo, se pensó en la importancia que tiene el referenciar el hecho de que existen métodos que nos permiten realizar cálculos más rápidamente, y realizar comparaciones que nos permitan validar las posibles soluciones existentes para un problema dado.

La teoría de consolidación general de Biot como ya se vio en el capítulo correspondiente, se utiliza para estudiar los esfuerzos y desplazamientos generados a través del tiempo debidos a la excavación de un túnel en un suelo poroelástico saturado. Se consideran las hipótesis de que el túnel es circular y se encuentra embebido a una profundidad considerable en el suelo, obteniéndose una solución analítica a través de la transformada de Laplace, los resultados en el tiempo son obtenidos utilizando la transformada inversa de esta misma herramienta matemática (Li Liu, 1998). Se pone especial atención a las características de permeabilidad que presentan las condiciones de frontera a lo largo de la periferia del túnel.

La permeabilidad e impermeabilidad de la periferia del túnel son dos casos extremos en los análisis, que representan de una manera u otra los casos encontrados en la realidad, tomándose en las soluciones analíticas siguientes el caso de permeabilidad nula, característica que se ha venido analizando en todos los casos hasta aquí realizados, aclarándose tal situación debido a que estudios de esfuerzos y desplazamientos en túneles han demostrado que estas condiciones de frontera representan variaciones en los resultados que se pueden obtener en cuanto al comportamiento observado en el túnel (Li Liu, 1998).

En este caso, la formulación del problema parte de las mismas expresiones utilizadas en el caso puramente elástico en términos de esfuerzos efectivos, considerándose que K_0 en un suelo normalmente consolidado es menor a 1.

Si se considera un recubrimiento circular sujeto a presión de poro uniforme a lo largo de sus fronteras interiores y exteriores denominadas como p_1 y p_2 , respectivamente, la relación de flujo a lo largo de la unidad de longitud de un recubrimiento está dada por (Li Liu, 1998):

$$q_1 = \frac{k_t (p_2 - p_1)}{\gamma_w b \ln\left(\frac{b}{a}\right)} \quad 5.2.6$$

En donde b y a son el radio interno y externo del túnel, k_t es el coeficiente de permeabilidad del recubrimiento, tomándose la convención de signos para ser positiva cuando el flujo radial se genere hacia el centro del túnel; la expresión anterior no toma en cuenta la deformación o consolidación del material utilizado en el revestimiento.

El flujo entre el recubrimiento y el suelo saturado puede permanecer continuo de tal manera que:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial r} = q_1 \quad 5.2.7$$

En donde p es el exceso de la presión de poro generada en el material poroso posteriormente a la excavación del túnel, r es la coordenada radial y k es el coeficiente de permeabilidad del suelo. Después de la remoción del suelo durante la excavación del túnel, la superficie interna del túnel está libre de la presión del agua, de tal manera que $p_1 = -p_0$ en donde p_0 denota la presión de poro generada in situ. A lo largo de la cara externa de la superficie del túnel la continuidad de la condición de presión hace que $p_2 = p$, por lo que combinándose las ecuaciones 5.2.6 y 5.2.7 y tomando en cuenta que $p_1 = -p_0$ y $p_2 = p$, se tiene que:

$$\frac{\partial \phi}{\partial r} = \frac{\kappa}{b} (p + p_0) \quad 5.2.8$$

en donde:

$$\kappa = \frac{k_1}{k} \frac{1}{\ln(b/a)} \quad 5.2.9$$

κ es un parámetro adimensional que define la capacidad de flujo que existe en el recubrimiento; esta constante depende de la permeabilidad relativa del recubrimiento y del suelo así como de la geometría del túnel.

Si el espesor del recubrimiento es más grueso, la constante κ es más pequeña así como el flujo alrededor del revestimiento. Cuando κ es cero se tiene un recubrimiento impermeable, caso que en este trabajo nos interesa. Para facilitar la solución del problema, se propone una descomposición de las condiciones generales que se presentan en un túnel en los siguientes tres modos:

A lo largo de la frontera del túnel $r = b$, la condición de carga para el modo A está dada por:

$$\sigma_r = -\sigma_m \quad 5.2.10$$

$$\sigma_{r,\theta} = 0 \quad 5.2.11$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial r} = \frac{\kappa p}{b} \quad 5.2.12$$

En donde r es la coordenada radial en un sistema polar, cuyo origen está localizado en el centro del túnel. El esfuerzo radial está representado por una cantidad igual a $-\sigma_m$ con lo que se refleja una descarga uniforme. El esfuerzo cortante en la frontera es cero y siempre existe continuidad del flujo.

El modo B, referente a la descomposición de las condiciones generales que se presentan en el túnel para esta sección, tiene las siguientes condiciones:

$$\sigma_r = 0 \quad 5.2.13$$

$$\sigma_{r,\theta} = 0 \quad 5.2.14$$

$$\frac{\partial p}{\partial r} = \frac{\kappa(p + p_o)}{b} \quad 5.2.15$$

En donde las condiciones de frontera con carga diferente de cero, están asociadas con las condiciones de flujo bajo las que las fronteras internas del túnel están libres de presión de agua. La condición de carga para el modo *C* no es simétrica de tal manera que:

$$\sigma_r = -\sigma_a \cos(2\theta) \quad 5.2.16$$

$$\sigma_{r\theta} = \sigma_a \sin(2\theta) \quad 5.2.17$$

$$\frac{\partial p}{\partial r} = \frac{\kappa p}{b} \quad 5.2.18$$

En donde θ es el ángulo en la dirección de la circunferencia del sistema polar. A continuación se escriben las soluciones para el esfuerzo, presión de poro y desplazamientos inducidos por los tres modos descritos arriba.

El procedimiento general de solución para un problema de consolidación fue bosquejado por Carter y Booker (1982). El suelo es saturado, isotrópico y uniforme, el esqueleto del suelo es linealmente elástico y el flujo responde a la ley de Darcy (Li Liu, 1998).

Para el modo *A* el desplazamiento radial, esfuerzo radial y esfuerzo circunferencial están dados por:

$$\frac{2G u_r}{\sigma_m b} = -\frac{b}{r} \quad 5.2.19$$

$$\frac{\sigma_r}{\sigma_m} = -\frac{b^2}{r^2} \quad 5.2.20$$

$$\frac{\sigma_\theta}{\sigma_m} = \frac{b^2}{r^2} \quad 5.2.21$$

La solución en este caso es independiente del tiempo y de las condiciones de frontera de drenaje; el desplazamiento radial normalizado con respecto a $1/2G$, es también independiente de la relación de Poisson, G es módulo de cortante. El desplazamiento radial es siempre hacia el centro del túnel, siendo el esfuerzo radial de tensión y el circunferencial de compresión.

Para el modo *B*, tanto el desplazamiento y el esfuerzo cortante circunferencial desaparecen, $u_\theta = 0$, $\sigma_\theta = 0$. los otros valores resultantes por medio de la transformada de Laplace, se dan como:

$$\frac{2G s \bar{u}_r}{p_o b} = \frac{2\eta\Psi}{\beta} \left[K_1(\xi) - \frac{b}{r} K_1(\beta) \right] \quad 5.2.22$$

$$\frac{s\bar{p}}{p_o} = -\psi K_o(\xi) \quad 5.2.23$$

$$\frac{s\bar{\sigma}_r}{p_o} = \frac{2\eta^\psi b}{\beta r} \left[K_1(\xi) - \frac{b}{r} K_1(\beta) \right] \quad 5.2.24$$

$$\frac{s\bar{\sigma}_\theta}{p_o} = -2\eta^\psi \left[K_o(\xi) - \frac{b}{r} \frac{1}{\beta} K_1(\xi) - \frac{b^2}{r^2} \frac{1}{\beta} K_1(\beta) \right] \quad 5.2.25$$

En donde:

$$\Psi = \frac{1}{K_o(\beta) + \beta K_1(\beta) / \kappa}$$

$$\eta = \frac{G}{\lambda + 2G} = \frac{1 - 2\nu'}{2(1 - \nu')}$$

En el que $\beta = \sqrt{s/cb}$ y $\xi = \sqrt{s/cr}$. La barra superpuesta sobre algunas de las variables, indica que esta corresponde a una transformada de Laplace, c es el coeficiente de consolidación que puede ser calculado como se indica en la expresión 5.1.2, λ es la constante de Lamé, y s es la variable de Laplace, ν' es la relación drenada de Poisson. $K_o(x)$ y $K_1(x)$, son funciones modificadas de Bessel del segundo tipo, de orden cero y uno respectivamente, con argumento real x . Para un túnel sellado, $\kappa = 0$, $\psi = 0$, y para un túnel sin sellado, $\kappa = \infty$, $\psi = 1/K_o(\beta)$.

Para el modo C, todos los desplazamientos y esfuerzos tienen componentes diferentes de cero, teniéndose también transformadas de Laplace:

$$\frac{2Gs\bar{u}_r}{\sigma_d b} = \left[C_1 \frac{1}{\beta} K_2(\xi) + C_2 \frac{b}{r} + C_3 \frac{b^3}{r^3} \right] \cos(2\theta) \quad 5.2.26$$

$$\frac{2Gs\bar{u}_\theta}{\sigma_d b} = \left[-C_1 \frac{1}{\beta^2} \frac{2b}{r} K_2(\xi) + C_3 \frac{b^3}{r^3} \right] \text{sen}(2\theta) \quad 5.2.27$$

$$\frac{s\bar{p}}{\sigma_d} = \left[C_1 \frac{1}{2\eta} K_2(\xi) + C_2 \frac{b^2}{r^2} \right] \cos(2\theta) \quad 5.2.28$$

$$\frac{s\bar{\sigma}_r}{\sigma_d} = \left\{ -C_1 \frac{1}{\beta^2} \left[\frac{4b^2}{r^2} K_2(\xi) - \frac{b}{r} \beta K_2(\xi) \right] + C_2 \frac{2b^2}{r^2} + C_3 \frac{3b^4}{r^4} \right\} \cos(2\theta) \quad 5.2.29$$

$$\frac{s\bar{\sigma}_\theta}{\sigma_d} = \left\{ C_1 \left[\left(1 + \frac{4b^2}{\beta^2 r^2} \right) K_2(\xi) - \frac{1}{\beta} \frac{b}{r} K_2(\xi) \right] - C_3 \frac{3b^4}{r^4} \right\} \cos(2\theta) \quad 5.2.30$$

$$\frac{s \sigma_{r\theta}}{\sigma_d} = \left\{ -C_1 \frac{1}{\beta^2} \left[\frac{2b^2}{r^2} K_2(\xi) - \frac{2b}{r} \beta K_2(\xi) \right] + C_2 \frac{b^2}{r^2} + C_3 \frac{3b^4}{r^3} \right\} \text{sen}(2\theta) \quad 5.2.31$$

En donde:

$$C_1 = 4\eta \frac{\Omega}{\Lambda}$$

$$C_2 = -\frac{1}{\Lambda}$$

$$C_3 = \frac{2}{\Lambda} \left\{ \frac{1}{4} + \frac{\eta\Omega}{\beta^2} [2K_2(\beta) - \beta K_2'(\beta)] \right\}$$

y:

$$\Lambda = \frac{1}{2} + \frac{2\eta\Omega}{\beta^2} [2K_2(\beta) + \beta K_2'(\beta)]$$

$$\Omega = \frac{1/2 + 1/\kappa}{K_2(\beta) - \beta K_2'(\beta)/\kappa}$$

Para un túnel sin permeabilidad, $\kappa = 0$, $\Omega = -1/\beta K_2'(\beta)$; y para un túnel con permeabilidad, $\kappa = \infty$, $\Omega = 1/2K_2(\beta)$. En adición, para un argumento real x , $K_2(x) = 2K_1(x)/x - K_0(x)$, $K_2'(x) = -K_1(x) - 4K_1(x)/x^2 - 2K_0(x)/x$.

Los esfuerzos y desplazamientos para los modos B y C son obtenidos en el dominio de la transformada de Laplace, debido a la complejidad matemática se utiliza la alternativa de la transformada inversa de Laplace. El método propuesto por Stehfest (1970) es utilizado, considerándose un método fácil y adecuado, dentro de la aplicación en problemas de consolidación; la fórmula sugerida por este autor está dada como sigue:

$$f(t) = \frac{\ln 2}{t} \sum_{n=1}^N A_n \bar{f}\left(n \frac{\ln 2}{t}\right) \quad 5.2.32$$

En donde \bar{f} es la transformada de Laplace de la función $f(t)$ y la constante A_n está dada como:

$$A_n = (-1)^{n-N} 2^{\min(n, N/2)} \sum_{k=(n-1)/2}^{\min(n, N/2)} \frac{k^{N/2} (2k)!}{(N/2 - k)! k! (k - (n - k))! (2k -)!} \quad 5.2.33$$

El número de términos N en las series es igual y se toma típicamente en el intervalo de 10 a 20.

5.3. SOLUCIÓN NUMÉRICA

La malla de elementos finitos utilizada para el análisis numérico corresponde a la misma utilizada para el caso elástico, debido a que la geometría y características que presenta el medio son similares. La figura y características pueden verse en la sección 4.3.

5.3.1. ANÁLISIS SIN REVESTIMIENTO

Las figuras que a continuación se presentan, muestran los desplazamientos, el exceso de la presión de poro y la presión de poro total (esta última figura para el análisis isotrópico solamente) en las direcciones vertical y horizontal, que se generan en la periferia del túnel para el caso poroelástico isotrópico y anisotrópico sin revestimiento en términos de esfuerzos efectivos, en donde las abscisas de las gráficas representan al tiempo en horas y las ordenadas las diferentes características desarrolladas en el túnel que se mencionaron arriba y que son producto de la excavación. Estas gráficas se definen por un símbolo circular en todos los casos de simulación de la excavación y por un símbolo triangular para todos los casos de presión circular.

En las Figuras 5.1. y 5.2. se puede apreciar claramente el desplazamiento instantáneo que se genera debido a la excavación que se lleva a cabo para el túnel, posteriormente a este desplazamiento no se generan más deformaciones en el tiempo debido a la condición isotrópica analizada (σ'_v y $\sigma'_h = 150 \text{ kN/m}^2$), por lo que la magnitud total del desplazamiento tanto vertical como horizontal que se presenta bajo estas condiciones corresponde a un valor de 1.9 m para un tiempo total de 432 seg (0.12 h), tiempo en el cual se finaliza la consolidación para estas características del suelo utilizadas en el análisis como se puede ver en la sección correspondiente a la etapa de consolidación modelada y en los resultados que éstas figuras presentan al estabilizarse las deformaciones generadas.

El exceso de la presión de poro (Figuras 5.3. y 5.4.) que se genera en la periferia del túnel es nulo en ambas direcciones (vertical y horizontal), lo que tiene sentido debido a la isotropía en los esfuerzos actuantes en el medio, presentándose momentáneamente una aglutinación muy pequeña de este exceso de presión de poro al momento de ejecutarse la excavación del túnel, sin presentar valores de importancia como se puede apreciar en las gráficas para posteriormente estabilizarse en el tiempo para ser cero. Las abscisas de estas gráficas corresponden al tiempo en horas y las ordenadas representan el exceso de presión de poro en kN/m^2 .

Para las Figuras 5.5. y 5.6., la explicación que se hizo para las Figuras 5.3. y 5.4. también es válida, si agregamos a lo ya dicho el principio básico que determina que la presión de poro total es igual a la presión de poro *in situ* más el exceso de la presión de poro, la que puede representarse de la manera siguiente:

$$u_T = u_S + u_{ep}$$

Por lo que si tomamos en cuenta que la presión de poro *in situ* o hidrostática es cero y el exceso de ésta también lo es, la presión de poro total es igual a cero, como bien puede verse en las gráficas que se

presentan a continuación. Este concepto a su vez es válido para los resultados que representan las condiciones anisotrópicas.

Figura 5.1. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA PERIFERIA DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 150 \text{ kN/m}^2$$

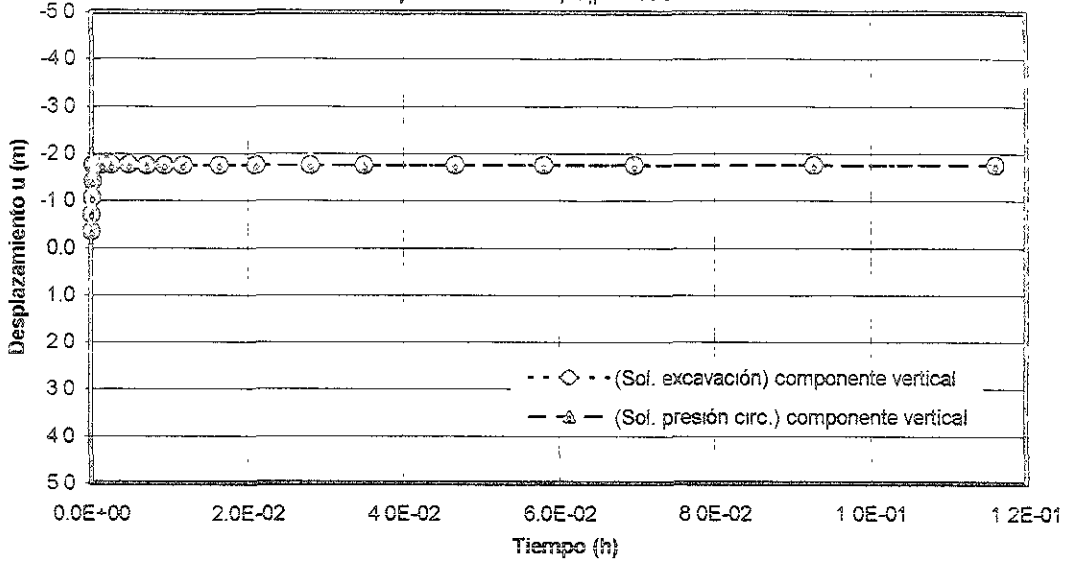


Figura 5.2. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA PERIFERIA DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 150 \text{ kN/m}^2$$

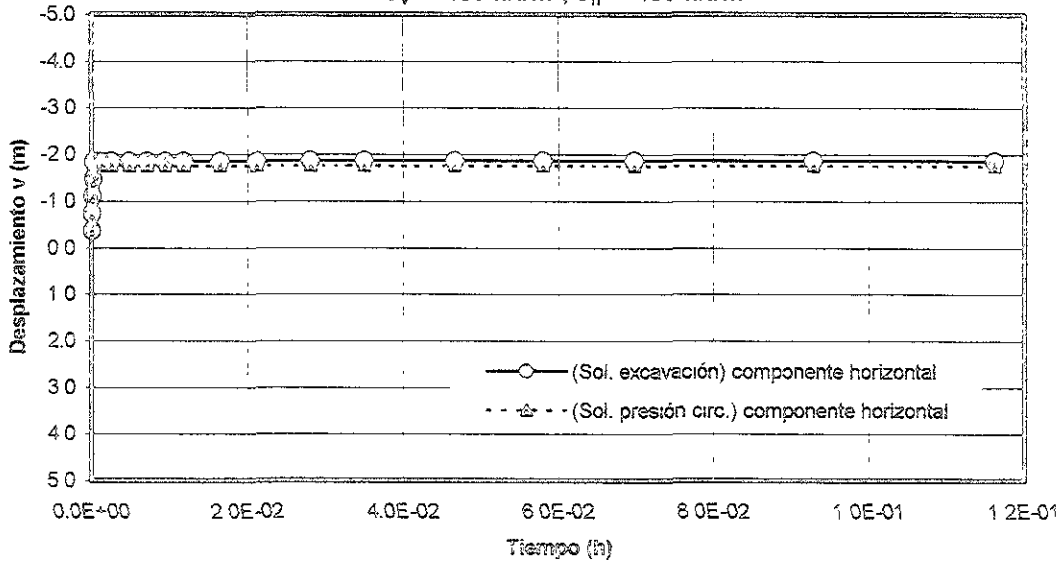


Figura 5.3. TIEMPO VS EXCESO DE P.P. VERTICAL DE LA PERIFERIA DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO
 $\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 150 \text{ kN/m}^2$

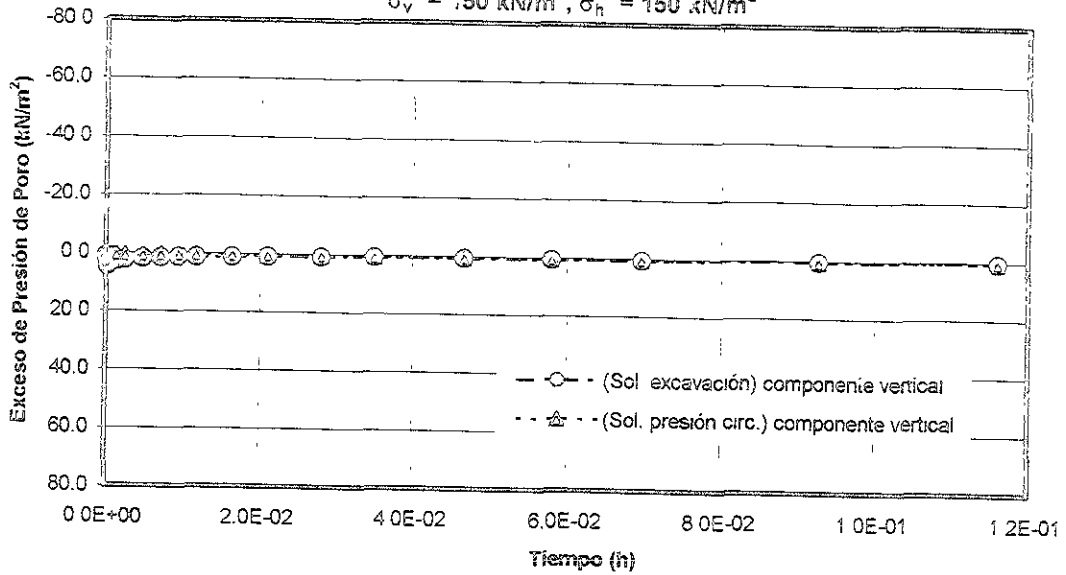


Figura 5.4. TIEMPO VS EXCESO DE P.P. HORIZONTAL DE LA PERIFERIA DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO
 $\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 150 \text{ kN/m}^2$

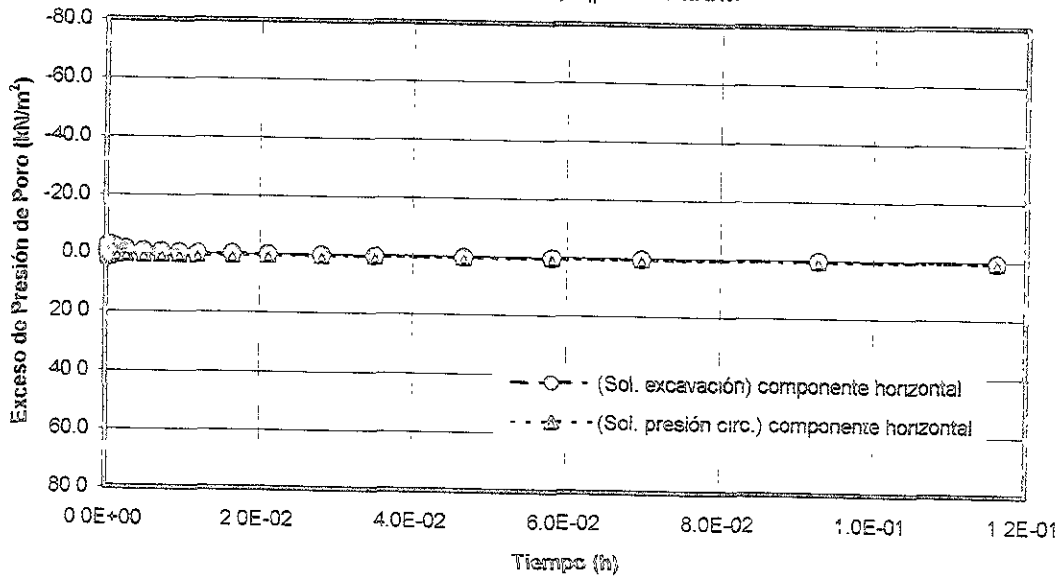


Figura 5.5. PRESIÓN DE PORO VERTICAL TOTAL EN EL CONTORNO DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 150 \text{ kN/m}^2$$

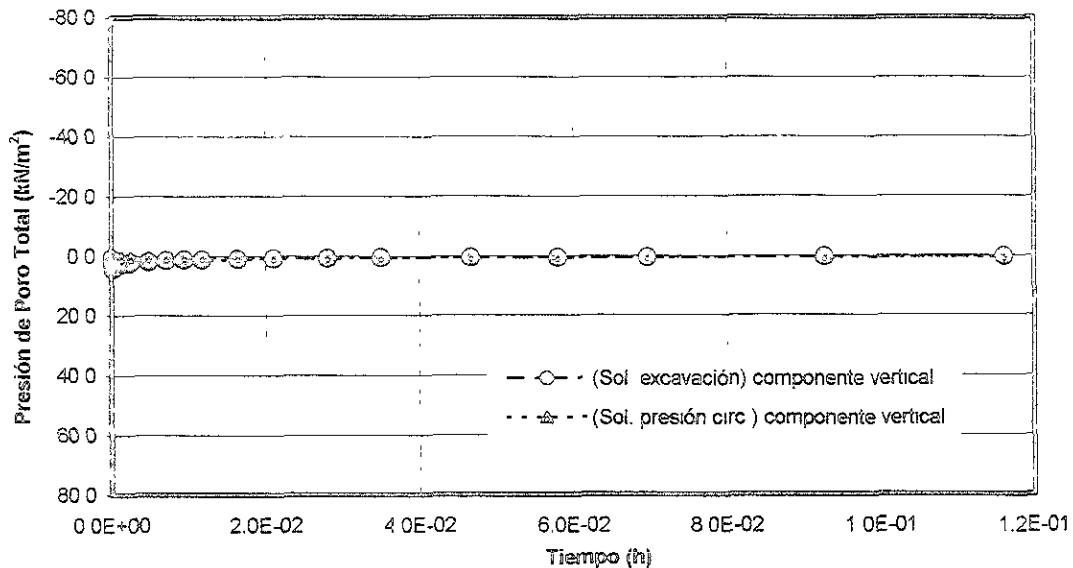
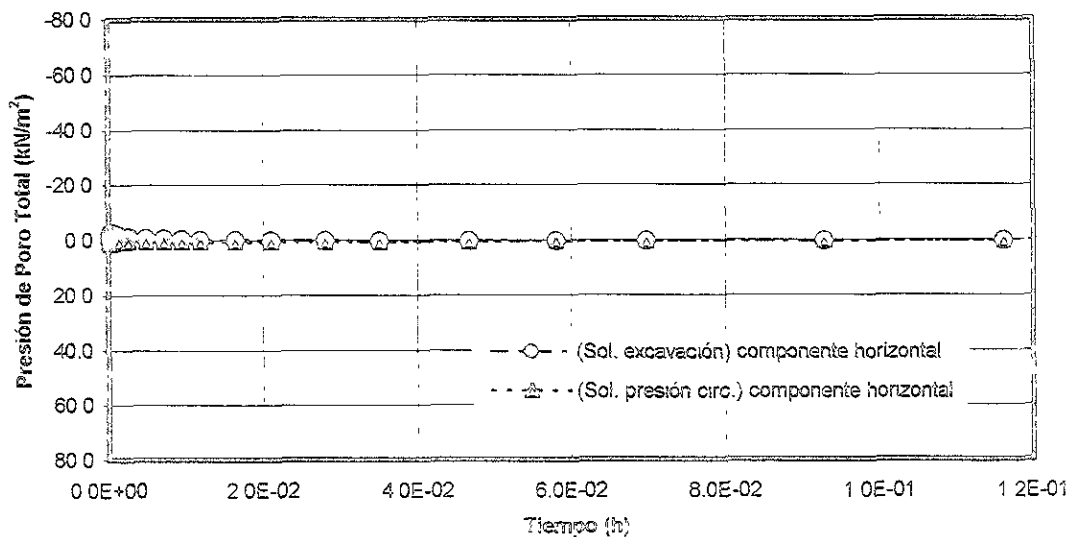


Figura 5.6. PRESIÓN DE PORO HORIZONTAL TOTAL EN EL CONTORNO DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 150 \text{ kN/m}^2$$



Puede observarse que todas las gráficas presentan resultados simétricos, es decir, los resultados son iguales tanto verticalmente como horizontalmente, lo que es producto de las condiciones isotrópicas aplicadas.

En las Figuras 5.7 y 5.8. se presenta el caso anisotrópico con los respectivos esfuerzos aplicados en la simulación de la excavación y la presión circular en la dirección vertical y horizontal, los que se reportan en las figuras; en estos resultados se puede ver que además del desplazamiento instantáneo producido de la excavación, se generan desplazamientos adicionales en el tiempo debido a la diferencia aplicada en el esfuerzo horizontal y en el esfuerzo vertical (anisotropía del medio).

En la Figura 5.7, los desplazamientos verticales se incrementan aunque en una magnitud relativamente pequeña con respecto al desplazamiento instantáneo de un valor inicial aproximado de 1.9 m a 2.2 m, al contrario de los resultados que se ven para la Figura 5.8. en donde se presenta una recuperación en el tiempo del desplazamiento horizontal instantáneo de un valor de 0.9 a 0.5 m aproximadamente, lo que indica que en el primer caso se generan desplazamientos verticales hacia abajo y desplazamientos horizontales hacia la izquierda en el segundo caso después de experimentarse la relajación de esfuerzos momentánea, todos los desplazamientos se estabilizan en un valor dado a través del tiempo.

Una manera de ver más claramente el efecto producido en los desplazamientos, es por medio de las gráficas 5.9. y 5.10. en las que se presenta el tiempo en horas contra el exceso en la presión de poro en kN/m^2 , en las que se observa un déficit en la presión de poro en el sentido vertical y un exceso de presión de poro en el sentido horizontal, como lo indica el signo negativo de los resultados para el déficit y el signo positivo en el caso del exceso producido al momento de la excavación, lo que se traduce directamente en el incremento de los desplazamientos verticales observados producto de ese déficit y en una disminución de los desplazamientos horizontales respectivamente en el tiempo. En ambos casos el exceso de presión de poro tiende a estabilizarse en el tiempo desde un valor de 60 hasta 0 kN/m^2 para el déficit y el exceso de presión de poro, lo que explica el valor fijo que toman los desplazamientos al final del intervalo de tiempo analizado en este caso.

Figura 5.7. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA PERIFERIA DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 75 \text{ kN/m}^2$$

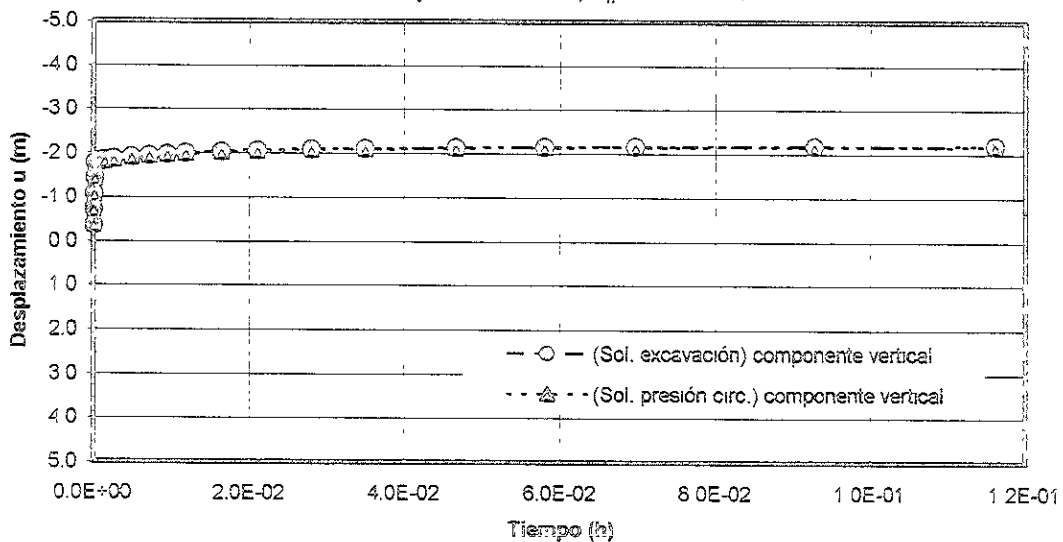


Figura 5.8. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA PERIFERIA DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 75 \text{ kN/m}^2$$

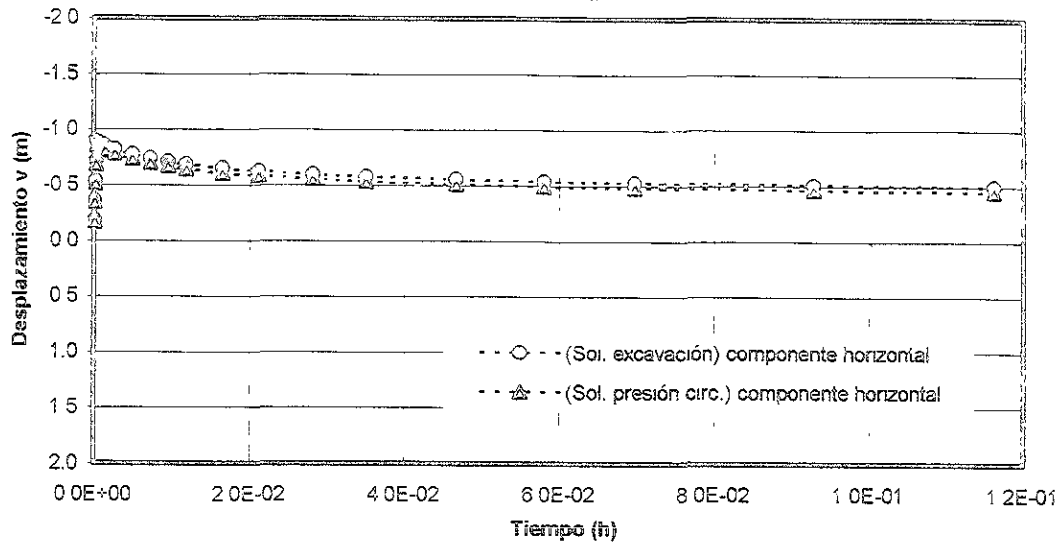


Figura 5.9. TIEMPO VS EXCESO DE P.P. VERTICAL DE LA PERIFERIA DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 75 \text{ kN/m}^2$$

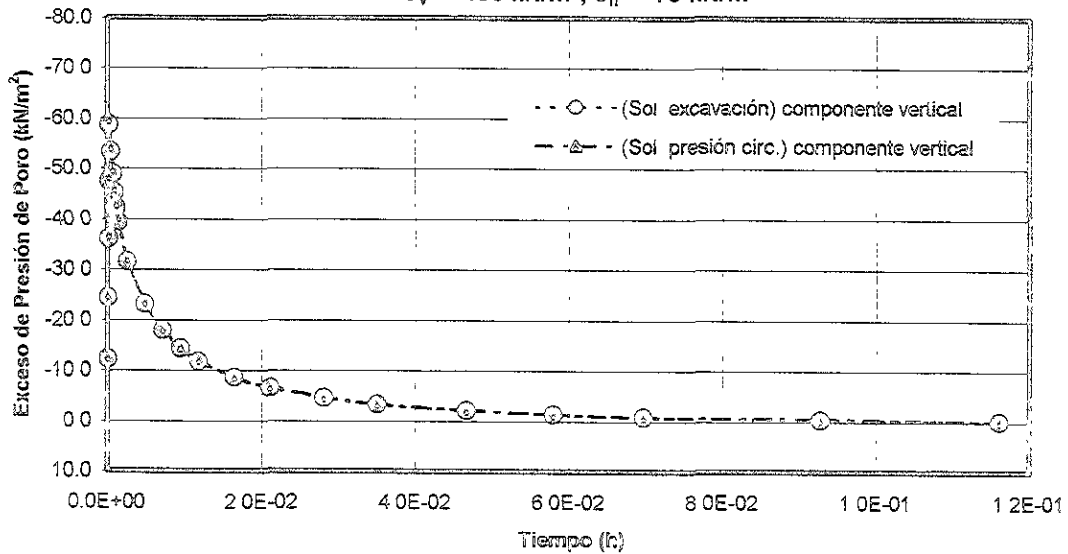
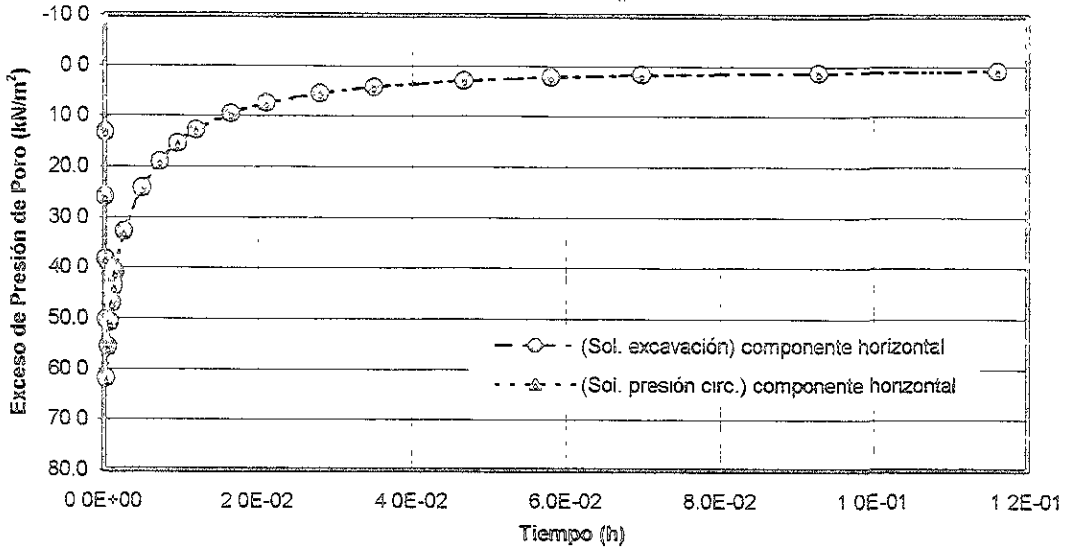


Figura 5.10. TIEMPO VS EXCESO DE P.P. HORIZONTAL DE LA PERIFERÍA DEL TÚNEL SIN REVESTIMIENTO

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 75 \text{ kN/m}^2$$



5.3.2. ANÁLISIS CON REVESTIMIENTO

En el análisis con revestimiento de esta etapa se compararon los resultados obtenidos utilizando módulos de elasticidad de $E_c = 10000$ y 100000 kN/m^2 para los desplazamientos, el exceso de la presión de poro y para los momentos en la dirección vertical, generados a una distancia radial de 1 m, es decir en la clave del túnel. Los símbolos con que se representan las condiciones de simulación de la excavación y presión circular, son los mismos que los utilizados para la sección 5.3.1.

En los resultados se obtuvo que se presentan disminuciones en los desplazamientos verticales a medida que el módulo elástico del concreto se va incrementando, como puede verse en la Figura 5.11. lo que a su vez corrobora los resultados obtenidos para el análisis elástico. A partir de estos resultados, se debe presentar por tanto y como ya se vio en el análisis sin revestimiento de esta sección, un déficit en la presión de poro y por lo tanto un incremento en los desplazamientos a partir del generado al instante de la excavación. Los valores numéricos para el desplazamiento vertical instantáneo son de 0.5 m para un módulo elástico de 10000 kN/m^2 y de 0.26 m para un módulo de 100000 kN/m^2 , estabilizándose en 0.7 y 0.32 m respectivamente. El déficit que se genera al instante de la excavación (Figura 5.12.) es de 40 kN/m^2 para el módulo mayor y de 25 kN/m^2 para el módulo menor, valores que se disipan en el tiempo hasta llegar a cero.

Finalmente en la Figura 5.13. se muestra la variación de los momentos que se generan en el revestimiento a través del tiempo, nótese que esta figura presenta en las abscisas el número de incrementos que en total es de 24, correspondientes a 5 incrementos dedicados a la etapa de excavación y 19 incrementos de la etapa de consolidación utilizados para la modelación numérica.

Los momentos que se desarrollan en el revestimiento son mayores cuando el módulo de elasticidad es grande (producto de la rigidez del concreto) con respecto a los generados cuando el módulo de elasticidad es más bajo; se observa también un umbral considerable en la diferencia de momentos generada por ambos módulos elásticos, aún cuando bien esto puede explicarse por la gran diferencia en el valor numérico que presenta uno y otro módulo utilizado en el análisis; a su vez los momentos se ven incrementados rápidamente en un intervalo en ambos casos (incremento de 1 a 5 de la gráfica en cuestión, los que modelan la etapa correspondiente a la excavación del túnel), siendo menor la pendiente que presenta el caso del módulo elástico de 10000 kN/m^2 y bastante mayor la del módulo elástico de 100000 kN/m^2 ; estos incrementos representados por estas pendientes para ambos módulos elásticos disminuyen a partir del incremento 5 en el tiempo, en el cual se comienza la simulación correspondiente a la consolidación, lo que permite concluir a su vez que la variación de momentos más fuerte se produce en la etapa de excavación, aún cuando se incrementan los momentos en el tiempo, este aumento de valor no es tan grande como el generado en la etapa correspondiente a la excavación del túnel, siendo mayor para el módulo de 100000 kN/m^2 .

Figura 5.11 TIEMPO VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL DEL TÚNEL CON REVESTIMIENTO EN $Y=1 \text{ m}$

$$\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2, \sigma_h' = 75 \text{ kN/m}^2$$

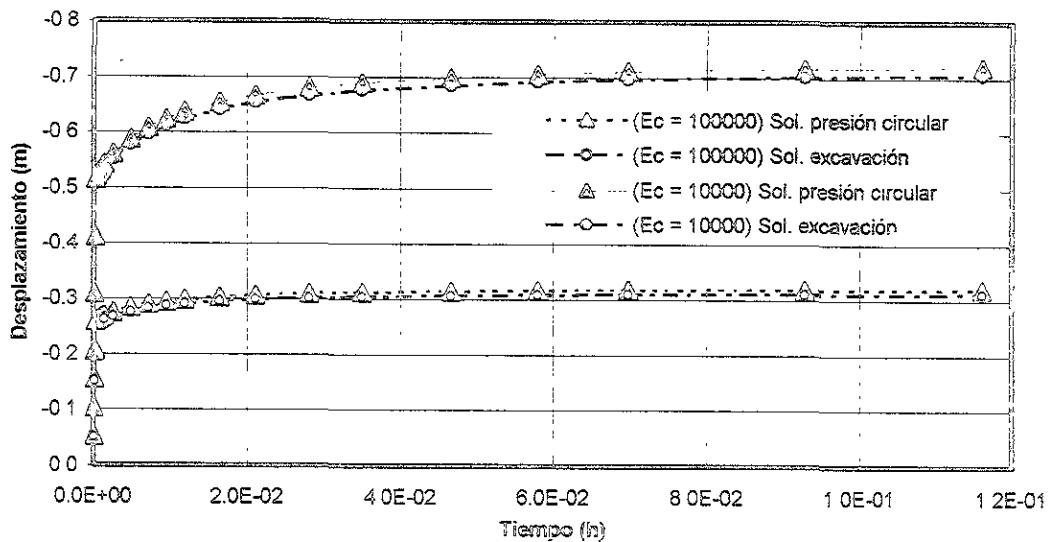
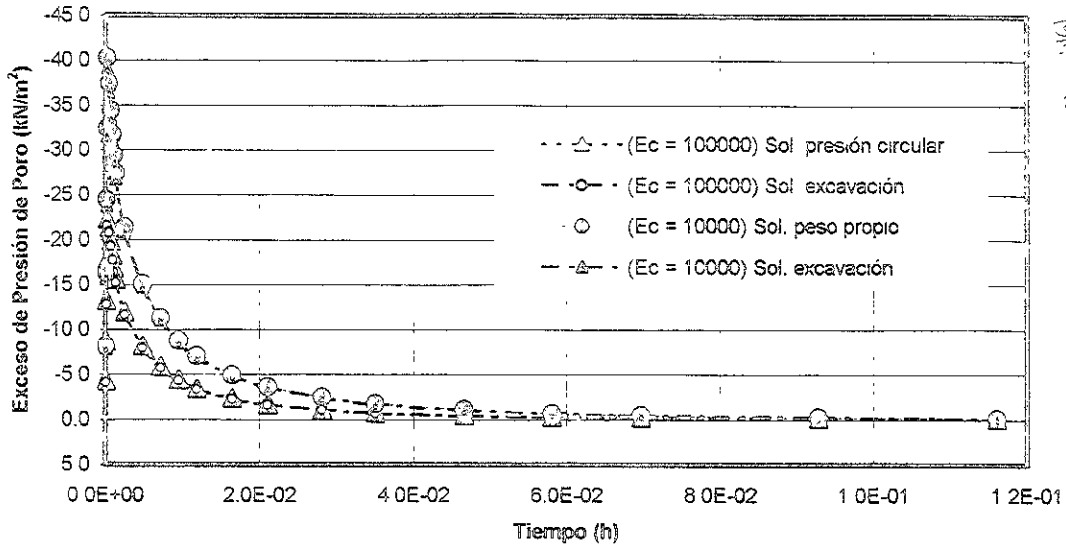
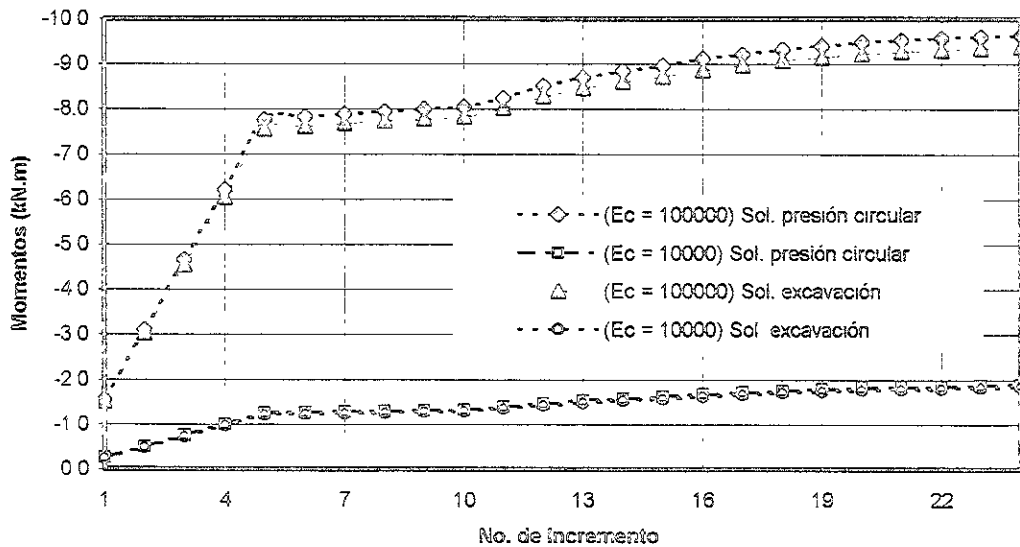


Figura 5.12. TIEMPO VS DEFICIT DE PRESIÓN DE PORO VERTICAL DEL TÚNEL CON REVESTIMIENTO EN Y=1 m
 $\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_h' = 75 \text{ kN/m}^2$



ESTILO
 (20/11/11)
 TRABAJO
 POR LA
 DEDICACION
 NO DEBE

Figura 5.13. MOMENTOS VERTICALES GENERADOS EN EL TÚNEL CON REVESTIMIENTO EN Y=1 m
 $\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_h' = 75 \text{ kN/m}^2$



Finalmente y para concluir esta sección, se puede ver que la comparación entre los resultados del análisis aplicando las condiciones de simulación de excavación, son similares a los resultados obtenidos con el análisis hecho con las condiciones de presión circular, observándose en algunos casos diferencias muy pequeñas que no involucran variaciones importantes.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE HUNDIMIENTO REGIONAL

En esta parte del análisis se tomó un modelo que es representativo de la mayoría de los túneles construidos en la ciudad de México (Alberro, 1989), describiéndose en las secciones siguientes la manera en como se modeló el túnel elegido y los resultados obtenidos del programa numérico. Las condiciones geométricas y las propiedades del suelo y del revestimiento corresponden a valores tradicionales de las arcillas del valle de México y del concreto utilizado en este tipo de construcciones.

6.1. MODELACIÓN

6.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO

La siguiente figura muestra la geometría utilizada en la caracterización del túnel, en donde éste se encuentra embebido a una profundidad de varias veces su diámetro.

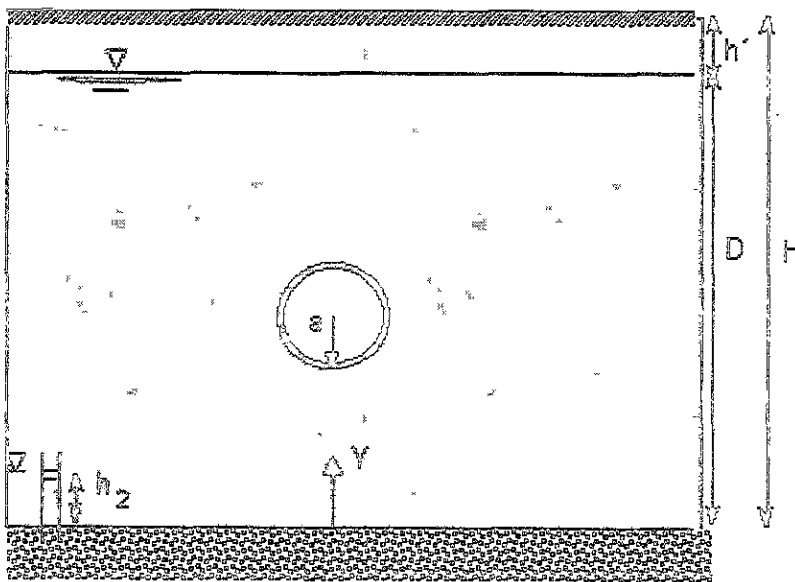


Figura 6.1.1. Geometría utilizada en el análisis de hundimiento regional

En donde H es el espesor total del estrato arcilloso que es de 32 m, h' es la profundidad del nivel freático con respecto a la superficie libre del terreno que es de 2 m, D es la profundidad de la capa drenante con respecto al nivel del agua que es igual a 30 m y h_2 es la presión del agua en la capa drenante la que es variable con el tiempo y finalmente, y que es la distancia vertical entre el eje del túnel y la frontera superior de la capa drenante que es de 7 m y a es el radio del túnel igual a 3 m.

6.1.2. PROPIEDADES DEL SUELO Y DEL REVESTIMIENTO

Las propiedades del suelo y las características del revestimiento corresponden a las descritas en las siguientes tablas:

Tabla 6.1.1. Propiedades del suelo aplicadas al caso de hundimiento regional

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Módulo elástico horizontal	E_h	1471 kN/m ²
Módulo elástico vertical	E_v	1471 kN/m ²
Relación de Poisson en todas las direcciones	$\nu_{hh} \nu_{vv}$	0.33
Módulo de rigidez en la dirección horizontal y vertical	G_{hv}	555 kN/m ²
Rigidez del agua o peso específico volumétrico de la misma	K_w o γ_w	10 kN/m ³
Conductividad hidráulica del suelo en la dirección x	K_x	0.0151 m/año
Conductividad hidráulica del suelo en la dirección y	K_y	0.0151 m/año
Peso específico volumétrico del suelo	γ_{BULK}	0 kN/m ²

Tabla 6.1.2. Propiedades del concreto aplicadas al caso de hundimiento regional

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Módulo de elasticidad	E_C	4000000 kN/m ²
(relación de poisson del concreto)	ν	0.2
(área del revestimiento)	A	0.5 m ²
(momento de inercia de la sección)	I	0.01042 m ⁴

Los módulos elásticos del suelo y del concreto son valores a largo plazo, considerándose para el caso del concreto un factor de fluencia para obtener el valor elegido (Alberro, 1989). Las propiedades descritas en las tablas corresponden a las necesarias en el análisis al igual que como se comentó para el análisis elástico y poroelástico, considerándose las condiciones de partida del análisis numérico desde las encontradas *in situ* hasta las que se describirán más adelante, que corresponden a la excavación y bombeo.

El módulo volumétrico del agua K_w es necesario en este análisis, si consideramos que un elemento de suelo bajo un cambio de esfuerzo incremental $\Delta\sigma$ produce un cambio en la presión de poro Δu y por lo tanto deformaciones incrementales $\Delta\varepsilon$; considerando además que el esfuerzo incremental efectivo está relacionado con las deformaciones incrementales por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma' = D' \Delta\varepsilon \quad 6.1.1$$

En donde D' describe la ley elástica del comportamiento del suelo para este caso. Se asume que la deformación volumétrica del suelo es debida enteramente al cambio en el volumen del agua de poro. La deformación volumétrica experimentada por el elemento de suelo puede escribirse como $m^T \Delta\varepsilon$ y la variación volumétrica experimentada por el agua de poro es igual a $[(1+e)/e] m^T \Delta\varepsilon$, en donde e es la relación de vacíos y m es igual a:

$$m = [111000]^T \quad 6.1.2$$

Luego el cambio en presión de poro del agua está dada por:

$$\Delta u = K_w \frac{1+e}{e} m^T \Delta \varepsilon \quad 6.1.3$$

Combinando la ecuación anterior con la ley de esfuerzos efectivos descrita en la ecuación 3.1.28, y con la ecuación 6.1.1, se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma = D' \Delta \varepsilon + m K_w \frac{1+e}{e} m^T \Delta \varepsilon \quad 6.1.4$$

De esta manera el programa utilizado para el análisis, espera que las propiedades del material provean relaciones para obtener los cambios en los esfuerzos efectivos.

6.1.3. ESFUERZOS

Los esfuerzos actuantes en esta sección corresponden a los generados para el peso propio únicamente y para la presión hidrostática, siendo éstos los siguientes:

Tabla 6.1.3. Esfuerzos aplicados en el caso de hundimiento regional

CASO	σ'_y	σ'_x y σ'_z	P
Hundimiento regional	25 kN/m ²	8.25 kN/m ²	300 kN/m ²

En donde σ'_y es el esfuerzo efectivo vertical, σ'_x y σ'_z son los esfuerzos efectivos horizontales y P es la presión hidrostática del sitio. La presión de tierra en reposo K_0 es de 0.33, tomándose este valor debido a que éste se acerca a valores encontrados en las arcillas del valle de México (Ovando, Trigos y López, 1999).

6.1.4. ETAPAS MODELADAS

Las etapas modeladas para este capítulo son las siguientes:

- Etapa in situ
- Etapa I de bombeo (50 años)
- Etapa de colocación del revestimiento (1 segundo)
- Etapa de excavación del túnel (1 semana)
- Etapa II de bombeo (50 años)

En total, se usaron 52 incrementos de análisis repartidos en las etapas de modelación mencionadas, los que corresponden a un total de 100.02 años. La etapa *in situ* es la situación geotécnica encontrada en el lugar sin ninguna alteración, aplicándose en esta sección los valores de los esfuerzos iniciales dados en la Tabla 6.1.3.

6.1.4.1. ETAPAS DE BOMBEO I Y II

El proceso de bombeo en la ciudad de México tiene una historia bastante larga debido al intenso bombeo que se ha generado para abastecer de agua a la ciudad; para este problema específico y para cualquier otro modelo sería deseable utilizar los datos históricos y actuales de las mediciones piezométricas del lugar, de las que se pueden inferir las condiciones iniciales y las velocidades de abatimiento, de tal manera que se pudiera lograr una concordancia alta entre los abatimientos calculados y los utilizados en la modelación. La obtención de este historial es bastante difícil debido a la carencia de esta información, por lo que para el presente trabajo este proceso se simplifica suponiendo que el bombeo llega a abatir el nivel freático hasta cero en un lapso correspondiente a 100 años, manteniendo una rapidez de abatimiento constante en el tiempo, de tal manera que las condiciones del estrato arcilloso se modifican constantemente desde el inicio hasta el final del análisis. La distribución piezométrica actual de algunos sitios de la ciudad de México puede verse en Tamez, 1992.

En la Figura 6.1.2. se muestra la distribución de la presión de poro a lo largo del túnel y de la sección transversal del estrato analizado, prevaleciendo al inicio la condición de presión hidrostática, la que se va modificando con el tiempo de bombeo sin llegar nunca a un flujo establecido, lo que acerca la hipótesis a las cargas piezométricas transitorias de la ciudad de México. El nivel freático permanece siempre constante y al inicio de la excavación, la presión de poro en la cara drenante corresponde a un valor de $h_2 = 150 \text{ kN/m}^2$. El instante de excavación del túnel se seleccionó a partir de los 50 años de bombeo, tiempo que es un tanto arbitrario, lo que se puede justificar, recordando que lo importante para el análisis es lograr una distribución hidrodinámica similar a la que se observa durante un proceso de bombeo.

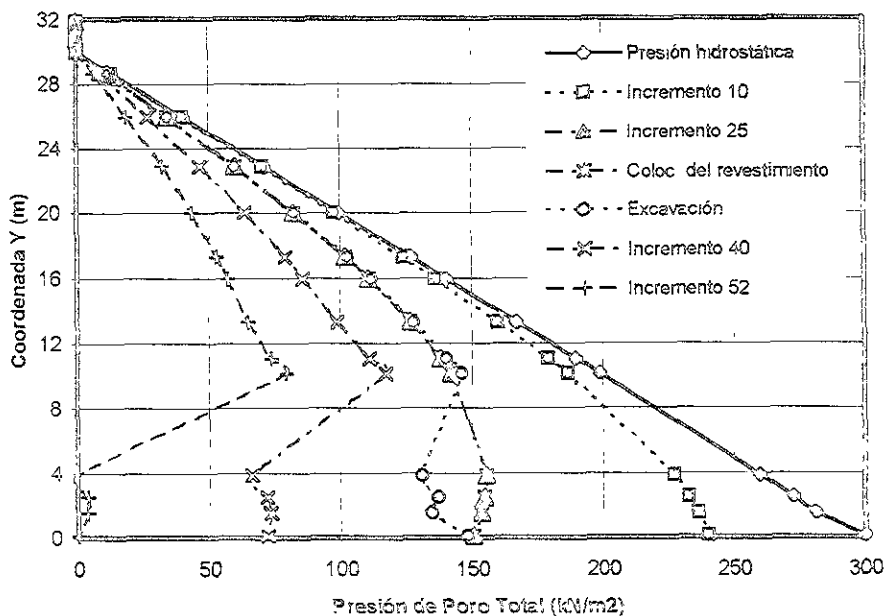


Figura 6.1.2. Variaciones de presiones de poro para diferentes instantes de tiempo

La presión en la cara drenante es nula después de 50 años, contados a partir de la colocación del revestimiento, como se puede ver en la Figura 6.1.2.

Las condiciones hidrodinámicas utilizadas para el análisis no son prescritas, sino que son resultado del análisis de consolidación en el que intervienen todos los factores de influencia como son la geometría, los parámetros del suelo y las condiciones de frontera, de tal manera que todas estas condiciones son compatibles con el equilibrio y la conservación de masa de todo el sistema.

6.1.4.2. ETAPA DE EXCAVACIÓN Y COLOCACIÓN DEL REVESTIMIENTO

Durante la etapa de excavación a fin de evitar el colapso o la deformación excesiva del subsuelo en la periferia del túnel, los elementos constructivos como son el escudo, ademe temporal y revestimiento están diseñados para lograr un adecuado soporte, de manera que se puede considerar que la excavación y la colocación del revestimiento se proceden de manera simultánea. Esta hipótesis no precisamente es conservadora, sin embargo no está tan alejada de la realidad si la calidad de la construcción es bien controlada. En la modelación numérica se observó que si la excavación y colocación del revestimiento se colocan al mismo tiempo, las deformaciones resultantes del subsuelo son excesivas, presentándose valores numéricos demasiado grandes y por lo tanto, incongruentes; por tal motivo, se decidió modelar la construcción en dos etapas desfasadas.

Se consideró que la colocación del revestimiento antecediera a la excavación por un intervalo de tiempo tan pequeño como el correspondiente a 1 segundo, lográndose de esta manera la estabilidad numérica del análisis. También se consideró que la excavación se realizara en el transcurso de 1 semana, para acercar estas hipótesis a la construcción real. La modelación anterior, no provoca ningún tipo de inestabilidad numérica al programa, y si en cambio, permite modelar una especie de ademe temporal o introducción del escudo en la abertura del túnel.

6.1.5. CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA DEL ELEMENTO FINITO

Este análisis se realizó con una malla no estructurada de 804 elementos triangulares y 446 nodos, la que puede verse en la Figura 6.1.3., tomándose la mitad de la malla por considerarse un problema simétrico en el sentido vertical.

En las condiciones de frontera para la primera etapa correspondiente a este caso, se permite el movimiento vertical (dirección y) en las caras izquierda y derecha de la malla, así como movimiento horizontal (dirección x) en la cara inferior, quedando fijos únicamente los nodos límites inferiores izquierdo y derecho (ver Figura 6.1.3); en la segunda etapa se mantienen las condiciones de frontera anteriores.

En la etapa de excavación se restringen los nodos superior e inferior del contorno del túnel al giro, permitiendo el desplazamiento vertical como se puede ver en la Figura 6.1.4. Estos nodos se encuentran en el eje de simetría paralelo al eje y ; finalmente, para la última sección de modelado, se mantienen las condiciones de frontera hasta aquí descritas.

En las Figuras 6.1.3. y 6.1.4. se pueden ver las condiciones de frontera que permiten dar continuidad al túnel, de manera que se restringe el giro en los puntos inferior y superior del túnel en la modelación, lo que a su vez permite entender las condiciones de frontera dadas a los modelos elástico y poroelástico que determinan las condiciones de no giro en las fronteras que dan la continuidad simétrica al túnel.

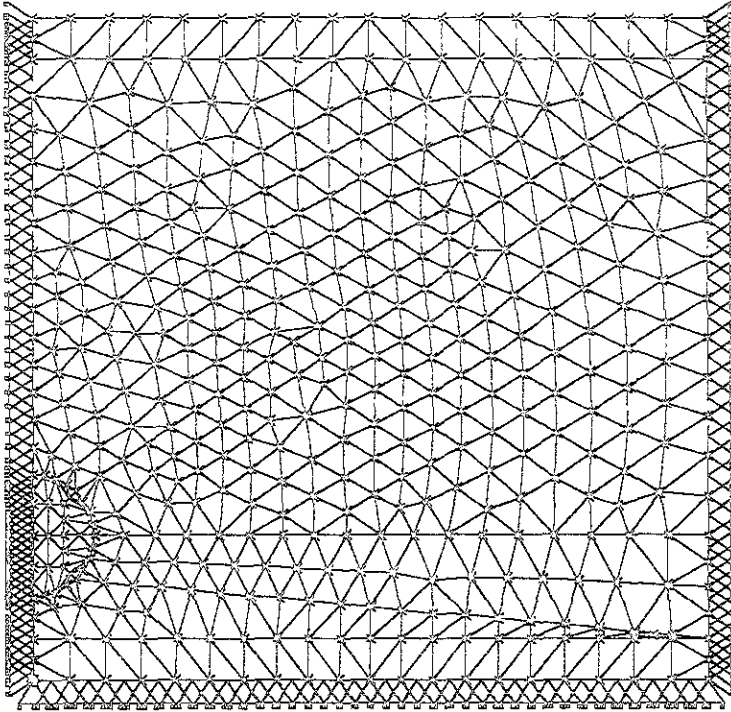


Figura 6.1.3. Malla de elemento finito utilizada en el hundimiento regional antes de la excavación.

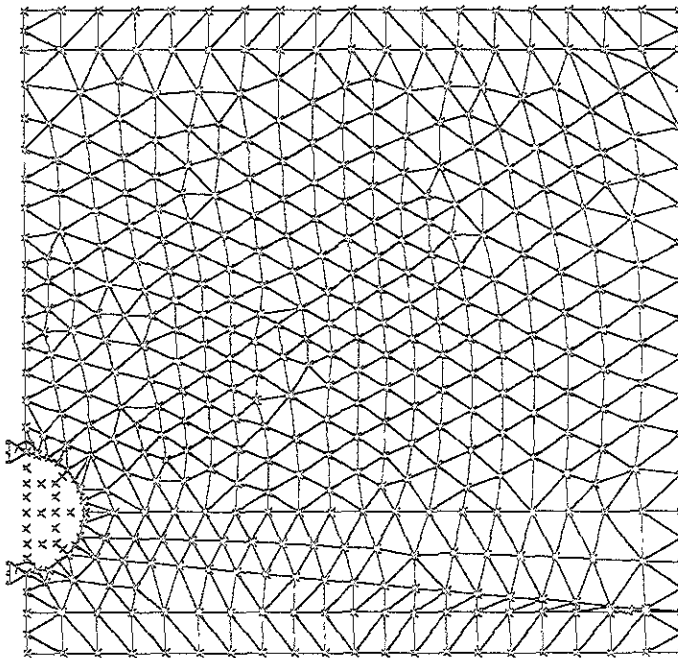


Figura 6.1.4. Malla de elemento finito utilizada en el hundimiento regional al realizarse la excavación.

6.2. RESULTADOS

Los resultados que se muestran a continuación están divididos en dos partes fundamentales, los primeros corresponden a los obtenidos aplicando todas las etapas de modelación descritas en la sección 6.1, lo que en sí es el resultado del hundimiento regional que involucra el efecto de bombeo aplicado al estrato analizado y las segundas comprenden la suspensión total del bombeo, para el mismo estrato descrito.

6.2.1. RESULTADOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

Se presentan a continuación los resultados correspondientes al hundimiento regional para el tiempo final del análisis; en la Figura 6.1. se ven los desplazamientos sufridos por el túnel a través del proceso del hundimiento del suelo. En esta figura se puede ver claramente la tendencia que sigue la deformación de la estructura, apreciándose la geometría original determinada por la línea continua; con respecto a ésta y como es de esperarse, el túnel se desplaza verticalmente hacia abajo sin que se observen movimientos horizontales de importancia, lo que puede verse por medio de la línea con símbolos cuadrados; este efecto se atribuye al efecto del proceso de bombeo generado en el estrato drenante. En la Figura 6.2. se presentan los valores de los desplazamientos verticales del túnel, siendo los de la clave mayores que los experimentados en la cubeta, esta posición es la más cercana a la capa en donde se genera el bombeo.

En la Figura 6.3. se presentan los desplazamientos para tres incrementos correspondientes a la etapa de construcción del túnel la que está representada por símbolos cuadrados, para el incremento 40 representado por círculos y para el incremento 52 correspondiente al tiempo final del análisis representado por triángulos; en esta figura es fácil observar que el diámetro del túnel en la dirección vertical disminuye de un valor de 6 m a 5.6 m aproximadamente, manteniéndose esta deformación hasta el incremento 52; los desplazamientos horizontales que se desarrollan son muy pequeños como se ve en la Figura 6.7.

La superficie del terreno sufre mayores deformaciones, las que van disminuyendo a medida que la profundidad va decreciendo con respecto al estrato de bombeo; lo anterior es explicable debido a que en la superficie se tiene la acumulación de los desplazamientos de todo el estrato. La malla deformada se presenta en la Figura 6.4. y en la Figura 6.5. se observan los desplazamientos de los puntos A y B que se encuentran en la superficie del terreno. El desplazamiento diferencial final que se presenta entre estos dos puntos es de 8.2 cm.

El desplazamiento diferencial se presenta a partir de la excavación del túnel en el medio, debido a que el túnel tiene una rigidez mayor que la del suelo, por lo que los desplazamientos por arriba de la clave del túnel son menores como se ve en la Figura 6.5.

Figura 6.1. DESPLAZAMIENTOS RADIALES DEL TÚNEL
(Incremento 52)

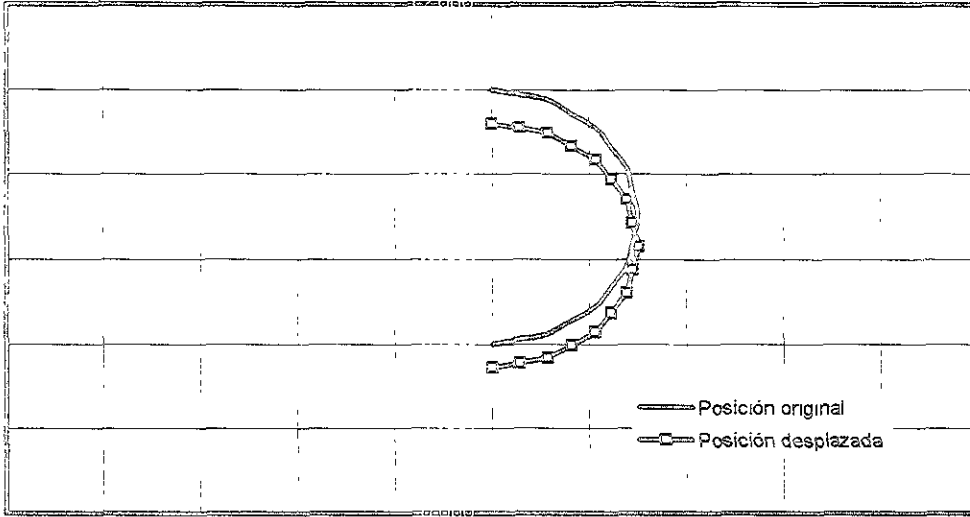
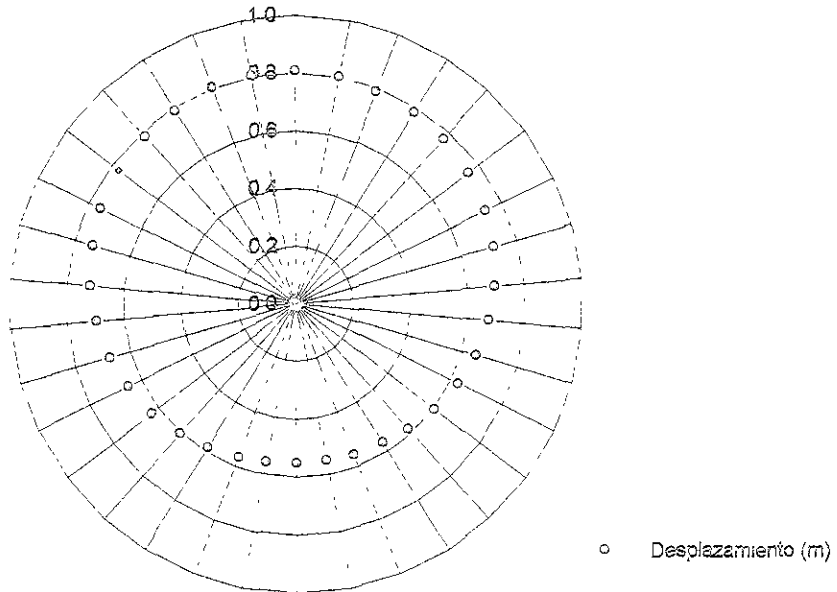


Figura 6.2. DESPLAZAMIENTOS RADIALES EN EL CONTORNO DEL
TÚNEL (Incremento 52)



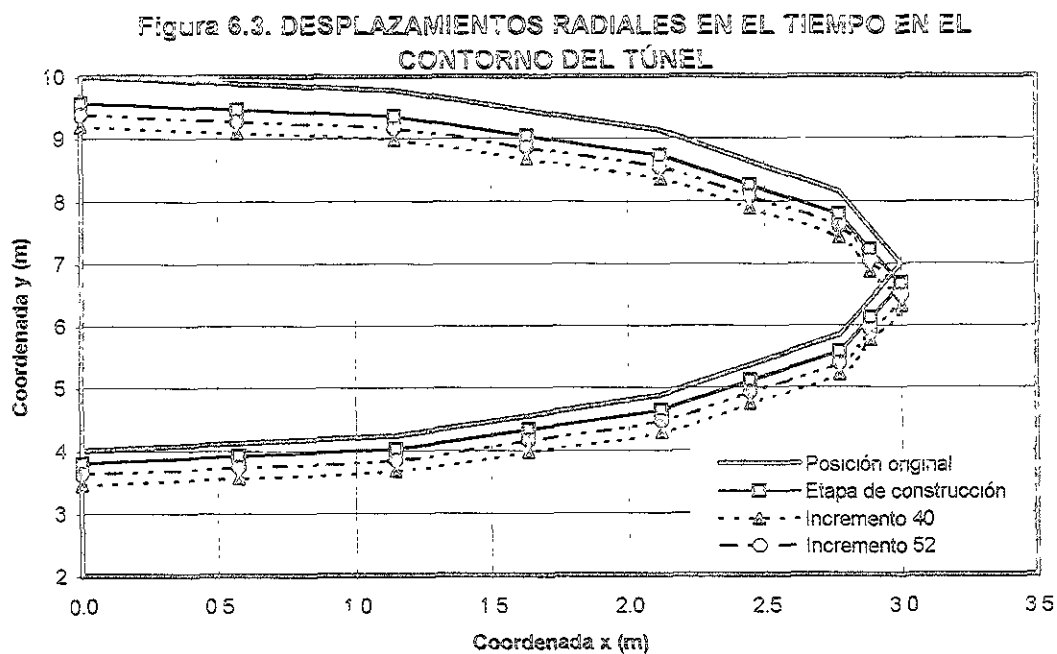


Figura 6.4. MALLA DEFORMADA A LOS 50 AÑOS DE LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL

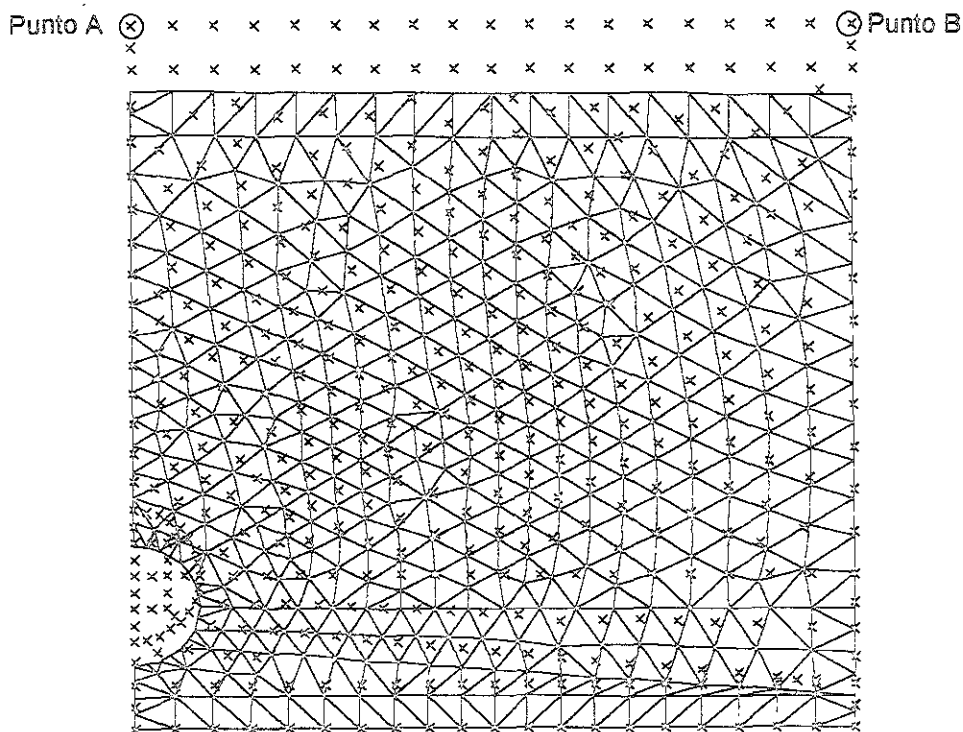
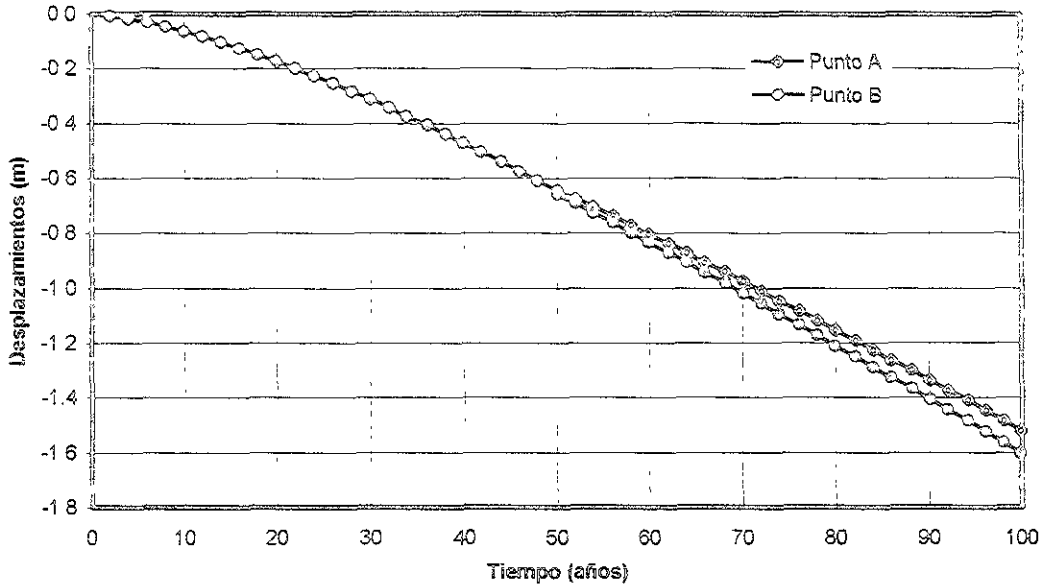
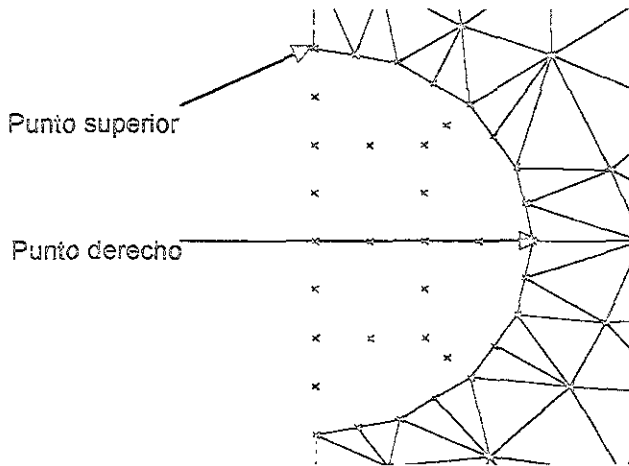


Figura 6.5. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO



De las Figuras 6.6. a 6.7. se relatan los desplazamientos que se generan en dos puntos específicos elegidos en el túnel, los que se denotan como punto superior y punto derecho, como se puede ver en el siguiente esquema el que corresponde a la mitad de la excavación modelada:



En las Figuras 6.6., 6.7. y 6.8. se ven las historias de los desplazamientos con respecto al tiempo (100.02 años en total) en la dirección vertical y horizontal. Es interesante observar en la Figura 6.6. los movimientos verticales que se presentan antes de que se lleve a cabo la construcción del túnel, en donde

al iniciarse el bombeo los movimientos del punto superior y del punto derecho son similares y con un valor inicial de 0 m; posteriormente los desplazamientos que se desarrollan comienzan a separarse cuando el efecto de bombeo va avanzando con respecto al tiempo. Antes de la construcción, el punto superior experimenta un desplazamiento de 45 cm contra un valor de 36 cm experimentados por el punto derecho del túnel, de manera que las deformaciones no son simétricas ni con una variación lineal en el tiempo. incrementándose la velocidad de los asentamientos a medida que el bombeo avanza, aún cuando la etapa modelada del bombeo presenta una variación lineal. Al momento de construirse el túnel se observa en estos mismos resultados una recuperación del asentamiento generada por la diferencia de rigidez entre el túnel y el suelo, para posteriormente presentarse una rapidez en la variación de los desplazamientos prácticamente constante.

Es importante señalar, que la presencia del túnel disminuye los desplazamientos en el tiempo en la zona en donde se encuentra éste; en caso de no existir la construcción, los desplazamientos seguirían desarrollándose con la misma velocidad que se presenta antes de la construcción, de manera que el desplazamiento alcanzado al final del tiempo en los puntos derecho y superior sería de mayor magnitud.

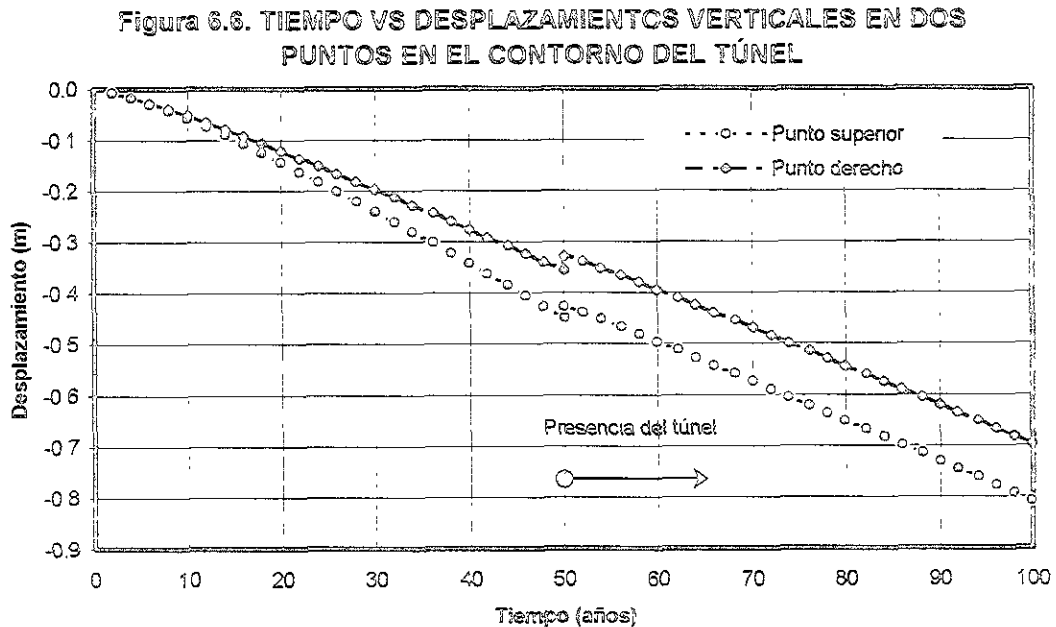
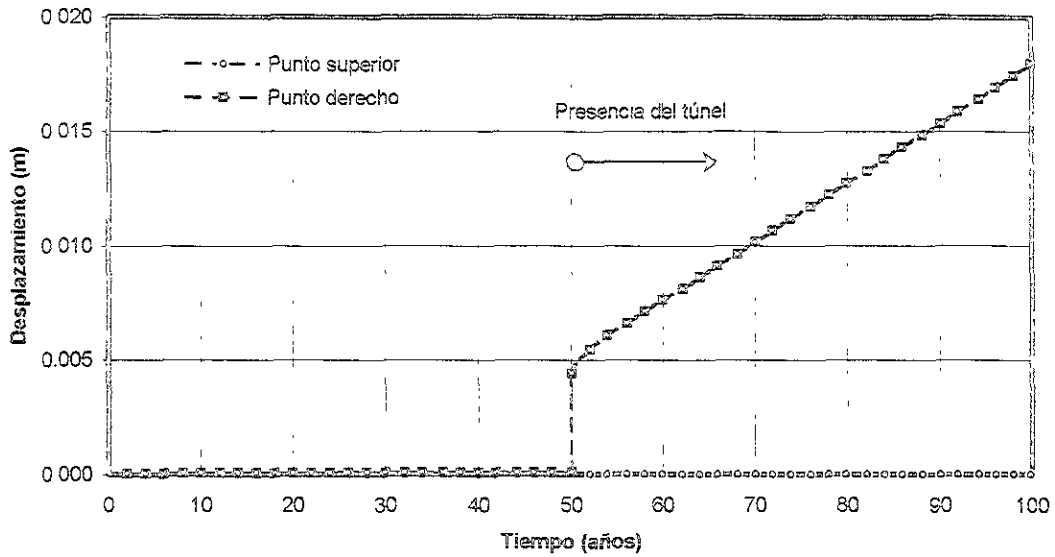
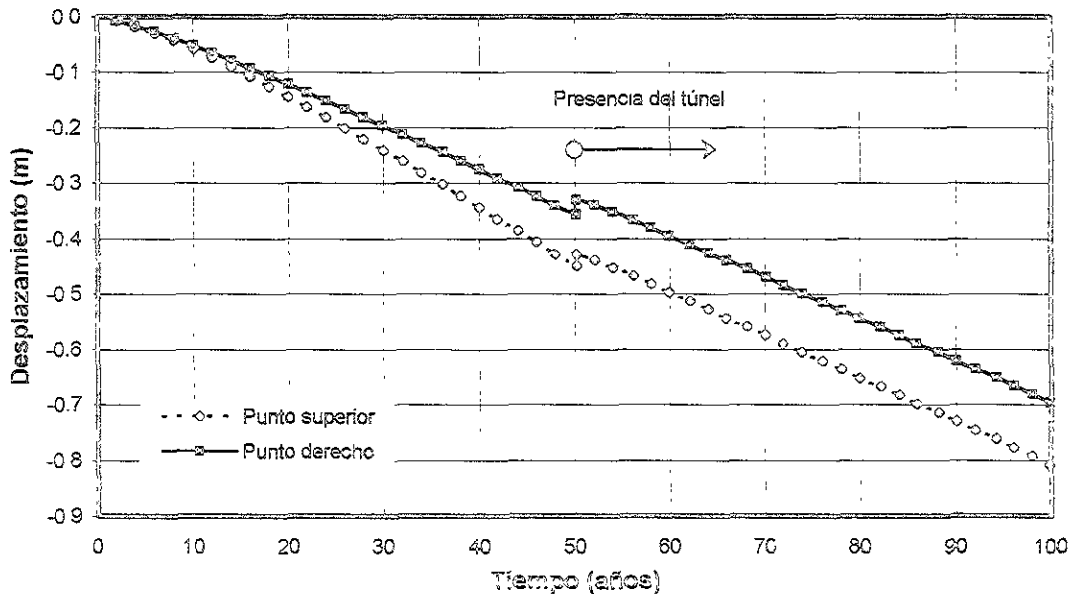


Figura 6.7. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN DOS PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL



En la Figura 6.7. se puede ver que por la simetría del problema analizado, el punto superior no sufre desplazamientos horizontales, registrándose un movimiento horizontal en el punto derecho de muy pequeña magnitud al momento de la excavación de 5 cm hasta un valor de 1.8 cm para el tiempo final del análisis (100 años), con una rapidez de incremento constante a lo largo del intervalo del tiempo escogido, lo que implica un achatamiento del túnel en el sentido horizontal.

Figura 6.8. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS RADIALES EN DOS PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL



Para la Figura 6.8. se observan los desplazamientos radiales que sufre el sistema, es decir la combinación de los desplazamientos verticales y horizontales, predominando la influencia de los primeros en el hundimiento regional.

En la Figura 6.9. se presentan los contornos de los momentos flexionantes en el revestimiento para 50, 80 y 100 años. A partir de la colocación del revestimiento (50 años), los valores de los momentos crecen gradualmente, lo que se debe principalmente al incremento de los desplazamientos y a la redistribución de los esfuerzos por el proceso de hundimiento. Los puntos superior y derecho son los que presentan el valor máximo de los momentos en el contorno del túnel.

La variación de los momentos con respecto al tiempo se muestra en la Figura 6.10.; como se ha comentado, la excavación se realizó a partir del año 50 del inicio del bombeo. Los momentos se presentan con iguales signos, para ver la diferencia que se genera en cuanto a las magnitudes de éstos, observándose que son prácticamente del mismo valor, con variaciones que carecen de significado para los fines de esta comparación, lo que hace concluir que para el túnel en cuestión, el hundimiento regional produce una distribución de momentos esencialmente simétrica.

El momento que inicialmente se presenta tiene una magnitud de 75 kN-m, el que varía linealmente hasta llegar a un valor de 270 kN-m después de 50 años de construido el túnel.

Figura 6.9. MOMENTOS GENERADOS EN EL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL PARA DIFERENTES INCREMENTOS (kN-m)

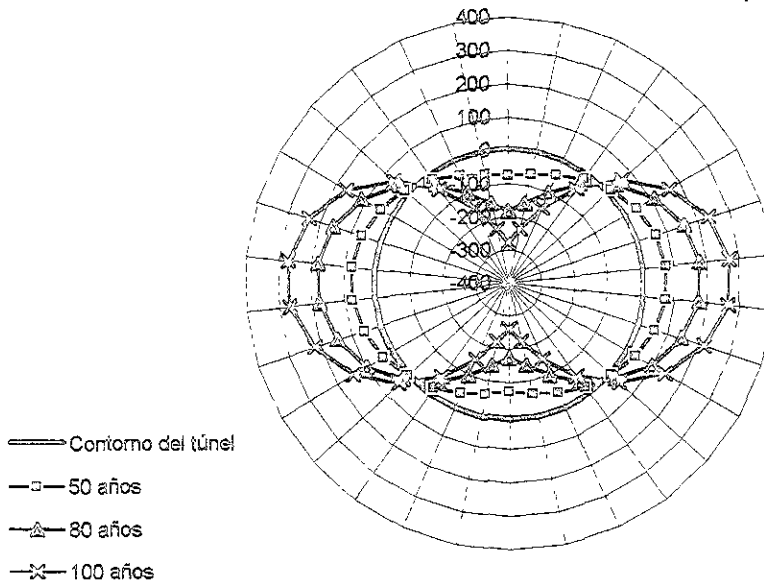
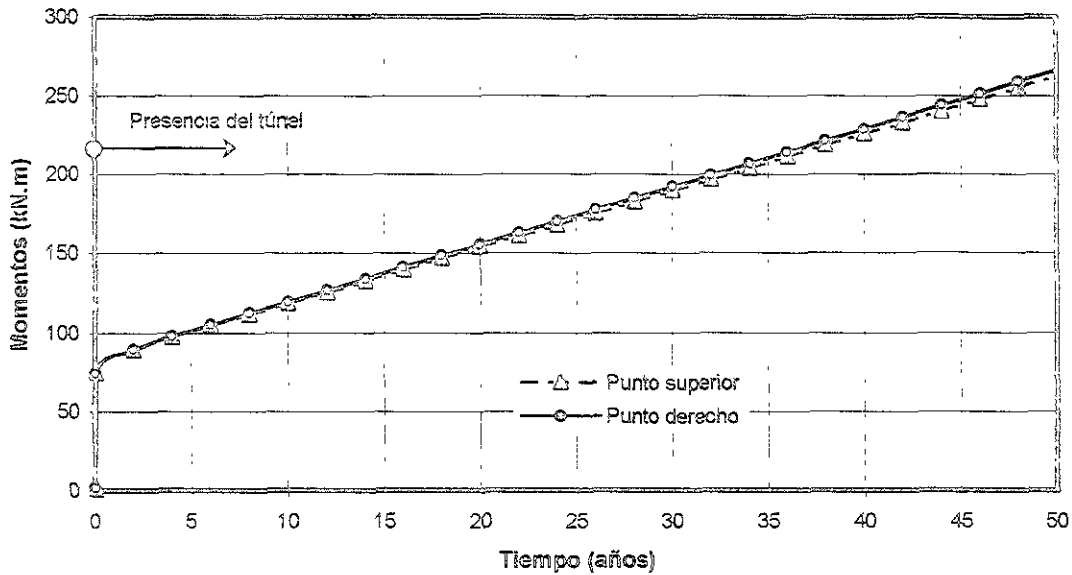


Figura 6.10. TIEMPO VS MOMENTOS GENERADOS EN DOS PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL



Para finalizar los resultados correspondientes a esta parte del análisis, se presenta la historia de los esfuerzos verticales y horizontales en las Figuras 6.11. y 6.12., los que se dan en términos de esfuerzos totales. La primera figura muestra que los esfuerzos verticales totales antes de la construcción del túnel, se mantienen constantes con un valor equivalente al peso propio, los que son de 222 kN/m^2 para la clave y de 253 kN/m^2 para la pared del túnel, mientras que los efectos horizontales decrecen con el tiempo de bombeo, con una rapidez de reducción que no es constante, presentándose mayor velocidad de decremento a medida que el bombeo se prolonga con el tiempo; se nota a su vez que los esfuerzos horizontales totales en los dos puntos elegidos para obtener los resultados que se han venido manejando, tienden a acercarse conforme el bombeo avanza, condición que implica que el suelo pierde su confinamiento gradualmente si éste se encuentra en proceso de consolidación regional.

Después de que se coloca el revestimiento, el patrón de distribución de los esfuerzos totales en cuanto a su distribución y evolución en el tiempo se modifica radicalmente, encontrándose que en los esfuerzos verticales se registra un significativo incremento instantáneo en ambos puntos, hasta que el valor de ambos llega prácticamente a igualarse con valores de 268 y 275 kN/m^2 para el punto superior y derecho respectivamente; a partir de este instante el esfuerzo en la clave del túnel se incrementa paulatinamente y de manera lineal en el tiempo, mientras que el efecto experimentado por el punto derecho en cuanto a los esfuerzos verticales es contrario, debido a que en este lado del túnel los esfuerzos disminuyen; la rapidez de este cambio es similar en los dos puntos y se mantiene a una velocidad constante durante el proceso de bombeo. Los esfuerzos horizontales por su parte registran un incremento instantáneo, el que es más significativo en el caso del punto derecho, notándose apenas un pequeño cambio en la clave; condición que se presenta debido a la redistribución de los esfuerzos producto de la construcción del túnel. Los esfuerzos horizontales siguen con su decremento en el tiempo, notándose una vez más que la disminución experimentada por el punto derecho es mucho mayor con respecto al registrado en el punto superior.

En las Figuras 6.13., 6.14. y 6.15. se presentan los contornos para la variación de los esfuerzos verticales totales en todo el estrato para tres etapas correspondientes al primer incremento, para la etapa de construcción y para el tiempo final del análisis respectivamente y las Figuras 6.16., 6.17. y 6.18. presentan los esfuerzos horizontales totales para los mismos incrementos.

Se concluye de estas figuras que los esfuerzos verticales sufren una redistribución al momento de realizarse la excavación y la colocación del revestimiento, transfiriéndose y concentrándose en el tiempo en el techo del túnel como se puede ver en la Figura 6.15., pasando a este estado después de localizarse zonas en el contorno del túnel, en donde se observa una disminución de los esfuerzos, lo que es producto del alivio de esfuerzos producto de la excavación, lo anterior puede verse en la Figura 6.14.; por otro lado, los esfuerzos horizontales que aportan un favorable soporte al túnel se ven disminuidos a lo largo del tiempo del análisis, notándose este efecto en las Figuras 6.17. y 6.18.

La conjugación de los efectos observados en ambos esfuerzos, generan una sobrecarga en el techo del túnel, lo que provoca momentos positivos en la clave y negativos en la pared, haciéndose necesario revisar la posibilidad de localizar zonas de mayor refuerzo del revestimiento en las zonas que presentan este comportamiento.

Figura 6.11. TIEMPO VS ESFUERZOS TOTALES VERTICALES EN DOS PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL

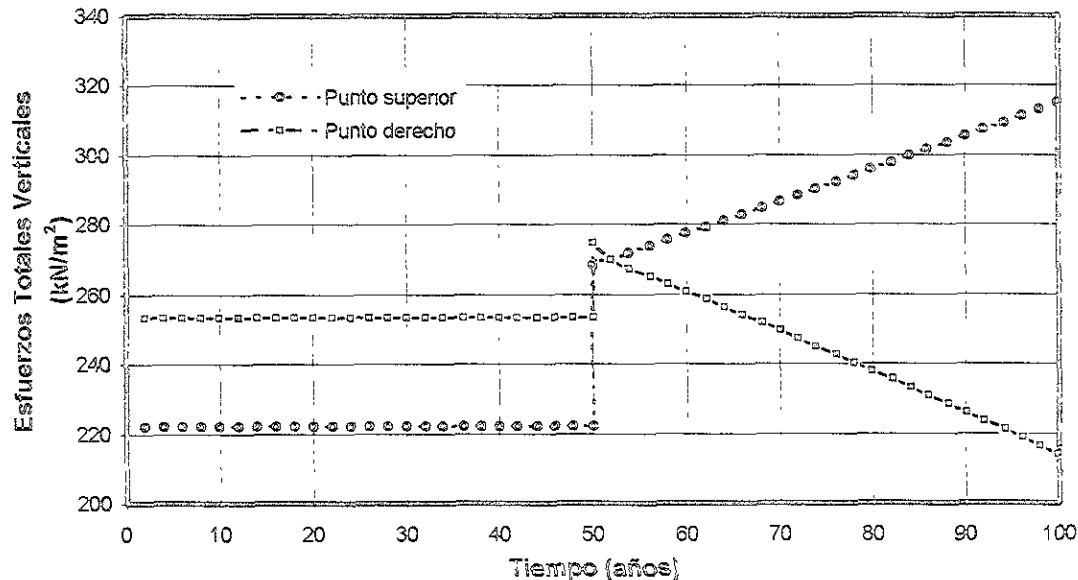


Figura 6.12. TIEMPO VS ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES EN DOS PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL

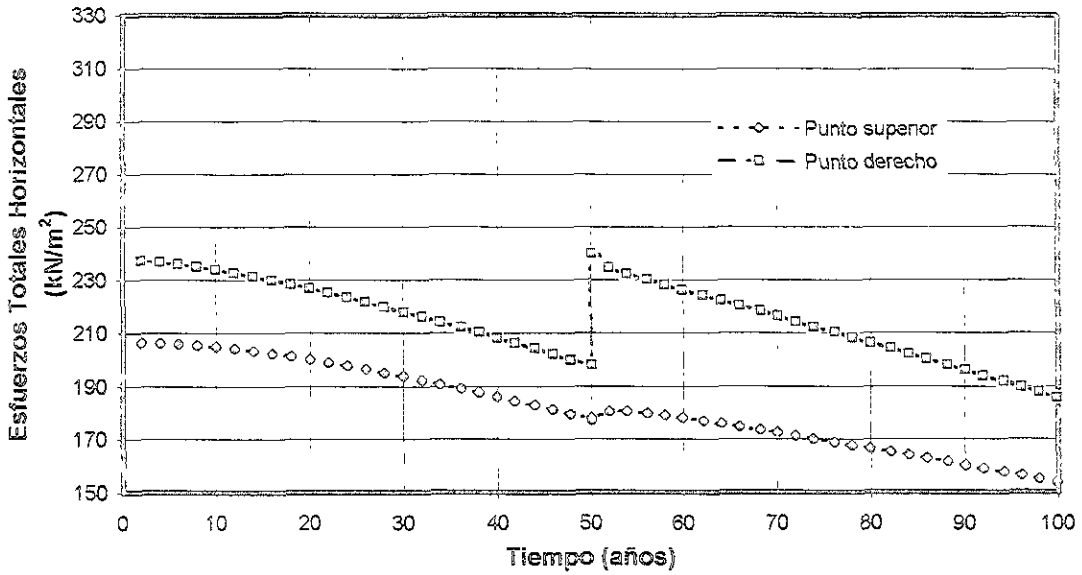


Figura 6.13. ESFUERZOS TOTALES VERTICALES PARA EL PRIMER INCREMENTO (incremento 1)

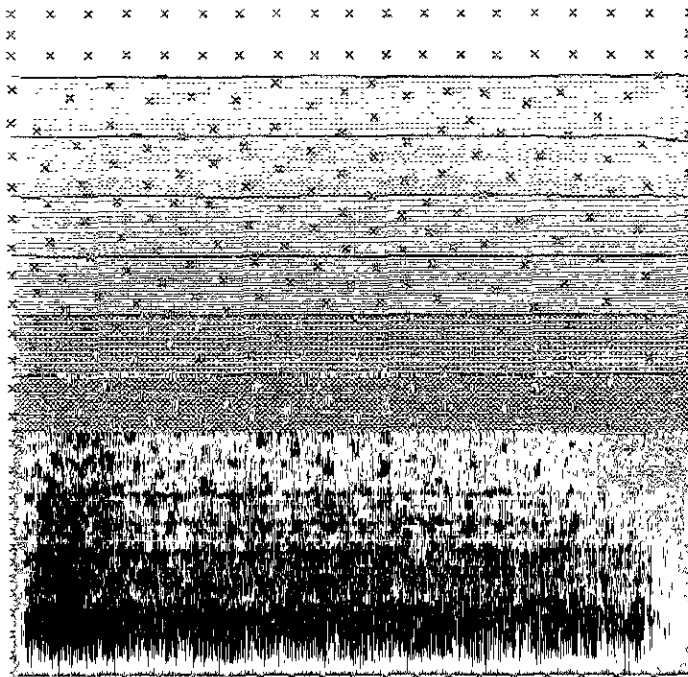


Figura 6.14. ESFUERZOS TOTALES VERTICALES PARA EL MOMENTO DE LA CONSTRUCCIÓN
(Incremento 27)

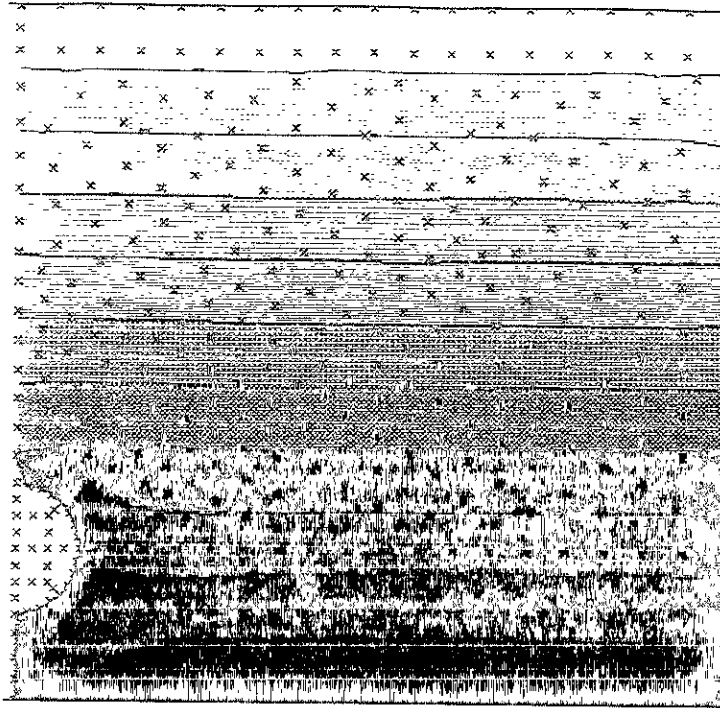


Figura 6.15. ESFUERZOS TOTALES VERTICALES PARA EL TIEMPO FINAL DE ANÁLISIS
(Incremento 52)

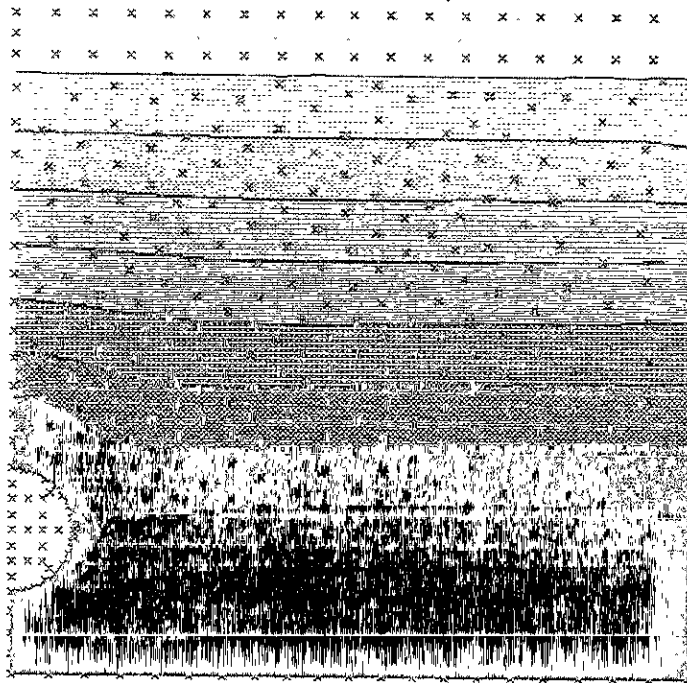


Figura 6.16. ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL PRIMER INCREMENTO
(Incremento 1)

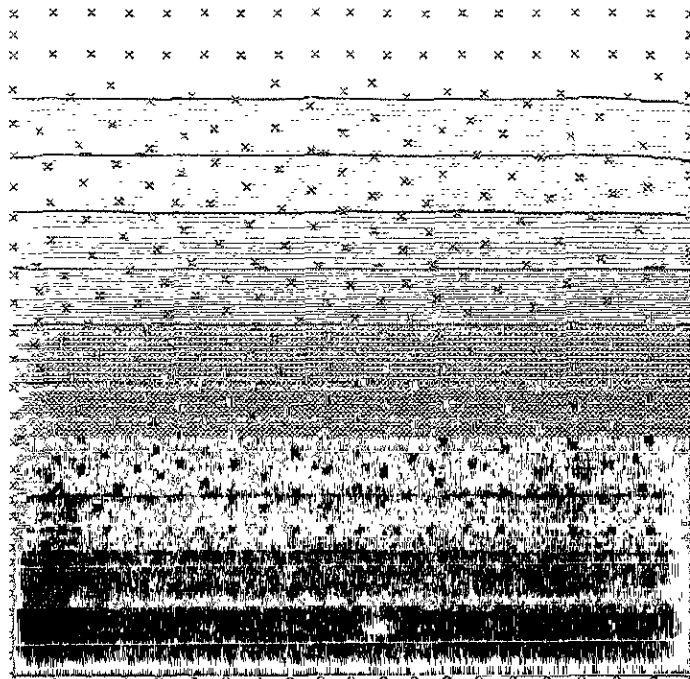


Figura 6.17. ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL MOMENTO DE LA CONSTRUCCIÓN
(Incremento 27)

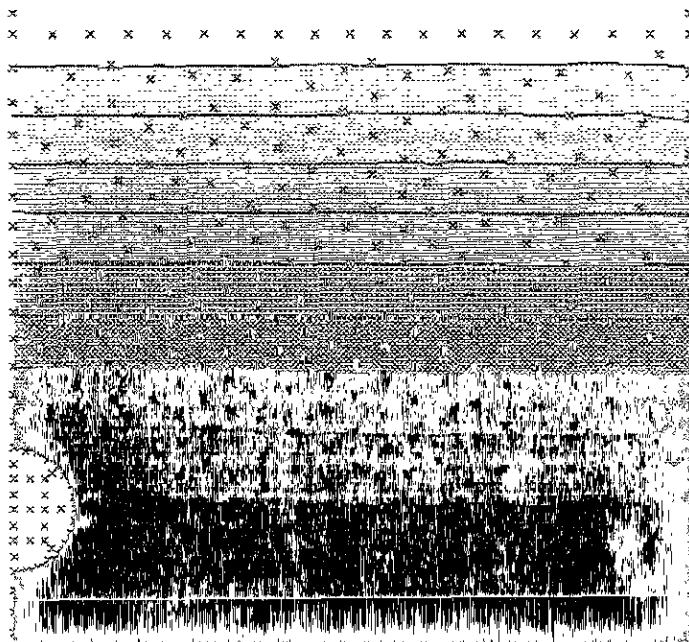
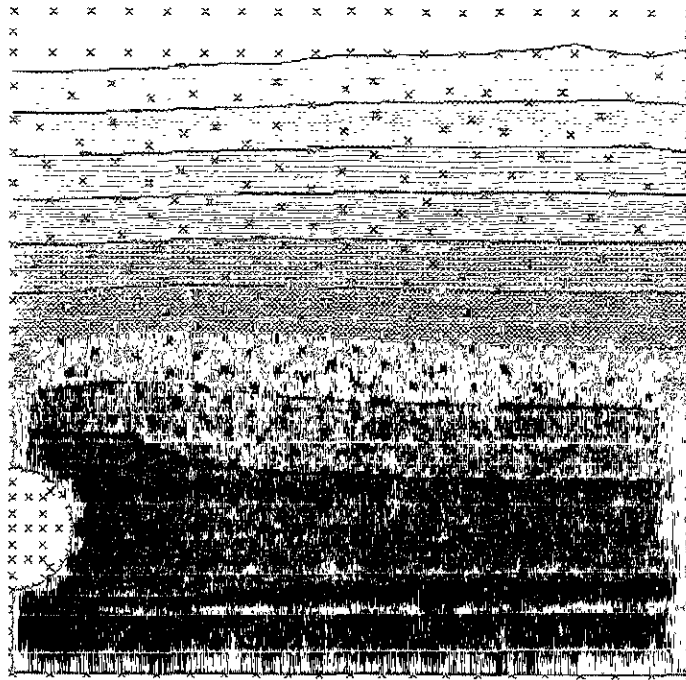


Figura 6.18. ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL TIEMPO FINAL DE ANÁLISIS
(Incremento 52)



De todos los resultados obtenidos para este análisis, se concluye que los desplazamientos verticales en la zona del túnel disminuyen con respecto a la zona aledaña, por lo que es necesario verificar las condiciones de la superficie para evitar daños en las estructuras cercanas a la ubicación del túnel, por otro lado, se hace necesario revisar la posibilidad de reforzar el recubrimiento en la clave y la pared, para evitar daños, los que incluyen agrietamiento debido a los momentos generados en el revestimiento consecuencia del hundimiento regional.

A su vez la redistribución que presentan los esfuerzos verticales totales con el tiempo, denotan la importancia de revisar el diseño final del techo de la construcción, en donde se presenta una concentración de los esfuerzos verticales que provocan un incremento en el peso que éste soporta. En cuanto a la variación de los esfuerzos horizontales totales que se presentan para estas condiciones de modelado, es difícil determinar una proporción en la disminución de éstos, sin embargo este efecto deja translucir una pérdida del confinamiento horizontal en el suelo, efecto que provoca que los momentos en el revestimiento se incrementen, debido al efecto aunado de la clave del túnel, que provoca una deformación mayor en el revestimiento.

Las condiciones de modelado son un factor importante para los resultados obtenidos en este capítulo, razón que permite concluir que el comportamiento resultante es particular de este modelo; sin embargo puede generalizarse el sentido de que el hundimiento generado por el bombeo, provoca cambios importantes en los elementos mecánicos en el revestimiento y redistribuciones en los esfuerzos en la masa de suelo, que exigen un diseño más estricto y detallado en los túneles que se encuentren albergados en arcillas que sufran este tipo de efectos, para obtener un funcionamiento óptimo a largo plazo de estas estructuras.

Es necesario aclarar, que en la práctica se generan asentamientos transversales y longitudinales en la superficie del terreno al momento de realizar la construcción del túnel, debidos a la fluencia de las paredes y consolidación del suelo remoldeado alrededor de la cavidad, condición que en este análisis no se ha modelado, debido a la complejidad de reproducir este efecto. Otro factor importante es el del comportamiento tridimensional, que genera cambios en el hundimiento dependiendo de las condiciones de bombeo a las que se encuentre sometido el punto de análisis, condición que podría generar cambios de pendiente, en algunos casos negativa, como ha venido ocurriendo con las redes de drenaje de la ciudad de México, haciéndose necesario realizar varios análisis, que determinen de manera puntual las condiciones de los desplazamientos, los momentos y la redistribución de esfuerzos totales que se den a lo largo de la línea del túnel; por otro lado es necesario revisar las sobrecargas a las que se encuentre sometido el sistema, analizando las condiciones más desfavorables para cada caso específico. Las condiciones anteriores, permitirían el diseño óptimo de túneles sometidos al proceso de hundimiento regional.

Con la metodología anteriormente seguida, pueden llevarse a cabo revisiones de los túneles ya existentes, de manera que se puedan determinar las condiciones en que éstos se van a encontrar con el tiempo, y si se hace necesario tomar medidas de precaución que eviten la falla parcial o total de estas estructuras, que a su vez provoquen daños en la superficie del terreno en donde se encuentran albergados.

Finalmente se hace hincapié en que es necesario realizar un análisis paramétrico para este tipo de construcciones, mismo que requiere la recopilación de la historia piezométrica, con la que se permita llevar a cabo un diseño adecuado, así como de los perfiles estratigráficos para diferentes sitios de análisis.

6.2.2. RESULTADOS DE LA SUSPENSIÓN DEL BOMBEO

Se presentan a continuación los resultados correspondientes a la influencia que tiene el que no exista bombeo en el estrato arcilloso para el mismo intervalo de tiempo; las características geométricas y las propiedades del suelo y del revestimiento son las mismas que para los resultados del hundimiento regional analizado en la sección 6.2.1.

Se presentan en las siguientes gráficas los desplazamientos que se generan en el contorno del túnel los que se ven en las Figuras 6.19., 6.20., y 6.21., tomándose el punto superior y derecho como se tomó en el caso del hundimiento regional y el punto inferior adicionado a estos resultados, corresponde al de la cubeta del túnel, el que se encuentra ubicado 6 m abajo en la misma dirección del punto superior y de la posición original del túnel. En el caso de la Figura 6.19. no se observan desplazamientos verticales antes de la construcción del túnel, observándose posteriormente a este punto un desplazamiento vertical hacia arriba debido al cambio de rigidez producto de la construcción del túnel, los desplazamientos para los tres puntos oscilan entre los 2.7 cm, generándose después de este tiempo incrementos adicionales de pequeña magnitud hasta estabilizarse en un valor de aproximadamente 4.5 cm. La Figura 6.20. nos describe la historia de los desplazamientos horizontales, los que para el punto superior son nulos y para el punto derecho son prácticamente cero, luego de este efecto se tiene una disminución momentánea la que tiende a recuperarse hasta un determinado valor para posteriormente permanecer constante. En este caso los desplazamientos verticales también presentan una mayor influencia con respecto a las deformaciones horizontales. La Figura 6.21. presenta el efecto de los desplazamientos radiales, los que tienen un comportamiento similar al descrito para la Figura 6.19.

Los resultados anteriores, muestran que el túnel emerge y se cierra al momento de la construcción, aunque con magnitudes muy pequeñas para los dos efectos.

Figura 6.19. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN TRES PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL

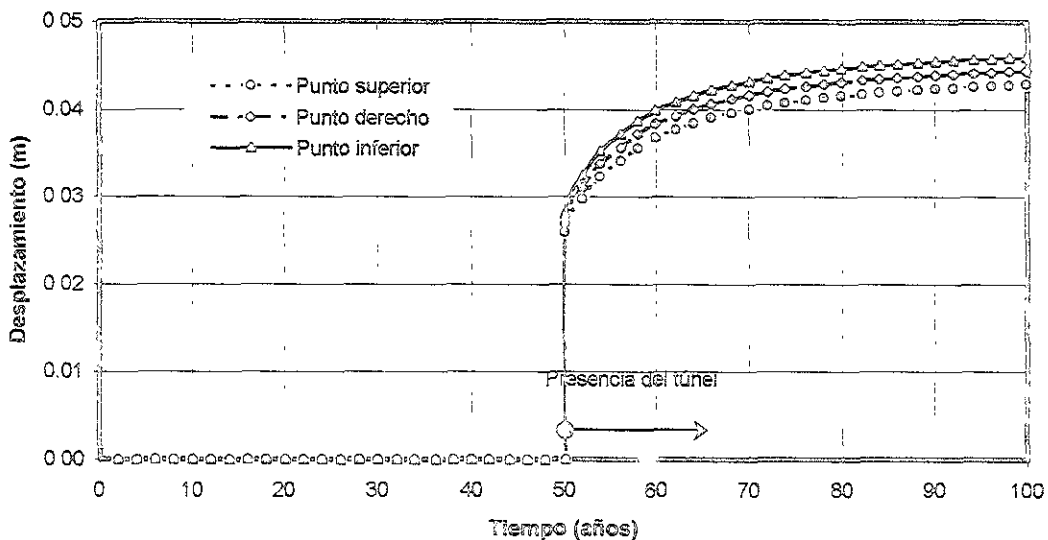


Figura 6.20. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN TRES PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL

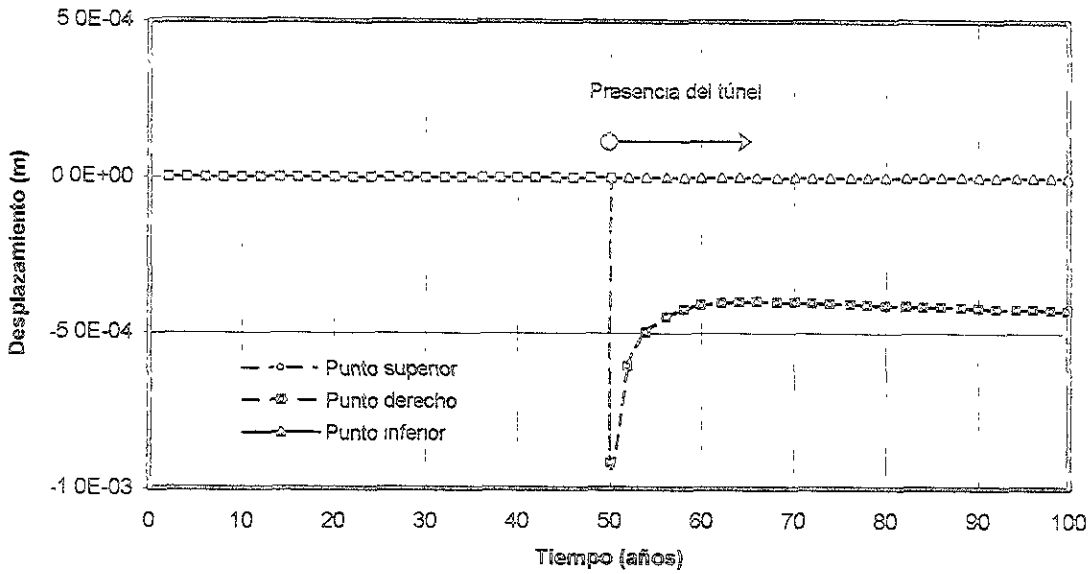
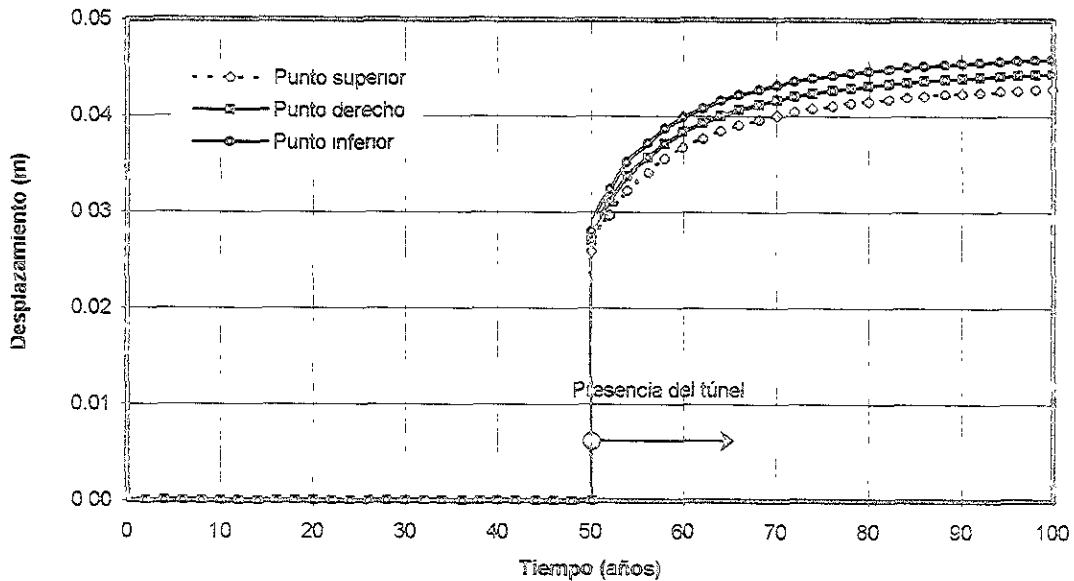


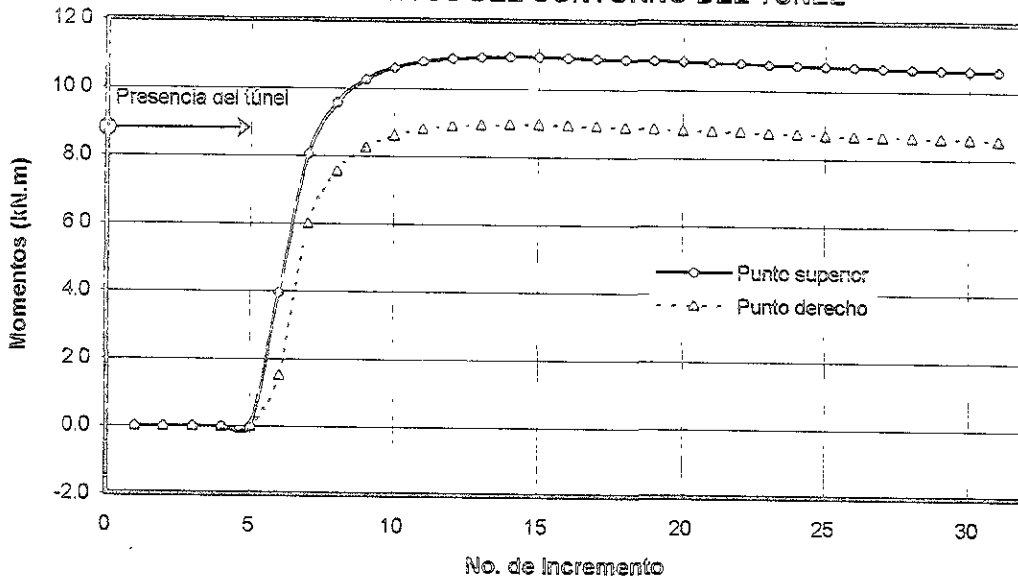
Figura 6.21. TIEMPO VS DESPLAZAMIENTOS RADIALES EN TRES PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL



Los momentos que se generan en el revestimiento producto de la consolidación son de magnitud muy pequeña, lo que se debe a las deformaciones bajas que experimenta el suelo. Los momentos se incrementan a partir del quinto incremento, que corresponde al final del lapso en que se construye el túnel, este incremento parte de un valor de 0 kN-m hasta 8 y 10 kN-m para el punto derecho y superior, respectivamente. Posteriormente a estos valores los momentos tienden a disminuir en una magnitud

prácticamente despreciable como se ve en la Figura 6.22., hasta estabilizarse al final de los incrementos analizados. Para esta gráfica el incremento cero corresponde al momento de iniciarse la construcción del túnel.

Figura 6.22. TIEMPO VS MOMENTOS GENERADOS EN DOS PUNTOS DEL CONTORNO DEL TUNEL



En cuanto a los esfuerzos verticales totales que se generan en el suelo, se puede ver en las Figuras 6.23. y 6.24. que éstos permanecen con los valores correspondientes al del peso propio *in situ* sin que se generen cambios hasta el instante en que se inicia la construcción del túnel, tiempo en el que tanto los esfuerzos verticales y horizontales se ven incrementados. En la Figura 6.23. se presentan los esfuerzos verticales totales, en donde para el punto superior se llega a un valor de 273 kN/m^2 y en el punto derecho a un valor de 269 kN/m^2 , valores que son muy parecidos entre sí. Para los esfuerzos horizontales también se observa un incremento, el que es mayor para el punto derecho y muy pequeño en el punto superior tomando valores de 280 kN/m^2 y 211 kN/m^2 respectivamente. Estos resultados nos indican que la construcción del túnel redistribuye los esfuerzos generados alrededor del túnel, siendo mayor en el punto superior para los esfuerzos verticales, y en el punto derecho para los esfuerzos horizontales. Todos estos cambios provocan cambios que afectan a la estructura en ambos sentidos, a pesar de que se generan desplazamientos y momentos en el revestimiento muy pequeños en el tiempo con respecto a los obtenidos en el análisis de hundimiento regional.

En las Figuras 6.25., 6.26., 6.27. y 6.28. se muestran los contornos de la redistribución que presentan los esfuerzos totales verticales y horizontales para el primer incremento y para el tiempo final del análisis.

Figura 6.23. TIEMPO VS ESFUERZOS TOTALES VERTICALES EN DOS PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL

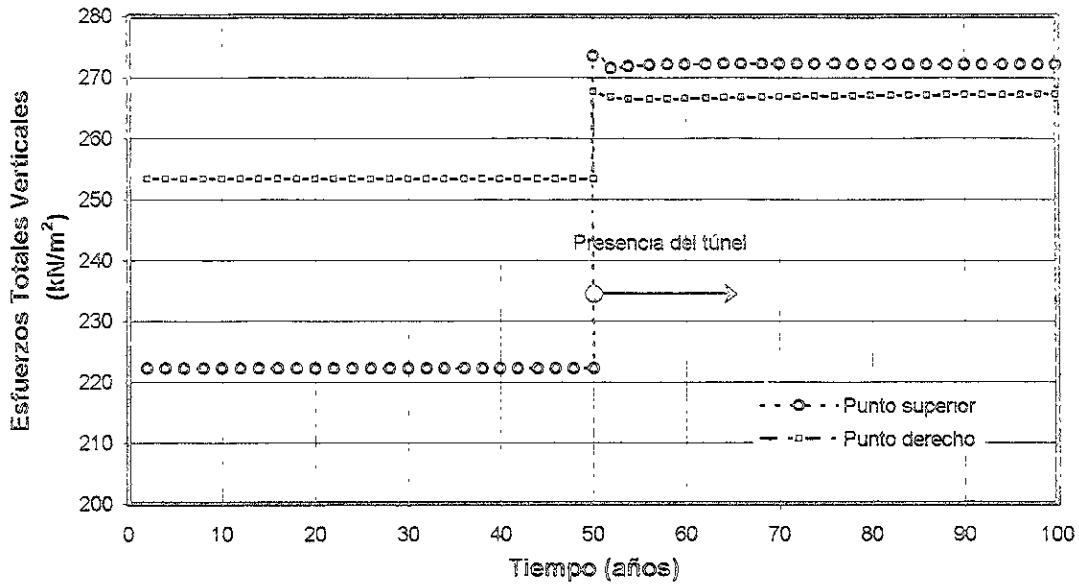


Figura 6.24. TIEMPO VS ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES EN DOS PUNTOS EN EL CONTORNO DEL TÚNEL

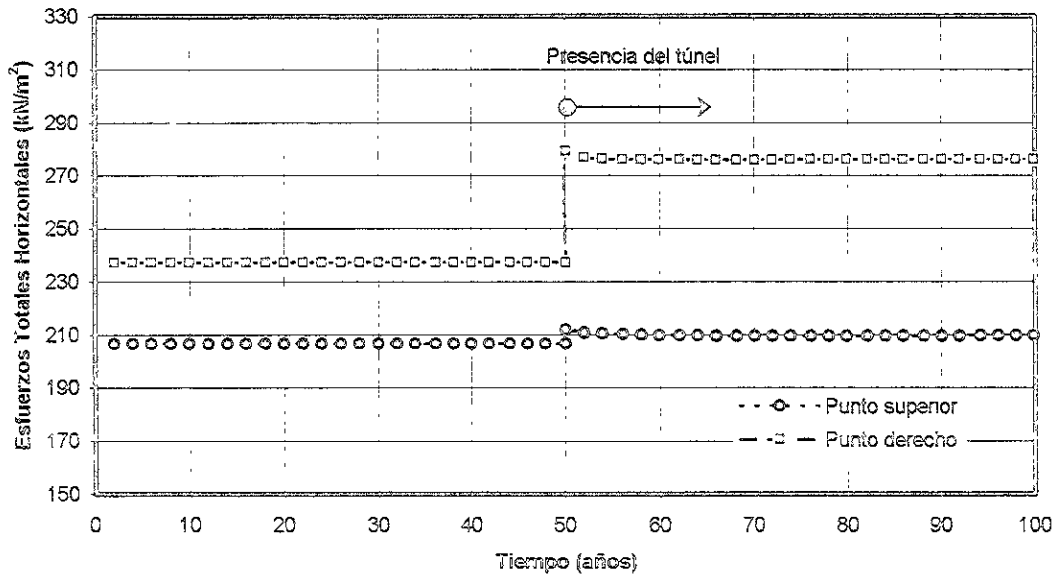


Figura 6.25. ESFUERZOS TOTALES VERTICALES PARA EL PRIMER INCREMENTO
(Incremento 1)

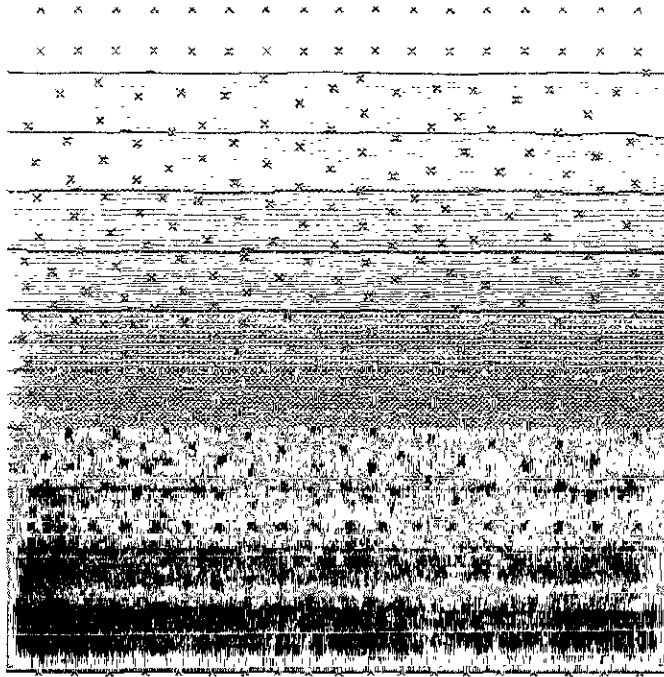


Figura 6.26. ESFUERZOS TOTALES VERTICALES PARA EL TIEMPO FINAL DE ANÁLISIS
(Incremento 52)

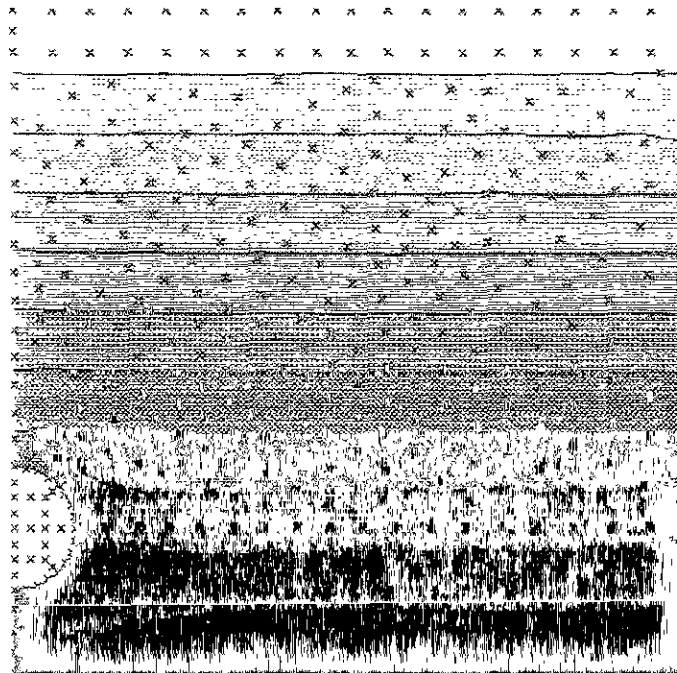


Figura 6.27. ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL PRIMER INCREMENTO
(Incremento 1)

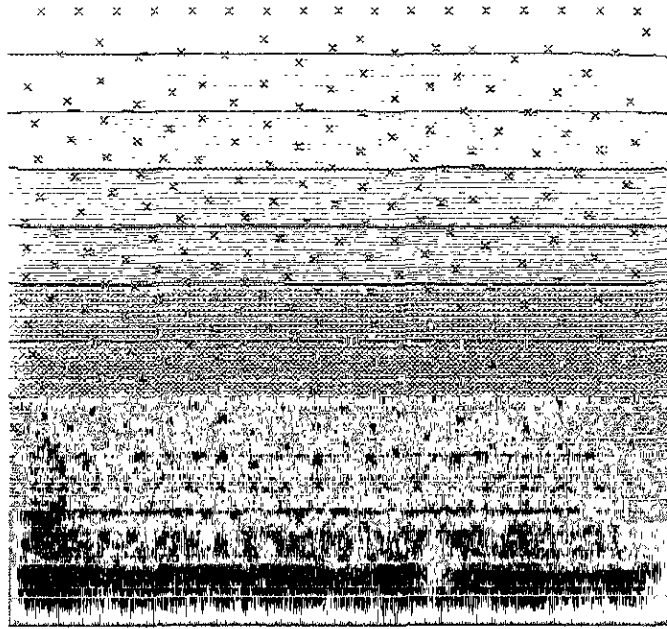
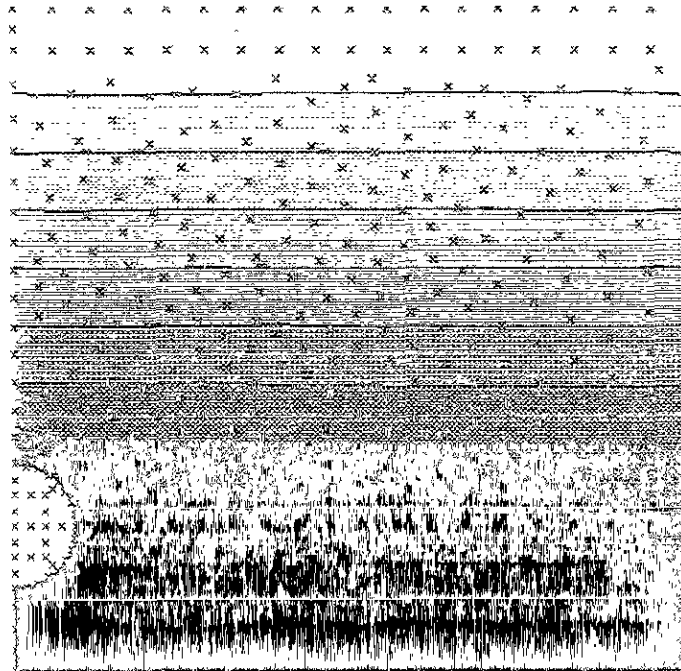


Figura 6.28. ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL TIEMPO FINAL DE ANÁLISIS
(Incremento 52)



En los contornos anteriores se ve para la Figura 6.25. que los esfuerzos verticales totales permanecen inalterados para el primer incremento, resultados que corroboran lo obtenido en la Figura 6.22. antes de la presencia del túnel, para posteriormente presentarse una redistribución al momento de la construcción, observándose en la Figura 6.26., pequeñas zonas en donde disminuyen los esfuerzos verticales totales, excepto para la clave y la pared del túnel, en donde se observa que las zonas de mayor esfuerzo vertical se incrementan con el tiempo, provocando un sobrepeso en la clave y un confinamiento adicional en la pared.

En el caso de los esfuerzos horizontales totales, el efecto antes de la construcción es el mismo que para los esfuerzos verticales con sus respectivos valores. En la Figura 6.27. correspondiente al tiempo final de análisis, se ve un incremento de los esfuerzos horizontales para la clave del túnel y una zona pequeña para la pared, efecto que se refleja en la Figura 6.24.

Lo anterior explica los desplazamientos verticales y horizontales que tienden a cerrar el túnel, al incrementarse el valor de ambos esfuerzos en la clave y en la pared, al no presentarse variaciones posteriores en los esfuerzos el túnel no presenta deformaciones adicionales.

Se concluye de este análisis que se presenta una redistribución de esfuerzos totales verticales y horizontales en la masa de suelo alrededor del túnel, condición que genera desplazamientos verticales y horizontales muy pequeños; a su vez los momentos flexionantes que se presentan en el revestimiento son poco significativos en comparación con los que se presentan al existir un bombeo inducido.

Existen zonas en donde no se presenta el bombeo, de tal manera que es posible utilizar este tipo de análisis que permitan diseñar el revestimiento de un túnel, en el que solamente es necesario conocer la redistribución de esfuerzos al momento de la excavación, para poder determinar su comportamiento a largo plazo.

En las Figuras 6.29. y 6.30. se presenta la comparación en el tiempo entre los esfuerzos verticales totales en la clave y en la pared del túnel para las condiciones de hundimiento regional y suspensión del bombeo. En esta figuras se ve que el esfuerzo vertical mantiene los mismos valores para los dos análisis, incluso para el incremento del esfuerzo que se presenta al momento en que se construye el túnel, para posteriormente presentarse los efectos de aumento y disminución de los esfuerzos correspondientes al punto superior y derecho respectivamente en el análisis del hundimiento regional.

Las Figuras 6.31. y 6.32. presentan la comparación de los esfuerzos horizontales totales en la clave y la pared del túnel para los dos casos analizados en este capítulo; en estas figuras se observa que solamente al momento de la construcción los esfuerzos horizontales se ven incrementados en la misma magnitud, aunque con valores diferentes debido al efecto de la disminución de estos esfuerzos y que se da en el caso del hundimiento regional, manteniendo diferencias entre los valores obtenidos para el caso de suspensión del bombeo.

Figura 6.29. COMPARACIÓN DE LOS ESFUERZOS TOTALES VERTICALES EN LA CLAVE DEL TÚNEL

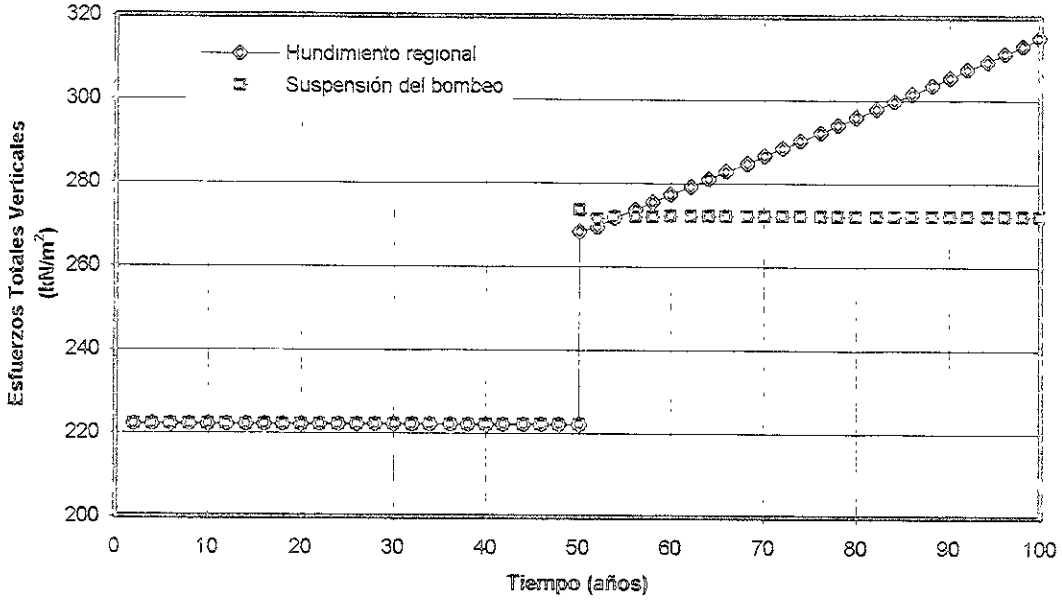


Figura 6.30. COMPARACIÓN DE LOS ESFUERZOS TOTALES VERTICALES EN LA PARED DEL TÚNEL

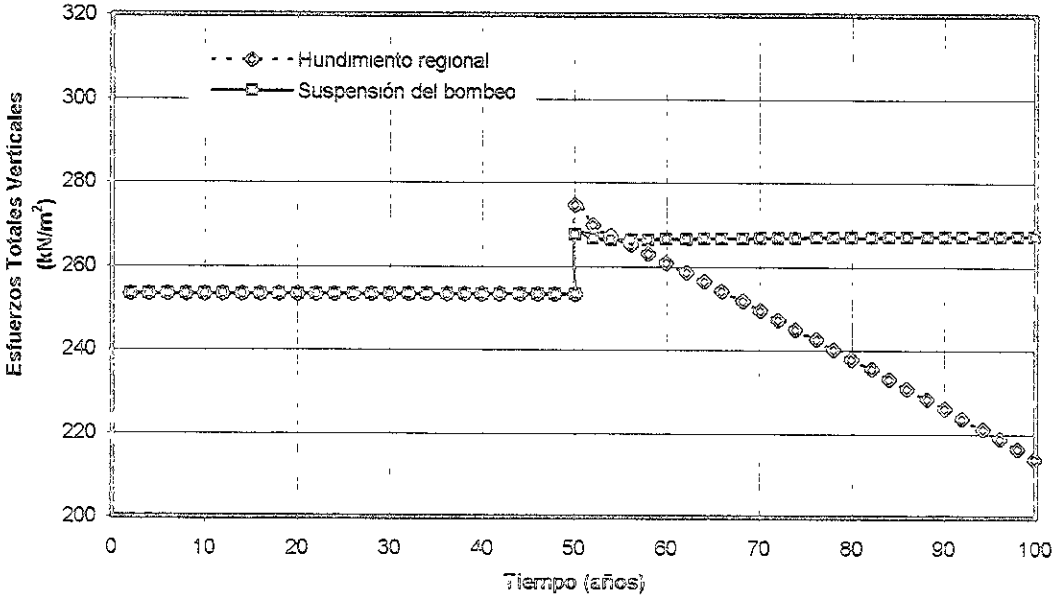


Figura 6.31. COMPARACIÓN DE LOS ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES EN LA CLAVE DEL TÚNEL

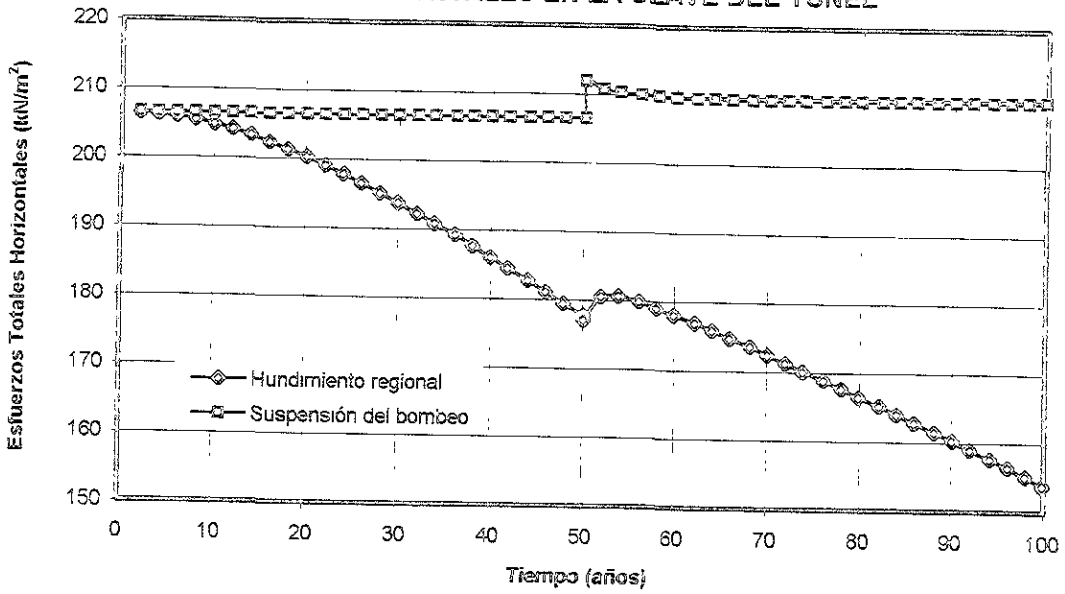
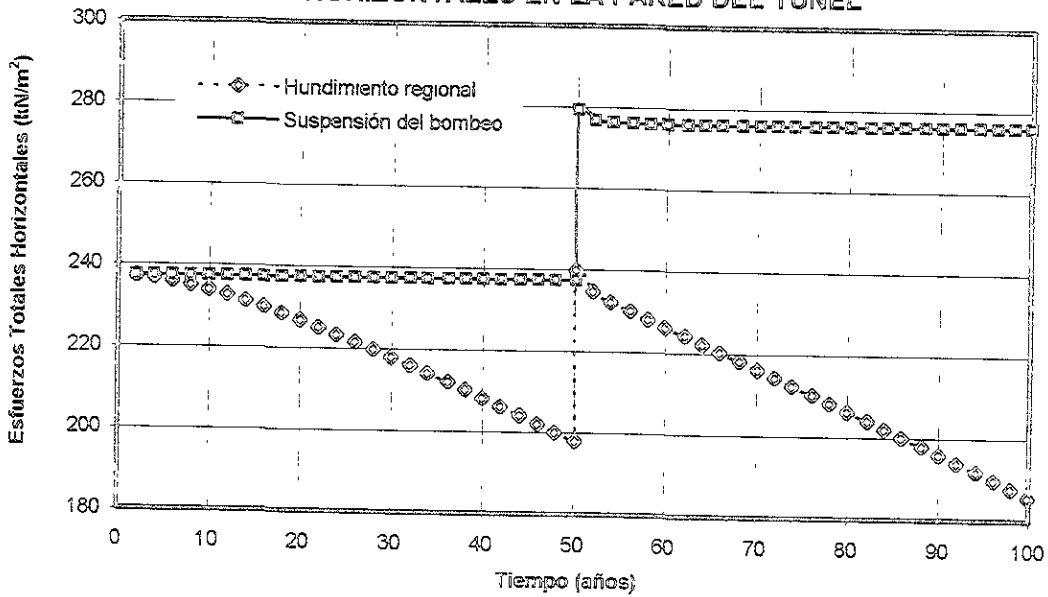


Figura 6.32. COMPARACIÓN DE LOS ESFUERZOS TOTALES HORIZONTALES EN LA PARED DEL TÚNEL



Se concluye de todos los resultados anteriores, que la condición más desfavorable para el comportamiento de un túnel, es cuando se genera bombeo en los estratos subyacentes del suelo, debido a que se presentan mayores desplazamientos para la estructura y mayores momentos en el revestimiento, condición que implica un diseño del recubrimiento más detallado que en el caso de la suspensión del bombeo. Otro efecto, y tal vez el más importante, es la redistribución de los esfuerzos totales verticales y horizontales en la masa de suelo aledaña al túnel, en la que se observa para el caso del hundimiento regional una redistribución constante a través del tiempo a partir de la construcción del túnel para ambos esfuerzos y desde el inicio del bombeo para el caso de los esfuerzos horizontales, lo que provoca que el túnel tenga deformaciones en el sentido horizontal y vertical que producen el efecto de achataamiento, condición que en la suspensión del bombeo no se presenta.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES GENERALES

- El uso de métodos numéricos para la modelación de problemas ingenieriles, ayudan a minimizar el tiempo de análisis así como sus costos.
- El método de los Elementos Finitos es una herramienta bastante poderosa en la resolución de problemas ingenieriles complejos.
- Biot con su teoría de consolidación acoplada en tres dimensiones o dos, proporcionó un método que se acerca más a lo observado en el campo, permitiendo además introducirla dentro de herramientas como son los elementos finitos y en la aplicación de los métodos numéricos.
- Existen limitantes con respecto a la aplicación del comportamiento elástico del suelo aplicado en este trabajo (suelo elástico, homogéneo e isotrópico); sin embargo estas hipótesis permitieron obtener resultados razonables y un inicio en la aplicación directa para el hundimiento regional con respecto a los métodos numéricos.
- Es posible, a partir de los resultados obtenidos para el comportamiento del hundimiento regional, avanzar en los estudios aplicando un comportamiento elastoplástico para el suelo, de tal manera que se tenga una aproximación mayor en cuanto al comportamiento, o bien dentro de los obtenidos para un comportamiento elástico.
- Es necesario analizar un mayor número de túneles además de los aquí presentados, de manera que se puedan establecer criterios más generales a través de resultados paramétricos.
- Es necesario que se siga avanzando en esta línea de investigación sobre el comportamiento de los túneles, tanto en el campo de la modelación numérica, su monitoreo y en modelos de laboratorio que permitan establecer comparaciones entre las tres herramientas mencionadas que validen más ampliamente los resultados obtenidos.
- El uso de computadores es cada vez mas frecuente así como el avance en procesadores de alta velocidad, por lo que se concluye además que estas técnicas de investigación (aplicación de programas), serán las bases del futuro, obviamente siempre y cuando existan las bases teóricas apropiadas y su correspondiente calibración con túneles reales.

CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS

Análisis Elástico:

- La comparación entre las soluciones analítica y numérica resultó suficientemente cercana en los resultados obtenidos para las tres soluciones (soluciones analítica, de excavación y de presión circular) lo que permitió validar las teorías aplicadas en los métodos utilizados para el análisis.
- Las condiciones de frontera asumidas por la teoría elástica y por el programa utilizado en el análisis, influyen en los resultados obtenidos, de manera que cuando nos alejamos de la periferia del túnel se presentan pequeñas diferencias en los resultados.
- En la periferia del túnel se generan los mayores desplazamientos, los que disminuyen a medida que aumenta la distancia vertical a partir del eje central del túnel hacia la superficie del terreno.
- El módulo de elasticidad utilizado en el revestimiento, tiene una función bastante significativa en cuanto al comportamiento que puede presentar el túnel, observándose que en general los desplazamientos disminuyen cuando el módulo elástico del concreto es mayor.
- Para el caso anisotrópico se observa que para los desplazamientos horizontales existe un valor óptimo en el que se logran disminuir al máximo los desplazamientos que se generan en el contorno del túnel y cualquier incremento de este valor aumenta éstos.
- En cuanto a los momentos generados en el revestimiento, a mayor rigidez del túnel se tendrán valores de momentos mayores, con lo que se concluye descartar la posibilidad de utilizar concretos de un alto módulo de elasticidad a partir del óptimo observado.
- La conclusión anterior coincide con los recubrimientos que se desean en la práctica, en donde un revestimiento flexible soporta mayores deformaciones lo que permite que se uniformicen los esfuerzos, disminuyendo los momentos flexionantes en el revestimiento. En el caso de un revestimiento con rigidez alta, éste no cambiará su forma y se presentarán momentos flexionantes de grandes magnitudes.

Análisis Poroelástico:

- En condiciones isotrópicas de esfuerzos los desplazamientos generados corresponden al instantáneo únicamente.
- Para condiciones anisotrópicas se generan en el tiempo desplazamientos adicionales al instantáneo.
- Las comparaciones numéricas elaboradas para este caso consistentes en el análisis de excavación y de presión circular, presentaron una gran similitud.
- Se presenta un método semianalítico por el que se pueden obtener otras soluciones adicionales y que pueden compararse con las aquí obtenidas.
- En el análisis poroelástico la variable tiempo es fundamental para la obtención de resultados.

- Tanto para el análisis elástico como poroelástico, se comprobó que el revestimiento es fundamental para la disminución de los desplazamientos y la estabilidad de un túnel

Análisis de hundimiento regional:

- Los resultados obtenidos revelan que el desempeño estructural del revestimiento puede ser afectado considerablemente con el tiempo, este impacto puede ser bastante dañino en las obras existentes, haciéndose necesario tomarlos en cuenta ante la construcción de nuevos túneles, o bien para darles mantenimiento a los ya existentes.
- El efecto de la consolidación regional debido a un período de bombeo largo es bastante notable, por lo que los túneles existentes en la ciudad de México se encuentran bajo condiciones de cambio constante en cuanto a los elementos mecánicos presentados por el revestimiento.
- El seguimiento en el hundimiento regional presenta un desplazamiento vertical hacia arriba al momento de construir el túnel para posteriormente a este evento mantenerse la velocidad de hundimiento del suelo durante el tiempo en que se lleva a cabo el bombeo.
- De la conclusión anterior se deriva que el desplazamiento final en la zona del túnel es menor que si éste no existiera, por lo que en la zona vecina al túnel se presenta un desplazamiento diferencial de mayor magnitud.
- El desplazamiento hacia arriba detectado al momento de la construcción, se debe a la diferencia de rigideces entre el material de revestimiento y el suelo.
- En el caso de los desplazamientos horizontales, la excavación es la que presenta influencia en el desarrollo de éstos a diferencia de los desplazamientos verticales que se desarrollan aún sin la presencia del túnel.
- Comparando los desplazamientos verticales (hundimiento regional), y los desplazamientos horizontales, se concluye que los primeros son los que tienen una mayor influencia sobre el túnel.
- Los incrementos de los momentos flexionantes en el revestimiento debidos al hundimiento regional crecen linealmente con el tiempo, lo que exige localizar las zonas que requieren mayor refuerzo para soportarlos.
- El patrón de los esfuerzos se modifica con el hundimiento regional, de manera que las condiciones de los esfuerzos totales a las que estaría el túnel sin hundimiento regional se ven modificadas, alterando de paso el comportamiento esperado por el túnel.
- En este análisis no se consideró el desplazamiento transversal y longitudinal sufrido en la superficie del terreno, producido de la consolidación y el remoldeo del suelo alrededor de la cavidad, lo que es una limitante de este análisis.
- Se ha supuesto a su vez en este análisis que el recubrimiento se instala un instante (1 segundo) antes de iniciar la excavación del túnel, condición que es muy difícil de cumplir en la práctica puesto que existe un desfase entre la excavación y la colocación del recubrimiento, por lo que faltaría

sumar los desplazamientos debidos al alivio de esfuerzos ya que el suelo permanece un tiempo sin soporte.

- Es conveniente revisar los túneles ya construidos, de manera que sea posible determinar el comportamiento futuro que éstos van a presentar, para poder determinar técnicas de ataque que prolonguen la vida útil de estas obras.
- Los resultados anteriores solo se cumplen para las hipótesis aquí planteadas, de manera que para realizar un estudio paramétrico del que se obtengan ayudas de diseño para túneles, se requiere la recopilación de historias piezométricas y de perfiles estratigráficos de los sitios problemáticos.
- Otro factor de importancia es el comportamiento tridimensional del túnel, debido a que a lo largo de la línea no se presentan las mismas condiciones piezométricas ni las sobrecargas, de manera que es necesario llevar a cabo análisis de varias secciones transversales que se consideren desfavorables para el diseño final del túnel.
- El análisis de varias secciones transversales se haría con la finalidad de evitar la formación de pendientes negativas en la línea del túnel, que provoquen fallas en el revestimiento.

Resultados obtenidos para la suspensión del bombeo:

- La suspensión del bombeo no genera grandes desplazamientos en el estrato arcilloso, concluyéndose que el fenómeno más desfavorable en el comportamiento de túneles es el constante bombeo generado en la ciudad de México.
- Los esfuerzos totales en la periferia del túnel presentan una redistribución al momento de la construcción y permanecen constantes después de ésta.
- Los momentos se ven incrementados desde el instante de la colocación del revestimiento, pero en una proporción tan pequeña que no parecen ser tan significativos comparados con los de hundimiento regional, permaneciendo constantes después de un tiempo y tendiendo de manera muy poco significativa a disminuir.
- Este tipo de análisis podría llevarse a cabo para zonas que no presenten el efecto del bombeo, de manera que el diseño del túnel correspondería únicamente a los desplazamientos, momentos y esfuerzos generados al momento de la construcción del túnel.

CONCLUSIÓN FINAL

- La mejor manera de garantizar una vida útil prolongada de los túneles en ciudades con mantos arcillosos y sometidos a consolidación regional, es a través de un estudio cuidadoso y detallado de manera que se pueda optimizar su diseño estructural y por lo tanto su buen funcionamiento.
- Otro proceso necesario es la retroalimentación del modelo numérico utilizado para el análisis de un túnel, es decir, que al momento de desarrollar el modelo se requieren llevar a cabo monitoreos que permitan su retroalimentación con el fin de recalcular y llegar a resultados más cercanos a los que se presentan en campo.

REFERENCIAS

1. Alberro, J y Hernández. R., "Efecto del Flujo de Agua en el Contorno de Túneles", Series del Instituto de Ingeniería UNAM, Número de 517. México, 1989.
2. Alberro, J. Vieitez, L. y Reyes, L., "Deformaciones Inducidas por la Construcción de Túneles en Suelos Blandos" Memorias del X PANAM, México, 1995.
3. Biot, M. A. "General Theory of Three Dimensional Consolidation", J. Appl. Phys., Vol 12, 1941.
4. Britto, A.M. y Gunn, M.J., *Critical state soil Mechanics via Finite Elements*, Market Cross House, Cooper Street, Chichester, West Sussex, PO191EB, England, 1987.
5. Booker, J.R. and Small, J.C., " An investigation of the stability of numerical solutions of Biot's equations of consolidation", *Int.J. Solids and Structures*, No. 11, 1975.
6. Broms, B.B. y Bennermark, H., "Stability of Clay at Vertical Openings", *ASCE Journal of Soil Mechanic and Foundation*, Div. No. 93, SM 1, EUA, 1967.
7. Levi, E., *Elementos de Mecánica del Medio Continuo*. Cuarta reimpresión, Editorial Limusa, México, 1980.
8. Li Liu, X., "Apuntes de Mecánica del Medio Continuo" División de Posgrado de Ingeniería, DEPI, UNAM, México, 1998.
9. Li Liu, X., "Stress and displacements fields around a deep circular tunnel with partial sealing", *Computes and Geotechnics*, Instituto Mexicano de Tecnología del agua (IMTA), México, 1999.
10. Li Liu, X. y Equihua, L. "Comportamiento a largo plazo de túneles en arcillas saturadas". III Congreso Mexicano de Ingeniería de túneles y obras subterráneas. México, 1999.
11. Marsal, R.J., "Hundimiento de la Ciudad de México": Observaciones y estudios analíticos, con F. Hiriart y R. Sandoval, *Memorias del Congreso Científico Mexicano*, México, 1951.
12. Ovando, E. Trigos, y López, O., "The value of K_0 in Mexico City Clay from Laboratory and Field Tests", *TGC Geotécnia*, geotechnical consultants, México, 1999.
13. Pender, M.J., "Elastic solutions for a deep circular tunnel", *Geotechnique*, Vol. 30, No. 2.
14. Reséndiz, D. y Romo, M.P., "Geotechnical problems in soft ground tunneling: An introduction", *Soft Ground Tunneling, Failures and displacements*, A. A. Balkema/Rotterdam/ 1981.
15. Romo, M. P., *Asentamientos inducidos por tuneleo en suelos blandos*. Instituto de Ingeniería. Reporte a la dirección general de construcción y operación hidráulica, D.D.F., México. 1983.

16. SAGE Engineering and Cambridge University, "SAGE CRISP, Users Guide and Technical Reference Guide", Version 3.02 Update, England, 1995.
17. SAGE Engineering and Cambridge University, "SAGE CRISP, Examples", SAGE Engineering Ltd, England, 1995, 1997.
18. SAGE Engineering and Cambridge University, "SAGE CRISP; Publications directory", SAGE Engineering Ltd. England, 1995, 1997.
19. Sánchez, O.L., "Análisis bidimensional de evolución de asentamientos en cimentaciones superficiales", Escuela de Ingeniería Civil y Tecnología, Tesis de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, México, 1994.
20. Schubert, W. and Steindorfer, A., "Advanced Monitoring Data Evaluation and Display for Tunnels" Proceedings of the World Tunnel Congress '98-Tunnels and Metropolises, Sao Paulo, Brasilien, Rotterdam: A.A. Balkema, 1996.
21. Sulem, J., Panet, M. and Guenot, A. "Closure analysis in deep tunnels". *Int.J.Rock.Mech.Min.Sci.&Geomech.*,24/3, 1987.
22. Tamez, E. Hundimientos diferenciales de edificios coloniales en el centro histórico de la ciudad de México, Undécima Conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1992.
23. Tamez, E., Rangel, J.L. Holguín E. Diseño Gotécnico de Túneles. Primera edición, TGC Geotécnia S.A. de C.V. México, 1997.
24. Terzaghi, K., *Theoretical Soil Mechanics*. New York: Wiley, 1942.
25. Timoshenko, S.P. y Goodier J. N., *Theory of Elasticity*, Third Edition, Mc Graw Hill. New York, 1970.
26. Voringe, J., Beitrag zur Prognose von Deformationen im Tunnelbau. Diploma thesis at the Institute of Rock Mechanics and Tunneling. TU Graz, 1994.
27. Wood, M., "The circular tunnel in elastic ground". *Geotechnique* 25, No. 1, 1975.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Xiangyue Li por todo el apoyo y su disposición incansable durante la realización de este trabajo, así como por la aportación de sus inagotables conocimientos.

A los Doctores Raúl Flores B., Víctor Taboada U., Rigoberto Rivera C. y al M.I. José Luis Rangel, por sus valiosos comentarios en la revisión de este trabajo.

A todos los profesores que aportaron sus conocimientos en este camino.

A José Manuel Jara por todo su apoyo constante.