



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTÉCNIA

**PROPUESTA DE PREDIMENSIONAMIENTO RACIONAL DE TÚNELES
DOVELADOS EN SUELOS BLANDOS**

Tesis que para optar por el grado de Maestro en Ingeniería
Presenta:

JORGE ROBLES LÓPEZ

Director de tesis
DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN
Instituto de Ingeniería, UNAM

Ciudad Universitaria, CD.MX. septiembre de 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Meli Piralla Roberto
Secretario: Dr. Auvinet Guichard Gabriel
Vocal: Dr. Peña Mondragón Fernando
1^{er.} Suplente: Dr. Eduardo Botero Jaramillo
2^{do.} Suplente: M. en I. Moreno y Fernández Andrés A.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, Ciudad Universitaria, CDMX.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Peña Mondragón Fernando

FIRMA

Agradecimientos

Al Posgrado de Ingeniería de la UNAM y sus catedráticos, por abrirme nuevamente las puertas al manantial de conocimiento, al Instituto de Ingeniería de la UNAM por arroparme y brindarme la beca institucional para finalizar el trabajo de graduación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) por la beca brindada para los estudios de posgrado.

Al Dr. Fernando Peña Mondragón, por escuchar mis inquietudes y su generosidad de aceptarme en su equipo de trabajo, su valioso apoyo, experiencia, guía y paciencia. — Gracias

A los Sinodales Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Gabriel Auvinet Guichard, M.I. Andrés Moreno y Fernández y al Dr. Eduardo Botero Jaramillo por su tiempo, conocimiento y comentarios que enriquecieron el presente trabajo. — Gracias

Agradecimientos y dedicatoria

A **Dios** por la oportunidad de la vida.

A la **vida** por la oportunidad del tiempo.

Al **tiempo** por los instantes en familia, mis padres y hermanos.

Por el **amor, hermandad y amistad** que nace, se cultiva y permanece.

Por la **experiencia** de ser esposo y padre ¡ ahh... que experiencia !

A mi esposa **lenny** por caminar juntos, por tu amor y comprensión.

A mi hijo **Xamahel**, por ser el amanecer y compartir momentos de crecimiento inolvidables.

Con infinita gratitud a **María Luisa** y **Carlos Jorge** por su amor, guía, energía y sabiduría que sintetizan el esfuerzo de generaciones. Por la bendición que sean mis padres.

Gracias Señor Dios.

RESUMEN

El predimensionamiento de un túnel de dovelas es fundamental en la factibilidad de un proyecto subterráneo. En el presente trabajo se propone el predimensionamiento racional del peralte de dovelas en suelos blandos que integra aspectos multidisciplinarios: geotécnicos, estructurales y constructivos. Se pretende el peralte obtenido sea el definitivo para los análisis más acuciosos a implementar en el proyecto ejecutivo, destacando también la importancia en la construcción del equipo de tuneleo.

En el presente trabajo se propone el predimensionamiento del espesor de dovelas con juntas planas en suelos blandos. La propuesta plantea que las juntas no se abran y no se considere acero de refuerzo en las dovelas. La propuesta es iterativa para obtener el peralte de la dovela, asimismo considera un espesor requerido para la banda de estanqueidad que influye en el tamaño de la junta; para el análisis se integran soluciones analíticas geotécnicas (a corto plazo) y estructurales; las soluciones geotécnicas consideran el cambio de esfuerzos alrededor del túnel partiendo de un estado inalterado, al colocar el sostenimiento se considera el efecto de la descarga y finalmente la interacción suelo- túnel. Aquí se incorpora el factor de reducción de rigidez estructural función de la relación entre el tamaño de la junta y la dovela que permite simplificar un anillo segmentado en un anillo continuo, asumiendo un comportamiento lineal de las juntas; así se obtienen las deformaciones y los elementos mecánicos para evaluar los criterios de deformación y los esfuerzos resistentes respectivamente.

Se evaluó la propuesta en un túnel de 7.7 m de diámetro interno y profundidad de 20 m en suelo blando característico del Valle de México, los resultados muestran que el predimensionamiento lo rige la capacidad de las juntas al aplastamiento para satisfacer los criterios de deformación y esfuerzos resistentes, obteniendo un peralte de 32.5 cm (16.6% inferior al obtenido con una relación λ de 20). También se analizó el comportamiento del peralte con el incremento de la resistencia del concreto de 35 a 50 MPa; así como con la variación del coeficiente de esfuerzos horizontales y verticales efectivos en reposo (k_0). Finalmente, con la propuesta de predimensionamiento se realizan análisis paramétricos, con datos característicos de la estratigrafía del suelo, así como de las propiedades del material del sostenimiento obteniendo nomogramas función del diámetro y la profundidad. El uso de nomogramas de predimensionamiento para condiciones características de suelos blandos, pueden ser útiles y sencillos para emplear en la práctica.

ABSTRACT

The pre-sizing of a tunnel of dowel is fundamental in the feasibility of an underground project. In the present work, the rational pre-sizing of the thickness of the segmental lining in soft soils is proposed, which integrates multidisciplinary aspects: geotechnical, structural and constructive. The thickness obtained try to be the definitive one for the most diligent analyzes to be implemented in the executive project, highlighting also the importance in the construction of the tunneling equipment.

The propose in the present work is the rational pre- dimensioning of thickness of the segmental lining with flat joints in soft soils, the proposal is considered the joints are not opened and reinforcing steel is not considered in the dowels. The proposal is iterative to obtain the thickness of the segment, also considers a thickness required for the sealing band that influences the size of the joint; for the analysis, geotechnical analytical (in the short term) and structural solutions are integrated; the geotechnical solutions consider the change of stresses around the tunnel, starting from an unaltered state, when placing the support the effect of the discharge and finally the interaction soil-tunnel. Here the structural rigidity reduction factor is incorporated, based on the relationship between the joint size and the segment, which simplifies a segmented ring in a continuous ring, assuming a linear behavior of the joints. In this way, the deformations and mechanical elements are obtained to evaluate the deformation criteria and resistant stresses respectively.

The proposal was evaluated in a tunnel of 7.7 m of internal diameter and depth of 20 m in the soft soil characteristic of the Valley of Mexico, the results show that the pre-sizing is governed by the capacity of the joints to crush to meet the criteria of permissible stresses and deformation, obtaining a thickness of 32.5 cm (16.6% lower than that obtained with a λ ratio of 20). The behavior of the thickness was also analyzed with the increase in concrete strength from 35 to 50 MPa; as well as with the variation of the coefficient of effective horizontal and vertical stresses at rest (k_0). Finally, with the pre- dimensioning proposal, parametric analyzes are carried out, with characteristic data of the stratigraphy of the soil, as well as the properties of the support material, obtaining a nomogram function of diameter and depth. The use of pre-dimensioning nomograms for conditions characteristic of soft soils can be useful and simple to use in practice.

CONTENIDO

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
CONTENIDO	iii
INTRODUCCIÓN	1
Capítulo 1 ANTECEDENTES	3
1.1 CONCEPTOS INICIALES	3
1.2 ALGUNOS TÚNELES EN EL MUNDO Y EN MÉXICO.....	5
1.3 EL PROCESO DE DISEÑO INTEGRAL DE UN TÚNEL	7
1.3.1 Etapas generales de diseño	7
1.3.2 Etapas Geotécnicas	9
1.4 CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES.....	10
1.4.1 Métodos de excavación.....	10
1.4.1.1 Método convencional.....	10
1.4.1.2 Maquinas tuneleras	10
1.4.2 Etapas constructivas de un túnel dovelado.....	13
1.5 ANILLOS DE DOVELAS	15
1.5.1 Comportamiento de juntas	16
1.5.2 Banda de estanqueidad.....	17
1.6 CRITERIOS DE DEFORMACIÓN.....	18
1.7 CRITERIOS DE PREDIMENSIONAMIENTO.....	19
1.7.1 Método Semi-empírico de Peck (1969).....	19
1.7.2 Criterio Széchy	21
1.7.3 Criterio de Muir Wood.....	22
1.7.4 Criterio de CFE	22
1.7.5 Criterio de Kuesel	23
1.7.6 Criterio de Tamez	24
1.7.7 Criterio de Blom.....	24
1.7.8 Criterio estadísticos	24
1.8 COMENTARIOS SOBRE LOS CRITERIOS EMPLEADOS EN EL PREDIMENSIONAMIENTO	25
1.9 NORMATIVIDAD	26
Capítulo 2 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS Y ESTRUCTURALES PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO	27
2.1 INTERRELACIÓN SUELO Y TÚNEL.....	27
2.2 ESTRATIGRAFÍA DE LA ZONA DEL LAGO DEL VALLE DE MÉXICO.....	29
2.3 SOLUCIONES ANALÍTICAS PARA EL ESTUDIO DE TÚNELES.....	31

2.3.1	Solución de Melan (1932).....	31
2.3.2	Análisis simplificado para soportes de túneles (Einstein y Schwartz 1979).....	33
2.3.3	Solución analítica para el terreno (Pérez y Auvinet 2012)	36
2.3.4	Solución analítica para el revestimiento (Pérez y Auvinet 2012)	38
2.4	ASPECTOS ESTRUCTURALES.....	41
2.4.1	Factor de reducción de rigidez	41
2.4.2	Deformación límite.....	42
2.5	INTEGRACIÓN DE LAS SOLUCIONES ANALÍTICAS GEOTÉCNICAS Y ESTRUCTURALES	43
2.5.1	Estado Inicial de esfuerzos.....	43
2.5.2	Efecto de la descarga por la colocación del sostenimiento	44
2.5.3	Interacción Suelo-Túnel.....	44
Capítulo 3 PROPUESTA DE PREDIMENSIONAMIENTO RACIONAL.....		47
3.1	GEOMETRÍA	48
3.2	MATERIALES Y GEOMATERIALES	49
3.3	ALGORITMO GEOTÉCNICO-ESTRUCTURAL.....	50
3.4	CONSIDERACIONES PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO.....	50
3.4.1	Deformación límite recomendada.....	50
3.4.2	Límite de esfuerzos resistentes.....	50
3.4.2.1	Criterio de esfuerzos en la dovela	50
3.4.2.2	Aplastamiento	51
Capítulo 4 CASOS DE APLICACIÓN.....		53
4.1	PARÁMETROS GEOMÉTRICOS, PROPIEDADES DEL SUELO Y TÚNEL ($f'c= 35MPa$)	53
4.2	PRIMERA ITERACIÓN.....	54
4.2.1	Revisión de deformaciones	54
4.3	SEGUNDA ITERACIÓN	55
4.3.1	Revisión de deformaciones	55
4.3.2	ELEMENTOS MECÁNICOS.....	56
4.3.3	Revisión de esfuerzos resistentes.....	57
4.3.3.1	Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela	57
4.3.3.2	Revisión en las juntas.....	58
4.4	TERCERA ITERACIÓN.....	59
4.4.1	Revisión de deformaciones	59
4.4.2	Elementos mecánicos	60
4.4.3	Revisión de esfuerzos resistentes.....	61
4.4.3.1	Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela	61
4.4.3.2	Revisión en las juntas.....	62
4.5	RESUMEN.....	63

4.6	PARÁMETROS GEOMÉTRICOS, PROPIEDADES DEL SUELO Y TÚNEL CON $f'_c = 50$ MPa	64
4.7	PRIMERA ITERACIÓN.....	65
4.7.1	Revisión de deformaciones	65
4.8	SEGUNDA ITERACIÓN	66
4.8.1	Revisión de deformaciones	66
4.8.2	Elementos mecánicos	67
4.8.3	Revisión de esfuerzos resistentes.....	68
4.8.3.1	Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela	68
4.8.3.2	Revisión en las juntas.....	69
4.9	TERCERA ITERACIÓN.....	70
4.9.1	Revisión de deformaciones	70
4.9.2	Elementos mecánicos	71
4.9.3	Revisión de esfuerzos resistentes.....	72
4.9.3.1	Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela	72
4.9.3.2	Revisión en las juntas.....	73
4.10	RESUMEN.....	74
4.11	PARÁMETROS GEOMÉTRICOS, PROPIEDADES DEL SUELO Y TÚNEL CON $k_0 = 0.4$	76
4.12	PRIMERA ITERACIÓN.....	77
4.12.1	Revisión de deformaciones	77
4.12.2	Elementos mecánicos	78
4.12.3	Revisión de esfuerzos resistentes.....	79
4.12.3.1	Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela	79
4.12.3.2	Revisión en las juntas.....	80
4.13	SEGUNDA ITERACIÓN	81
4.13.1	Revisión de deformaciones	81
4.13.2	Elementos mecánicos	82
4.13.3	Revisión de esfuerzos resistentes.....	83
4.13.3.1	Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela	83
4.13.3.2	Revisión en las juntas.....	84
4.14	RESUMEN.....	85
Capítulo 5 NOMOGRAMAS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO EN SUELOS BLANDOS		87
CONCLUSIONES		93
REFERENCIAS		95

INTRODUCCIÓN

La construcción de túneles ha surgido y se ha desarrollado por la necesidad de infraestructura aprovechando el espacio subterráneo, destacan, túneles en transporte, colectores de grandes diámetros para el desalojo de aguas pluviales y residuales, entre otros. En México se tienen diversos ejemplos como el Sistema de Drenaje Profundo, el Sistema de Transporte Colectivo Metro; recientemente los túneles construidos con anillos de dovelas como el Túnel Emisor Oriente (TEO) en la zona Metropolitana y la Línea 12 del Metro de la Ciudad de México, asimismo, están en proceso diversos proyectos, algunos de éstos se encuentran alojados en suelos blandos.

El predimensionamiento de un túnel de dovelas es fundamental en la factibilidad de un proyecto subterráneo, éste además de ser punto de partida para análisis más detallados, permite iniciar el diseño mecánico y fabricación del equipo de excavación, que, con la movilización del mismo al pie de la obra, constituyen actividades críticas en el proyecto integral del túnel. Actualmente no se disponen de criterios de predimensionamiento, que consideren de manera más detallada los fenómenos geotécnicos y estructurales para tener un comportamiento adecuado, garantizando la seguridad, la funcionalidad, la economía sin soslayar la parte ambiental, ante esta situación la justificación el presente trabajo.

El presente trabajo propone el predimensionamiento racional del espesor de dovelas con juntas planas de túneles circulares en suelos blandos. La propuesta plantea que las juntas no se abren y no se considera acero de refuerzo en las dovelas, para tal encomienda se integran soluciones analíticas geotécnicas e incorporan trabajos estructurales. Las soluciones analíticas geotécnicas (CFE, 2017) consideran el cambio de esfuerzos del suelo (redistribución de esfuerzos) por la excavación, descarga e interacción con el anillo de dovelas; asimismo incorpora trabajos estructurales en el análisis de interacción, considerando el factor de reducción de rigidez (Basurto, 2013) que permite simplificar y representar a un anillo segmentado en un anillo continuo. Así se obtienen las deformaciones y los esfuerzos que han de tener un comportamiento adecuado ante deformaciones límite y esfuerzos resistentes. Los alcances del presente trabajo consideran una sección transversal de un túnel, considerando únicamente el sostenimiento primario y los fenómenos a corto plazo del suelo, asimismo los requerimientos de espesor por fabricación y montaje quedan fuera de la propuesta.

El capítulo 1 presenta conceptos iniciales y generalidades en el diseño y construcción de túneles con la intención de comprender la interdependencia de suelo, estructura y construcción enfocado en túneles dovelados. Asimismo, se presentan algunos criterios de deformación y diseño adoptados en predimensionamiento en la práctica profesional, finalmente se menciona de forma sucinta la normatividad en la materia. El capítulo 2 analiza la interrelación suelo y túnel, considerando las soluciones analíticas geotécnicas desarrolladas que toman en cuenta los fenómenos más representativos que inciden en el comportamiento y análisis de un túnel, así como el factor de reducción de rigidez estructural útil en la interacción suelo-túnel. El capítulo 3 integra la metodología para el análisis y predimensionamiento con sus simplificaciones como un proceso iterativo que se alimenta de las características geométricas, las propiedades los materiales tanto del sostenimiento como del suelo que lo circunda. El capítulo 4, aborda un ejemplo de aplicación. En el capítulo 5, la propuesta se extrapola y realizan diversos análisis para una zona con los datos característicos de la estratigrafía del suelo (suelo blando típico del Valle de México), obteniendo nomogramas de predimensionamiento considerando una variedad de diámetros, profundidades y características del suelo. Finalmente se presentan las conclusiones de la propuesta.

Capítulo 1

ANTECEDENTES

1.1 CONCEPTOS INICIALES

Un túnel es una estructura subterránea longitudinal que permite comunicar dos o más lugares de manera directa. Los túneles requieren estructuras indispensables como portales de entrada y/o salida o en su caso lumbreras (pozos verticales), como se muestra en la Figura 1.1a adaptada de (Schmitter y Moreno, 1981). La geometría de la sección transversal es diversa, encontrando túneles de forma circular, herradura, bóveda, elíptica entre otras; se identifican zonas definidas como cubeta, hastiales y clave (Figura 1.1 b). Al excavar un túnel se coloca un sostenimiento primario que trabaja en conjunto con el suelo (marcos metálicos, anclas, concreto lanzado, malla metálica y concreto lanzado, dovelas prefabricadas (Figura.1.2 b)) y de ser necesario un recubrimiento secundario de concreto reforzado con acero o fibras con función estructural o de impermeabilización.

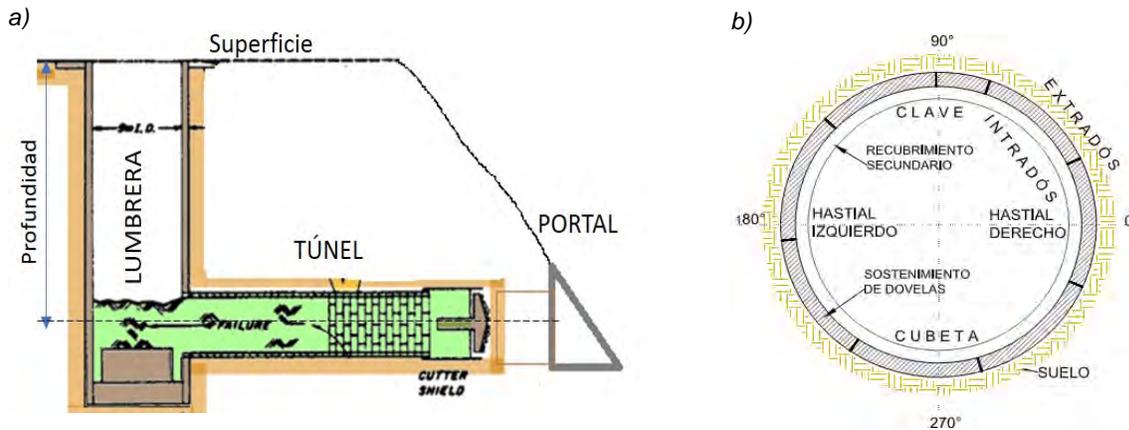


Figura 1.1 Esquemas de a) perfil de un túnel y b) Sección transversal

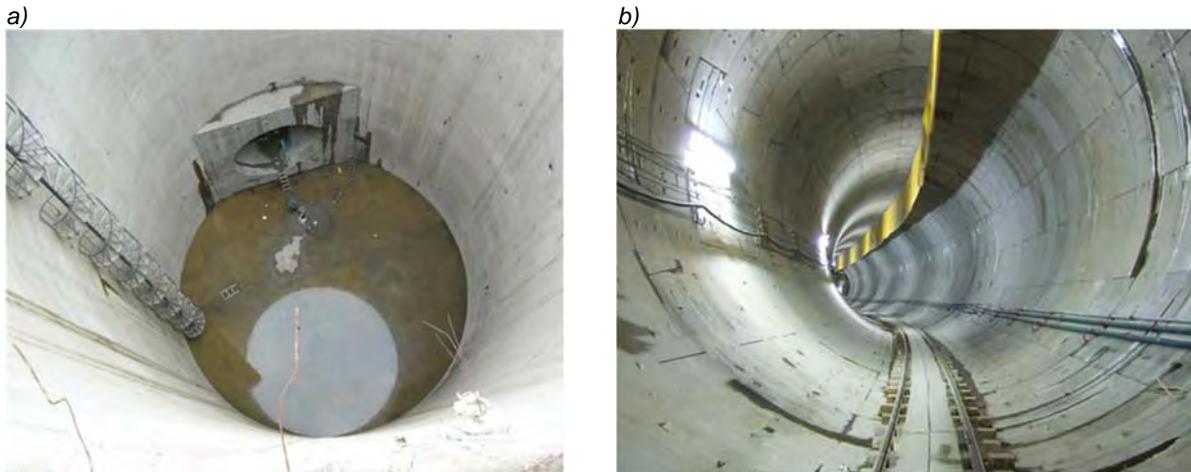


Figura 1.2. a) Lumbrera interconectada a un túnel y b) Túnel de dovelas (AMITOS, 2012)

La finalidad de los túneles es diversa, se emplean en: minería, transporte, conducción de fluidos hidráulicos e industriales, hidroeléctricas, colectores de grandes dimensiones para desalajo de aguas pluviales y residuales, etc. La clasificación de túneles (Menache, 2011) considera su función, profundidad, diámetro, proceso constructivo y entorno geotécnico de la excavación, como se muestra en la Tabla 1.1. En el presente trabajo se enfoca en túneles dovelados circulares de mediano a gran diámetro, excavados en suelo con escudo (tunelera).

Tabla 1.1. Clasificación de túneles (Menache, 2011)

CLASIFICACIÓN DE LOS TÚNELES			
Función	Almacenamiento	Profundidad	Muy someros $h < 1 \phi$
	Drenaje		Someros $1 \phi \leq h \leq 2 \phi$
	Investigación		Profundos $> 2 \phi$
	Refugio	Diámetro	Microtúnel $\phi < 1 \text{ m}$
	Minería		Diametro pequeño $1 \text{ m} \geq \phi < 2 \text{ m}$
	Escape		Mediano diámetro $2 \text{ m} \geq \phi \leq 10 \text{ m}$
	Militares		Gran Diámetro $> 10 \text{ m}$
	Servicios		
	<i>donde h: profundidad ϕ : diámetro</i>		
Proceso Constructivo	Convencional (Uso de explosivos, excavación puntual)	Entorno Geotécnico	
	Mecanizado (escudo, rozadoras, tubo hincado, etc.)	Excavado en suelo	
	Túnel Falso (corte, cajón y relleno)	<ul style="list-style-type: none"> ● Blando ● Firme 	

1.2 ALGUNOS TÚNELES EN EL MUNDO Y EN MÉXICO

En diversas civilizaciones europeas, asiáticas y del continente americano han quedado vestigios que muestran el interés, conocimiento y desarrollo de este tipo de infraestructura subterránea. En Europa llegada la revolución industrial, principalmente en Inglaterra mejoraron las técnicas constructivas, se construyeron túneles emblemáticos, destacan los túneles para el ferrocarril Liverpool a Manchester de 4.8 km y 1.6 km construidos entre 1830 y 1847; el túnel bajo el río Támesis obra encabezada por los Brunel, en la que desarrollan la técnica del escudo, concluida en 1847. Actualizados al año 2010 (Priego, 2011) se tienen los siguientes túneles ferroviarios y carreteros (Tabla 1.2) de mayor longitud en el continente Euro-Asiático.

Tabla 1.2. Túneles de mayor longitud en Europa y Asia (Priego, 2011)

Función	Túnel	País	Longitud [km]	Año de apertura
Ferroviario	San Gotthard (Alp transit)	Suiza	57.062	2010
	Seikan	Japón	53.85	1988
	Eurotunnel	Inglaterra-Francia	50.45	1994
	Lötschberg	Suiza	34.577	2007
	Guadarrama	España	28.419	2007
Carreteros	Laerdal	Noruega	24.51	2000
	Zhongnanshan	China	18.04	2007
	San Gotthard	Suiza	16.918	1980
	Arlberg	Austria	13.972	1978
	Hsuehshan	Taiwan	12.942	1980

En México, se tienen indicios de los túneles en las culturas originarias; en la época virreinal con la minería y la influencia las técnicas occidentales; en el México post-independiente con el desarrollo del ferrocarril (siglo XIX), para el siglo XX y XXI tuvo un repunte con la construcción de hidroeléctricas, grandes colectores y sistemas de transporte colectivo. Actualmente se tiene una red de 662.4 km de túneles (AMITOS, 2012) (en diversos tipos de suelo debido a la vasta orografía y condiciones particulares que tiene México) entre ferroviarios, transporte urbano, agua potable, riego, desagüe, hidroeléctricos y carreteros (Figura.1.3); destacando que el 46.36% concierne a túneles para desagüe cuyo 36.14% atraviesa suelo blando; mientras el 5.15 % corresponde a transporte urbano, del cual el 18.17% está construido en suelo arcilloso.

Los túneles que atraviesan suelos blandos esencialmente se encuentran en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), destacan: el Túnel Emisor Oriente (TEO) de 7 metros de diámetro interno y un tramo de 13 km de longitud; la Línea 12 del Metro con 9.1 m de diámetro interno y 6.2 km de longitud; el túnel Río de la Compañía de 5 m de diámetro interno y 6.8 km de longitud, como se muestra en la Tabla 1.3.

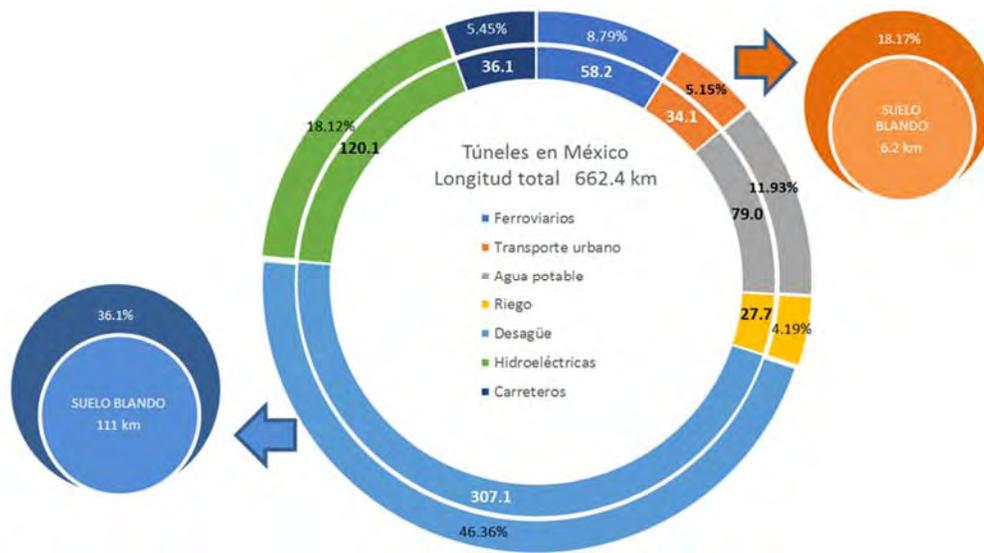


Figura.1.3. Distribución de túneles en México (AMITOS 2012)

Tabla 1.3. Túneles urbanos que atraviesan suelos blandos en la ZMVM

Función	Túnel	Longitud [km]	Diámetro Interno terminado [m]
Transporte Urbano	Metro Línea 12	6.2	9.1
	TEO	13	7
	Río de la Compañía	6.8	5
	Interceptor Central	16.1	5
	Interceptor Oriente	0.96	5
Desagüe	Río de los Remedios	9.8	5
	Interceptor Centro-Poniente	16.14	4
	Interceptor Iztapalapa	5.5	3.2
	Interceptor Canal Nacional-Canal de Chalco	11.64	3.1 y 3.2
	Interceptor Centro-Centro, Oriente-Sur, Oriente-Oriente, Gran Canal	21.83	5, 5, 5 y 3.2
	Colectores en la Ciudad de México	9.22	2.2 a 4
Total		117.2	

A partir del análisis de los datos de los túneles existentes; así como los túneles en proceso de ejecución (Túnel Interurbano México-Toluca, el Túnel Emisor Poniente II, el Dren Chimalhuacán II; entre otros túneles asociados al Nuevo Aeropuerto, entre otros) y de los contemplados en el futuro en los planes maestros tanto para drenaje como transporte urbano de la ZMVM, el espacio subterráneo con túneles circulares dovelados en suelos blandos tiene gran relevancia.

1.3 EL PROCESO DE DISEÑO INTEGRAL DE UN TÚNEL

1.3.1 Etapas generales de diseño

Los pasos primordiales a seguir en un proyecto subterráneo son tres (Figura 1.4) acorde con la BTS (British Tunnelling Society, 2004):

- Etapa de factibilidad técnica-económica
- Proyecto ejecutivo (Diseño de detalle)
- Etapa constructiva y operativa

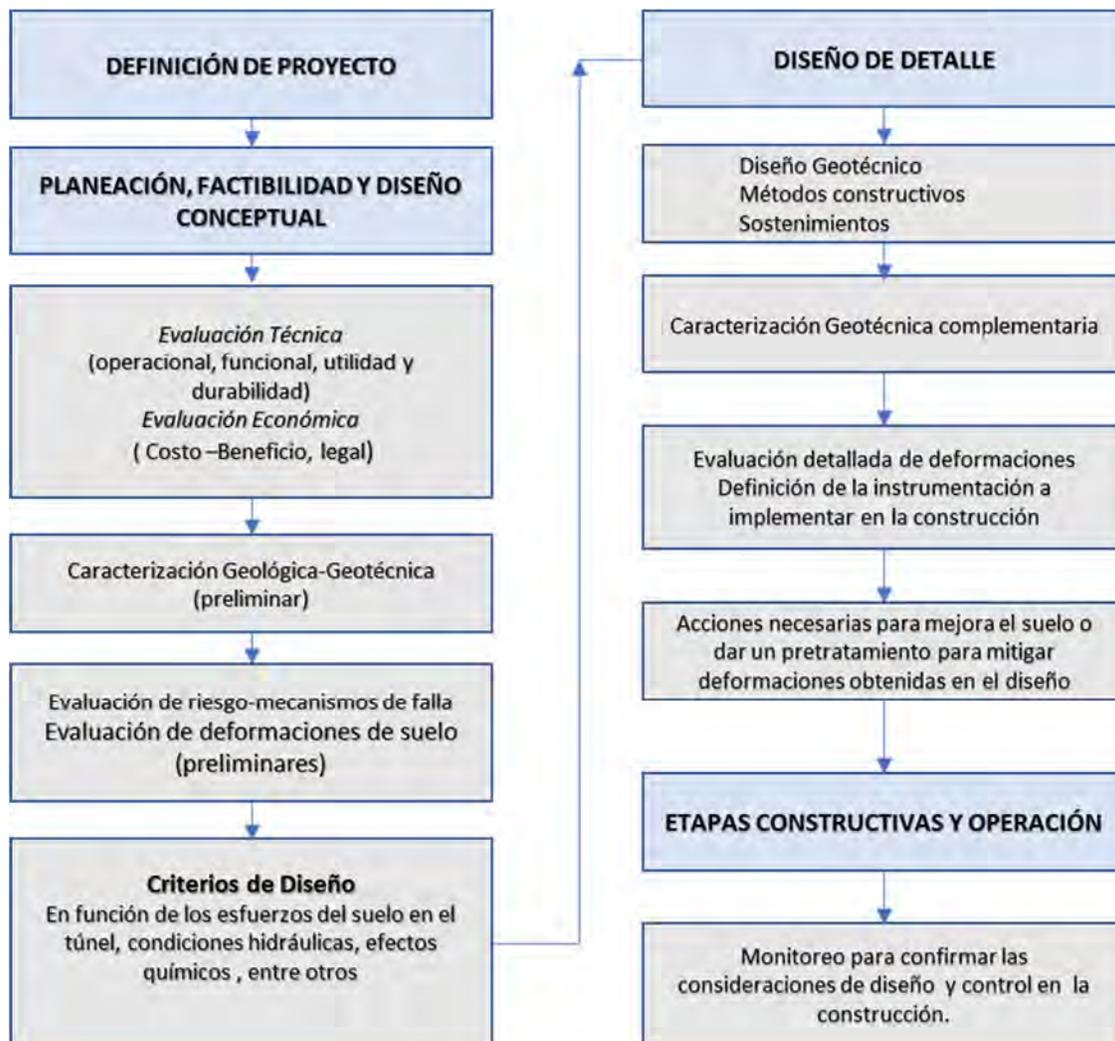


Figura 1.4. Proceso para ejecución de un túnel

El Anteproyecto de un proyecto subterráneo, permite planear y evaluar la factibilidad técnica y económica, para esto se requieren elementos preliminares como el trazo, profundidad y geometría del túnel; así como en las condiciones geológicas, caracterización geotécnica; que permitan estimar esfuerzos y deformaciones e identificar procesos constructivos.

En la etapa de proyecto ejecutivo es necesario en el trazo del túnel, complementar y detallar la caracterización geotécnica (exploración, laboratorio e interpretación); elaborar el diseño geotécnico para cada sección representativa, asimismo depurar el procedimiento constructivo y elaborar el diseño geotécnico-estructural del sostenimiento, que cumpla con los estados límite falla y de servicio (deformaciones). También se definen estrategias de instrumentación para medir esfuerzos y deformaciones en la etapa de construcción y operación.

Finalmente, en la etapa de construcción cuando se excava y adema, el monitoreo de esfuerzos y deformaciones permite confirmar la consistencia de diseño y si es el caso tomar las acciones necesarias para garantizar la seguridad y funcionalidad del túnel.

1.3.2 Etapas Geotécnicas

En suelos blandos se han definido cuatro etapas geotécnicas fundamentales (Tabla 1.4) en el análisis, diseño y construcción (Reséndiz y Romo, 1981), que enriquecen el diseño de detalle de las etapas generales de diseño, a saber: Caracterización del suelo, diseño para prevenir el colapso, diseño para prevenir desplazamientos excesivos y finalmente la construcción.

Tabla 1.4 Etapas Geotécnicas y actividades en el tuneleo de suelos blandos (Reséndiz y Romo, 1981)

ETAPA	ACTIVIDADES
1. Caracterización de las condiciones del subsuelo	1.1 Exploración detallada, muestreo y caracterización de las condiciones de las propiedades del subsuelo
	1.2 Desarrollo de modelo conceptual de las características y propiedades del suelo en las secciones representativas del trazo del túnel
	1.3 Investigaciones complementarias y caracterización del suelo durante la construcción, para afinar a detalle el diseño conceptual del modelo geotécnico
2. Diseño para prevenir el colapso	2.1 Selección de métodos de excavación y equipo
	2.2 Selección del método de estabilidad del frente de excavación con presión de aire (shield), lodo (Slurry) o tierra balanceada (EPB)
	2.3 Selección de características del sostenimiento primario y el método de instalación
3. Diseño para prevenir desplazamientos excesivos del suelo	<i>Prevención y control de:</i>
	3.1 Falla en el frente del túnel
	3.2 Desplazamientos del suelo debido del avance del escudo
	3.3 Falla de las paredes del túnel después del ajuste inicial entre el suelo y el sostenimiento
	3.4 Deformación del sostenimiento primario
	3.5 Desplazamiento sobre el suelo y sostenimiento a mediano y largo plazo.
4. Construcción	4.1 Implementación de decisiones en el diseño
	4.2 Monitoreo del comportamiento del suelo alrededor al túnel y en la superficie
	4.3 Retroalimentación del modelo conceptual del subsuelo
	4.4 Ajustes de diseño

Los conceptos de la etapa de diseño para prevenir desplazamientos excesivos del suelo, tienen su implicación alrededor del túnel y en la superficie del terreno. La falla de las paredes del túnel, después del ajuste inicial entre el suelo y el sostenimiento (3.3), así también la deformación del sostenimiento primario (3.4) son de interés en el presente trabajo de predimensionamiento, donde el suelo y el sostenimiento comienzan su interacción.

1.4 CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES

La construcción de un túnel requiere de 3 actividades primordiales; excavar, ademar el suelo y rezagar el material producto de la excavación (Saenz, 2017). Se resaltan las dos primeras para comprender las consideraciones (hipótesis) en el análisis y diseño del sostenimiento que considera la interrelación entre suelo y túnel. El ademado del suelo puede ser con un revestimiento primario y/o secundario que pueden cumplir diferentes funciones en tiempos distintos (Rico Rodríguez y Del Castillo, 2009). En un revestimiento primario, el requerimiento de mayor énfasis es sostener de inmediato el material excavado, considerando las características del suelo y los métodos de excavación; mientras en el revestimiento permanente se refiere a la resistencia y estabilidad, al control de agua y deformabilidad durante la vida útil.

1.4.1 Métodos de excavación

Los métodos de excavación de túneles se clasifican en métodos convencionales y mecanizados. El proceso o método constructivo a elegir y seguir, depende de:

- Proyecto geométrico
- Tipo de suelo donde estará inmerso el túnel
- Tecnología disponible y
- Experiencias previas

1.4.1.1 Método convencional

El método convencional es mediante el uso de explosivos y por ataque puntual por métodos manuales y mecanizados. Estos métodos pueden ejecutarse a sección completa o en secciones parciales dependiendo de las características de estabilidad suelo. El sostenimiento puede ser con marcos metálicos y concreto lanzado, enfilaje frontal y actualmente de otras técnicas y materiales complementarios.

1.4.1.2 Maquinas tuneleras

Una de técnicas constructivas empleadas en la actualidad es con máquinas tuneleras TBM por sus siglas en inglés (Tunnel Boring Machine) pudiendo clasificarse en escudos y topes, estos equipos tienen la característica de excavar, colocar el sostenimiento y extraer la rezaga mientras avanzan de forma automatizada, además presentan otras ventajas, sin embargo, también tienen limitaciones como se muestra a continuación (U.S. Army Corps of Engineers ,1997):

Ventajas

- Grandes avances por día
- Operación permanente
- Mayores condiciones de seguridad de los trabajadores
- Características uniformes de la rezaga
- Automatización en la operación

Desventajas

- Geometría circular (actualmente está cambiando esta tendencia)
- Limitada a las condiciones geológicas, geotécnicas
- Gran tiempo de movilización del lugar de fabricación del equipo al pie de la obra
- Altos costos de inversión

La elección adecuada del equipo TBM está en función de la estabilidad del suelo al frente de la excavación. Si el suelo es estable se emplea un escudo de frente abierto; si por el contrario es inestable requiere un ademe frontal cerrado, pudiendo ser: con presión de aire comprimido (Hidroshield), de lodo bentónico (Slurry), o presión de tierra balanceada (EPB) y así prevenir una posible falla en el frente de excavación (Tabla 1.5).

Tabla 1.5 Equipos de excavación

Máquinas tuneleras (TMB)			
Escudos	Frente cerrado		<u>Ademado frontal</u>
		Hidroshield	Aire comprimido
		Slurry	Lodo Bentonítico
	EPB	Tierra balanceada	
	<u>Frente abierto</u>	<i>(Suelos firmes, estables al frente)</i>	
<u>Topos</u>		<i>(Se emplean en roca)</i>	

La automatización del proceso constructivo en un equipo EPB (Figura 1.5), permite realizar las actividades de excavar, ademar, rezagar y avanzar. El proceso constructivo se muestra en diferentes secciones según la Figura 1.6 con la siguiente secuencia: La rueda de corte realiza la excavación del suelo; en la cámara de presión se equilibra (balancea) la presión con el material producto de la excavación (la rezaga acondicionada a una consistencia plástica) y estabiliza el frente (evitando deformaciones indeseables al frente como asentamientos en la superficie del terreno); al acumularse la rezaga se incrementa la presión, si esta es significativa entra en acción el tornillo extractor para regular la presión y paralelamente extrae el material. Al avanzar mediante los pistones hidráulicos, se colocan las dovelas mediante un brazo erector e integra el anillo con el que concluye un ciclo de avance, conforme se avanza en el proceso, los anillos de dovelas salen de la protección del faldón del escudo, comenzando la inyección de mortero en el espacio anular para garantizar el contacto y la interacción suelo-túnel una vez fraguado el mortero. El proceso de excavación, colocación de las dovelas e interacción de las mismas se detallan en la sección 1.4.2.

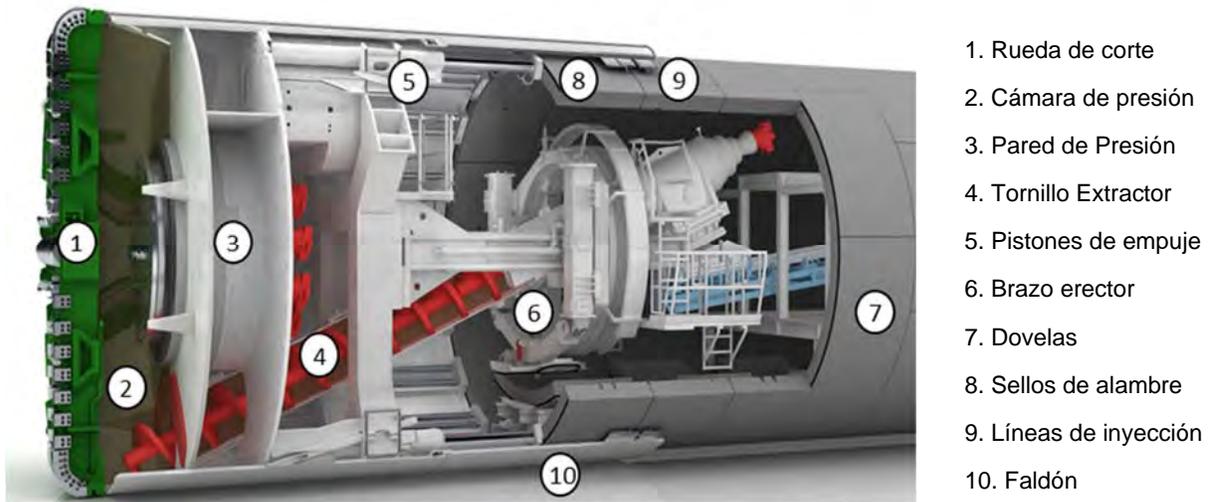


Figura 1.5. Frente de un escudo EPB (Herrenknecht, 2018)

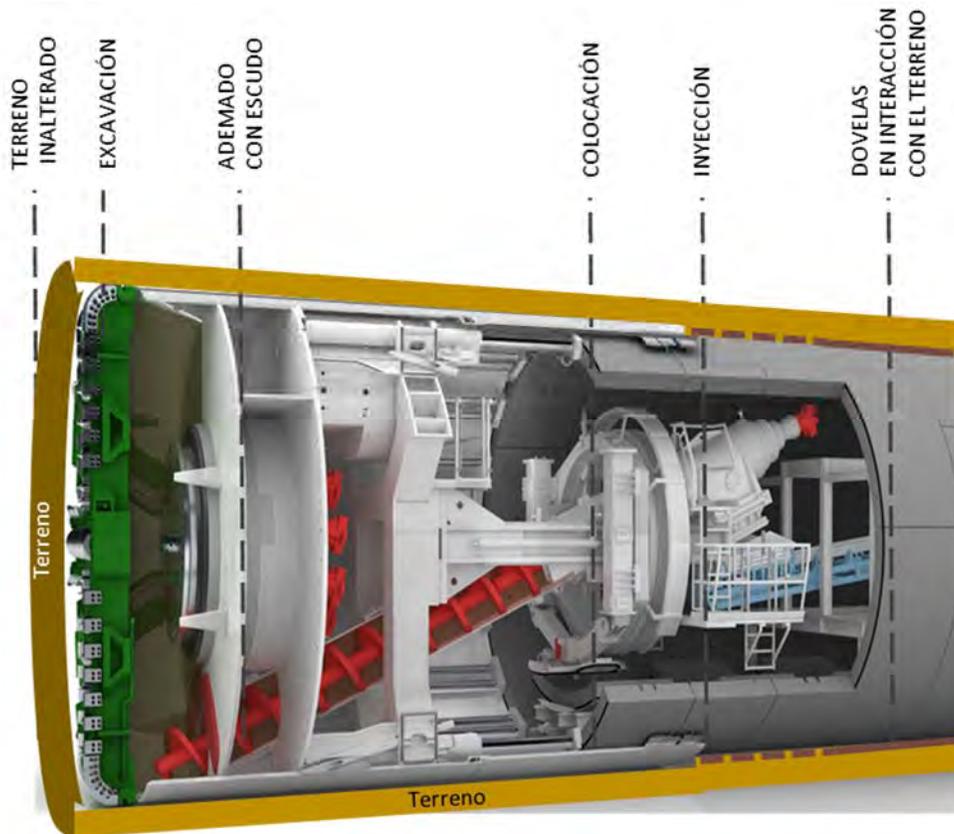


Figura 1.6. Proceso constructivo en diferentes secciones del EPB

1.4.2 Etapas constructivas de un túnel dovelado

La función principal de las dovelas es ademar la excavación y trabajar en conjunto con el suelo. Para comprender la interacción en un túnel dovelado (anillo segmentado) y el suelo es vital tener presente las etapas constructivas, que se sintetizan en una sección transversal los fenómenos que ocurren conforme avanza el equipo de excavación, como se muestra en la Figura.1.7:

Excavación, previa a ésta el estado del terreno es inalterado (E.1), inicia la excavación con la rueda de corte (E.2), y el ademado inicial (E.3) con la coraza del escudo (de diámetro exterior menor que la rueda de corte) sostiene el frente de excavación.

Colocación del sostenimiento de dovelas al interior del escudo siguiendo el trazo del proyecto geométrico, inicia generalmente en la zona de cubeta (C.1) y finaliza en la clave (C.2), esta disposición la realiza el brazo erector de dovelas y mecánicamente se mantienen unidos con tornillos. El número de segmentos depende del diámetro y la logística de colocación, buscando siempre el menor número de segmentos y así optimizar el trabajo de la TBM (Luttikholt, 2007)

Colocado el sostenimiento segmentado, la tunelera avanza y el anillo de dovelas se expone a un hueco anular provocado por la diferencia de diámetros exteriores de la rueda de corte y dovelas (I.1), al espacio anular se inyecta con mortero, garantizando el contacto suelo-sostenimiento y la distribución uniforme de esfuerzos geotécnicos, asimismo busca reducir la descompresión, desplazamientos radiales y asentamientos en la superficie.

La inyección de lechada de mortero inicia en la zona de cubeta (I.1), continua en hastiales (I.2) y culmina en la clave (I.3). El espacio anular típicamente está en el rango de 75 a 185 mm dependiendo del tamaño del escudo y del radio de curvatura (Guglielmenti, Grasso, Mahtab, y Shulin, 2007). La inyección se hace mediante líneas dispuestas al final del faldón, donde existen cepillos cuya función es impedir que la lechada de mortero entre a al interior del escudo y sólo se concentre en el espacio anular. El tiempo de cada anillo tiene que esperar antes de rellenado su espacio, puede variar de cuatro a ocho anillos subsecuentes instalados (1 a 3 días) (Iasiello, Caldentey, y Grolí, 2017), si el avance TBM no encuentra ningún problema.

Es importante notar que, entre la excavación y la colocación del sostenimiento, el suelo se ha relajado (efecto de descompresión), es decir se han inducido deformaciones que repercuten en su estado de esfuerzos respecto a la consideración de estado inicial, este efecto es significativo en suelos firmes, mientras en suelos blandos las condiciones iniciales tienden a re-establecerse (Auvinet, y Rodríguez, 2010), por lo que este efecto no se considera en el presente trabajo.

Con la inyección de contacto y el fraguado del mortero, inicia la interacción entre suelo y sostenimiento de dovelas (R1), aquí se presenta el efecto de descarga en el suelo (efecto burbuja) por la diferencia de pesos del suelo sustraído y el peso del anillo de dovelas junto con mortero (Zaldívar, et al 2012), este efecto es significativo en suelos blandos (Pérez y Auvinet 2012).

El revestimiento secundario (R2 y R3) puede complementar el sostenimiento de dovelas, en el caso de suelos blandos para soportar efectos adicionales como consolidación que altera el estado de esfuerzos a largo plazo. Sin embargo, en el presente trabajo no se considera éste revestimiento ni los efectos a largo plazo.

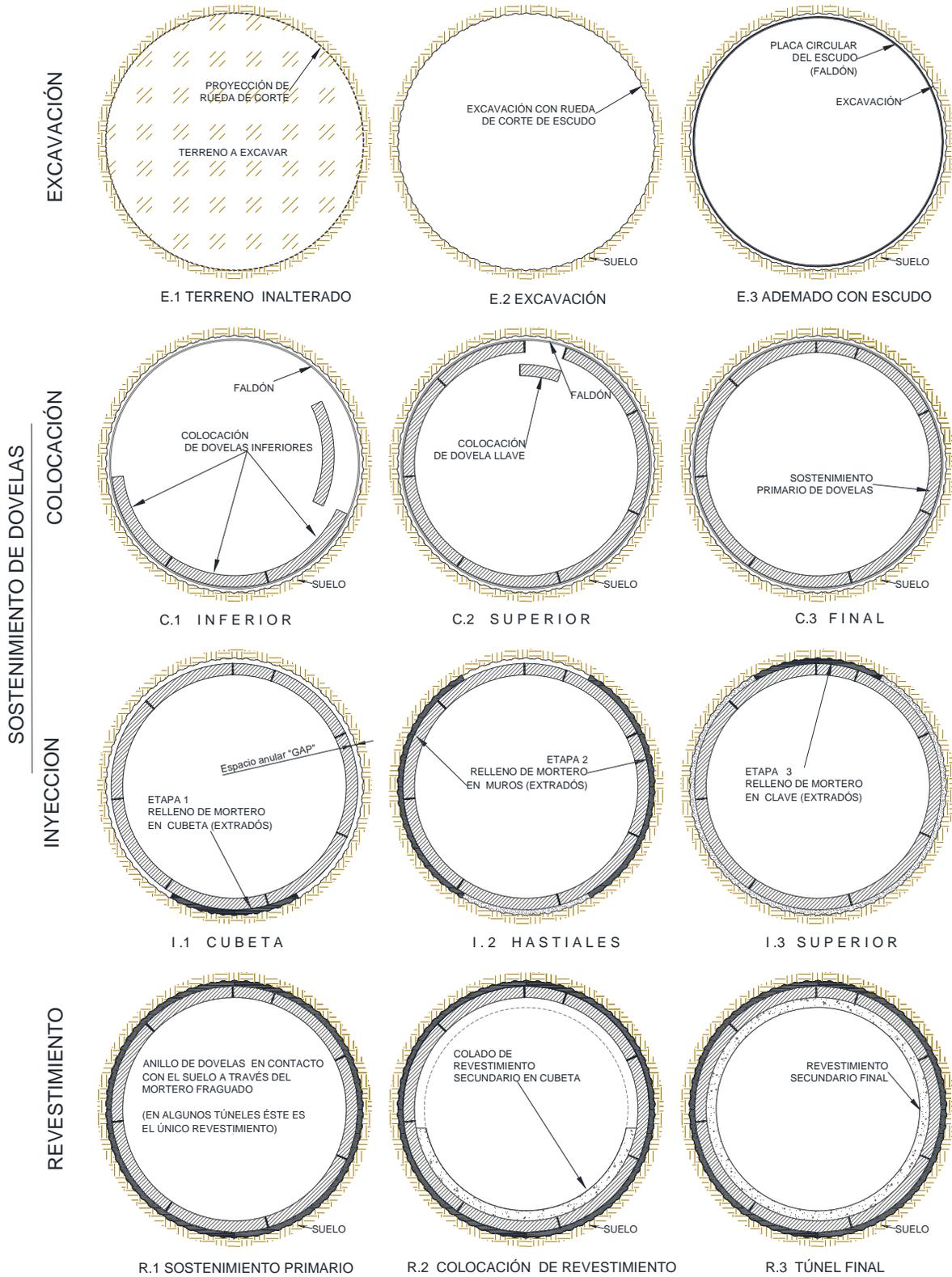


Figura. 1.7 Etapas constructivas de un túnel dovelado en su sección transversal

1.5 ANILLOS DE DOVELAS

La etapa del proceso constructivo particular que es el ensamble de las dovelas, es una actividad detallada e importante para un adecuado comportamiento durante la construcción, así como en la operación del túnel, para ello la colocación e integración del anillo de dovelas es fundamental el alineamiento (centrado) para no dañar los sellos de alambre y evitar a la postre la inclusión de mortero de contacto y agua al interior del túnel.

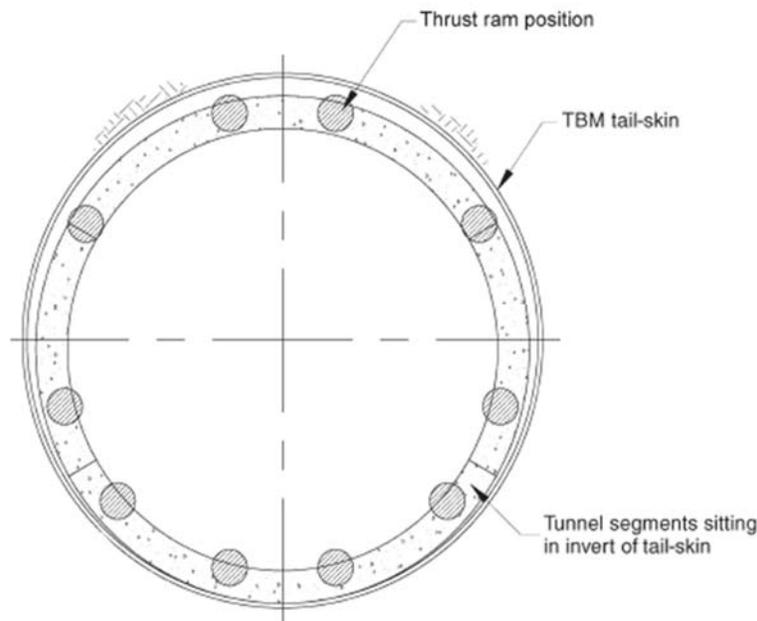


Figura 1.8. Anillo de dovelas desalineado dentro del faldón (BTS, 2004)

El análisis y diseño de las dovelas se realiza en diversas etapas. Para el presente trabajo de predimensionamiento se considera que el anillo está colocado en su posición definitiva considerando los fenómenos geotécnicos que inciden en la interacción suelo-túnel, sin embargo es importante destacar las otras etapas de análisis:

- Etapa de fabricación (desencofrado, manipulación, almacenamiento, transporte)
- Colocación (izamiento, empujes producidos por los gatos hidráulicos)
- Posición definitiva como sostenimiento (fraguado el mortero de contacto con el suelo, comienza la interacción suelo-estructura)

Generalmente se tienen 2 tipos de anillos, los rectos y los universales (asimétricos). Los anillos universales pueden emplearse en tramos rectos o curvos según el diseño geométrico. El anillo dispone de dovelas universales, contra-claves derecha e izquierda y una dovela de cierre en forma de cuña de menor tamaño, denominada dovela "K". A los empalmes entre dovelas se le denominan juntas longitudinales o radiales, mientras al ensamble entre anillos juntas transversales, definiciones que obedecen a la posición del plano respecto al eje longitudinal del túnel.

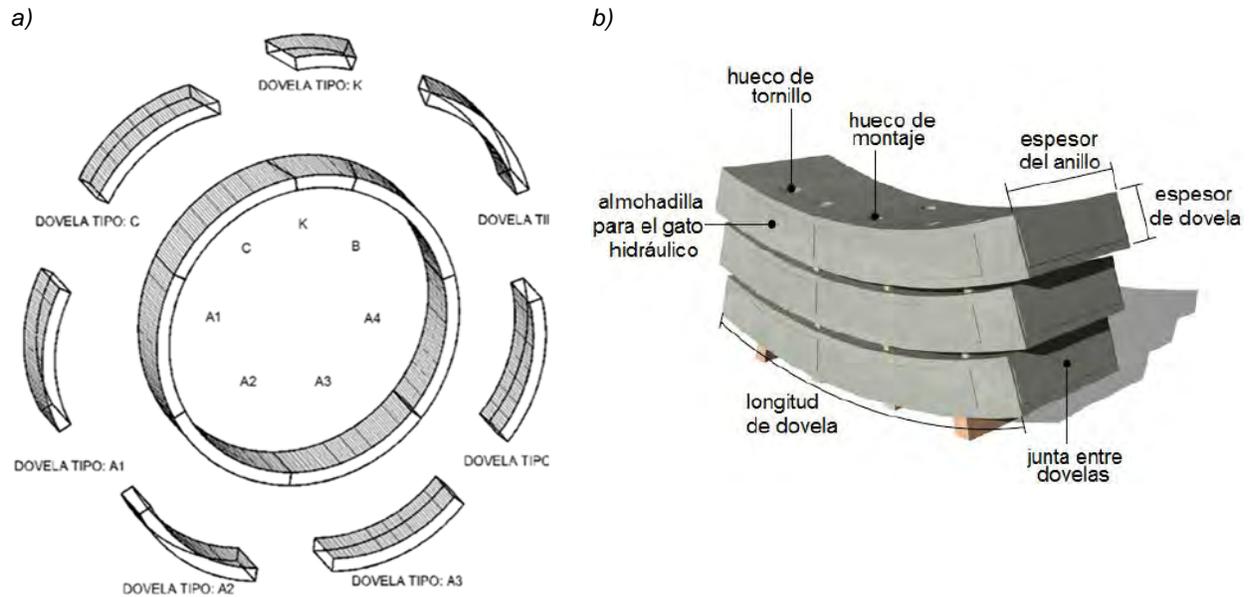


Figura 1.9. a) Anillo de dovelas universal (Conagua 2009), b) Componentes en dovela (Basurto, 2013)

1.5.1 Comportamiento de juntas

Las juntas (planas) permiten transferir fuerza axial, momentos flexionantes y fuerza cortante a las dovelas contiguas. El comportamiento mecánico de las juntas planas es fundamental en la respuesta global de los anillos dovelados que conforman el sostenimiento, de la siguiente manera sintetizados (Peña, Galván, y Meli, 2012):

El comportamiento de las juntas planas es función de:

- Geometría (largo y ancho);
- Propiedades mecánicas del concreto (módulo de Elasticidad E , coeficiente de Poisson ν);
- Relación entre esfuerzos verticales y horizontales ($K=Ph/Pv$);
- Tipo de conexión usada (juntas planas o juntas atornilladas).
- Numero de juntas, a mayor número de juntas el momento flexionante decrece.
- Orientación de las juntas y su efecto en el nivel de esfuerzos a flexión.
- La rigidez a rotación de la junta es función de las cargas actuantes en ella; disminuye cuando se incrementa el momento flexionante e incrementa al aumentar las fuerzas axiales. El comportamiento mecánico de las juntas se puede describir con una relación momento – rotación.

Este comportamiento permite comprender su importancia en el análisis y diseño de un túnel dovelado, así como su interacción con el suelo.

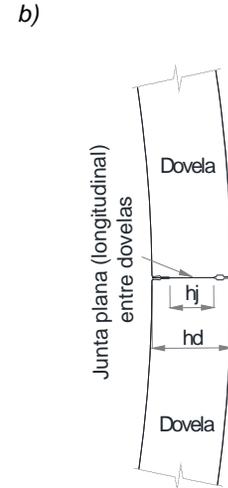


Figura 1.10. a) Juntas entre dovelas (Basurto y Peña, 2014), b) Esquema de peralte de junta y dovela

1.5.2 Banda de estanqueidad

El sostenimiento de dovelas dispone de una banda elastomérica con el propósito de mantener estanco el túnel (Figura 1.11), impidiendo la entrada mortero de inyección y/o de agua. La banda de estanqueidad está dispuesta en una acanaladura en el perímetro de cada dovela y garantiza la estanqueidad cuando se comprimen las juntas longitudinales y transversales. Adicionalmente se complementa con una banda tipo espuma (TOK), su propósito es evitar la entrada de suelo y/o mortero en el hueco de la junta, y minimizar las pérdidas de grasa de sellado del faldón del escudo. Con estos antecedentes, los requerimientos de espacio para la banda de estanqueidad son importantes e inciden directamente en el tamaño de la junta y el comportamiento del anillo de dovelas.

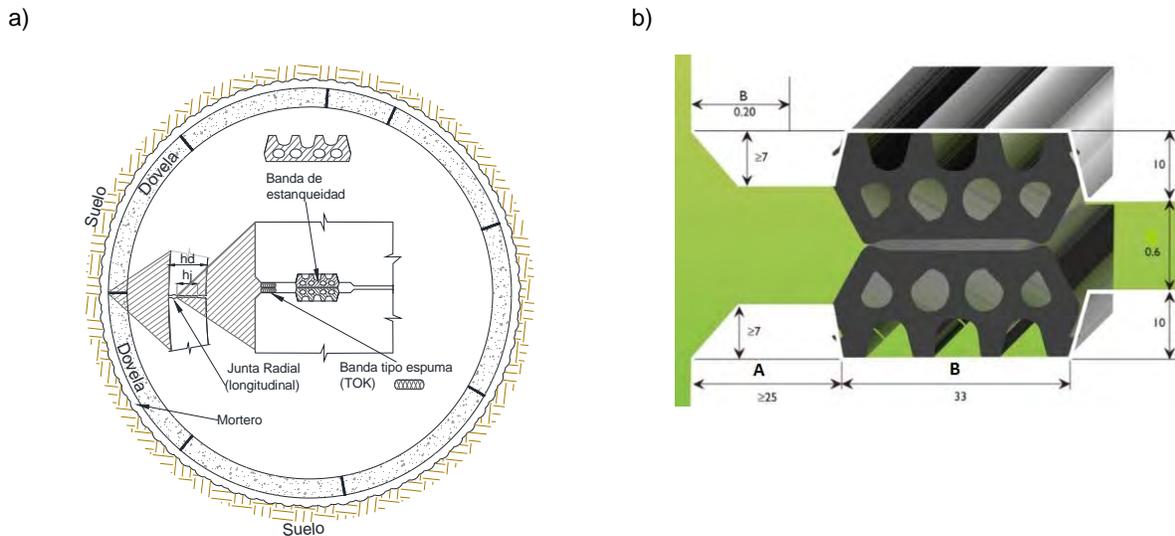


Figura 1.11. Banda de estanqueidad a) proyección en el anillo y b) Dimensiones mínimas requeridas en dovela (Guglielmenti, Grasso, Mahtab, y Shulin, 2007a)

1.6 CRITERIOS DE DEFORMACIÓN

Los valores límite de deformación recomendables en túneles son diversos, Peck (1969) recomienda que la deformación diametral máxima sea del 0.5% del diámetro (que ha llegado a ser un criterio aceptable), basado en la observación y mediciones de campo (empírico). Por su parte Széchy, (1973) recomienda no exceder de 1/100 del diámetro en el diseño de la sección transversal de alcantarillas articuladas.

Birger Schmidt, (1984) plantea relaciones de deformación ($\Delta R/R$) para túneles en diferentes tipos de suelo basados en las observaciones e instrumentación (Tabla 1.6), éstas recomendaciones han sido adoptadas por la BTS; adicionalmente la (BTS, 2004) sugiere no sobrepasar el 2.0% de distorsión (entre el máximo y el mínimo diámetro) siendo este un límite para la distorsión circunferencial.

Tabla 1.6 Relaciones de deformación radial recomendados para túneles circulares en suelos blandos (Schmidt, 1984)

Tipo de suelo	Relación $\Delta R/R$
Arcillas duras a muy duras, factor de sobrecarga <2.5 - 3	0.15-0.4%
Arcillas suaves o duras, factor de sobrecarga <2.5 - 3	0.25-0.75%
Arenas densas o cohesivas, suelos residuales	0.05-0.25%
Arenas sueltas	0.10-0.35%

Notas:

Agregar 0.1-0.3 para túneles construidos con aire comprimido.

Agregar la deformación apropiada para efectos externos, cuando pasa un túnel contiguo.

Estos valores se asumirán con cuidado en construcción y en los métodos estándar de excavación.

El factor de sobrecarga $FSC = \frac{\sigma_v - P_a}{c}$, donde σ_v : esfuerzo vertical, P_a : Presión de aire en el frente, c : cohesión

El límite de la deformación diametral planteado por Peck (1969), se ha sometido a diversas validaciones para racionalizar su límite. Rodríguez y Salomón (1987) realizaron diversos experimentos a escala real en dovelas con pernos, encontrando que superando este límite el túnel presenta daños significativos. Para túneles dovelados Bloom, determina que la abertura de juntas (permisible entre 1 y 3 mm (Peña, 2009)) y agrietamiento de dovelas afectan el comportamiento del sostenimiento por la filtración del agua al interior.

Trabajos recientes con modelos numéricos (Carpio, Peña y Galván, 2017) han racionalizando el rango de deformación en arcillas blandas (Tabla 1.6); a partir de análisis paramétricos determinaron las fronteras entre los límites elástico, de fluencia y último del comportamiento de túneles dovelados para diversas cargas radiales; entendiendo el comportamiento plástico o de fluencia es cuando se presentan grandes rotaciones (superiores a 0.01 radianes), las juntas se abren (>1mm) y el túnel se agrieta por flexión.

1.7 CRITERIOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

Actualmente en el predimensionamiento de un túnel se han considerado las metodologías empíricas y semi-empíricas que en su época se consideraron en el diseño, con el objetivo de obtener un espesor inicial para análisis más detallados a partir de conocer los elementos mecánicos que actúan en el sostenimiento. A continuación, se presentan algunos de los criterios más representativos.

1.7.1 Método Semi-empírico de Peck (1969)

El método considera la flexibilidad del anillo y determina el momento máximo con la ecuación 1.1 que toma en cuenta la geometría del túnel, las propiedades elásticas y la deformación considerada (impuesta). También se obtiene la carga axial acorde con la ecuación 1.2 a partir de los esfuerzos generados por el suelo y el radio del túnel. Los valores de deformación recomendables $\Delta D / D$, generalmente considera el límite de 0.5% (Peck, 1969), ver sección 1.6.

$$M_{max} = 3 \left(\frac{E_e I}{R} \right) \left(\frac{\Delta D}{D} \right) \quad (1.1)$$

Donde:

- E_e Módulo de elasticidad del concreto efectivo
- I Momento de inercia de la sección
- R Radio del túnel
- $\left(\frac{\Delta D}{D} \right)$ Relación de incremento de diámetro entre diámetro inicial.

$$N = \sigma R \quad (1.2)$$

Donde:

- N Fuerza axial por ancho unitario
- σ Esfuerzo vertical unitario que actúa sobre el túnel
- R Radio del túnel

En su documento RETC 1972, Peck, et al. recomendaron un criterio para evaluar la flexibilidad relativa del revestimiento y el suelo blando, el revestimiento puede considerarse completamente flexible si la relación EI/R^3 es menor de cinco veces la resistencia a la compresión no confinada del suelo q_u , considerado para una "relación de flexibilidad" de 10, donde el momento de inercia por ancho unitario es $I=d^3/12$ siendo "d" el peralte de la dovela.

Entre otras implicaciones encontradas como se muestra en la Figura 1.12 adaptado de Kuesel, (1996) al sistema internacional, considerando una resistencia a la compresión $f'c$ de 16 MPa, se determinó que la rigidez de una anillo segmentado es cercana a la mitad respecto de un anillo monolítico y el momento de inercia esta entre un 60 a 80% respecto de una sección completa para un mismo espesor. Aquí se da un indicio del peralte cuyo rango de la relación peralte de dovela- radio del túnel segmentado generalmente se encuentra de 6 al 10%.

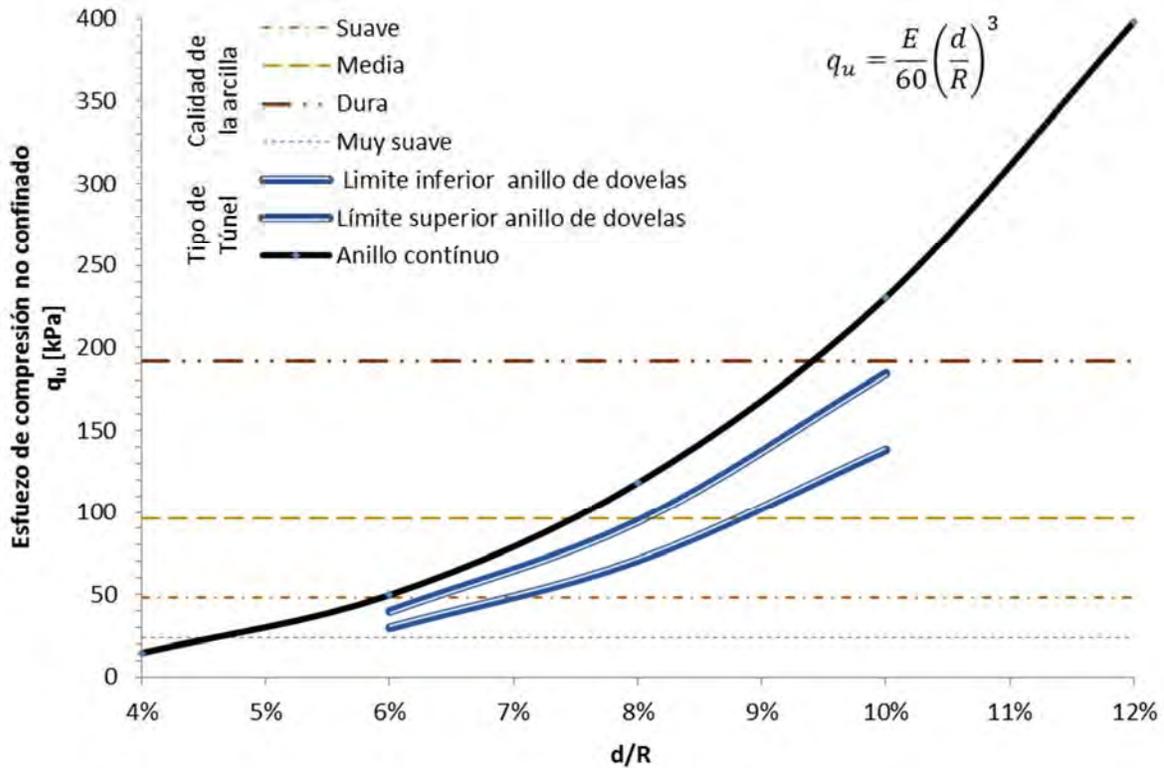


Figura 1.12. Resistencia mínima de compresión no confinada en suelo blando para evaluar la flexibilidad de un túnel (adaptada de Kuesel, 1996)

1.7.2 Criterio Széchy

(Széchy, 1973) considera que para un anillo monolítico, empleando las ecuaciones de Forchheimer, obtienen los elementos mecánicos máximos, para los momentos en clave y en los hastiales acordes con la ecuación 1.3, fuerzas axiales máximas en hastiales con la ecuación 1.4; así también determina el acortamiento del diámetro vertical del túnel con la ecuación 1.5 y recomienda éste sea menor o igual que el 1%.

$$M_{max} = \pm \frac{p r^2}{4} \quad (1.3)$$

$$N_{max} = p r \quad (1.4)$$

$$\Delta d = \frac{1 p r^4}{6 EI} \quad (1.5)$$

Donde:

p Esfuerzo unitario del suelo

E Módulo de elasticidad del concreto

r Radio del túnel

I Momento de inercia de la sección

1.7.3 Criterio de Muir Wood

Muir Wood (1975) adecua la expresión 1.1 para túneles dovelados y obtiene las ecuaciones 1.6 y 1.7 además propone que la inercia efectiva I_e del anillo de dovelas, dependa del número de juntas n y el momento de inercia de éstas I_j , así como de la inercia total del anillo I , como se muestra en la ecuación 1.8. Considera que el número de juntas debe ser mayor a 4, este criterio ha sido adoptado por (BSI, 2016)

$$M_{max} = \frac{3 U_{max} E I_e}{r^2} \quad (1.6)$$

$$U_{max} = \frac{M_{max} r^2}{3 E I_e} \quad (1.7)$$

$$I_e = I_j + I \left(\frac{4}{n}\right)^2 \quad n > 4, I_e \leq I \quad (1.8)$$

Las deformaciones radiales se obtienen con la ecuación 1.7.

Donde

- r: Radio de las dovelas (túnel)
- E: Módulo de elasticidad del concreto
- I_e : Momento de Inercia efectivo de la sección de la dovela, se considera $I_e = I_j$
- M: Momento flexionante máximo
- b: Ancho de la dovela
- U_{max} : Deformación máxima del radio r

1.7.4 Criterio de CFE

La Comisión Federal de electricidad, CFE (1979) propone que el espesor del ademe de concreto puede estimarse de acuerdo con la expresión 1.9 en donde t_n es el espesor nominal del concreto (m), r es el radio en metros, p_i es la carga de soporte en t/m^2 , $f'c$ es la resistencia nominal del concreto a la compresión y FS es el factor de seguridad $FS \geq 2$. En la expresión 1.9 considera el recubrimiento (0.05 a 0.1 m) y únicamente el esfuerzo a compresión provocado por el esfuerzo entono al túnel.

$$t_n = \frac{r p_i}{f'c} FS + (0.05 \text{ a } 0.1) \quad (1.9)$$

1.7.5 Criterio de Kuessel

Kuessel, complementa el criterio de Peck (1969), determinando el esfuerzo por flexión con la deformación asociada predefinida (teniendo como límite el 1%), en función del peralte del túnel (d), el radio (R), la relación d/R como se muestra en la Figura 1.13, adaptada (Kuessel, 1996) al sistema internacional, proporciona el esfuerzo por flexión en un anillo elástico (con tolerancia de una deformación plástica de un anillo monolítico y juntas flexibles, en el caso de dovelas) para un rango de relación d/R . Donde el esfuerzo inducido es directamente proporcional al espesor del sostenimiento asimismo se considera un módulo de elasticidad al 50% para considerar el anillo dovelado.

La profundidad, el peso volumétrico del suelo y el radio del túnel permiten calcular el esfuerzo a compresión con la ecuación 1.2; con los esfuerzos a flexión y compresión determinados se realiza el dimensionamiento.

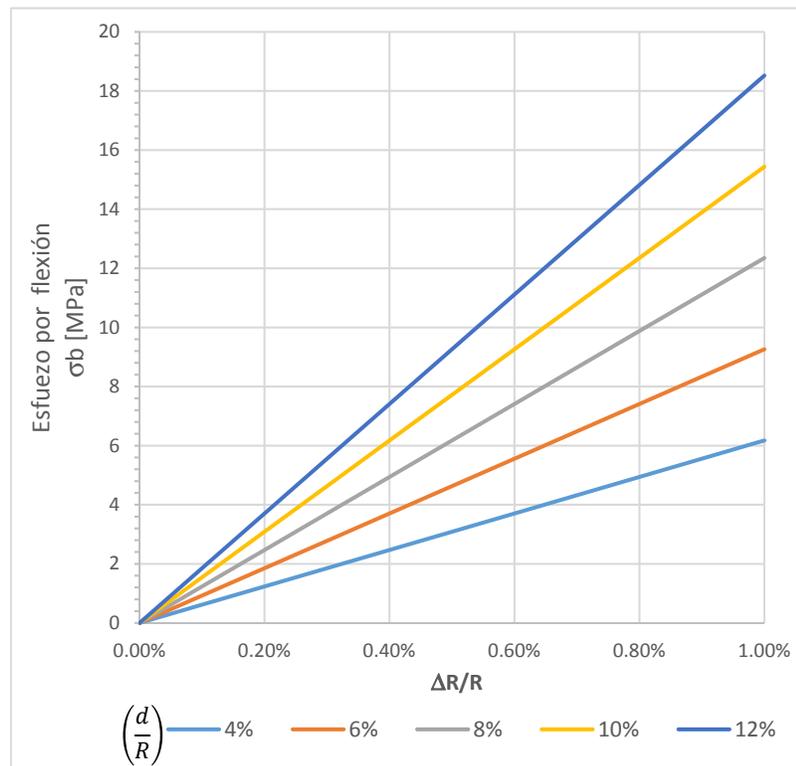


Figura 1.13. Esfuerzos flexionantes en un anillo de concreto flexible

$$E_c = 20,579 \text{ MPa}$$

Para anillos flexibles de dovelas el módulo elasticidad se reduce un 50%

$$\sigma_b = \pm 1.5 E_c \left(\frac{d}{R} \right) \left(\frac{\Delta R}{R} \right) \quad (1.10)$$

1.7.6 Criterio de Tamez

Tamez et al, (1997) propone la siguiente expresión para el predimensionamiento del espesor de un túnel, solo considera el esfuerzo a compresión en la sección transversal unitaria provocado por el esfuerzo al eje del túnel, como se presenta en la siguiente expresión:

$$d = \frac{FC \sigma D}{2 f_c^*} \quad (1.11)$$

Donde:

d	Espesor o peralte del túnel
FC	Factor de carga (2 para sostenimiento primario y 3 para revestimiento único)
$\sigma = \gamma H$	Esfuerzo radial uniforme
D	Diámetro del túnel
f_c^*	Resistencia nominal del concreto a compresión $f_c^* = 0.8 f'_c$

1.7.7 Criterio de Blom

Blom (2002) en sus investigaciones de túneles dovelados holandeses en suelos blandos, la relación diámetro/espesor (λ) comprenden el rango entre 21.6 y 22.4 para túneles entre 7.6 y 13.3 m de diámetro interno, asimismo retoma la regla para obtener el espesor del sostenimiento como diámetro interno entre 20 ($D/20$).

1.7.8 Criterio estadístico

Algunas evaluaciones estadísticas citan que la relación diámetro/espesor λ de diversos túneles dovelados en el mundo, está en el rango entre 16 y 32, siendo la tendencia el valor de 26. (ESTEFANIA- INTECSA, 2007). Por su parte Guglielmenti, et al. (2007) muestra que en Italia el rango esta entre 15 y 28 para túneles de transporte. En México en suelos blandos la relación obtenida está en el rango de 20.5 a 24, como se observa en la Tabla 1.7, para emisores y túneles de transporte entre 5.6 a 9.1 m de diámetro interno.

Tabla 1.7 Características de túneles construidos en suelos blandos en la cuenca del Valle de México

Túnel	D Diámetro interno dovelas [m]	hd Espesor real construido [cm]	n No. De dovelas	B Ancho de dovelas [cm]	Profundidad promedio al eje del túnel ho [m]	Revestimiento final	Tipo de suelo	Relación de esbeltes λ (D/h _d)
Metro Línea 12 ⁽¹⁾	9.1	40	8	150	17	No	Arcilla	22.75
TEO ⁽²⁾	7.7	35	7	150	20	Si	Arcilla	22
Río de la Compañía ^{(2), (3)}	5.6	25	6	-	16	Si	Arcilla	22.4
Interceptor Central ⁽⁴⁾	5.6	25	4	80	26	Si	Arcilla	22.4
Chimalhuacán II ⁽²⁾	5.6	27.5	6	100	21	Si	Arcilla	20.4
Interceptor Oriente ⁽⁵⁾	5.5	25	4	75	24.5	Si	Arcilla	22

(1). GDF, CDMX (2). Conagua (3). Cervantes, M, 2013 (4). Tusa, 1970 (5) Moreno A. y Schmitter, 1981 (6) Amitos 2013

1.8 COMENTARIOS SOBRE LOS CRITERIOS EMPLEADOS EN EL PREDIMENSIONAMIENTO

En el predimensionamiento de un túnel se han considerado las metodologías empíricas y semi-empíricas que en su época se consideraron en el diseño con el objetivo de obtener un espesor inicial para análisis más detallados, a partir de conocer los elementos mecánicos que actúan en el sostenimiento. Para conocer los elementos mecánicos se consideran las características geométricas, las propiedades del material que integran el túnel. Para el caso particular de obtener el momento flexionante se impone una deformación, como el propuesto por Peck (1969) que considera un límite establecido de 0.5% del diámetro, donde observó que los túneles se comportan adecuadamente, mientras Muir Wood (1975) complementa el criterio para túneles dovelados reduciendo la inercia de la sección considerando el número de dovelas. Kuessel basado en estas consideraciones adapta su propuesta en términos de esfuerzos a flexión y compresión, en el esfuerzo a flexión considera un espectro de deformaciones entre 0.1 - 1 %, mientras a compresión considera el esfuerzo provocado por el suelo al centro del túnel. También, a partir de la experiencia y construcción de túneles con diferentes características constructivas, geométricas y entorno geotécnico se tienen criterios estadísticos, sin olvidar criterios empíricos como el retomado por Bloom (2002) para obtener el peralte del túnel para suelos blandos como el diámetro interior entre veinte ($D_i/20$).

Derivado de éstos antecedentes, actualmente no se disponen de criterios de predimensionamiento, que consideren de manera más racional los fenómenos geotécnicos y estructurales en túneles dovelados por ello la razón el presente trabajo. La importancia de la propuesta de predimensionamiento racional en suelos blandos es que considera los fenómenos más representativos en los esfuerzos alrededor del túnel y sus cambios por la construcción e interacción con el túnel, donde la trascendencia de las juntas es sustancial (túneles dovelados) para la interacción y su comportamiento global por deformación, cuyo objetivo es que las juntas garanticen la estanqueidad, considerando en las dovelas concreto simple y su resistencia al aplastamiento. Se consideran soluciones analíticas geotécnicas que mejor representan el cambio de esfuerzos por la construcción y colocación del túnel, e incorpora el factor de reducción de rigidez (en el comportamiento lineal de las juntas) para el análisis de interacción, que mejor simula el anillo dovelado a uno continuo equivalente, asimismo se limita un desplazamiento radial que garantiza el límite de la hipótesis del comportamiento lineal de las juntas.

1.9 NORMATIVIDAD

México

La reglamentación en México no es específica en relación con los túneles, sin embargo, existen avances en la reglamentación actual y en la elaboración de manuales.

- El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), actualizado en 2017.
 - En las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, proporciona especificaciones en el concreto reforzado, así como consideraciones por durabilidad entre otras aplicables.
 - En las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas, en su sección 4 (Normas sobre Aspectos Constructivos), apartado 5 (Construcción en el Subsuelo), se abordan generalidades constructivas para túneles excavados por el método convencional.
 - En las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones se aborda la zonificación geotécnica del Valle de México.

Manuales

- La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), publicó en 1987 el Manual de Diseño Geotécnico, en su capítulo 3, Diseño del Metro en Túnel; aborda la metodología de diseño, procedimientos de excavación con escudos y expone criterios de diseño del sostenimiento, asimismo aborda el análisis de asentamientos superficiales.
- La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), en el Manual de Diseño y Construcción de Túneles en Carretera (2016), expone de manera sucinta el sostenimiento de dovelas.
- La Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE 2015), en su capítulo Diseño por Sismo sección 3.14 Estructuras tipo 12, proporciona recomendaciones para el diseño sísmico de túneles revestidos de sección circular, únicamente para túneles en roca o suelo duro.
- La Comisión Federal de Electricidad CFE, en su capítulo B.5.1 Túneles y Lumbreras en suelos blandos
- La Conagua en su Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) no cuenta con un apartado en materia de túneles, sin embargo, ha participado en múltiples proyectos importantes de drenaje en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM).

Internacional

A nivel internacional se tiene importantes guías y normatividad en este aspecto destacando:

- Tunnel lining design (2004), publicada por la Sociedad Británica de Túneles (BTS)
- Tunnel design- Design of concrete segmental tunnel lining- Code of practice, (BTS)
- Recomendaciones de la AFTES (Asociación Francesa para Obras Subterráneas)
- Norma Noruega NS 3473 E 992 para HAR.
- Instrucción de Hormigón Estructural EHE (ESPAÑA)

Capítulo 2

CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS Y ESTRUCTURALES PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 INTERRELACIÓN SUELO Y TÚNEL

Una forma de entender de forma cualitativa el fenómeno de interacción es a través de las curvas convergencia del suelo y confinamiento del soporte, que de forma simplificada para una sección transversal se tiene que, en un punto en el perímetro del túnel en un estado inicial (donde no existen deformaciones) se tienen los esfuerzos correspondientes P_o , al excavar existe una deformación radial U_i que disminuye los esfuerzos del suelo y su comportamiento corresponde a la curva CC, este comportamiento depende de las propiedades del terreno. Por su parte colocado a una cierta distancia "d" del frente el soporte, se tiene una deformación U_d que corresponde a un esfuerzo P_d donde comienza la interacción suelo-túnel existiendo compatibilidad de deformaciones y cuyas características de rigidez del sostenimiento configuran la curva CF, al interactuar llegarán a una deformación de equilibrio U_{eq}

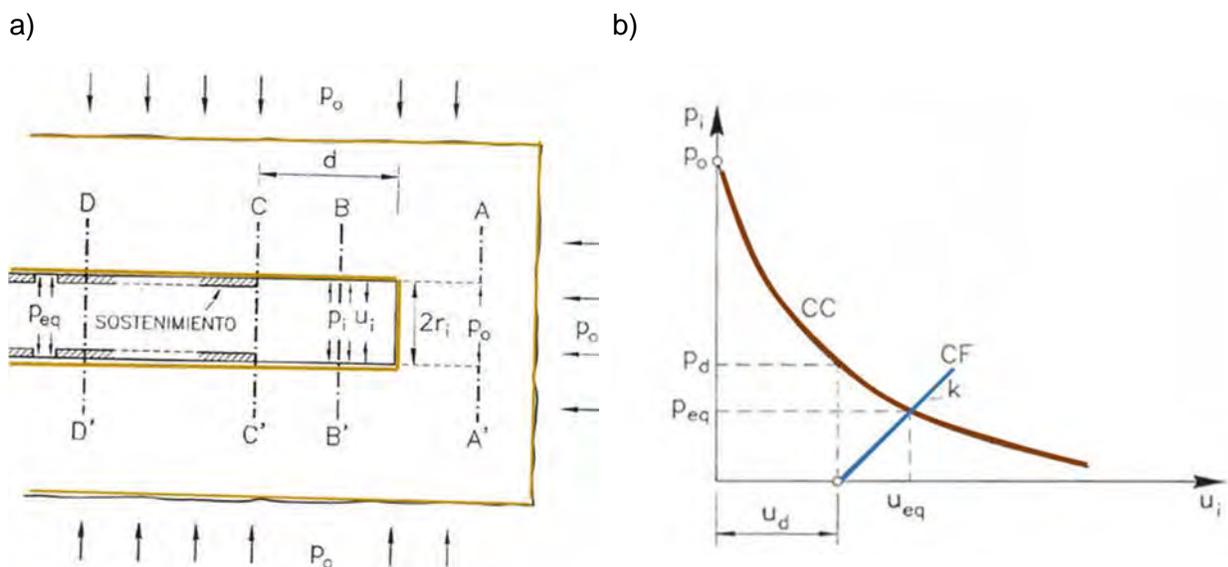


Figura 2.1. a) Sección longitudinal de excavación de un túnel, b) Curva Convergencia-Confinamiento

El caso es análogo en la colocación del sostenimiento primario (construcción) de un túnel, el suelo en estado originalmente inalterado transita por diversos estados de esfuerzos y deformaciones hasta alcanzar su equilibrio final con el sostenimiento primario colocado y comenzar el trabajo en conjunto (interacción) suelo túnel (Figura.1.7). Por tanto, son trascendentes los aspectos geotécnicos, estructurales y su interrelación para una adecuada consideración y análisis del túnel.

Los aspectos geotécnicos reflejan en la metodología geotécnica, los fenómenos relevantes que se presentan e influyen en el análisis del túnel. Al alterarse el estado inicial de esfuerzos, éste cambia por la descompresión en el perímetro de la excavación sin embargo en suelos blandos se desprecia este efecto, después de un tiempo al colocar un sostenimiento de menor peso que el material excavado se produce un efecto que tiende a que la estructura presente una fuerza ascendente (efecto burbuja) cambiando a otro estado de esfuerzos, finalmente al comenzar el trabajo en conjunto entre suelo y estructura se presenta la interacción aquí los aspectos estructurales tienen influencia particularmente el factor de reducción de rigidez.

Los aspectos estructurales consideran la rigidez del túnel que permite una distribución de esfuerzos en el perímetro y cuyas deformaciones aprovechan la resistencia al esfuerzo cortante del terreno. La rigidez relativa entre el suelo y el soporte, es un factor importante en la interacción suelo-túnel, cualquier método simplificado para diseñar el recubrimiento de túneles debe relacionar directamente las fuerzas y desplazamiento en el soporte, con las rigideces del soporte y el suelo.

Los aspectos descritos se consideran en el análisis del predimensionamiento, la metodología geotécnica (CFE, 2017) sintetiza e incorpora trabajos de diversos autores entre ellos Pérez y Auvinet, (2012), para la interacción se incorpora el factor de reducción de rigidez estructural (Basurto, 2013) y así simplificar el anillo segmentado en un anillo continuo, finalmente se obtienen deformaciones así como los elementos mecánicos en el sostenimiento, que en el predimensionamiento han de satisfacer los límites de deformación recomendados, sin olvidar los esfuerzos resistentes en las dovelas y la capacidad al aplastamiento en las juntas.

2.2 ESTRATIGRAFÍA DE LA ZONA DEL LAGO DEL VALLE DE MÉXICO

La cuenca del Valle de México se zonifica en zona de lomas, transición y lago, ésta última integrada por suelos blandos que de acuerdo con el modelo estratigráfico de Marsal y Mazari (Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México) por:

- a. Costra Superficial, formado comúnmente por 3 sub-estratos: relleno artificial, suelo blando y costra seca
- b. Formación Arcillosa Superior (FAS), varía entre 25 y 50 m de espesor, con arcillas blanda alta relación de vacíos y altos contenidos de agua, presenta efectos de consolidación debida a sobrecargas superficiales y bombeo profundo (Santoyo, Ovando, Mooser, y León, 2005).
- c. Capa Dura
- d. Formación Arcillosa Inferior (FAI), con arcillas consolidadas
- e. Depósitos profundos, constituido por materiales granulares

Actualmente se tiene mayor conocimiento de las profundidades y espesores de los estratos principales (entre otras propiedades) en el Valle de México gracias al Sistema de Información Geográfica para sondeos Geotécnicos (SIG-SG), apoyados en la geo-estadística en la zona del Valle de México (Méndez, Juárez, y Auvinet, 2017)

Los túneles del sistema de drenaje profundo (1967) en la zona metropolitana del Valle de México se realizaron arriba de la capa dura en la formación arcillosa superior bajo la consideración que a esta profundidad los hundimientos diferenciales son de menor magnitud (Santoyo et al., 2005).

Las propiedades índices son el peso volumétrico, la relación de vacíos, entre otras, para el caso de las arcillas típicas del Valle de México el peso volumétrico es del orden de 11.5 -13 kN/m³, siendo el valor típico de 12 kN/m³.

Los parámetros geomecánicos medios de la formación arcillosa superior (FAS) se plasman en Tabla 2.1, recopilado de (Farjeat y Delgado, 1988) y (Mofal, 1985). Sin embargo es importante destacar que diversos trabajos en el antiguo lago de Texcoco, han determinado ángulos de fricción efectiva de 41° (Cervantes, 2017), mientras para el coeficiente k_0 en arcillas del subsuelo del valle de México, Díaz Rodríguez, et al. (Nava, 2007) han determinado coeficientes cercanos a 0.3, que corresponden a un ángulo de fricción efectivo de 45°.

Tabla 2.1 Parámetros medios del suelo en la formación arcillosa superior (Farjeat y Delgado, 1988)

Cohesión	0.5-1.5 kg/cm ²	50-150 kPa
Resistencia a la compresión no confinada	0.1-0.8 kg/cm ²	10-80 kPa
Ángulo de fricción interno (efectivo)	0°-15°	
Contenido de agua	200 - 650%	
Módulo elástico (corto plazo)	40 kg/cm ²	4000 kPa
Módulo elástico (largo plazo)	8 kg/cm ²	800 kPa
Relación de Poisson (ν')	0.33	
Coefficiente de empuje de tierras en reposo (k_0)	0.5	

Estudios recientes en la formación arcillosa superior e inferior del valle de México en cuanto al contenido de agua han determinado que para la formación arcillosa superior oscila entre 150% a 500%, mientras que en la inferior entre 100% y 200% (Hernández Y, 2015). Los resultados obtenidos para la serie arcillosa superior, tienen sentido debido a la extracción de agua a la que ha estado sometida.

En relación con el módulo de elasticidad en condiciones no drenadas (E) puede determinarse a en función del módulo de elasticidad drenado o efectivo (E'). El módulo no drenado, en las arcillas del valle de México, usualmente esta en el rango de 3.3 a 5 veces el módulo de elasticidad efectivo. En cuanto a la relación de poisson que aparece en la Tabla 2.1, ésta es efectiva; mientras la relación de poisson para condiciones no drenadas, se considera generalmente el valor de 0.49, citado valor es importante para análisis a corto plazo.

2.3 SOLUCIONES ANALÍTICAS PARA EL ESTUDIO DE TÚNELES

2.3.1 Solución de Melan (1932).

La solución de Melan determina los campos de esfuerzos y desplazamientos en un medio homogéneo, isótropo y elástico lineal, producidos por una carga lineal de longitud infinita. Esta solución permite simular el efecto de la descarga del suelo generado por la diferencia de cargas del material excavado y el túnel. La descarga total del suelo se representa como una fuerza vertical ascendente equivalente (Figura 2.2). Esta solución también puede encontrarse integrando las ecuaciones de Mindlin (1936).

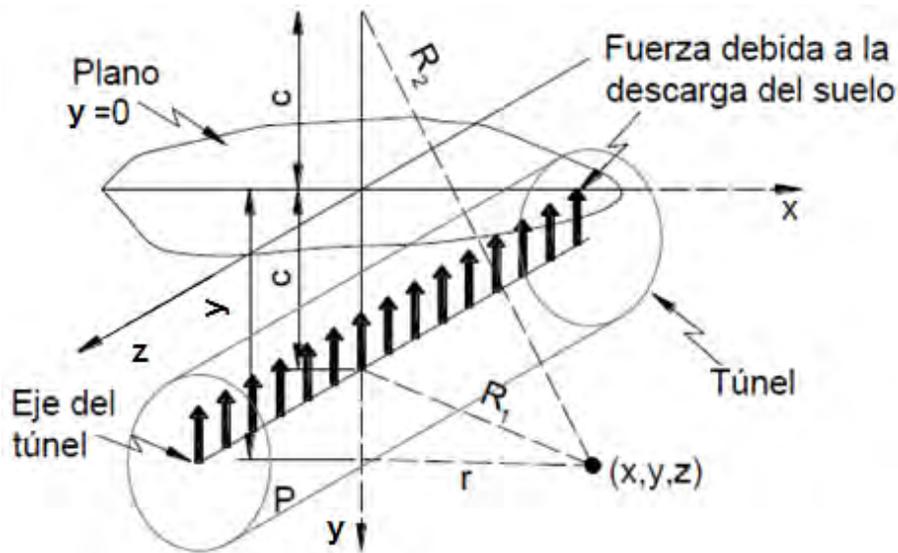


Figura 2.2 Fuerza normal debida a la descarga del suelo actuando en el eje del túnel, problema de Mindlin (1936)

La magnitud de la fuerza ascendente debida a la descarga del suelo se determina con la expresión:

$$Q_1 = \gamma \pi a^2 - P_r \quad (2.1)$$

Dónde:

Q_1 = Fuerza debida a la descarga del suelo por unidad de longitud

γ = Peso volumétrico del suelo excavado

a = Radio de la excavación

P_r = Peso del revestimiento primario.

El incremento de esfuerzos generado por la descarga P , puede calcularse como sigue:

$$\Delta\sigma_y = \frac{Q_{1-2}}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(y-c)^3}{R_1^4} + \frac{(y+c)}{R_2^4} [(y-c)^2 + 2cy] - \frac{8cy(y+c)x^2}{R_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left(\frac{y-c}{R_1^2} + \frac{3y+c}{R_2^2} - \frac{4yx^2}{R_2^4} \right) \right\} \quad (2.2)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{Q_{1-2}}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(y-c)x^2}{R_1^4} + \frac{(y+c)(x^2 + 2c^2) - 2cx^2}{R_2^4} + \frac{8cy(y+c)x^2}{R_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left(-\frac{y-c}{R_1^2} + \frac{y+3c}{R_2^2} + \frac{4yx^2}{R_2^4} \right) \right\} \quad (2.3)$$

$$\Delta\tau_{xy} = \frac{Q_{1-2}x}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(y-c)^2}{R_1^4} + \frac{z^2 - 2cy - c^2}{R_2^4} + \frac{8cy(y+c)^2}{R_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left(\frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2} + \frac{4y(c+y)}{R_2^4} \right) \right\} \quad (2.4)$$

Con:

$$m = \frac{1-\nu}{\nu}$$

Dónde:

c =distancia desde la superficie del medio hasta el eje longitudinal del túnel.

R_1 =distancia radial a partir del centro del túnel a cualquier punto en el medio

R_2 =distancia radial a partir de un punto imaginario colocado a una distancia c por encima de la superficie hasta el punto de interés en el medio.

Se puede emplear el principio de superposición, adicionando a los esfuerzos iniciales, los incrementos de esfuerzo obtenidos con las ecuaciones de Melan, obteniendo así un estado de esfuerzos que simule de mejor manera el comportamiento de un túnel, mismo que se puede complementar con análisis posteriores.

2.3.2 Análisis simplificado para soportes de túneles (Einstein y Schwartz 1979)

Los elementos geotécnicos que actúan sobre el revestimiento en túneles circulares se pueden calcular con la solución analítica de Einstein y Schwartz (1979). Esta solución resuelve el problema de interacción terreno-revestimiento con base en el concepto de rigidez relativa de Burns y Richard (1964). Considera que el terreno está sometido a un estado bidimensional de esfuerzos iniciales, dicho estado se define por el esfuerzo vertical P (igual al peso del terreno en el centro del túnel) y horizontal KP en el mismo lugar Figura 2.3, donde el parámetro K es la relación entre los esfuerzos horizontal y vertical.

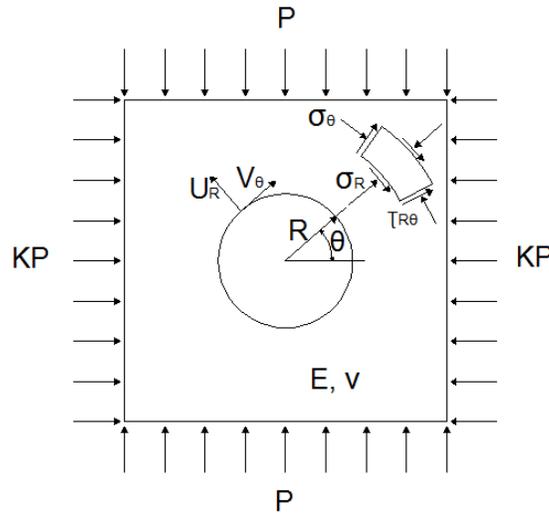


Figura 2.3 Nomenclatura para el análisis de un túnel circular (Einstein y Schwartz, 1979)

Lo anterior significa que en cualquier punto del terreno el estado inicial de esfuerzos es el mismo. Esta suposición es válida cuando las variaciones de esfuerzos alrededor del túnel se consideren despreciables respecto al nivel de esfuerzos en el terreno. Lo anterior sucede en túneles profundos y/o de diámetro pequeño para los cuales $h/D \geq 7$; donde h es la profundidad a la clave del túnel y D es el diámetro del mismo. Cuando no se cumpla la desigualdad anterior se podrá considerar que el esfuerzo vertical inicial P en cada punto de interés (Q_0), corresponde al esfuerzo vertical asociado al peso propio del material en ese mismo punto (Pérez M., 2015) como se observa en la Figura 2.4

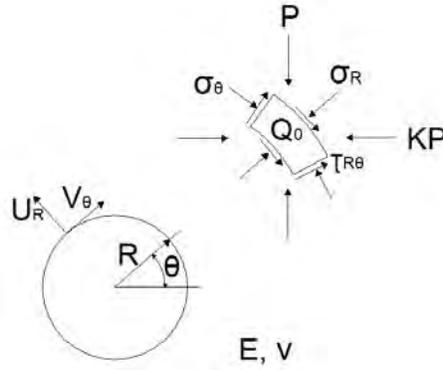


Figura 2.4 Análisis de un túnel circular considerando un estado inicial de esfuerzos correspondiente al peso del terreno en un punto de interés

La solución de Einstein y Schwartz permite calcular distribuciones de esfuerzos radiales y cortantes así como fuerzas axiales y momentos que actúan sobre el revestimiento, (ecuaciones: 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8). También permite calcular la distribución de desplazamientos radiales y circunferenciales en la interfaz terreno-revestimiento (ecuaciones 2.9 y 2.10).

$$\sigma_R = \frac{1}{2}P(1 + K)(1 - a_0) - \frac{1}{2}P(1 - K)(1 - 6a_2 + 4b_2) \cos 2\theta \quad (2.5)$$

$$\tau_{R\theta} = \frac{1}{2}P(1 - K)(1 + 6a_2 - 2b_2) \sin 2\theta \quad (2.6)$$

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1 + K)(1 - a_0) + \frac{1}{2}(1 - K)(1 + 2a_2) \cos 2\theta \quad (2.7)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{4}(1 - K)(1 - 2a_2 + 2b_2) \cos 2\theta \quad (2.8)$$

$$\frac{u_R E}{PR(1 + \nu)} = \frac{1}{2}(1 + K)a_0 + \frac{1}{2}(1 - K)[4(1 - \nu)b_2 - 2a_2] \cos 2\theta \quad (2.9)$$

$$\frac{v_\theta E}{PR(1 + \nu)} = -(1 - K)[a_2 + (1 - 2\nu)b_2] \sin 2\theta \quad (2.10)$$

Donde

- σ_R = Esfuerzo radial en la interfaz terreno-revestimiento
- $\tau_{R\theta}$ = Esfuerzo cortante en la interfaz terreno-revestimiento
- T = Fuerza axial sobre el revestimiento
- M = Momento que actuará sobre el revestimiento
- u_R = Desplazamiento radial del revestimiento
- v_θ = Desplazamiento circunferencial del revestimiento
- P = Esfuerzo vertical inicial asociado al peso del terreno
- K = Relación entre los esfuerzos horizontal y vertical

R = Radio exterior del revestimiento

θ = Ángulo polar que se mide a partir del eje horizontal y en sentido anti horario.

Las constantes a_0 , a_2 y b_2 se calculan a partir de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{CF(1 - \nu)}{C + F + CF(1 - \nu)} \\ a_2 &= \beta b_2 \\ b_2 &= \frac{C(1 - \nu)}{2[C(1 - \nu) + 4\nu - 6\beta - 3\beta C(1 - \nu)]} \end{aligned} \quad (2.11)$$

Donde

$$\beta = \frac{(6 + F)C(1 - \nu) + 2F\nu}{3F + 3C + 2CF(1 - \nu)} \quad (2.12)$$

Las relaciones de compresibilidad y flexibilidad C y F con base en el concepto de rigidez relativa de Burns y Richard (1964) con las ecuaciones 2.13 y 2.14. La rigidez relativa de un sistema suelo-túnel se puede considerar en dos tipos. La primera, rigidez a extensión (presión uniforme, en torno al túnel) necesaria para causar una deformación diametral unitaria en el recubrimiento, sin cambio en la forma geométrica inicial. El factor de compresibilidad es una medida de la rigidez relativa del sistema suelo – sostenimiento bajo una condición de cargas uniformes o simétricas. La segunda es la rigidez a la flexión (presión no uniforme alrededor del túnel) necesaria para causar una deformación unitaria diametral que resulta de un cambio de su forma (ovalamiento). El factor de flexibilidad es una medida de la rigidez relativa del sistema suelo- sostenimiento bajo una condición de cargas no uniformes o asimétricas.

$$C = \frac{ER(1 - \nu_s^2)}{E_s A_s (1 - \nu^2)} \quad (2.13)$$

$$F = \frac{ER^3(1 - \nu_s^2)}{E_s I(1 - \nu^2)} \quad (2.14)$$

Donde

E = Módulo elástico del terreno

ν = Relación de Poisson del terreno

R = Radio exterior del sostenimiento

E_s = Módulo elástico del sostenimiento

ν_s = Relación de Poisson del revestimiento

I = Momento de inercia por unidad de longitud

A_s = Área de la sección transversa por unidad de longitud

La solución analítica de Einstein y Schwartz no proporciona una ecuación para calcular esfuerzos tangenciales (σ_θ), para ello se utiliza la solución analítica para el terreo de Pérez y Auvinet, 2013.

2.3.3 Solución analítica para el terreno (Pérez y Auvinet 2012)

Esta solución permite calcular la distribución de los esfuerzos radiales, cortantes y tangenciales en la interfaz suelo-revestimiento del túnel a partir de valores puntuales de esfuerzos radiales y cortantes en determinados puntos de la interfaz Figura 2.5, los valores puntuales pueden ser calculados previamente utilizando las ecuaciones 2.5 y 2.6. Con esta solución también se pueden obtener los desplazamientos radiales y circunferenciales.

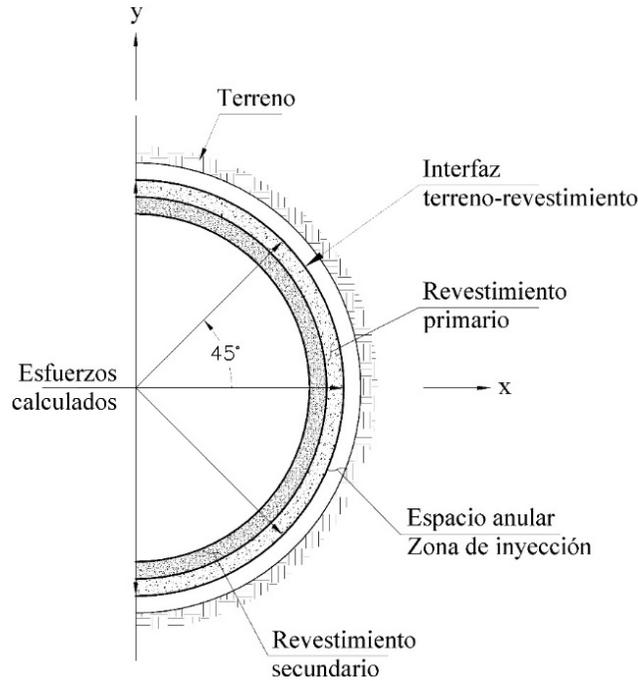


Figura 2.5 Ubicación de puntos en la interfaz terreno-revestimiento donde se calculan esfuerzos radiales y cortantes con la solución de Einstein y Schwartz (1979) que después son utilizados en la solución de Pérez y Auvinet (2013).

Las ecuaciones son las siguientes.

$$\sigma_{\theta} = 2(3Ar^{-4} + 10Br^{-6}) \cos(4\theta) + 2(6Cr^{-5} + Dr^{-3}) \sin(3\theta) + 2(E + 3Gr^{-4}) \cos(2\theta) + (Hr^{-1} + 2Ir^{-3}) \sin(\theta) - Jr^{-2} + 2L \quad (2.15)$$

$$\sigma_R = -2(9Ar^{-4} + 10Br^{-6}) \cos(4\theta) - 2(6Cr^{-5} + 5Dr^{-3}) \sin(3\theta) - 2(E + 2Fr^{-2} + 3Gr^{-4}) \cos(2\theta) - (Hr^{-1} + 2Ir^{-3}) \sin(\theta) + Jr^{-2} + 2L \quad (2.16)$$

$$\tau_{R\theta} = -4(3Ar^{-4} + 5Br^{-6}) \sin(4\theta) + 6(2Cr^{-5} + Dr^{-3}) \cos(3\theta) + 2(E - Fr^{-2} - 3Gr^{-4}) \sin(2\theta) - (Hr^{-1} - 2Ir^{-3}) \cos(\theta) \quad (2.17)$$

$$u_R = \frac{1+v}{E} \left\{ \begin{array}{l} 2[Ar^{-3}(3-2v) + 2Br^{-5}] \cos(4\theta) \\ + [3Cr^{-4} + Dr^{-2}(5-4v)] \sin(3\theta) \\ - \left\{ 2[Er - 2Fr^{-1}(1-v) - Gr^{-3}] + \frac{1}{2}(S_x - S_y)r \right\} \cos(2\theta) \\ - (H \ln r - Ir^{-2}) \sin(\theta) - \frac{1}{2}[2Jr^{-1} + (S_x + S_y - 4L)(1-2v)r] \end{array} \right\} \quad (2.18)$$

$$v_\theta = \frac{1+v}{E} \left\{ \begin{array}{l} 4(Ar^{-3}v + Br^{-5}) \sin(4\theta) \\ - [3Cr^{-4} - Dr^{-2}(1-4v)] \cos(3\theta) \\ + \left\{ 2[Er - Fr^{-1}(1-2v) + Gr^{-3}] + \frac{1}{2}(S_x - S_y)r \right\} \sin(2\theta) \\ - [H(1 - \ln r) + Ir^{-2}] \cos(\theta) \end{array} \right\} \quad (2.19)$$

Donde

r = Distancia radial del centro de la excavación a cualquier punto en el terreno,

θ = Ángulo polar medido del eje x hacia el eje y

A, B, C, \dots, J y L = constantes que se calculan a partir de las ecuaciones

$$\begin{aligned} A &= -\frac{1}{6}a^4(f_4 - g_4); & B &= \frac{1}{20}a^6(2f_4 - 3g_4); & C &= \frac{1}{24}a^5(3f_3 + 5g_3); \\ D &= -\frac{1}{4}a^3(f_3 + g_3); & E &= -\frac{1}{4}(S_x - S_y); & F &= \frac{1}{2}a^2(S_x - S_y - f_2 + g_2); \\ G &= -\frac{1}{12}a^4[3(S_x - S_y) - 2f_2 + 4g_2]; & H &= -\frac{1}{2}a(f_1 + g_1); & I &= -\frac{1}{4}a^3(f_1 - g_1); \\ J &= -\frac{1}{2}a^2(S_x + S_y - 2f_0); & L &= \frac{1}{4}(S_x + S_y) \end{aligned} \quad (2.20)$$

Donde

a = Distancia radial del centro de la excavación a cualquier punto en la interfaz terreno-revestimiento

S_x = Esfuerzo horizontal inicial total en coordenadas cartesianas, asociado al peso propio en cualquier punto de la interfaz terreno-revestimiento

S_y = Esfuerzo vertical inicial total en coordenadas cartesianas, asociado al peso propio en cualquier punto de la interfaz terreno-revestimiento.

$f_0, f_1, f_2, f_3,$ y f_4 se calculan a partir de las expresiones 2.21.

$$\begin{aligned} f_0 &= \frac{1}{8}(f_{90^\circ} + f_{-90^\circ}) + \frac{1}{4}(f_{0^\circ} + f_{45^\circ} + f_{-45^\circ}) \\ f_1 &= \frac{1}{4}(f_{90^\circ} - f_{-90^\circ}) + \frac{\sqrt{2}}{4}(f_{45^\circ} - f_{-45^\circ}) \end{aligned} \quad (2.21)$$

$$f_2 = \frac{1}{2}f_{0^\circ} - \frac{1}{4}(f_{90^\circ} + f_{-90^\circ})$$

$$f_3 = \frac{1}{4}(f_{-90^\circ} - f_{90^\circ}) + \frac{\sqrt{2}}{4}(f_{45^\circ} - f_{-45^\circ})$$

$$f_4 = \frac{1}{8}(f_{90^\circ} + f_{-90^\circ}) + \frac{1}{4}(f_{0^\circ} - f_{45^\circ} - f_{-45^\circ})$$

Donde

f_{90° , f_{45° , f_{0° , f_{-45° y f_{-90° , son valores puntuales de los esfuerzos radiales en la interfaz terreno-revestimiento y en los ángulos indicados por los subíndices Figura 2.5, calculados con la solución de Einstein y Schwartz.

Las expresiones para calcular las constantes g_4 , g_3 , g_2 , y g_1 , son las siguientes:

- Cuando los valores puntuales del esfuerzo cortante se obtienen por medio de un análisis de interacción con la solución de Einstein y Schwartz:

$$\begin{aligned} \bullet \quad g_4 = f_4; \quad g_3 = -\frac{\sqrt{2}}{4}(g_{45^\circ} + g_{-45^\circ}); \\ \bullet \quad g_2 = -\frac{1}{2}(g_{45^\circ} - g_{-45^\circ}); \quad g_1 = \frac{\sqrt{2}}{4}(g_{45^\circ} + g_{-45^\circ}) \end{aligned} \quad (2.22)$$

Donde

g_{45° y g_{-45° , son valores puntuales de esfuerzos cortantes en la interfaz terreno-revestimiento y en los ángulos indicados por los subíndices.

2.3.4 Solución analítica para el revestimiento (Pérez y Auvinet 2012)

La solución permite determinar la distribución de esfuerzos radiales, tangenciales y cortantes en el interior del revestimiento del túnel tomando como referencia los valores de esfuerzos radial y cortante en la interfaz suelo-revestimiento (Figura 2.5), las ecuaciones son las siguientes:

$$\begin{aligned} \sigma_R = & -2(6Ar^2 + 10Br^{-6} + 9Cr^{-4} + 5Dr^4) \cos(4\theta) \\ & - 2(3Er + 6Fr^{-5} + 5Gr^{-3} + 2Hr^3) \sin(3\theta) \\ & - 2(I + 3Jr^{-4} + 2Kr^{-2}) \cos(2\theta) - [2(Mr^{-3} - Nr) \\ & + 3Or^{-1}] \sin(\theta) + 2Pr^{-1}[\sin(\theta) + 2\theta \cos(\theta) - \ln(r)\sin(\theta)] + 2Q \\ & + Rr^{-2} \end{aligned} \quad (2.23)$$

$$\begin{aligned} \sigma_\theta = & 2(6Ar^2 + 10Br^{-6} + 3Cr^{-4} \\ & + 15Dr^4) \cos(4\theta) + 2(3Er + 6Fr^{-5} + Gr^{-3} + 10Hr^3) \sin(3\theta) \\ & + 2(I + 3Jr^{-4} + 6Lr^{-2}) \cos(2\theta) \\ & + [2(Mr^{-3} + 3Nr - Pr^{-1}(1 + \ln r)) + Or^{-1}] \sin(\theta) + 2Q - Rr^{-2} \end{aligned} \quad (2.24)$$

$$\begin{aligned}
\tau_{R\theta} = & 4(3Ar^2 - 5Br^{-6} - 3Cr^{-4} \\
& + 5Dr^4) \sin(4\theta) - 6(Er^{-5} - 2Fr^{-5} - Gr^{-3} - 2Hr^3) \cos(3\theta) \\
& + 2(I - 3Jr^{-4} - Kr^{-2} + 3Lr^{-2}) \sin(2\theta) \\
& + [2(Mr^{-3} - Nr + Pr^{-1} \ln r) - Or^{-1}] \cos(\theta)
\end{aligned} \tag{2.25}$$

Donde

r = Distancia radial del centro de la excavación a cualquier punto en el interior del revestimiento,

θ = Ángulo polar medido del eje x hacia el eje y

A, B, C, \dots, Q y R = constantes que se calculan a partir de las ecuaciones 2.26.

$$\begin{aligned}
A &= \frac{(a^{12} + a^{10}b^2 + a^8b^4 + a^6b^6 - a^4b^8)f_1}{3(a^{14} + a^{12}b^2 + a^{10}b^4 - 15a^8b^6 + 15a^6b^8 - a^4b^{10} - a^2b^{12} - b^{14})} \\
B &= \frac{(a^{10}b^{10} - 5a^{12}b^8 + a^8b^{12} - a^6b^{14})f_1}{5(a^{14} + a^{12}b^2 + a^{10}b^4 - 15a^8b^6 + 15a^6b^8 - a^4b^{10} - a^2b^{12} - b^{14})} \\
C &= -\frac{(a^{10}b^8 - 8a^{12}b^6 + a^8b^{10} + a^6b^{12} + a^4b^{14})f_1}{6(a^{14} + a^{12}b^2 + a^{10}b^4 - 15a^8b^6 + 15a^6b^8 - a^4b^{10} - a^2b^{12} - b^{14})} \\
D &= \frac{a^4(3a^8 + 8a^2b^6 + 5b^8)f_1}{10(a^{16} - 16a^{10}b^6 + 30a^8b^8 - 16a^6b^{10} + b^{16})} \\
E &= \frac{a^3[(a^6 + a^4b^2 + a^2b^4)(3f_2 - g_2) + 9b^6(f_2 + g_2)]}{12(a^2 + b^2)^3(a^4 + 4a^2b^2 + b^4)} \\
F &= \frac{a^3b^4[4a^4(3f_2 - g_2) + (b^4 + a^2b^2)(3f_2 + 5g_2)]}{24(a^2 + b^2)^3(a^4 + 4a^2b^2 + b^4)} \\
G &= \frac{a^5b^6[a^6(3f_2 - g_2) + (b^6 + a^2b^4 + a^4b^2)(f_2 + g_2)]}{4(a^2 + b^2)^3(a^4 + 4a^2b^2 + b^4)} \\
H &= \frac{a^3\left[\frac{a^6}{4}(f_2 - g_2) - b^6(f_2 - g_2) + \frac{a^2b^4}{4}(3f_2 + 5g_2)\right]}{2(a^2 + b^2)^4(a^4 + 4a^2b^2 + b^4)} \\
I &= \frac{a^2[(a^4 + 2b^4 + a^2b^2)f_3 - 2b^4g_3]}{2(a^2 + b^2)^3}; \quad J = \frac{a^4b^4[(3a^2 + b^2)f_3 - 2b^2g_3]}{6(a^2 + b^2)^3} \\
K &= \frac{a^2b^2[(2a^4 + b^4 + a^2b^2)f_3 - (b^4 + a^2b^2)g_3]}{2(a^2 + b^2)^3}; \quad L = \frac{a^2[(a^2 + 3b^2)f_3 - (a^4 + 3b^2)g_3]}{6(a^2 + b^2)^3} \\
M &= \frac{[a^3b^4(1 - 4 \ln a + \ln b - \ln r + 2\theta \cot \theta) - a^5b^2(1 - 3 \ln b - \ln r + 2\theta \cot \theta)]f_4}{8(a^4 - b^4)(\ln a - \ln b)} \\
&\quad - \frac{[a^3b^4(1 - 3 \ln b - \ln r + 2\theta \cot \theta) - a^5b^2(1 - 3 \ln b - \ln r + 2\theta \cot \theta)]g_4}{8(a^4 - b^4)(\ln a - \ln b)}
\end{aligned} \tag{2.26}$$

$$N = \frac{[a^3(1 - 4 \ln a + \ln b - \ln r + 2\theta \cot \theta) - ab^2(1 - 3 \ln b - \ln r + 2\theta \cot \theta)]f_4}{8(a^4 - b^4)(\ln a - \ln b)} - \frac{[a^3(1 - 3 \ln b - \ln r + 2\theta \cot \theta) - ab^2(1 - 3 \ln b - \ln r + 2\theta \cot \theta)]g_4}{8(a^4 - b^4)(\ln a - \ln b)}$$

$$O = \frac{a(f_4 + g_4)[2\theta \tan \theta (1 + \ln b - \ln r)]}{4 \tan \theta (\ln a - \ln b)}; \quad P = \frac{a(f_4 - g_4)}{2(\ln a - \ln b)}$$

$$Q = \frac{a^2 f_5}{2(a^2 - b^2)}; \quad R = \frac{a^2 b^2 f_5}{a^2 - b^2}$$

Las funciones f_i y g_i se calculan con las ecuaciones 2.21 y 2.22 respectivamente.

a = Radio exterior del revestimiento

b = Radio interior del revestimiento

2.4 ASPECTOS ESTRUCTURALES

2.4.1 Factor de reducción de rigidez

Para el análisis y diseño de un túnel de dovelas con elementos barra se han considerado dos enfoques:

- Anillo con juntas planas, en elementos barra puede utilizarse una curva momento-rotación para definir el comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas.
- Anillo monolítico, con reducción de rigidez (inercia) para considerar la presencia de juntas.

El factor de reducción de rigidez permite representar el comportamiento de un anillo dovelado disminuyendo la rigidez de un anillo continuo, con ésta simplificación se determinan los elementos mecánicos que permiten obtener los esfuerzos actuantes y las deformaciones que se presentan en el anillo. Para éste último se han determinado algunas comparaciones de un anillo dovelado y un continuo (Basurto y Peña, 2014).

- El anillo dovelado tendrá una rigidez global menor que un anillo continuo.
- Para las mismas cargas, un anillo dovelado tendrá mayores desplazamientos y menores elementos mecánicos que un anillo continuo.
- El comportamiento de las juntas es no lineal.
- Lo anterior conlleva a que el comportamiento de un anillo dovelado será no lineal incluso cuando el material de las dovelas esté en el rango elástico lineal.

Se ha encontrado que la simplificación a un anillo monolítico es práctica con las consideraciones y trabajos desarrollados para obtener el factor de reducción de rigidez de diversos autores como Muir Wood (1975), Rodríguez y Salmón (1987), Blom (2002), Hefny y Chua (2006) así como Basurto (2013).

Basurto (2013) determina el factor de reducción de rigidez entre un anillo (con geometría constante [h_d 35 cm y diámetro interno de 7.7 m] y número de dovelas [6+1]) doble con rigidez rotacional en las juntas radiales considerando la junta transversal entre anillos y simplificarlo a un anillo sencillo con doble espesor equivalente, es decir para relacionar la rigidez de un anillo discontinuo con respecto a la rigidez de un anillo continuo corroborando la propuesta con un modelo experimental de geometría (h_d de 40 cm y diámetro interno de 8.65 m) y número de dovelas diferente (7+1).

Para obtener el factor de reducción de rigidez considera los factores de mayor influencia como son la orientación (tanto para la posición crítica y favorable) y la geometría de las juntas a partir de la relación de espesores $\beta=h_j/h_d$, donde h_j y h_d , representan el espesor de la junta y el peralte de la dovela respectivamente.

Los factores de reducción de rigidez que obtiene son dos, para la posición favorable y para la posición crítica (cuando la junta se presenta en la clave del túnel), ésta última posición definida por el centro de la dovela llave, se muestra en las ecuaciones 2.27 y 2.28, y asume un comportamiento lineal es decir cuando las juntas no se abren.

$$\eta_{critico} = \frac{-1}{28}(39\beta^2 - 63\beta + 1) \quad \beta=h_j/h_d \quad (2.27)$$

$$\eta_{favorable} = \frac{-1}{28} (33\beta^2 - 50\beta - 7) \quad (2.28)$$

El factor de reducción de rigidez para la propuesta de predimensionamiento considera el factor crítico por ser el que mayor reducción de rigidez (mayores deformaciones), como se mencionó anteriormente, asume un comportamiento elástico lineal de las juntas en su comportamiento momento-rotación, es decir en condiciones de servicio las juntas permanecen cerradas y así garantiza la estanqueidad del soporte.

2.4.2 Deformación límite

La deformación límite radial es un parámetro a considerar en el diseño y por supuesto en el predimensionamiento de un túnel, (numeral 1.6.) garantizando la estanqueidad y el comportamiento lineal de las juntas.

El comportamiento para túneles a partir de los modelos trilineales (Carpio, 2017), para diferentes diámetros y relaciones de esbeltez, (determinaron las fronteras entre los límites elástico, de fluencia y último del comportamiento de túneles dovelados para diversas cargas radiales) se muestran en la Figura 2.6. En citados modelos se consideran las relaciones ancho de junta y peralte de la dovela constantes (del 50%). Para relaciones de K, entre 0.8 y 0.9, el comportamiento elástico es superior al límite inferior establecido por la Birger Schmidt (Tabla 1.6); y adoptado por la BTS (BTS LL). Con éste argumento el límite que garantiza el comportamiento lineal del túnel dovelado es 0.25% del desplazamiento radial.

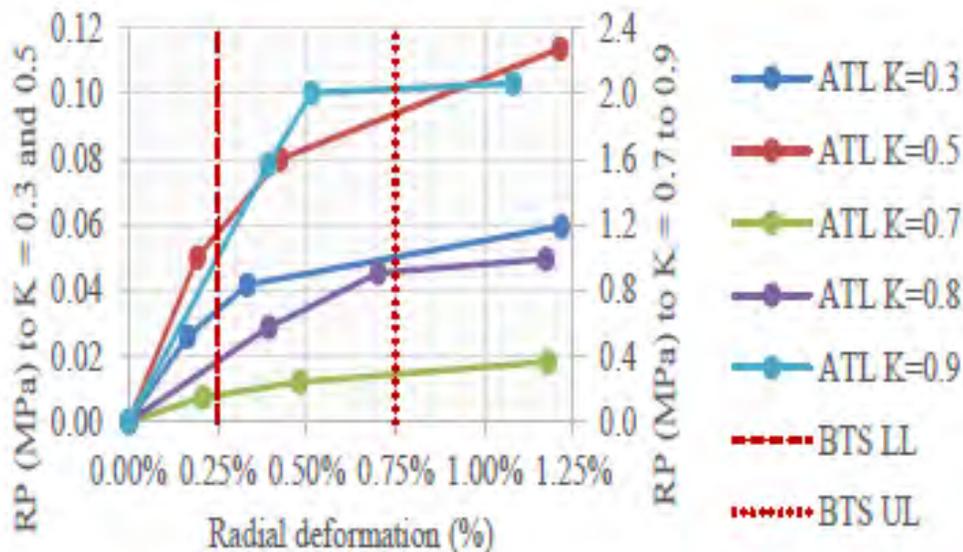


Figura 2.6. Promedio de la deformación radial de los modelos tri-lineales (Carpio, 2017)

2.5 INTEGRACIÓN DE LAS SOLUCIONES ANALÍTICAS GEOTÉCNICAS Y ESTRUCTURALES

Las soluciones geotécnicas (metodología geotécnica) integradas plantean un estado plano de esfuerzos en un medio continuo, homogéneo, isótropo y elástico lineal; éstas soluciones a partir de los esfuerzos iniciales consideran la modificación en el estado de esfuerzos por los efectos que se presentan alrededor del túnel y se enfocan en conocer los esfuerzos debidos a la interacción entre el terreno-revestimiento (deformaciones y elementos mecánicos), donde el factor de reducción de rigidez tiene relevancia en el factor de flexibilidad para el análisis de la presente propuesta. Los parámetros elásticos del suelo blando son no drenados debido a que se realiza el análisis a corto plazo y donde el efecto de descompresión se desprecia.

2.5.1 Estado Inicial de esfuerzos

El estado inicial de esfuerzos en reposo inicia se determina con los esfuerzos en el perímetro del túnel, considerando las propiedades del suelo. Los esfuerzos iniciales permiten conocer en cada punto de interés en el perímetro del túnel, la distribución de esfuerzos totales verticales σ_v y horizontales σ_h del suelo considerando la relación de cargas K , con la ecuación 2.31; la presión de poro μ (hidrostática) se evalúa en presencia del nivel de aguas freáticas, recordando que los esfuerzos totales son de interés en el diseño, mismos que han de llevarse a coordenadas polares y considerando los diversos estratos desde la superficie hasta donde está alojado el túnel.

$$\sigma_v = \gamma z, \text{ en su versión extendida } \sigma_v = \sum_{i=0}^{n-1} (\gamma_{i+1})(z_{i+1} - z_i) \quad (2.29)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.30)$$

$$K = \frac{k_0 \sigma'_v + \mu}{\sigma'_v + \mu} \quad (2.31)$$

Donde γ es el pesos específico, “z” es la profundidad de interés y “n” el número de estratos

A partir de los esfuerzos σ_v y σ_h se calculan los esfuerzos iniciales radiales σ_R^0 , tangenciales σ_θ^0 y cortantes $\tau_{R\theta}^0$, utilizando las siguientes expresiones en coordenadas polares.

$$\begin{aligned} \sigma_R^0 &= \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} + \frac{\sigma_h - \sigma_v}{2} \cos 2\theta \\ \sigma_\theta^0 &= \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} - \frac{\sigma_h - \sigma_v}{2} \cos 2\theta \\ \tau_{R\theta}^0 &= \frac{\sigma_h - \sigma_v}{2} \sin 2\theta \end{aligned} \quad (2.32)$$

El estado de esfuerzos inicial se define como $E0$.

$$E0 = \{ \sigma_R^0, \sigma_\theta^0, \tau_{R\theta}^0 \}$$

2.5.2 Efecto de la descarga por la colocación del sostenimiento

El efecto de la descarga se manifiesta por la diferencia de cargas entre el material excavado y el peso de la estructura, incluido el mortero inyectado (estructura sobrecompensada), para determinar ambos pesos es necesario la geometría del túnel y su espacio anular. La diferencia de pesos induce una fuerza ascendente denominado efecto burbuja (Rodríguez y Auvinet, 2012); que altera el estado de esfuerzos, esta alteración es significativa en suelos blandos mientras en suelos firmes es prácticamente despreciable.

Mindlin (1936) resuelve el problema que altera el estado inicial de esfuerzos con las ecuaciones 2.1 a 2.4, obteniendo una distribución de incrementos de esfuerzos radiales, tangenciales y cortantes en coordenadas cartesianas, mismas que se transforman a coordenadas polares como se muestra a continuación.

$$\Delta\sigma_R^{des}, \Delta\sigma_\theta^{des}, \Delta\tau_{R\theta}^{des} = \Delta E des$$

$$\Delta\sigma_R^{des} = \frac{\Delta\sigma_x^{des} + \Delta\sigma_y^{des}}{2} + \frac{\Delta\sigma_x^{des} - \Delta\sigma_y^{des}}{2} \cos 2\theta + \Delta\tau_{xy}^{des} \sin 2\theta$$

$$\Delta\sigma_\theta^{des} = \frac{\Delta\sigma_x^{des} + \Delta\sigma_y^{des}}{2} - \frac{\Delta\sigma_x^{des} - \Delta\sigma_y^{des}}{2} \cos 2\theta - \Delta\tau_{xy}^{des} \sin 2\theta \quad (2.33)$$

$$\Delta\tau_{R\theta}^{des} = \frac{\Delta\sigma_x^{des} - \Delta\sigma_y^{des}}{2} \sin 2\theta - \Delta\tau_{xy}^{des} \cos 2\theta$$

Los incrementos por descarga se adicionan al estado de esfuerzos inicial, obteniendo el estado de esfuerzos ($E2$), como sigue.

$$E2 = E0 + \Delta E des$$

2.5.3 Interacción Suelo-Túnel

Para la interacción se consideran el campo de esfuerzos de determinado considerando el estado de esfuerzos $E2$, asimismo en la presente propuesta, se incorporan los factores β (relación de espesor junta-dovela) y η (factor de reducción de rigidez) a los factores de compresibilidad (ecuación 2.12) y flexibilidad (expresión 2.13(2.13) obteniendo la expresión 2.34. La obtención del factor de reducción de rigidez η esta en función del factor β (sección 2.4.1). Se asume este factor por ser una formulación sencilla, función de la geometría de las dovelas y de las juntas, se considera para un análisis plano (unitario), en un medio homogéneo, isotrópico, elástico lineal.

$$C_1 = \frac{ER(1 - v_s^2)}{E_{s1}\beta h_d(1 - v^2)} \quad F_1 = \frac{ER^3(1 - v_s^2)}{E_{s1} \left[\eta \frac{(h_d)^3}{12} \right] (1 - v^2)} \quad (2.34)$$

Donde:

- R Radio del túnel
- E Módulo de elasticidad del suelo
- v Relación de poisson del suelo
- v_s Relación de poisson del soporte(concreto)
- E_{s1} El módulo de elasticidad del soporte (concreto)

Estos factores se integran en las soluciones analíticas de Einstein y Schwartz (1979), complementado con las soluciones de Pérez y Auvinet. Los resultados obtenidos en el revestimiento primario producto de la interacción son: Esfuerzos radiales σ_R^{RP} , esfuerzos cortantes $\tau_{R\theta}^{RP}$, fuerzas axiales T^{RP} , momentos M^{RP} y convergencias en la interfaz suelo-revestimiento, desplazamientos radiales u_s^{RP} los desplazamientos circunferenciales v_s^{RP} , donde el superíndice RP indica sostenimiento primario.

$$ERP = \{ \sigma_R^{RP}, \sigma_\theta^{RP}, \tau_{R\theta}^{RP} \}$$

Capítulo 3

PROPUESTA DE PREDIMENSIONAMIENTO RACIONAL

Las variables primordiales a considerar para el análisis y diseño de un túnel son su geometría, profundidad, entorno geológico-geotécnico y características estructurales del sostenimiento, sin soslayar la parte constructiva. El predimensionamiento del peralte de un túnel de dovelas (h_d) con juntas planas, es un proceso iterativo (Figura 3.1) que emplea la metodología geotécnica e integra el factor de reducción de rigidez en la interacción suelo túnel. Considerando solo efectos a corto plazo (parámetros no drenados del suelo); asimismo se asume que las juntas trabajan en el rango elástico lineal del comportamiento momento rotación de las juntas y valora la capacidad de concreto simple en las dovelas.

La metodología geotécnica (CFE, 2017) sintetiza e incorpora trabajos de diversos autores que representan los fenómenos relevantes que se presentan en el suelo e influyen en el análisis del túnel, desde el estado inicial de esfuerzos, cambiando su estado de esfuerzos por la descarga y finalmente la interacción suelo-túnel donde se incorpora en la relación de flexibilidad el factor de reducción de rigidez (Basurto, 2013) para obtener deformaciones y elementos mecánicos; inicialmente para la deformación radial se revisa que ésta sea inferior al límite establecido, cumplido este punto se revisan los esfuerzos actuantes y resistentes en las dovelas y juntas, se asume que los elementos mecánicos son representativos de un anillo segmentado para fines de predimensionamiento; con el argumento de que un anillo dovelado tiene menores momentos flexionantes y fuerzas internas, asimismo en las juntas se tiene una menor resistencia a flexión que las dovelas, por lo que el diagrama de momentos se reduce en la zona de juntas (Peña, 2012).

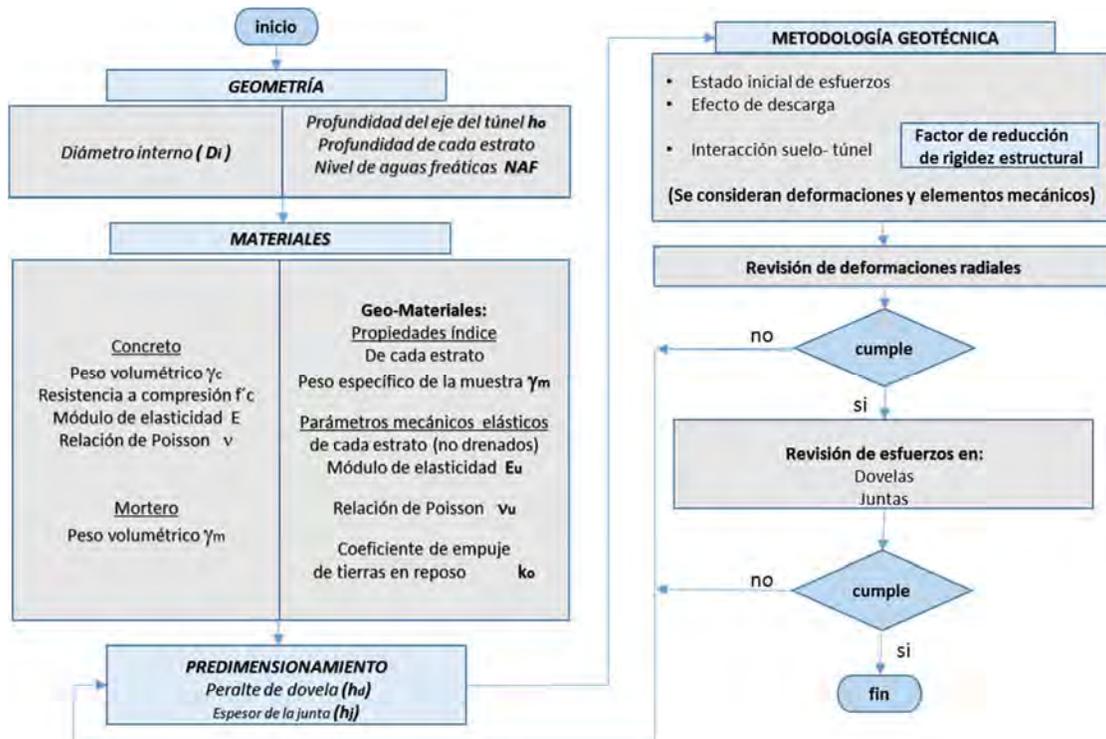


Figura 3.1. Diagrama de flujo para el predimensionamiento de dovelas en suelos blandos

3.1 GEOMETRÍA

Diámetro interno y peralte inicial

El diámetro interior del túnel y la profundidad se definen en el diseño geométrico funcional, mientras el peralte inicial de la dovela es el que hay que iterar (se propone en múltiplos de 2.5 cm). El peralte de la dovela (h_d) y la junta (h_j) influyen significativamente en el comportamiento global del túnel e interacción (elementos mecánicos y deformaciones). Para estimar el espesor inicial h_d , se considera la relación de esbeltez ($\lambda = D_i/h_d$) diámetro interno-peralte, que en la práctica se encuentran en el rango $16 \leq \lambda \leq 32$, sin embargo, se pueden considerar para arcillas blandas la relación $\lambda = 20$ (Blom, 2002). Es importante tener presente que el peralte mínimo recomendado es de 200 mm (ESTEFANIA- INTECSA, 2007).

Para el tamaño de la junta se considera las dimensiones mínimas requeridas (acanaladura y tolerancias) para la banda de estanqueidad (Figura 1.11) como se muestra en la ecuación 3.1; considerando diversos catálogos comerciales se proponen los espacios mínimos mostrados en la *Tabla 3.1*, sin embargo dada la importancia del tamaño de la junta y el comportamiento del anillo de dovelas, este valor se puede ajustar, teniendo en cuenta que a relación entre el peralte de la junta y el del cuerpo de la dovela ($\beta = h_j/h_d$), está en el rango entre 40% y 70%; se recomiendan relaciones $\beta \geq 50\%$, considerando que a menor relación β la rotación de la junta se incrementa (Arnau, 2012) y por lo tanto el aplastamiento en la junta puede superar su capacidad.

$$h_j = h_d - 2C \quad (3.1)$$

Donde

h_j : ancho de la junta

h_d : peralte de la dovela

C: espacio mínimo requerido

Tabla 3.1 Geometría mínima requerida para la banda de estanqueidad

Diámetro túnel	Espacio mínimo A	Ancho de banda B	Espacio requerido C=A+B	Por simetría en junta intradós y extradós 2C
$D_i < 6$ m	25 mm	25 mm	50 mm	100 mm
$6 \leq D_i \leq 12$ m	25 mm	35 mm	60 mm	120 mm
$D_i > 12$ m	25 mm	40 mm	65 mm	130 mm

La geometría del espacio anular a rellenar con mortero (Figura.1.7) , se conoce como gap que es la diferencia radial entre el radio de la rueda de corte y el radio externo de la dovela, su valor varía ente 7.5 a 18.5 cm (Guglielmenti et al., 2007a) según el diámetro del túnel. Este espacio anular permite calcular el volumen unitario en una sección transversal y a su vez el peso del mortero de inyección, lo cual es importante para la consideración de la descarga y sus efectos en los esfuerzos.

3.2 MATERIALES Y GEOMATERIALES

Concreto

El peso específico del concreto reforzado esta entre 22 y 24 kN/m³, siendo 24 kN/m³ el empleado para diseño, el mortero de inyección también es variable, el valor general se considera de 20 kN/m³. La resistencia especificada del concreto a compresión, f'_c , en túneles es una variable que se define en el diseño, esencialmente cuando se revisa la capacidad por flexocompresión y por aplastamiento. En estructuras expuestas en contacto con el terreno por durabilidad se considera una resistencia mínima de $f'_c=35$ MPa, (GDF, 2004).

El módulo de elasticidad está en función primordialmente de la resistencia especificada del concreto a la compresión y del tipo de agregado como se muestra a continuación para concretos estructurales (GDF, 2004):

$$E_c = 4400\sqrt{f'_c} \quad (\text{agregado calizo})$$
$$E_c = 3500\sqrt{f'_c} \quad (\text{agregado basáltico})$$

La relación de Poisson del concreto ν_c , es la relación entre deformación unitaria transversal y longitudinal (axial), generalmente varía entre **0.15-0.2**

Geomateriales

Las propiedades índice y mecánicas se derivan del estudio de mecánica de suelos, sin embargo, para fines de predimensionamiento se pueden tomar algunos parámetros representativos de los geomateriales (no drenados) que permiten simular las condiciones a corto plazo, particularmente como el peso volumétrico, el módulo de elasticidad, y la relación de Poisson como se comenta en la sección 2.2.

Con el coeficiente de empuje de tierras en reposo k_0 (relación de esfuerzos efectivos horizontales y verticales), se obtiene la relación de esfuerzos horizontal y vertical totales. Este coeficiente se puede obtener de diversas maneras, sin embargo la ecuación de Jaky (3.2) es aceptable en la arcilla del valle de México, según los resultados experimentales de Díaz Rodríguez et al, en 1993 (Nava, 2007).

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (3.2)$$

3.3 ALGORITMO GEOTÉCNICO-ESTRUCTURAL

El proceso de predimensionamiento es iterativo, el algoritmo se integra de la metodología geotécnica y las consideraciones estructurales (sección 2.5). Con los datos iniciales se procede a analizar la primera iteración con el algoritmo geotécnico (CFE, 2017) considerando efectos a corto plazo (parámetros no drenados del suelo) complementado con el factor de reducción de rigidez estructural (Basurto, 2013) asumiendo que las juntas trabajan en el rango elástico lineal del comportamiento momento rotación. Con la interacción suelo-túnel se obtienen deformaciones y elementos mecánicos, mismos que han de revisarse y cumplir con los límites establecidos. Estos procesos se automatiza en una hoja de cálculo de Excel.

3.4 CONSIDERACIONES PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO

La hipótesis para el predimensionamiento considera que el anillo simplificado de dovelas de concreto simple trabaja en el rango elástico, comportamiento que se caracteriza cuando las dovelas no se agrietan y sus juntas se comportan en el rango elástico. El agrietamiento se da por exceder su capacidad a compresión y tensión, mientras la apertura de juntas se genera por esfuerzo excesivo al aplastamiento en un extremo de la junta cuando la excentricidad esta fuera de los límites de estabilidad. Asimismo, la hipótesis considerada incide directamente en las deformaciones radiales y es la primera revisión para garantizar el comportamiento de las juntas sea elástico lineal.

3.4.1 Deformación límite recomendada

La hipótesis para el predimensionamiento considera que el anillo simplificado de dovelas trabaja en el rango elástico, comportamiento que se caracteriza cuando las dovelas no se agrietan y apertura de la junta se mantienen dentro de límites aceptables que garantizan la estanqueidad (no se abra) y su comportamiento es elástico (sección 2.4.2); esta condición se cumple cuando la deformación radial es inferior de 0.25% del radio, (límite inferior propuesto por Birger y Smith y racionalizado por Carpio y Peña, 2017) siendo consistente con el factor de reducción de rigidez.

3.4.2 Límite de esfuerzos resistentes

3.4.2.1 Criterio de esfuerzos en la dovela

Para el predimensionamiento en las dovelas se considera la revisión de esfuerzos en el concreto a compresión y tensión, considerando una sección de concreto simple (sin refuerzo) aprovechando su capacidad. Los elementos mecánicos obtenidos de la interacción permiten revisar la sección de concreto simple a compresión con la ecuación 3.3 y en tensión con la ecuación 3.4, donde b y h_d corresponden al ancho y peralte de la dovela y las unidades de esfuerzo están en MPa según las NTC RCDF(CDMX, 2017).

$$\sigma_{compresion} = \frac{N}{b h_d} + \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{f'c}{FS} \quad (3.3)$$

$$\sigma_{tension} = \frac{N}{b h_d} - \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{0.63 \sqrt{f'c}}{FS} \quad (3.4)$$

El factor de seguridad se obtiene con la relación del factor de carga (FC=1.5) y factor de reducción de resistencia (FR=0.75) RCDF 2017, el factor obtenido es 2.

3.4.2.2 Aplastamiento

Las juntas radiales entre dovelas tienen una posición indefinida en el perímetro del sostenimiento, por tanto, se revisa en el perímetro la capacidad al aplastamiento considerando el área de ancho unitario reducida por la excentricidad (ecuación 3.5) causada por el momento flexionante y la carga axial. Se considera la expresión 3.6 para evaluar el aplastamiento (RCDF 2017), que incrementa la capacidad por aplastamiento por tener un área concéntrica mayor a la que soporta el aplastamiento, misma que cumplirá la desigualdad de la ecuación 3.7 donde se considera el factor de carga (FC=1.5) y reducción (FR=0.65), por lo tanto FS=2.3

$$h_{ef} = h_j - 2e \quad (3.5)$$

$$\sigma_{aplast} = FR (0.85) f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (3.6)$$

$$\frac{N}{b h_{ef}} \leq \frac{0.85 f'c}{FS} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (3.7)$$

$$A_1 = b h_{ef} \quad (3.8)$$

$$A_2 = b h_j \quad (3.9)$$

Capítulo 4

CASOS DE APLICACIÓN

4.1 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS, PROPIEDADES DEL SUELO Y TÚNEL ($f'_c=35\text{MPa}$)

Se presenta la aplicación de la propuesta de predimensionamiento racional de un túnel en suelo blando cuyo diámetro interno es de 7.7 m localizado a una profundidad de 20 m, las propiedades del suelo son las medias para suelos blandos que se consideran adecuadas para fines de predimensionamiento (en condiciones no drenadas), mismas que se muestran en Figura 4.1, así como las propiedades del concreto.

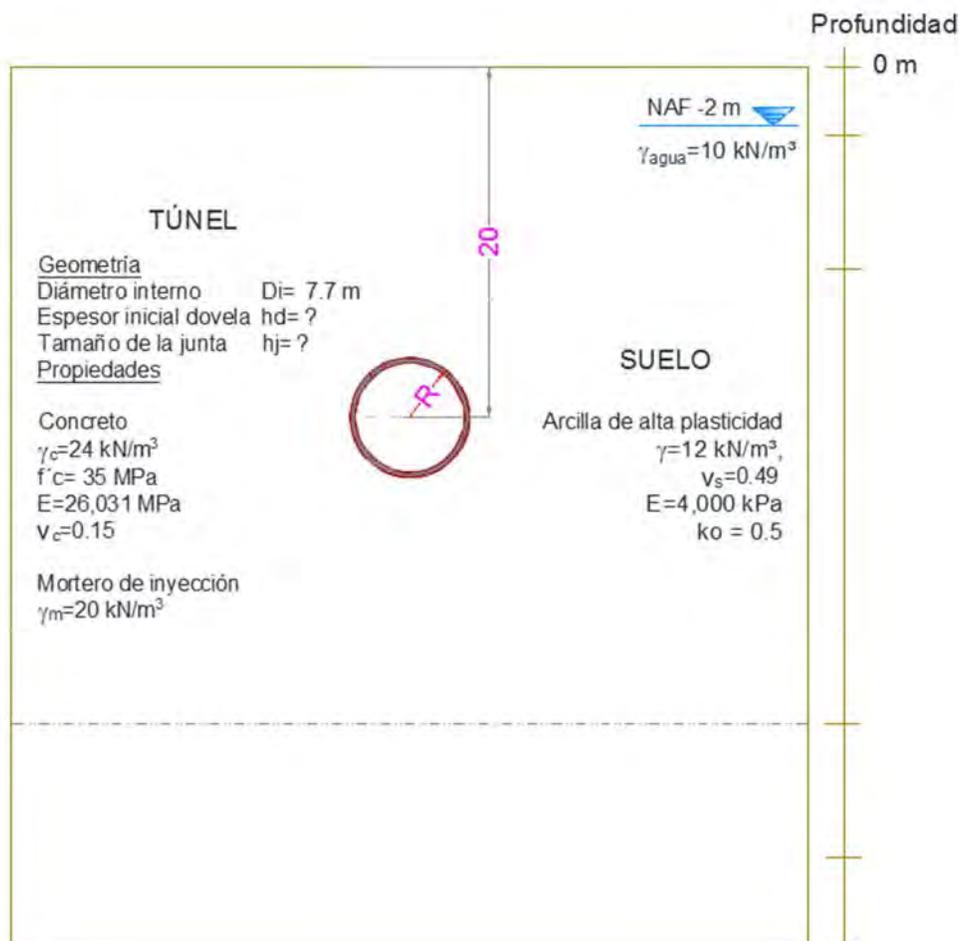


Figura 4.1. Esquema y datos iniciales

4.2 PRIMERA ITERACIÓN

A partir de los parámetros geométricos, así como de propiedades elásticas de geomateriales y el túnel, se propone un peralte inicial (mínimo) de la dovela de 20 cm el peralte, de la junta se considera un 50% del espesor de la dovela cumpliendo así con los requerimientos mínimos para la banda de estanqueidad. Asimismo, esta propuesta obtiene una relación β , útil para determinar el factor de reducción de rigidez (η), a emplear en la interacción suelo-túnel.

$$h_d = 0.2 \text{ m}$$

$$h_j = 0.1 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5$$

$$\eta = 0.741$$

4.2.1 Revisión de deformaciones

Se presenta una deformación radial máxima de 14.99 mm en la cubeta del túnel (270°), el límite considerado es del 0.25% del radio (límite inferior de la recomendación), que corresponde a 9.625 mm, por tanto, sobrepasa la recomendación, Figura 4.2. Se determina que la primera iteración el peralte no cumple con el criterio de la deformación que garantiza el comportamiento lineal, por tanto, se propone un nuevo peralte.

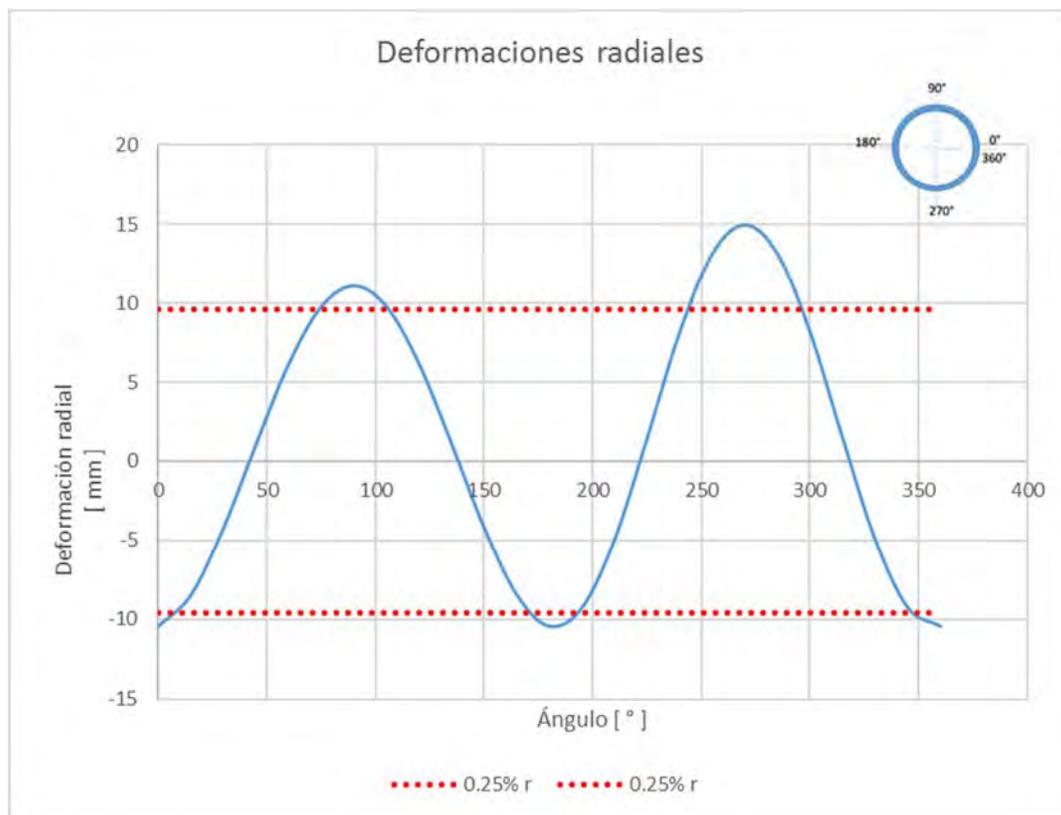


Figura 4.2. Deformaciones radiales del anillo de dovelas $h_d=0.2 \text{ m}$

4.3 SEGUNDA ITERACIÓN

Definidos los parámetros geométricos, las propiedades de geomateriales y el túnel, se propone un siguiente peralte tomando en cuenta los espesores múltiplos de 2.5 cm cumpliendo con los requerimientos geométricos mínimos para la banda de estanqueidad. Asimismo, la relación β , y el factor de reducción de rigidez (η) a emplear en la interacción suelo-túnel se presentan a continuación.

$$h_d = 0.3 \text{ m}$$

$$h_j = 0.17 \text{ m}$$

$$\beta = 0.56$$

$$\eta = 0.792$$

4.3.1 Revisión de deformaciones

Se presenta una deformación radial máxima de 8.92 mm en la cubeta del túnel (270°) que corresponde a un 0.23%, el límite considerado es del 0.25% del radio (límite inferior de la recomendación), que corresponde a 9.625 mm, por tanto, se cumple con la recomendación, Figura 4.3 y se revisan los elementos mecánicos para evaluar los esfuerzos presentes.



Figura 4.3. Deformaciones radiales del anillo de dovelas

4.3.2 ELEMENTOS MECÁNICOS

La fuerza axial en el túnel varía de 686, 918 y 1002 kN; en clave, hastial y cubeta respectivamente, Figura 4.4. El momento flexionante tiene un comportamiento en el perímetro del túnel que oscila de -49, 57 y -66 kN m; en clave, hastial y cubeta respectivamente, Figura 4.5.

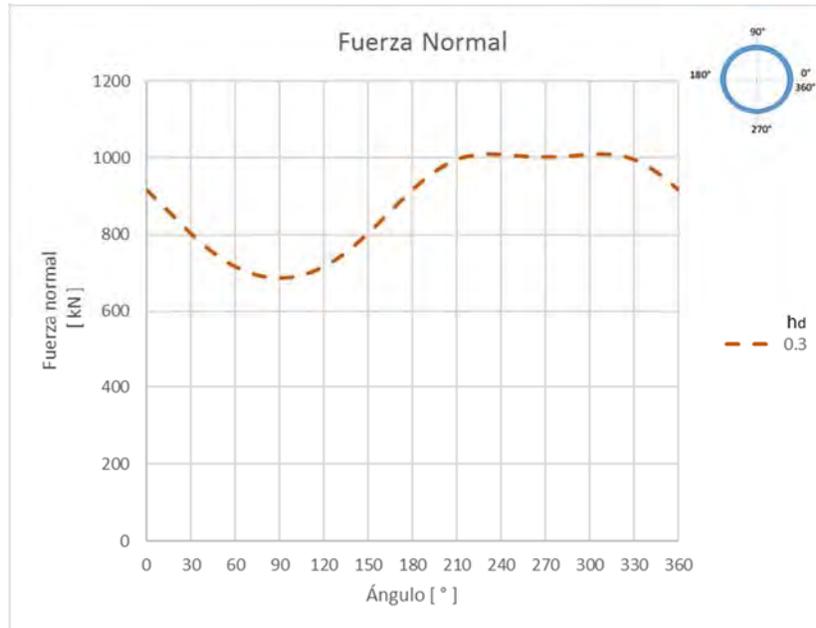


Figura 4.4. Diagrama de fuerza normal en el túnel $h_d=0.3$ m

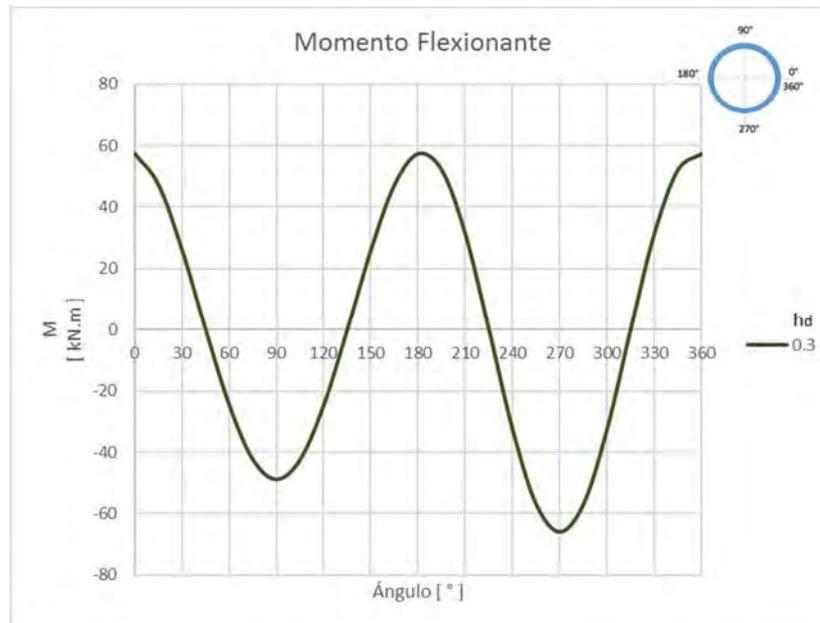


Figura 4.5. Diagrama de momento flexionante en el túnel, $h_d=0.3$ m

4.3.3 Revisión de esfuerzos resistentes

4.3.3.1 Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela

A partir de los elementos mecánicos, se revisa que los esfuerzos a compresión y tensión sean inferiores a los resistentes, considerando un Factor de Seguridad de 2, obtenido con los factores de carga y reducción del RCDF.

$$\sigma_{\text{compresion}} = \frac{N}{b h_d} + \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{f_c}{FS} \qquad \sigma_{\text{tension}} = \frac{N}{b h_d} - \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{0.63 \sqrt{f_c}}{FS}$$

Los esfuerzos límite en la sección transversal son de 17.5 MPa y - 1.9 MPa para compresión y tensión respectivamente. Intradós (línea naranja) en el perímetro del túnel, el comportamiento de esfuerzos es oscilatorio, presentando los máximos de 6.88 MPa a compresión y -1.05 MPa a tensión (Figura 4.6); para el extradós (línea azul) los esfuerzos son 7.73 MPa, y -0.75 MPa para compresión y tensión respectivamente. A la luz de los resultados se observa que a compresión esta a 44.18% de su capacidad y a tensión al 56.35% de su capacidad, por lo que el espesor h_d para esta revisión se considera adecuado.

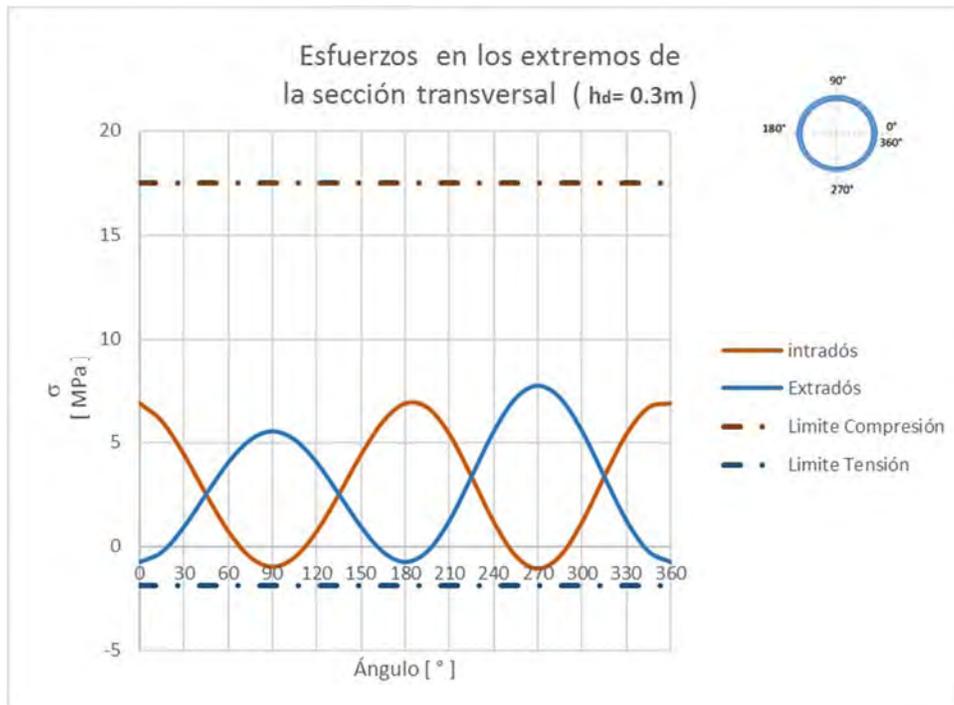


Figura 4.6. Esforzos en la sección transversal del anillo de dovelas $h_d=0.3 m$

4.3.3.2 Revisión en las juntas

El aplastamiento en la junta por ancho unitario, (considerando la hipótesis de que ésta no se abre con los elementos mecánicos obtenidos) considera la expresión del RCDF, donde la raíz de la relación de área de la junta (A_2) y del área efectiva (A_1), incrementa la capacidad al aplastamiento no mayor a 2. Los esfuerzos de compresión mayores se presentan en la clave de magnitud 26 MPa, su capacidad por aplastamiento es de 25.87 MPa considerando un factor de seguridad (FS) de 2.3; se excede su capacidad al aplastamiento en un 0.5%, por tanto, es necesario realizar una nueva iteración.

$$\frac{N}{b h_{ef}} \leq \frac{(0.85) f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{FS}$$

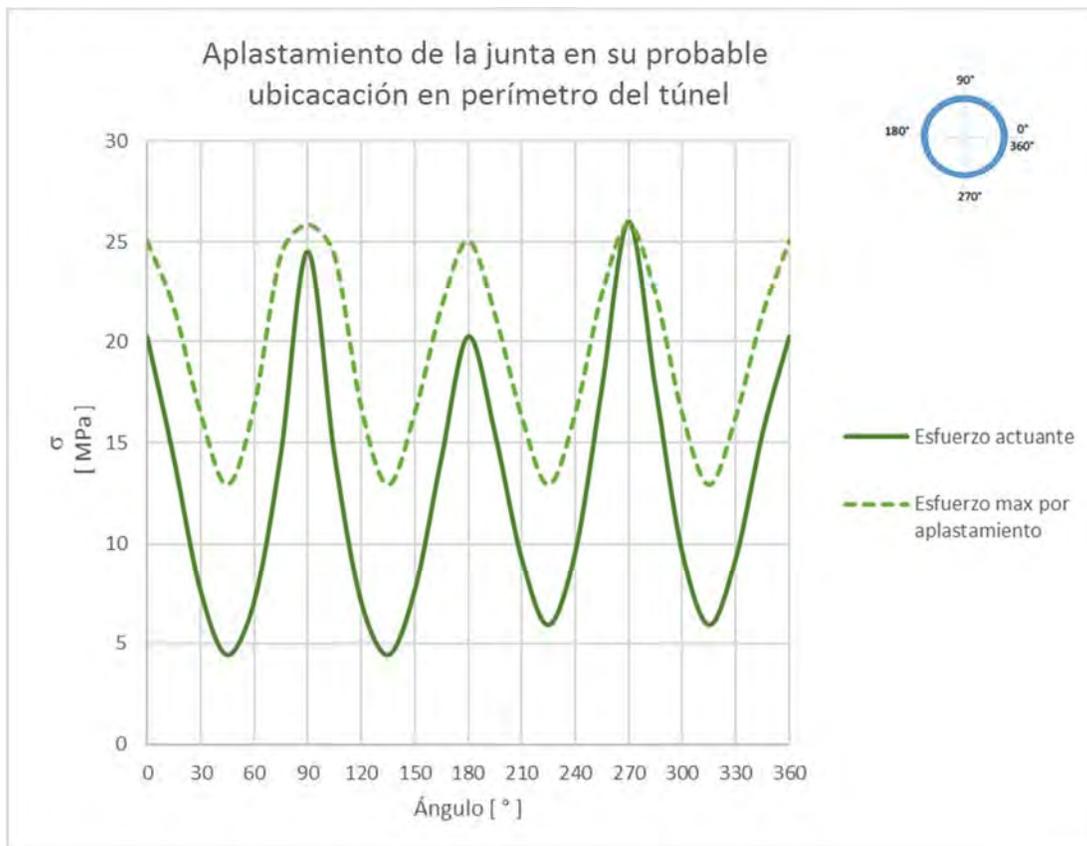


Figura 4.7. Esfuerzos al aplastamiento en una posición indefinida de las juntas en un anillo de dovelas $hd=0.3 m$

4.4 TERCERA ITERACIÓN

Definidos los parámetros geométricos, las propiedades de geomateriales y el túnel, se propone un siguiente peralte de 32.5 cm, cumpliendo con los requerimientos geométricos mínimos para la banda de estanqueidad. Asimismo, la relación β , y el factor de reducción de rigidez (η), a emplear en la interacción suelo-túnel se presentan a continuación.

$$h_d = 0.325 \text{ m}$$

$$h_j = 0.195 \text{ m}$$

$$\beta = 0.6$$

$$\eta = 0.813$$

4.4.1 Revisión de deformaciones

Se presenta una deformación radial máxima de 7.7 mm en la cubeta del túnel (270°) que corresponde a un 0.20%, el límite considerado es del 0.25% del radio (límite inferior de la recomendación), que corresponde a 9.625 mm, por tanto, se cumple con la recomendación, Figura 4.8.

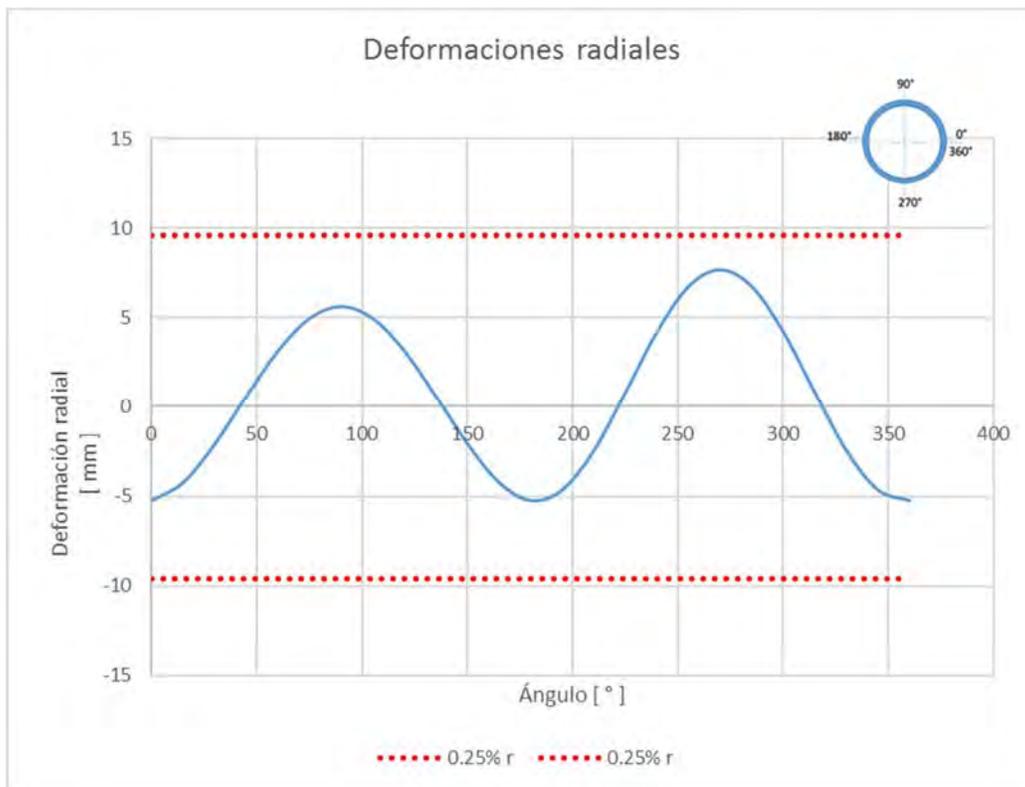


Figura 4.8. Deformaciones radiales del anillo de dovelas $h=0.325 \text{ m}$

4.4.2 Elementos mecánicos

La fuerza axial en el túnel varía de 689, 925 y 1008 kN; en clave, hastial y cubeta respectivamente, Figura 4.9; mientras el momento flexionante tiene un comportamiento en el perímetro del túnel que oscila de -54, 63 y -73 kN m; en clave, hastial y cubeta respectivamente, Figura 4.10.

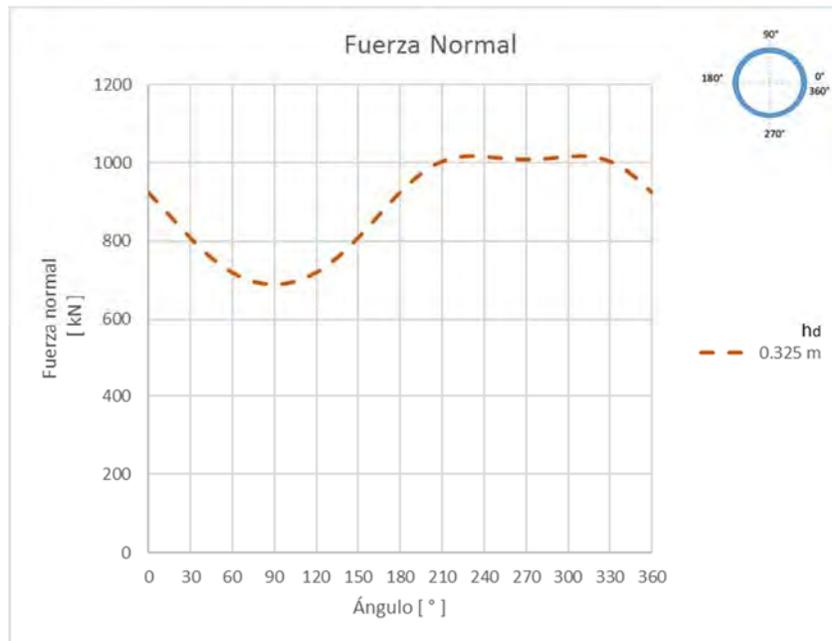


Figura 4.9. Diagrama de fuerza normal en el túnel $h=0.325$ m

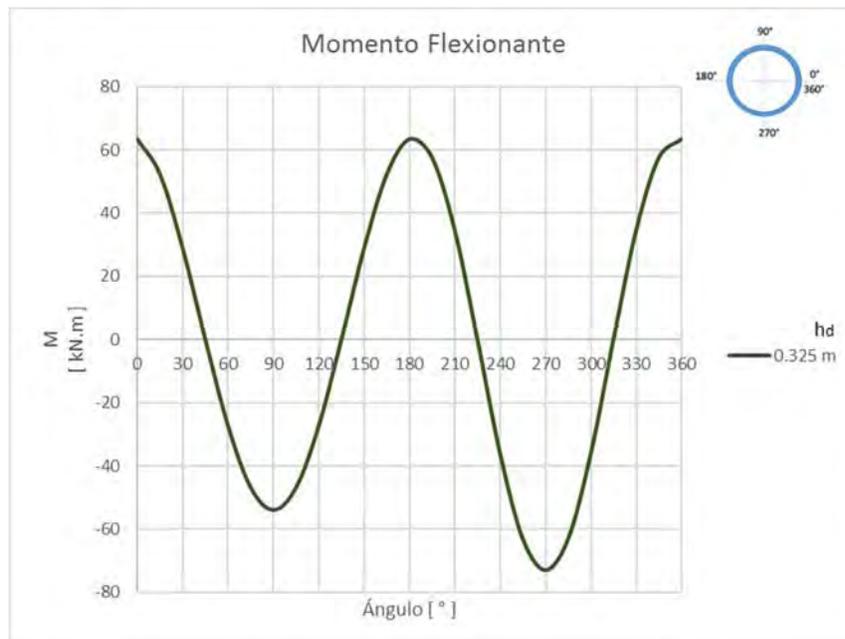


Figura 4.10. Diagrama de momento flexionante en el túnel, $h_d=0.325$ m

4.4.3 Revisión de esfuerzos resistentes

4.4.3.1 Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela

A partir de los elementos mecánicos, se revisó que los esfuerzos a compresión y tensión sean inferiores a los resistentes, considerando un Factor de Seguridad de **2**, obtenido con los factores de carga y reducción del RCDF.

$$\sigma_{\text{compresion}} = \frac{N}{b h_d} + \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{f_c}{FS} \qquad \sigma_{\text{tension}} = \frac{N}{b h_d} - \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{0.63 \sqrt{f_c}}{FS}$$

Los esfuerzos límites de la sección transversal son de 17.5 MPa y - 1.9 MPa para compresión y tensión respectivamente. En el intradós en el perímetro del túnel, el comportamiento de esfuerzos es oscilatorio, presentando los máximos de 6.45 MPa a compresión y -1.05 MPa a tensión (Figura 4.11); para el extradós los esfuerzos son 7.25 MPa, y -0.76 MPa para compresión y tensión respectivamente, a la luz de los resultados se observa que a compresión esta al 41.4% y a tensión al 56.3% de su capacidad, por lo que el espesor h_d para esta revisión se considera adecuado.

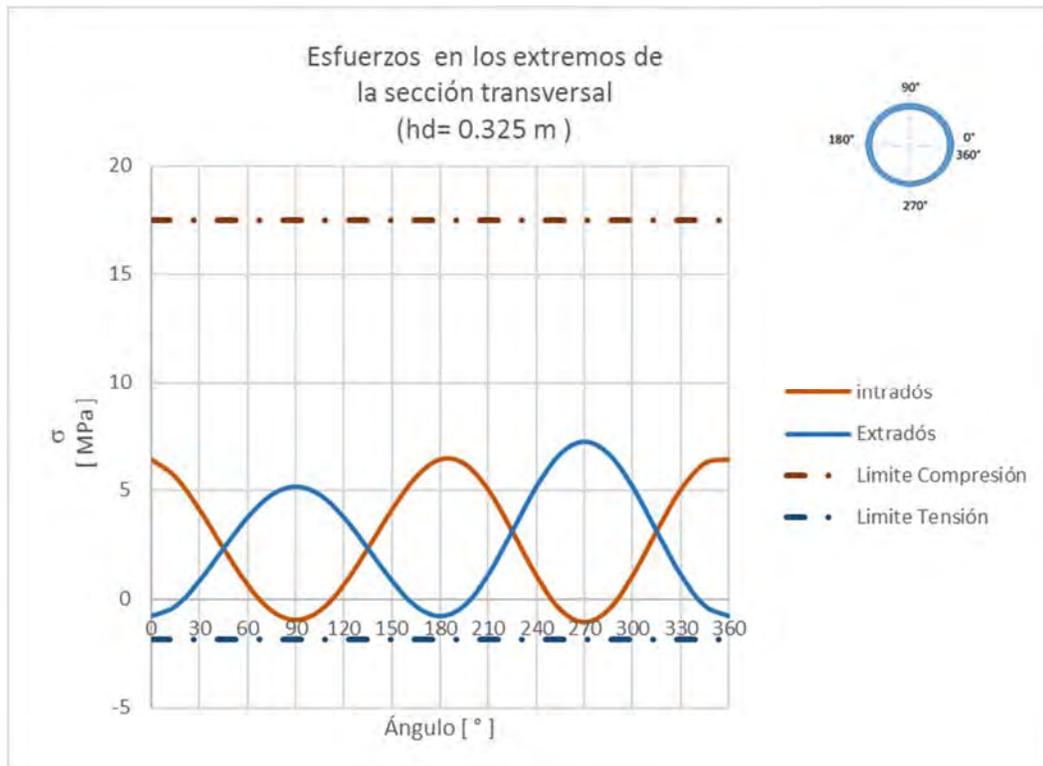


Figura 4.11. Esfuerzos en la sección transversal del anillo de dovelas $h_d = 0.325 \text{ m}$

4.4.3.2 Revisión en las juntas

El aplastamiento en la junta por ancho unitario, considera la expresión del RCDF, donde la raíz de relación de área de la junta (A_2) y área efectiva (A_1), incrementa la capacidad al aplastamiento no mayor a 2. Los esfuerzos de compresión mayores se presentan en la cubeta de magnitud 20.15 MPa, su capacidad por aplastamiento es de 25.87 MPa considerando un factor de seguridad (FS) de 2.3; su capacidad al aplastamiento representa el 79% de su capacidad, por lo tanto, el peralte de la dovela es adecuado.

$$\frac{N}{b h_{ef}} \leq \frac{(0.85) f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{FS}$$

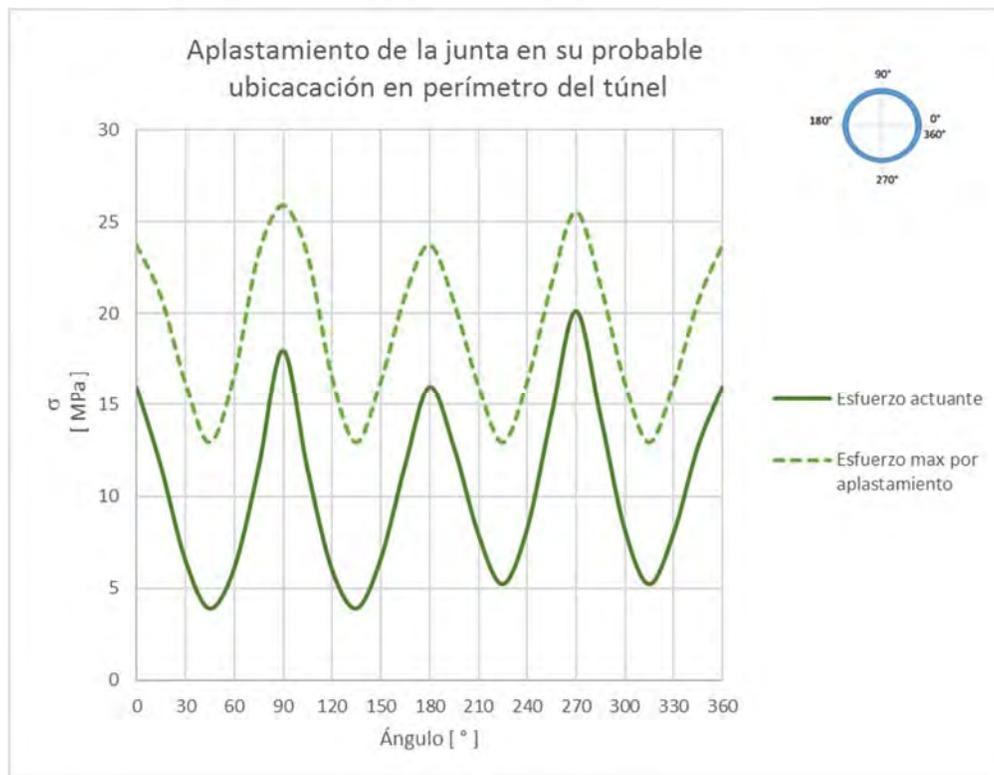


Figura 4.12. Esfuerzos al aplastamiento en una posición indefinida de las juntas en un anillo de dovelas $h_d=0.325$ m

4.5 RESUMEN

Se resumen en la Tabla 4.1, los parámetros geométricos más representativos empleados para cada iteración, como son la relación h_j/h_d , los elementos mecánicos y la revisión de esfuerzos en la dovela y en la junta por aplastamiento, así como las deformaciones radiales en cada iteración.

Tabla 4.1 Resumen de iteraciones del predimensionamiento, $f'_c=35$ MPa

ITERACIÓN		1ª	2ª	3ª
	Di [m]	7.7	7.7	7.7
	Profundidad ho [m]	20	20	20
	$h/Di=(ho-Di/2)/Di$	2.1	2.1	2.1
	hd [m]	0.2	0.3	0.325
	hj (m)	0.1	0.17	0.2
	$\lambda=Di/hd$	38.5	25.7	23.7
	$\beta=hj/hd$ [%]	50	56.6	60
	η	0.741	0.792	0.813
	Deformación radial [mm]	16.53	8.92	7.7
	Deformación % r	0.43	0.23	0.20
	Nmax [kN]	-	1009	1016
	Mmax [kN m]	-	-65.7	-73.1
dovela	Capacidad de esfuerzo a tensión [%]	-	56.3	56.3
	Esfuerzo actuante máximo a tensión [MPa]	-	-1.05	-1.05
	Esfuerzo permisible a tensión [MPa]	-	-1.85	-1.85
	Capacidad de esfuerzo a compresión [%]	-	44.18	41.4
	Esfuerzo actuante máximo a compresión [MPa]	-	7.73	7.25
	Esfuerzo permisible a compresión [MPa]	-	17.5	17.5
junta	Capacidad de esfuerzo al aplastamiento [%]	-	100.5	79
	Esfuerzo actuante máximo al aplastamiento [MPa]	-	26	20.15
	Esfuerzo permisible máximo al aplastamiento [MPa]	-	25.87	25.87

En resumen se tiene que la condición de deformación se cumple a partir de la segunda iteración ($h_d=0.3$ m), a partir de la cual se revisan los esfuerzos en las dovelas y el aplastamiento de las juntas. Se observa que al incrementar el peralte de la dovela h_d en la iteración (de 0.3 a 0.325 m), también se incrementan los elementos mecánicos críticos; en la revisión en la dovela el esfuerzo máximo a tensión prácticamente se mantiene constante en magnitud de -1.05 MPa, por su parte el de compresión disminuye de 7.73 a 7.25 MPa, mientras los esfuerzos límite resistentes se mantienen constantes en -1.85 y 17.5 MPa a tensión y compresión respectivamente. En la junta el esfuerzo al aplastamiento crítico el esfuerzo disminuye de 26 a 20.15 MPa y el esfuerzo límite al aplastamiento prácticamente se mantiene constante en 25.87 MPa lo que representa el 79% de su capacidad, siendo éste el que rige el predimensionamiento y cumple cuando el peralte h_d es de 32.5 cm, con una relación β de 60% y relación de esbeltes λ de 23.7.

4.6 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS, PROPIEDADES DEL SUELO Y TÚNEL CON $f'c=50\text{ MPa}$

Se realiza un análisis complementario, variando la resistencia a compresión del concreto y por ende del módulo de elasticidad, con las mismas características, manteniendo constantes las otras variables como se muestra en la Figura 4.13.

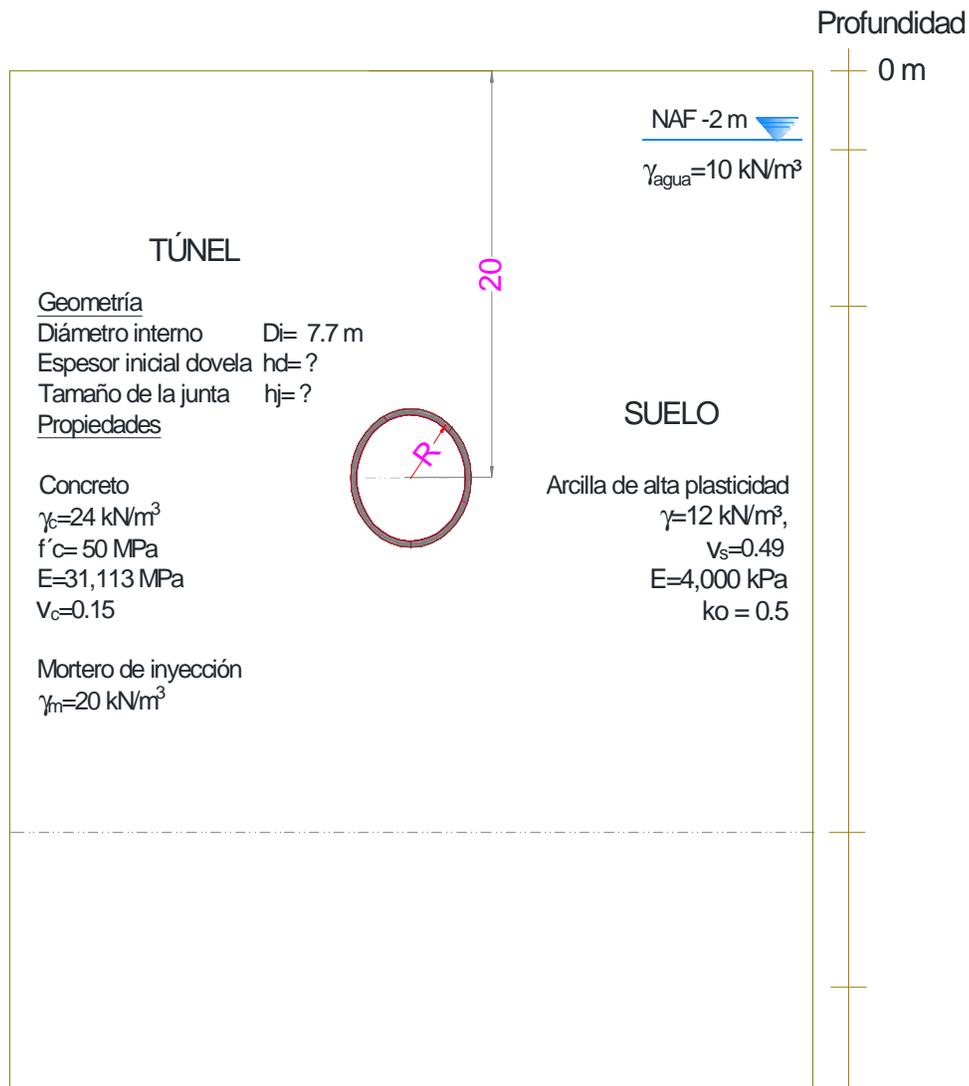


Figura 4.13. Esquema y datos iniciales

4.7 PRIMERA ITERACIÓN

A partir de los parámetros geométricos, así como de propiedades de geomateriales, y el túnel, se propone un peralte inicial (mínimo) de 20 cm, el peralte de la junta se considera un 50% del espesor de la dovela cumpliendo así con los requerimientos mínimos para la banda de estanqueidad. Asimismo, esta propuesta obtiene una relación β , útil para determinar el factor de reducción de rigidez (η), a emplear en la interacción suelo-túnel.

$$h_d = 0.2 \text{ m}$$

$$h_j = 0.1 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5$$

$$\eta = 0.741$$

4.7.1 Revisión de deformaciones

Se presenta una deformación radial máxima de 13.97 mm en la cubeta del túnel (270°), el límite considerado es del 0.25% del radio (límite inferior de la recomendación), que corresponde a 9.625 mm, por tanto, sobrepasa la recomendación, Figura 4.14. Se determina que la primera iteración el peralte no cumple con el criterio de la deformación por lo que hay que proponer un nuevo peralte y evaluar los esfuerzos presentes.

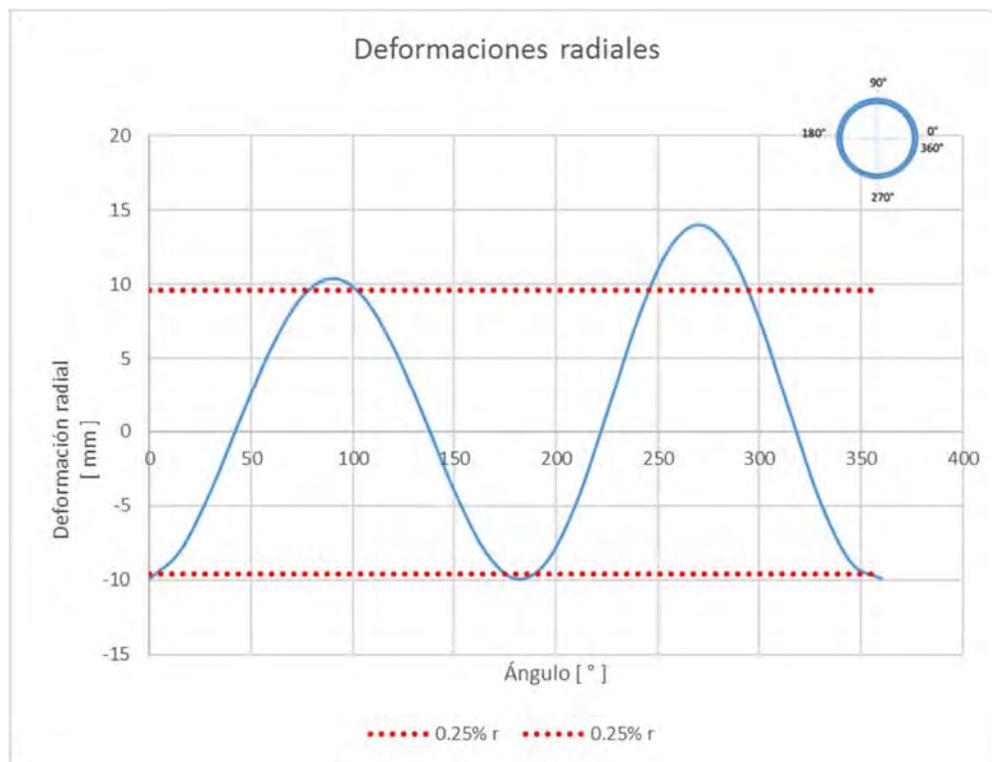


Figura 4.14. Deformaciones radiales del anillo de dovelas $h_d=0.2 \text{ m}$

4.8 SEGUNDA ITERACIÓN

Definidos los parámetros geométricos, así como de propiedades de geomateriales y el túnel, se propone un siguiente peralte tomando en cuenta los espesores múltiplos de 2.5 cm cumpliendo con los requerimientos geométricos mínimos para la banda de estanqueidad. Asimismo, la relación β , y el factor de reducción de rigidez (η), a emplear en la interacción suelo-túnel se presentan a continuación.

$$h_d = 0.3 \text{ m}$$

$$h_j = 0.17 \text{ m}$$

$$\beta = 0.56$$

$$\eta = 0.792$$

4.8.1 Revisión de deformaciones

Se presenta una deformación radial máxima de 7.93 mm en la cubeta del túnel (270°) que corresponde a un 0.21%, el límite considerado es del 0.25% del radio (límite inferior de la recomendación), que corresponde a 9.625 mm, por tanto, se cumple con la recomendación, Figura 4.15 y se revisan los elementos mecánicos para evaluar los esfuerzos presentes.



Figura 4.15. Deformaciones radiales del anillo de dovelas

4.8.2 Elementos mecánicos

La fuerza axial en el túnel varía de 686, 919 y 1001 kN; en clave, hastial y cubeta respectivamente, Figura 4.16. El momento flexionante tiene un comportamiento en el perímetro del túnel que oscila de -52.1, 61.2 y -70.4 kN m; en clave, hastial y cubeta respectivamente, Figura 4.17.

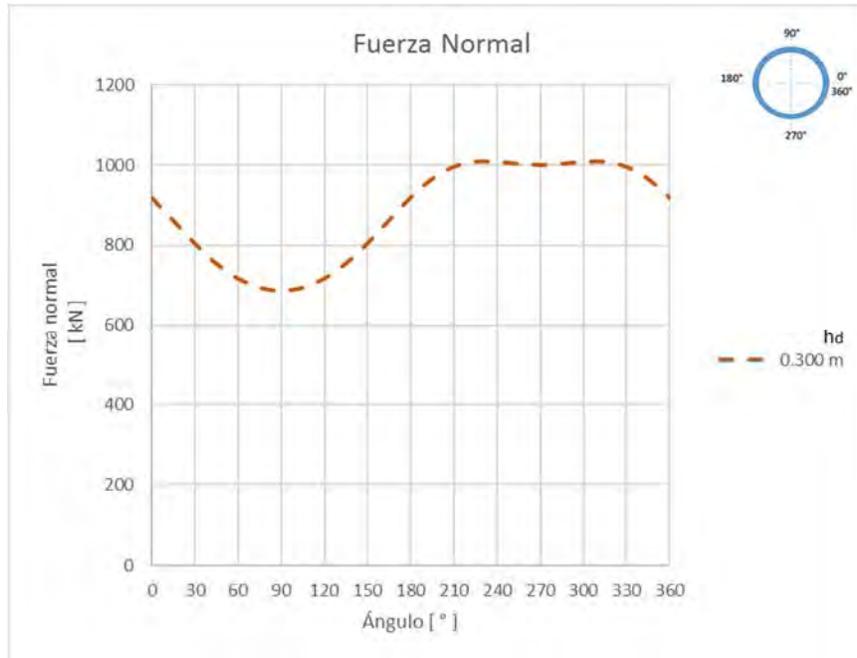


Figura 4.16. Diagrama de fuerza normal en el túnel $h_d=0.3$ m

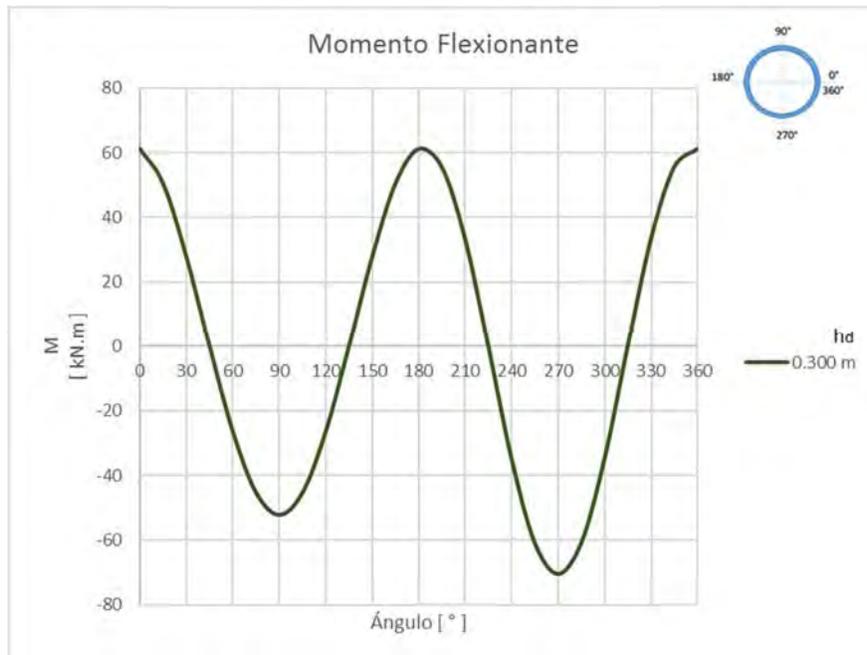


Figura 4.17. Diagrama de momento flexionante en el túnel, $h_d=0.3$ m

4.8.3 Revisión de esfuerzos resistentes

4.8.3.1 Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela

A partir de los elementos mecánicos, se revisó que los esfuerzos a compresión y tensión sean inferiores a los resistentes, considerando un Factor de Seguridad de 2, obtenido con los factores de carga y reducción del RCDF.

$$\sigma_{\text{compresion}} = \frac{N}{b h_d} + \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{f_c}{FS} \qquad \sigma_{\text{tension}} = \frac{N}{b h_d} - \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{0.63 \sqrt{f_c}}{FS}$$

Los esfuerzos límite de la sección transversal son de 25 MPa y -2.2 MPa para compresión y tensión respectivamente. En el intradós en el perímetro del túnel, el comportamiento de esfuerzos es variable, presentando los máximos de 7.14 MPa a compresión y -1.36 MPa a tensión (Figura 4.18); para el extradós los esfuerzos son 8.03 MPa, y -1.01 MPa para compresión y tensión respectivamente. A la luz de los resultados se observa que a compresión está a 32.1% de su capacidad y a tensión al 61.8% de su capacidad, por lo que el espesor h_d para esta revisión se considera adecuado.

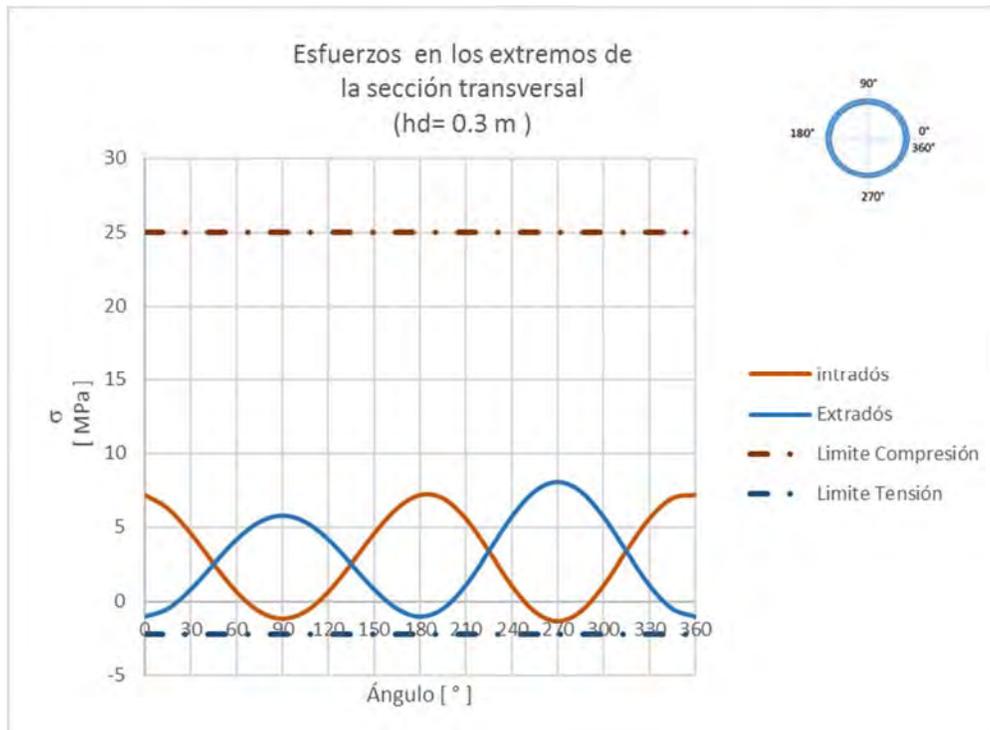


Figura 4.18. Esfuerzos en la sección transversal del anillo de dovelas $h_d=0.3 \text{ m}$

4.8.3.2 Revisión en las juntas

El aplastamiento en la junta por ancho unitario, (considerando la hipótesis de que ésta no se abre con los elementos mecánicos obtenidos) considera la expresión del RCDF, donde la raíz de la relación de área de la junta (A_2) y del área efectiva (A_1), incrementa la capacidad al aplastamiento no mayor a 2.

Los esfuerzos de compresión mayores se presentan en la clave de magnitud 37.94 MPa, su capacidad por aplastamiento es de 36.96 MPa considerando un factor de seguridad (FS) de 2.3; se excede su capacidad al aplastamiento en un 2.6%, por tanto, es necesario cambiar el peralte de la dovela, Figura 4.19.

$$\frac{N}{b h_{ef}} \leq \frac{(0.85) f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{FS}$$

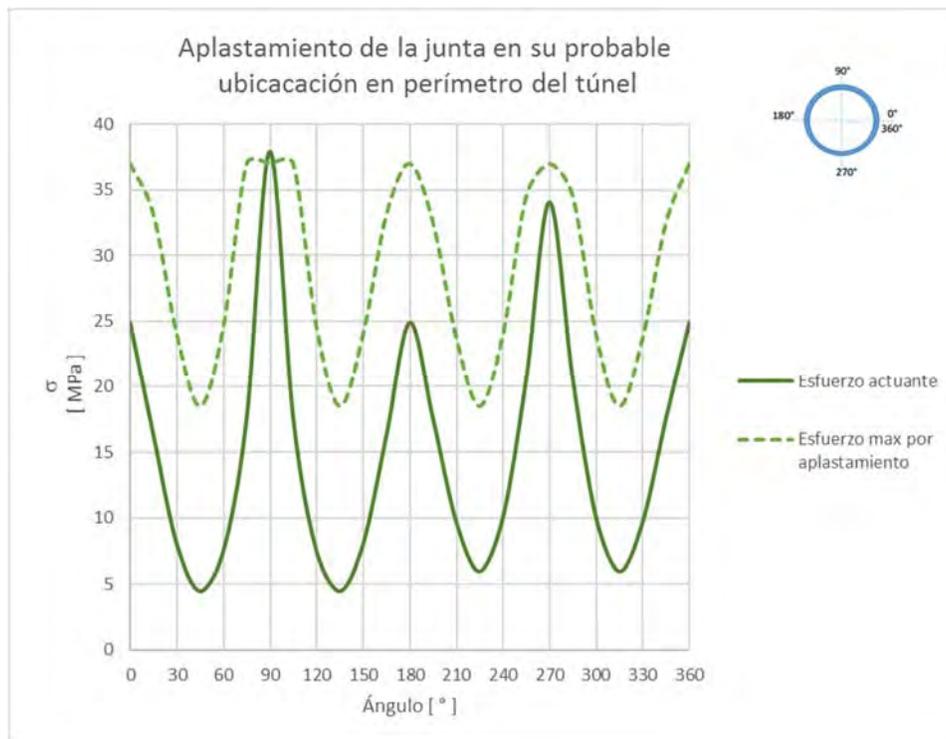


Figura 4.19. Esfuerzos al aplastamiento en una posición indefinida de las juntas en un anillo de dovelas $h_d=0.3$ m

4.9 TERCERA ITERACIÓN

Definidos los parámetros geométricos, las propiedades de geomateriales y el túnel, se propone un siguiente peralte (tercero) tomando en cuenta los espesores múltiplos de 2.5 cm cumpliendo con los requerimientos geométricos mínimos para la banda de estanqueidad. Asimismo, la relación β , y el factor de reducción de rigidez (η), a emplear en la interacción suelo-túnel se presentan a continuación.

$$h_d = 0.325 \text{ m}$$

$$h_j = 0.195 \text{ m}$$

$$\beta = 0.6$$

$$\eta = 0.813$$

4.9.1 Revisión de deformaciones

Se presenta una deformación radial máxima de 6.78 mm en la cubeta del túnel (270°) que corresponde a un 0.18%, el límite considerado es del 0.25% del radio (límite inferior de la recomendación), que corresponde a 9.625 mm, por tanto, se cumple con la recomendación, Figura 4.20.

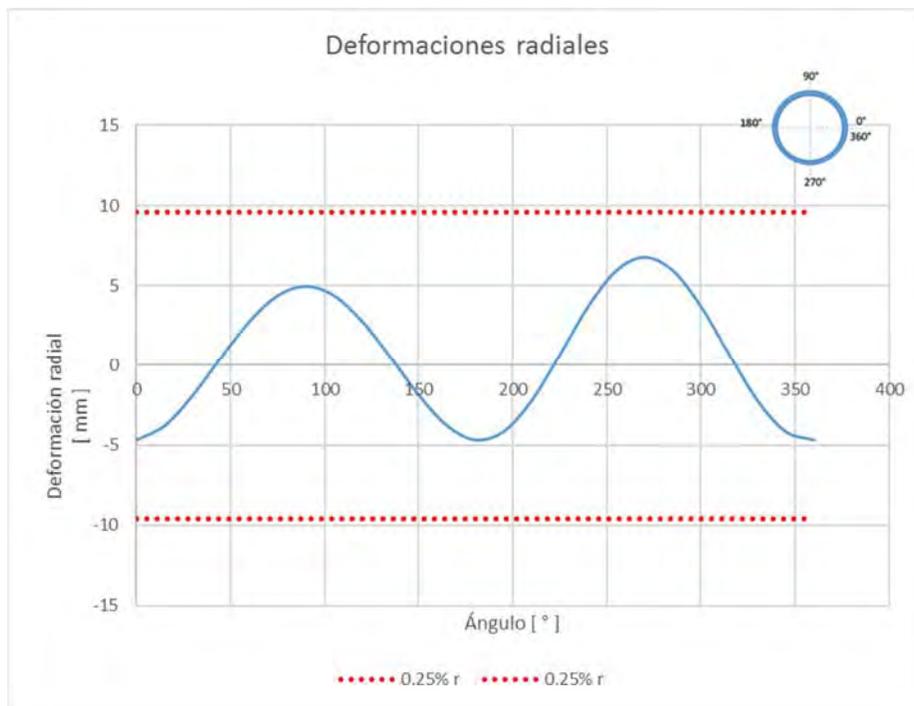


Figura 4.20. Deformaciones radiales del anillo de dovelas $h=0.325 \text{ m}$

4.9.2 Elementos mecánicos

La fuerza axial en el túnel varía de 688, 926 y 1007 kN; en clave, hastial y cubeta respectivamente, Figura 4.21. El momento flexionante tiene un comportamiento en el perímetro del túnel que oscila de -57, 67 y -77 kN m; en clave, hastial y cubeta respectivamente, Figura 4.22.

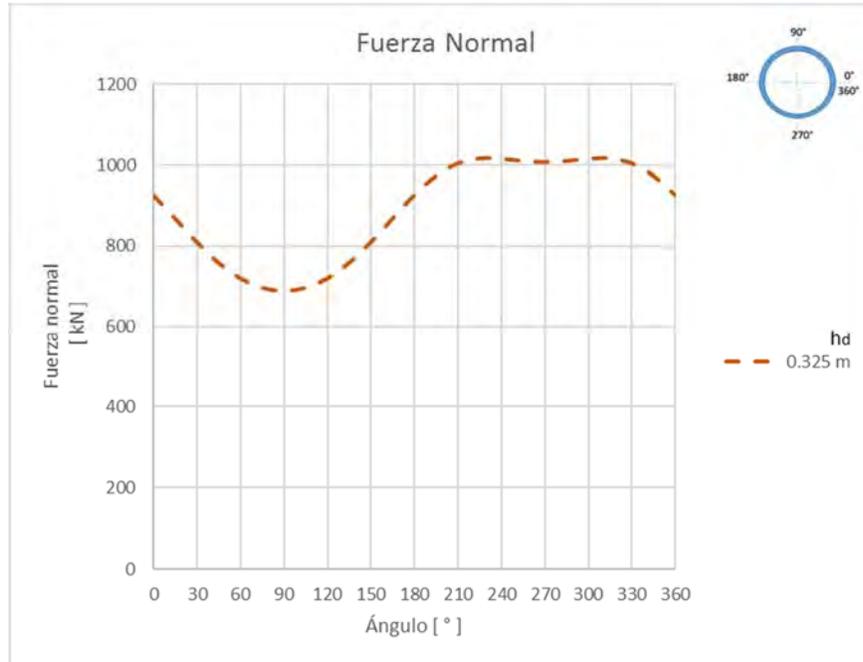


Figura 4.21. Diagrama de fuerza normal en el túnel $h=0.325\text{ m}$

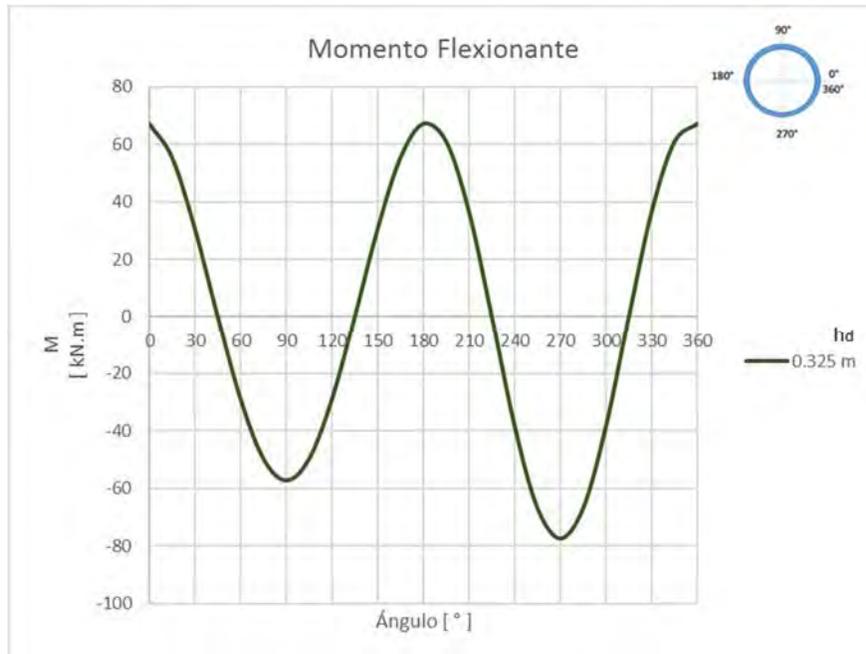


Figura 4.22. Diagrama de momento flexionante en el túnel, $h_d=0.325\text{ m}$

4.9.3 Revisión de esfuerzos resistentes

4.9.3.1 Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela

A partir de los elementos mecánicos, se revisó que los esfuerzos a compresión y tensión sean inferiores a los resistentes, considerando un Factor de Seguridad de **2**, obtenido con los factores de carga y reducción del RCDF.

$$\sigma_{\text{compresion}} = \frac{N}{b h_d} + \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{f_c}{FS} \qquad \sigma_{\text{tension}} = \frac{N}{b h_d} - \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{0.63 \sqrt{f_c}}{FS}$$

Los esfuerzos límite de la sección transversal son de 25 MPa y -2.2 MPa para compresión y tensión respectivamente. En el intradós en el perímetro del túnel, el comportamiento de esfuerzos es oscilatorio, presentando los máximos de 6.66 MPa a compresión y -1.29 MPa a tensión (Figura 4.23); para el extradós los esfuerzos son 7.49 MPa, y -0.96 MPa para compresión y tensión respectivamente, a la luz de los resultados se observa que a compresión está al 30% de su capacidad y a tensión al 58% de su capacidad, por lo que el espesor h_d para esta revisión se considera adecuado.

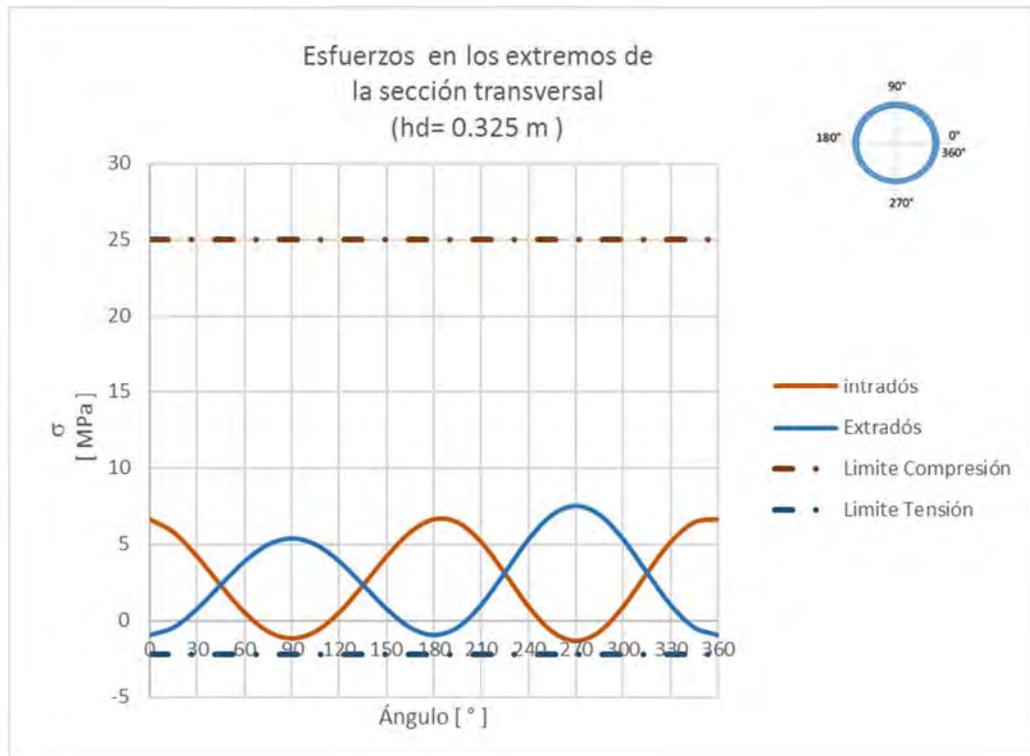


Figura 4.23. Esfuerzos en la sección transversal del anillo de dovelas $h_d = 0.325 \text{ m}$

4.9.3.2 Revisión en las juntas

El aplastamiento en la junta por ancho unitario, considera la expresión del RCDF, donde la raíz de relación de área de la junta (A_2) y área efectiva (A_1), incrementa la capacidad al aplastamiento no mayor a 2.

Los esfuerzos de compresión mayores se presentan en la clave de magnitud 24.3 MPa, su capacidad por aplastamiento es de 36.96 MPa considerando un factor de seguridad (FS) de 2.3; su capacidad al aplastamiento representa el 66% de su capacidad, por lo tanto, el peralte de la dovela es adecuado, Figura 4.24.

$$\frac{N}{b h_{ef}} \leq \frac{(0.85) f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{FS}$$

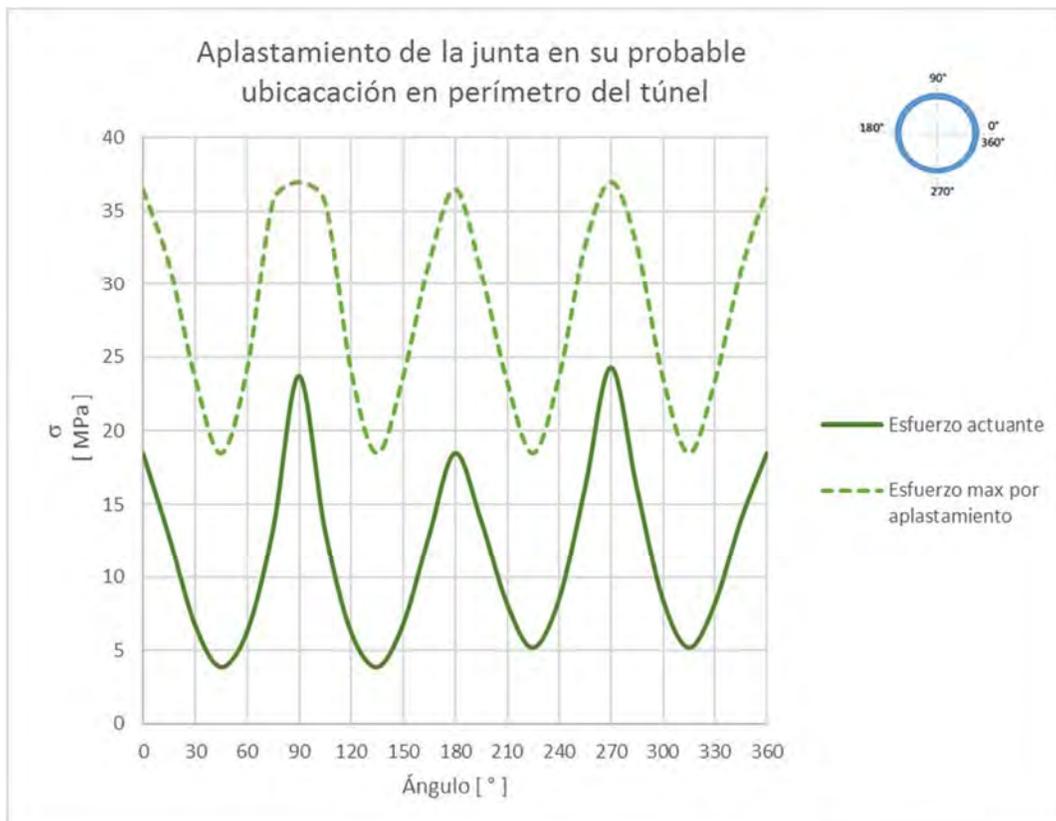


Figura 4.24. Esfuerzos al aplastamiento en una posición indefinida de las juntas en un anillo de dovelas $h_d=0.325$ m

4.10 RESUMEN

Se resumen en la Tabla 4.2 considerando el incremento en la resistencia a compresión del concreto a 50 MPa, se muestran los parámetros geométricos más representativos empleados para cada iteración, como son la relación h_j/h_d , los elementos mecánicos y la revisión de esfuerzos en la dovela y en la junta por aplastamiento, así como las deformaciones radiales en cada iteración.

Tabla 4.2 Resumen iteraciones del predimensionamiento, $f'_c=50$ MPa

ITERACIÓN	1 ^a	2 ^a	3 ^a	
Di [m]	7.7	7.7	7.7	
Profundidad ho [m]	20	20	20	
$h/Di=(ho-Di/2)/Di$	2.1	2.1	2.1	
hd [m]	0.2	0.3	0.325	
hj (m)	0.1	0.17	0.2	
Di/hd	38.5	25.7	23.7	
hj/hd [%]	50	56.6	60	
η	0.741	0.792	0.813	
Deformación radial [mm]	13.97	7.93	6.78	
Deformación % r	0.36	0.21	0.18	
Nmax [kN]	-	1001	1007	
Mmax [kN m]	-	-70.4	-77	
dovela	Capacidad de esfuerzo a tensión [%]	-	61.8	58.6
	Esfuerzo actuante máximo a tensión [MPa]	-	-1.36	-1.29
	Esfuerzo permisible a tensión [MPa]	-	-2.2	-2.2
	Capacidad de esfuerzo a compresión [%]	-	32.1	30.8
	Esfuerzo actuante máximo a compresión [MPa]	-	8.03	7.49
	Esfuerzo permisible a compresión [MPa]	-	25	25
junta	Capacidad de esfuerzo al aplastamiento [%]	-	102.6	66
	Esfuerzo actuante máximo al aplastamiento [MPa]	-	37.94	24.3
	Esfuerzo permisible máximo al aplastamiento [MPa]	-	36.97	36.96

En resumen, se tiene que la condición de deformación se cumple a partir de la segunda iteración ($hd= 0.3m$), con la cual se revisan los esfuerzos en las dovelas y el aplastamiento de las juntas. Se observa que al incrementar el peralte de la dovela h_d en la iteración (de 0.3 a 0.325 m), también se incrementan los elementos mecánicos críticos; en la revisión en la dovela el esfuerzo máximo a tensión disminuye en magnitud de -1.36 a -1.29 MPa, por su parte el de compresión disminuye de 8.03 a 7.49 MPa, mientras los esfuerzos resistentes límite se mantienen constantes en -2.2 y 25 MPa a tensión y compresión respectivamente. En la junta el esfuerzo al

aplastamiento crítico el esfuerzo disminuye de 37.94 a 24.3 MPa y el esfuerzo máximo al aplastamiento prácticamente se mantiene constante en 36.96 MPa lo que representa el 89%, siendo éste el que rige el predimensionamiento y cumple cuando el peralte h_d es de 32.5 cm, con una relación β de 60% y relación de esbeltes λ de 23.7. Para el peralte final, la deformación radial es de 0.18% r, inferior a la establecida del 0.25% r.

Se concluye que para el túnel de 7.7 m a la profundidad de 20 m el túnel de diámetro interno al incrementar la resistencia a compresión de 35 a 50 MPa, provoca mayor capacidad al aplastamiento y también mayor rigidez, incrementando así el momento flexionante como se pueden ver en la Tabla 4.1 y Tabla 4.2, por lo tanto también se incrementa la excentricidad, reduciendo así el ancho efectivo provocando un incremento de esfuerzo actuante por aplastamiento; para fines prácticos en estas condiciones de profundidad el incremento de la resistencia y por tanto el módulo de elasticidad en las dovelas no influye en deducir el peralte de la dovela.

4.11 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS, PROPIEDADES DEL SUELO Y TÚNEL CON $k_0 = 0.4$

Se realiza un análisis complementario, variando el coeficiente k_0 a un valor de 0.4, con las mismas características tanto del anillo de dovelas y sus propiedades, y manteniendo constantes las otras variables como se muestra a continuación (Figura 4.25).

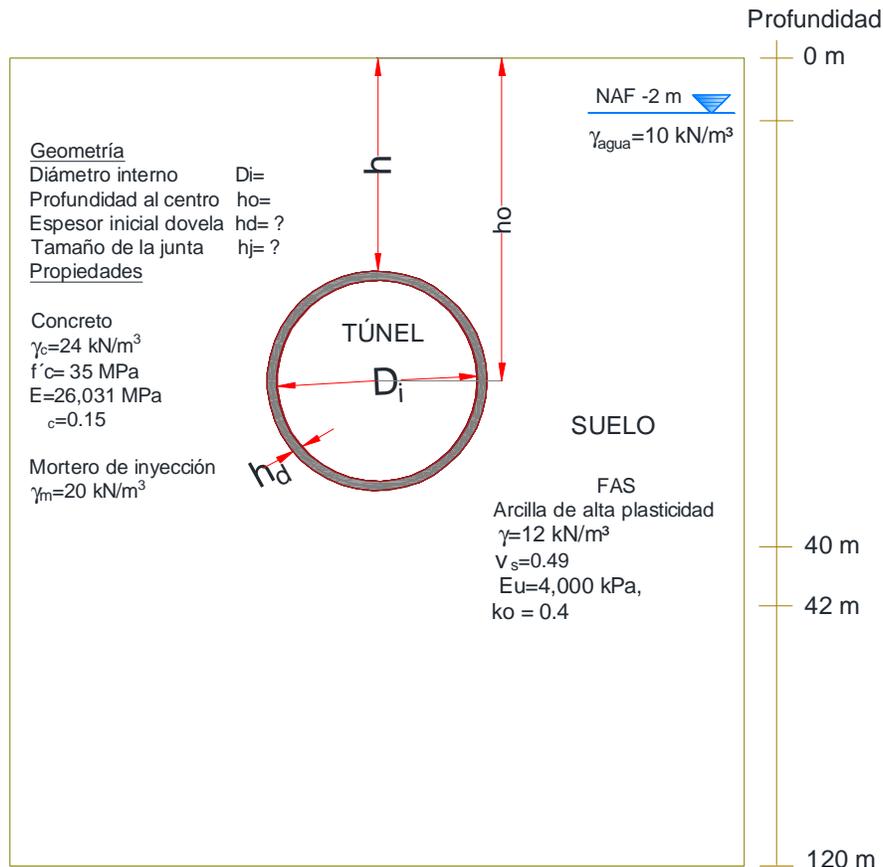


Figura 4.25. Esquema y datos iniciales

4.12 PRIMERA ITERACIÓN

A partir de los parámetros geométricos, así como de propiedades de geomateriales, y el túnel; el peralte de la junta se considera el obtenido en la sección 4.5 donde el espesor de la dovela es de 32.5 cm y una relación β , es de 0.6 por tanto el ancho de la junta es de 19.5 cm como se sintetiza a continuación:

$$h_d = 0.325 \text{ m}$$

$$h_j = 0.195 \text{ m}$$

$$\beta = 0.6$$

$$\eta = 0.813$$

4.12.1 Revisión de deformaciones

Se presenta una deformación radial máxima de 9.06 mm en la cubeta del túnel (270°) que corresponde a un 0.24%, el límite considerado es del 0.25% del radio (límite inferior de la recomendación), que corresponde a 9.625 mm (Figura 4.26)

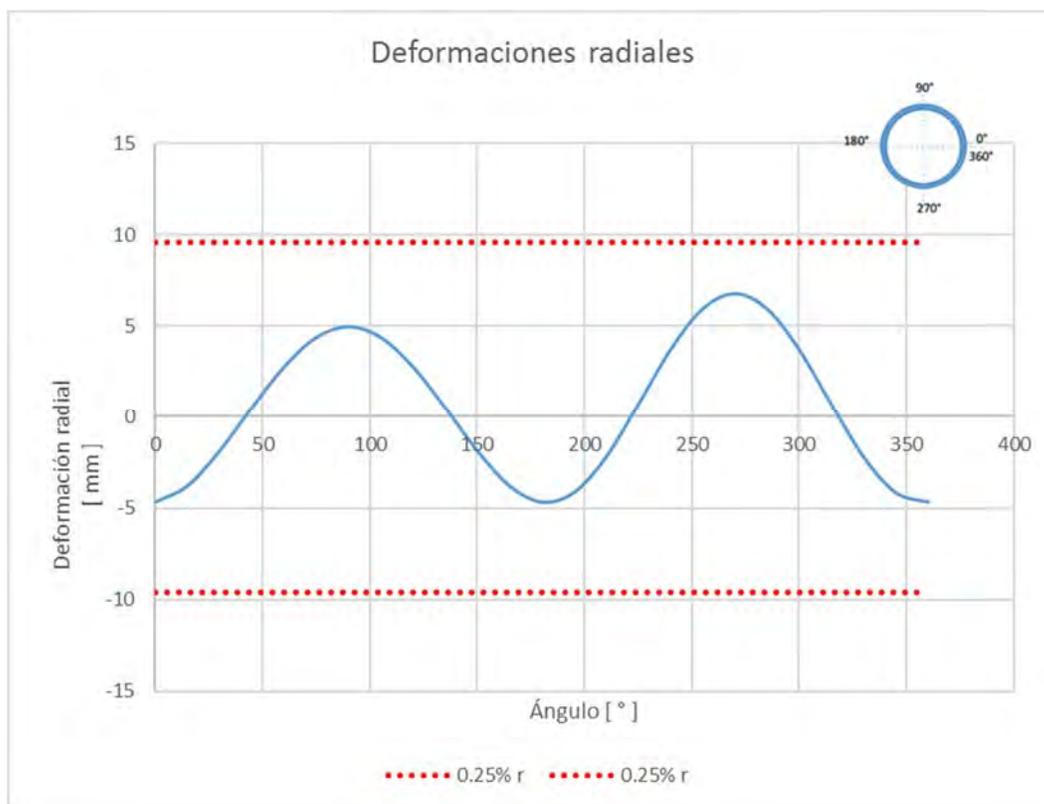


Figura 4.26. Deformaciones radiales del anillo de dovelas $h=0.325 \text{ m}$

4.12.2 Elementos mecánicos

La fuerza axial en el túnel varía de 674, 924 y 988 kN; en clave, hastial y cubeta respectivamente (Figura 4.27). El momento flexionante tiene un comportamiento en el perímetro del túnel que oscila de -64.75, 76 y -87 kN m; en clave, hastial y cubeta respectivamente, (Figura 4.28). Se observa particularmente que el momento flexionante se incrementa respecto al análisis considerado con k_0 de 0.5.

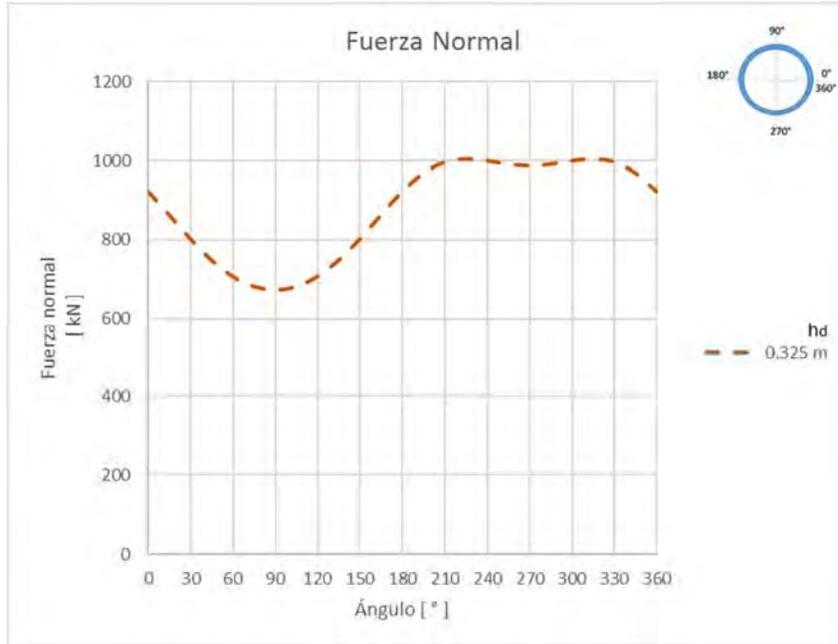


Figura 4.27. Diagrama de fuerza normal en el túnel $h=0.325$ m

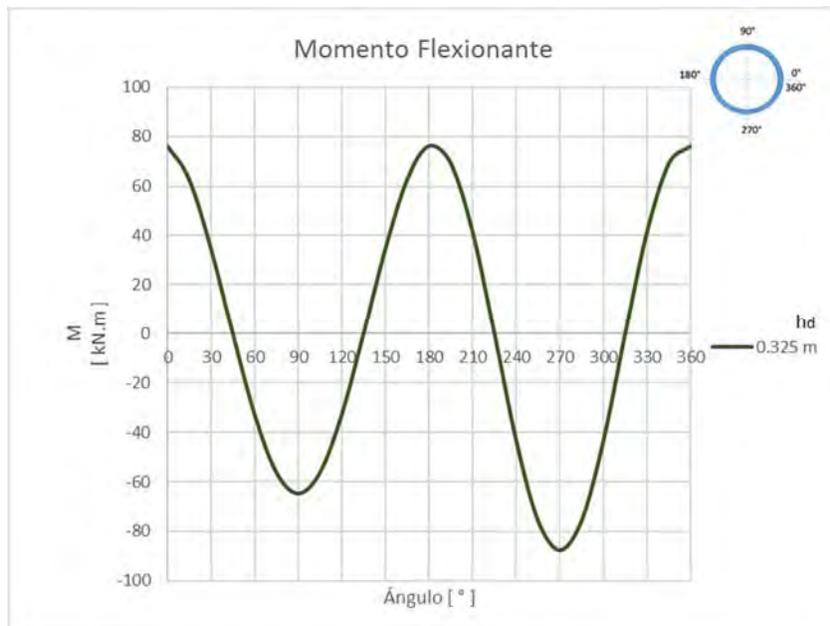


Figura 4.28. Diagrama de momento flexionante en el túnel, $h_i=0.325$ m

4.12.3 Revisión de esfuerzos resistentes

4.12.3.1 Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela

A partir de los elementos mecánicos, se revisó que los esfuerzos a compresión y tensión sean inferiores a los resistentes, considerando un Factor de Seguridad de **2**, obtenido con los factores de carga y reducción del RCDF.

$$\sigma_{\text{compresion}} = \frac{N}{b h_d} + \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{f_c}{FS} \qquad \sigma_{\text{tension}} = \frac{N}{b h_d} - \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{0.63 \sqrt{f_c}}{FS}$$

Los esfuerzos límite de la sección transversal son de 17.5 MPa y -1.9 MPa para compresión y tensión respectivamente. En el intradós en el perímetro del túnel, el comportamiento de esfuerzos es oscilatorio, presentando los máximos de 7.7 MPa a compresión y -1.94 MPa a tensión (Figura 4.29); para el extradós los esfuerzos son 8.02 MPa, y -1.48 MPa para compresión y tensión respectivamente, a la luz de los resultados se observa que a compresión está al 46% de su capacidad y a tensión al 104 %de su capacidad, por lo que el espesor h_d para esta revisión no se considera adecuado.

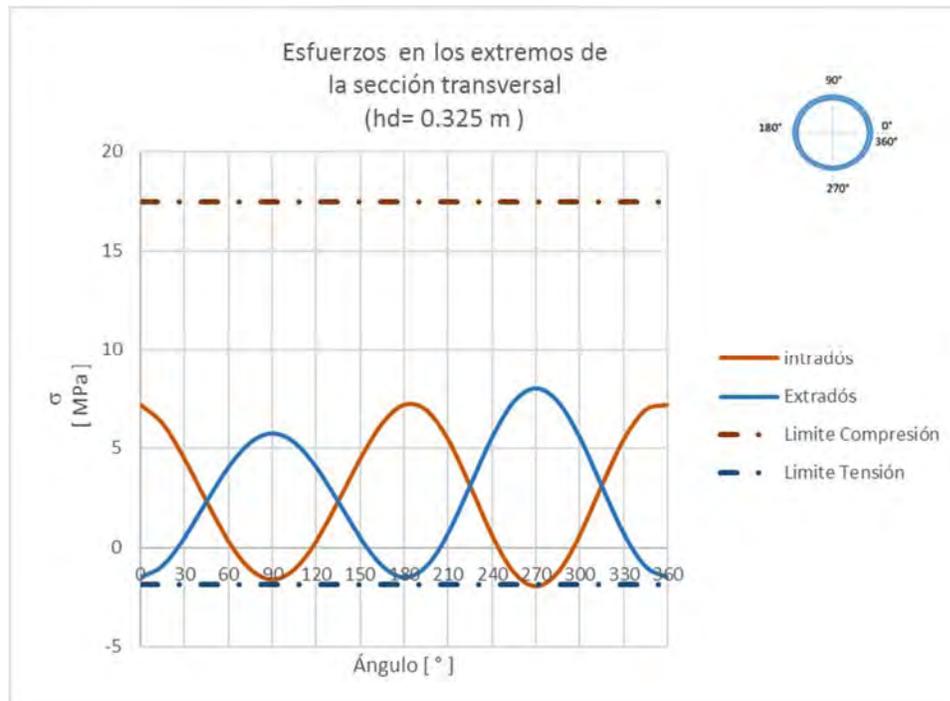


Figura 4.29. Esforzos en la sección transversal del anillo de dovelas $h_d = 0.325 \text{ m}$

4.12.3.2 Revisión en las juntas

El aplastamiento en la junta por ancho unitario, considera la expresión del RCDF, donde la raíz de relación de área de la junta (A_2) y área efectiva (A_1), incrementa la capacidad al aplastamiento no mayor a 2.

Los esfuerzos de compresión mayores se presentan en la clave de magnitud 227 MPa, su capacidad por aplastamiento es de 25.9 MPa considerando un factor de seguridad (FS) de 2.3; su capacidad al aplastamiento es excedida (880%), por lo tanto el peralte de la dovela y la junta requiere redefinirse (Figura 4.30)

$$\frac{N}{b h_{ef}} \leq \frac{(0.85) f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{FS}$$

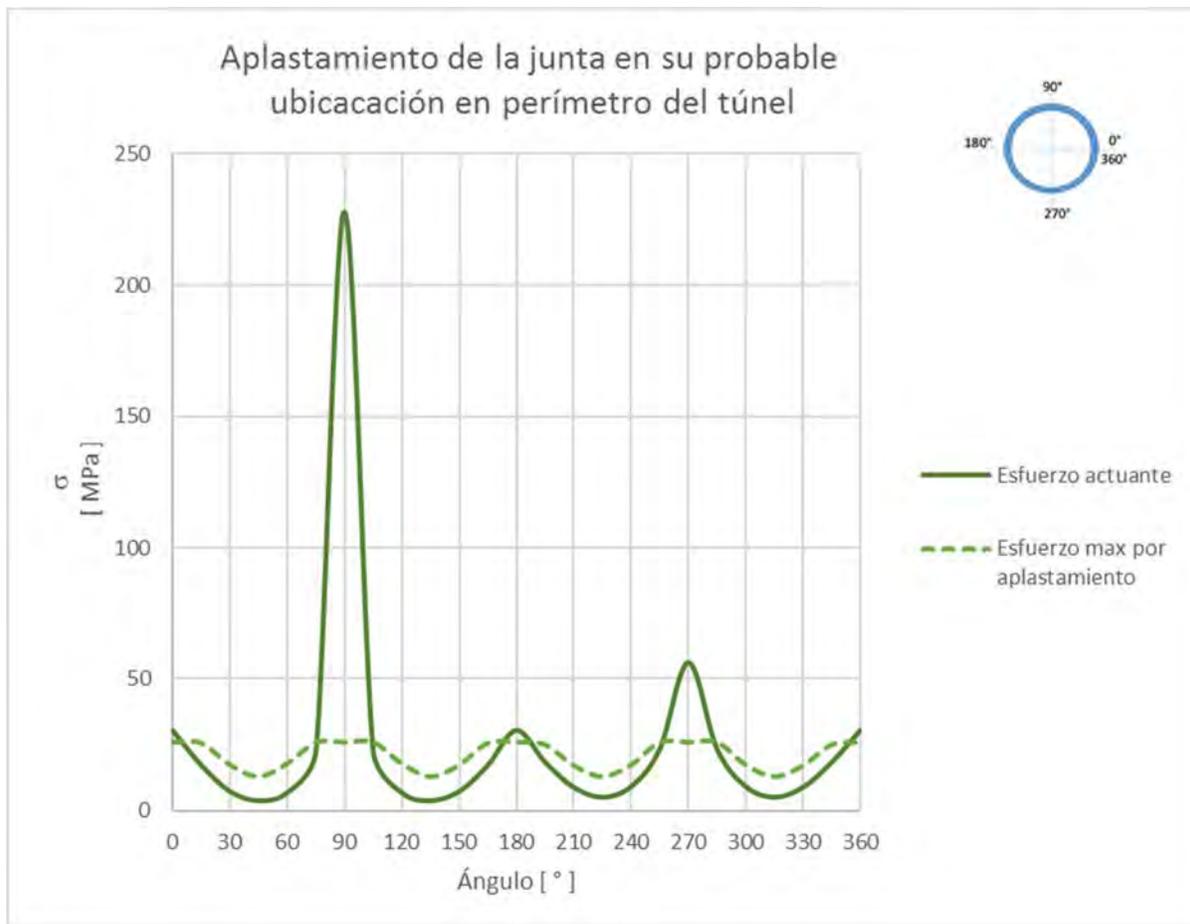


Figura 4.30. Esfuerzos al aplastamiento en una posición indefinida de las juntas en un anillo de dovelas $h_d=0.325$ m

4.13 SEGUNDA ITERACIÓN

A partir de los parámetros geométricos, así como de propiedades de geomateriales, y el túnel; el peralte de la dovela y la junta se ajusta como se sintetiza a continuación:

$$h_d = 0.35$$

$$h_j = 0.25$$

$$\beta = 0.71$$

$$\eta = 0.861$$

4.13.1 Revisión de deformaciones

Se presenta una deformación radial máxima de 7.58 mm en la cubeta del túnel (270°) que corresponde a un 0.20%, el límite considerado es del 0.25% del radio (límite inferior de la recomendación), que corresponde a 9.625 mm (Figura 4.31).

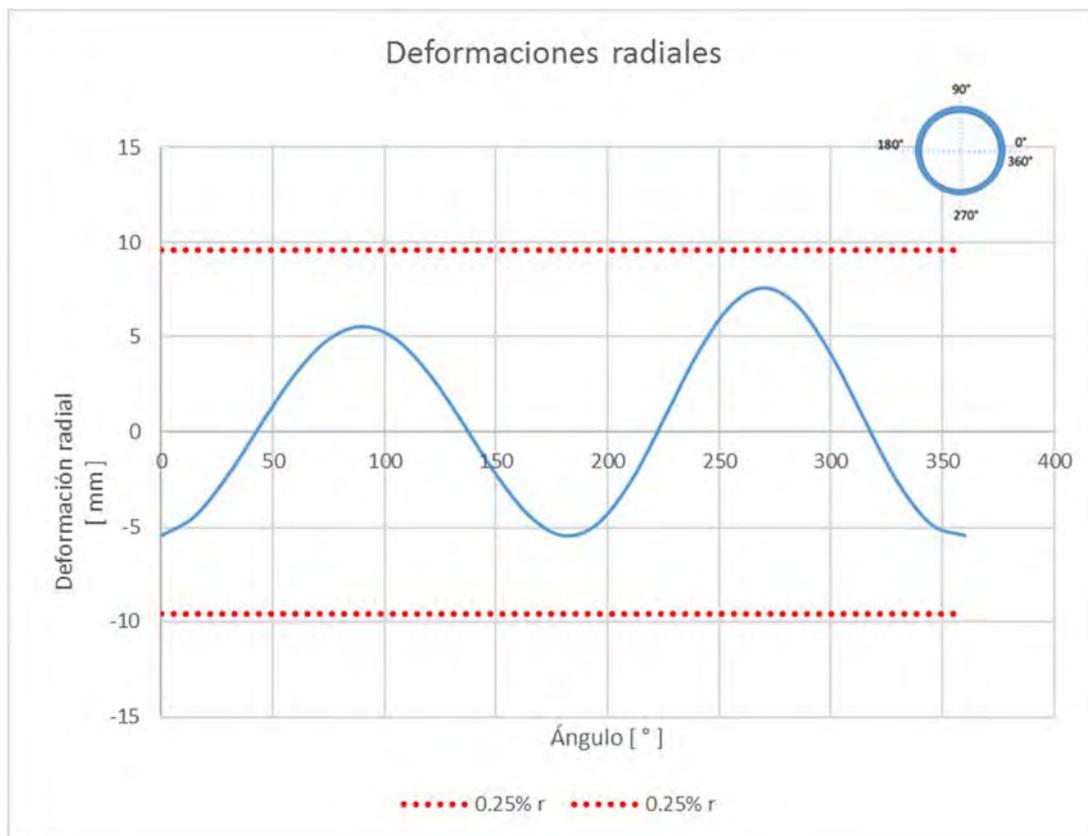


Figura 4.31. Deformaciones radiales del anillo de dovelas $h=0.35$ m

4.13.2 Elementos mecánicos

La fuerza axial en el túnel varía de 676, 931 y 994 kN; en clave, hastial y cubeta respectivamente (Figura 4.32). El momento flexionante tiene un comportamiento que oscila de -70.98, 83 y -96.3 kN m; en clave, hastial y cubeta respectivamente, (Figura 4.33) Se observa particularmente que el momento flexionante se incrementa respecto a la primera iteración.

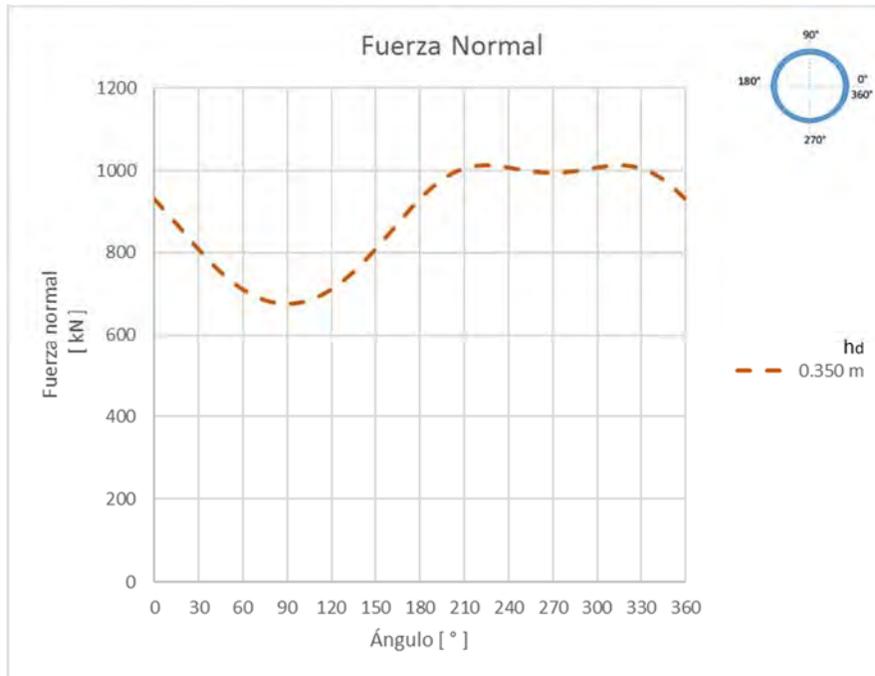


Figura 4.32. Diagrama de fuerza normal en el túnel

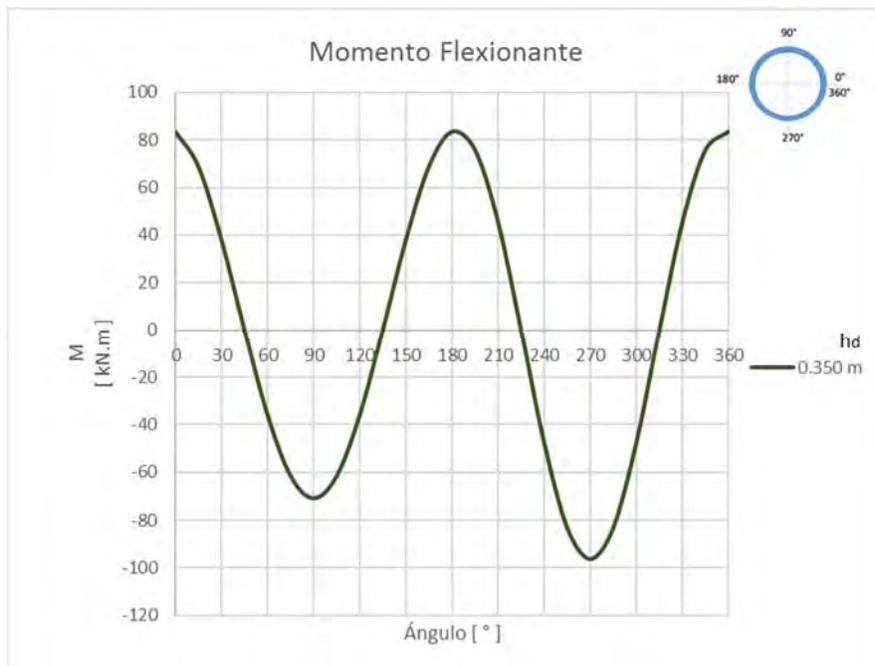


Figura 4.33. Diagrama de momento flexionante en el túnel

4.13.3 Revisión de esfuerzos resistentes

4.13.3.1 Revisión de esfuerzos a compresión y tensión en la dovela

A partir de los elementos mecánicos, se revisó que los esfuerzos a compresión y tensión sean inferiores a los resistentes, considerando un Factor de Seguridad de **2**, obtenido con los factores de carga y reducción del RCDF.

$$\sigma_{\text{compresion}} = \frac{N}{b h_d} + \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{f_c}{FS} \qquad \sigma_{\text{tension}} = \frac{N}{b h_d} - \frac{6M}{b h_d^2} \leq \frac{0.63 \sqrt{f_c}}{FS}$$

Los esfuerzos límite de la sección transversal son de 17.5 MPa y -1.9 MPa para compresión y tensión respectivamente. En el intradós en el perímetro del túnel, el comportamiento de esfuerzos es oscilatorio, presentando los máximos de 6.75 MPa a compresión y -1.88 MPa a tensión (Figura 4.34); para el extradós los esfuerzos son 7.56 MPa, y -1.43 MPa para compresión y tensión respectivamente, a la luz de los resultados se observa que a compresión está al 39% de su capacidad y a tensión al 100 % de su capacidad, por lo que el espesor h_d para esta revisión se considera adecuado.

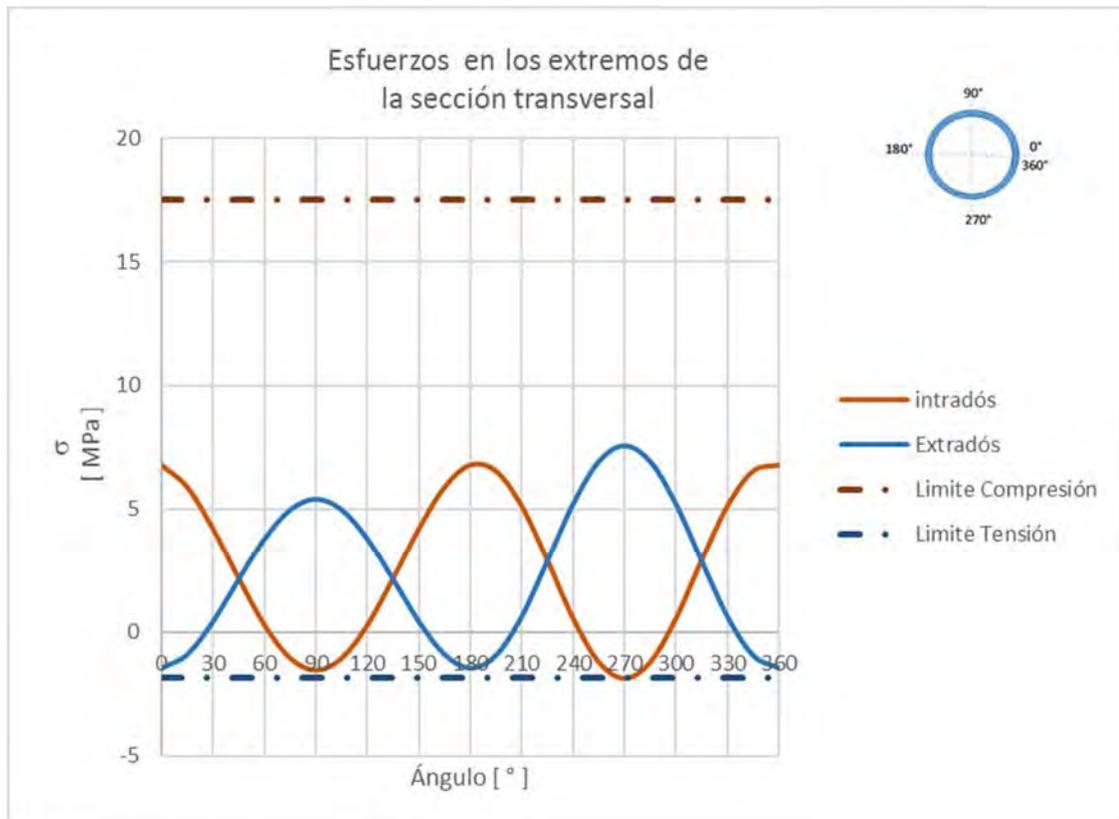


Figura 4.34. Esfuerzos en la sección transversal del anillo de dovelas $h_d=0.35$ m

4.13.3.2 Revisión en las juntas

El aplastamiento en la junta por ancho unitario, considera la expresión del RCDF, donde la raíz de relación de área de la junta (A_2) y área efectiva (A_1), incrementa la capacidad al aplastamiento no mayor a 2.

Los esfuerzos de compresión mayores se presentan en la clave de magnitud 17.66 MPa, su capacidad por aplastamiento es de 25.9 MPa considerando un factor de seguridad (FS) de 2.3; la capacidad al aplastamiento representa el 68.3% de su capacidad, por lo tanto el peralte de la dovela y el ancho de la junta se consideran adecuados, (Figura 4.35)

$$\frac{N}{b h_{ef}} \leq \frac{(0.85) f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{FS}$$

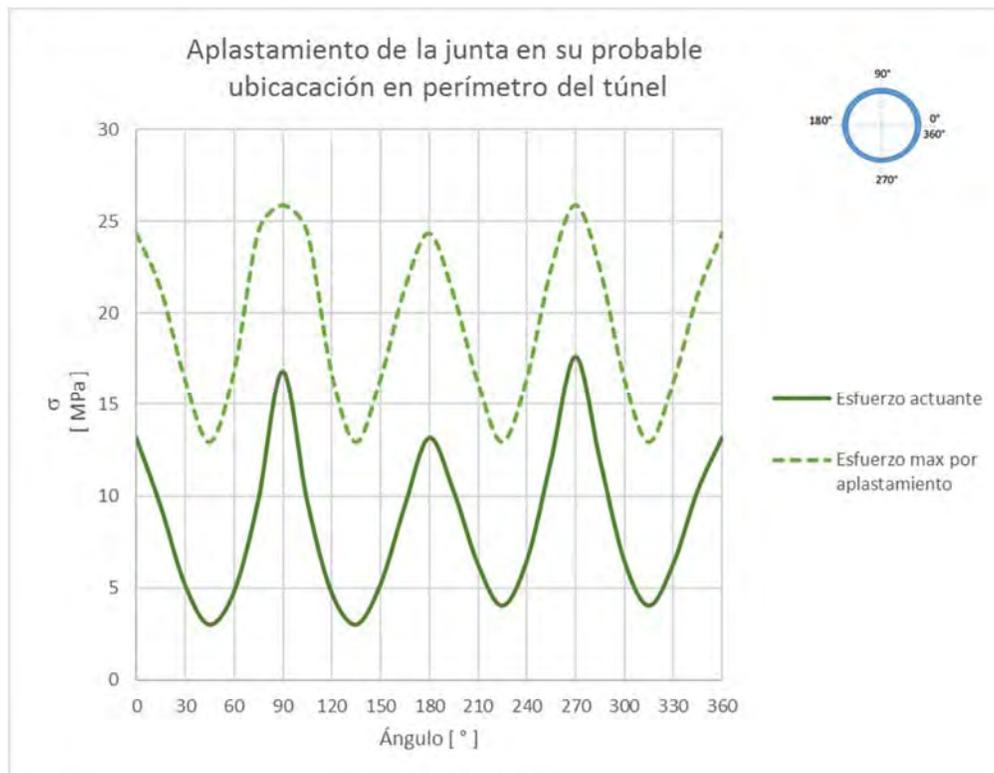


Figura 4.35. Esfuerzos al aplastamiento en una posición indefinida de las juntas en un anillo de dovelas $hd=0.35$ m

4.14 RESUMEN

Los resultados obtenidos se plasman en la Tabla 4.3, considerando el valor del coeficiente k_0 de 0.4, y manteniendo la resistencia a compresión del concreto de 35 MPa. Se muestran los parámetros geométricos más representativos empleados para cada iteración, como son la relación h_j/h_d , los elementos mecánicos y la revisión de esfuerzos en la dovela y en la junta por aplastamiento, así como las deformaciones radiales en cada iteración.

Tabla 4.3 Resumen de iteraciones del predimensionamiento, $k_0=0.4$

ITERACIÓN		1 ^a	2 ^a
	Di [m]	7.7	7.7
	Profundidad h_0 [m]	20	20
	$h/Di = (h_0 - Di/2)/Di$	2.1	2.1
	h_d [m]	0.325	0.35
	h_j (m)	0.195	0.25
	Di/h_d	23.7	22
	$\beta = h_j/h_d$ [%]	60	71.4
	η	0.813	0.861
	Deformación radial [mm]	9.06	7.58
	Deformación % r	0.24	0.20
	N_{max} [kN]	988	994
	M_{max} [kN m]	-87	-96.3
dovela	Capacidad de esfuerzo a tensión [%]	104	100
	Esfuerzo actuante máximo a tensión [MPa]	-1.94	-1.9
	Esfuerzo permisible a tensión [MPa]	-1.9	-1.9
	Capacidad de esfuerzo a compresión [%]	46	43.2
	Esfuerzo actuante máximo a compresión [MPa]	8.02	7.56
	Esfuerzo permisible a compresión [MPa]	17.5	17.5
Junta	Capacidad de esfuerzo al aplastamiento [%]	880	68.3
	Esfuerzo actuante máximo al aplastamiento [MPa]	227	17.7
	Esfuerzo permisible máximo al aplastamiento [MPa]	25.9	25.9

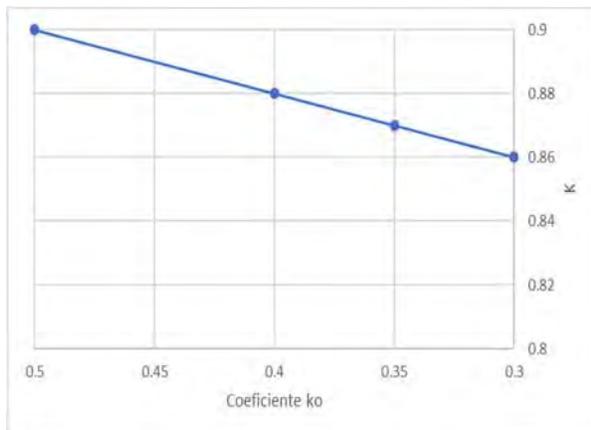
En resumen para el túnel de 7.7 m a la profundidad de 20 m y resistencia a compresión de 35 MPa al variar el coeficiente k_0 del suelo, de 0.5 a 0.4, éste coeficiente influye significativamente en el peralte de la dovela como en la junta, donde la revisión que rige es el aplastamiento debido al incremento del momento flexionante, que reduce el ancho efectivo provocando un incremento de esfuerzo actuante por aplastamiento, por lo que se requiere incrementar el peralte y la relación β , para el peralte de 32.5 a 35 cm y en la relación β del 60 al 71.4% respectivamente.

Dada la importancia del coeficiente de k_0 , se realiza un análisis paramétrico, los resultados se muestran en la Tabla 4.4 . El comportamiento que muestra, es que a medida que disminuye el coeficiente k_0 , el peralte requerido es mayor y por ello la relación disminuye, esto se debe a que el coeficiente k_0 afecta el coeficiente K (relación entre esfuerzos horizontales y verticales totales) que implica el aumento de los momentos flexionantes que inciden directamente en los esfuerzos que se presentan en el cuerpo de las dovelas y particularmente en las juntas que requieren de mayor sección para cubrir las demandas de resistencia.

Tabla 4.4 Coeficiente k_0 y su relación con el espesor

k_0	K	hd [cm]	$\beta=h_j/h_d$ [%]	$\lambda=Di/h_d$
0.5	0.9	32.5	60	23.7
0.4	0.88	35	71.4	22.0
0.35	0.87	42.5	71.8	18.1
0.3	0.86	47.5	70.5	16.2

a)



b)

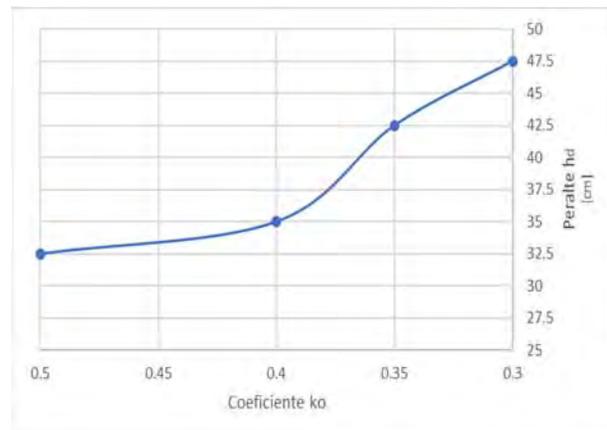


Figura 4.36. Comportamiento del coeficiente k_0 a) con la relación K y b) con el peralte de la dovela

Capítulo 5

NOMOGRAMAS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO EN SUELOS BLANDOS

Con la propuesta de predimensionamiento, se analizó un sostenimiento de dovelas con resistencia a la compresión de 35 MPa inmerso en suelos blandos típicos de la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) considerando 2 situaciones, la primera donde solo existe un estrato típico de la zona del lago característico de la Formación arcillosa superior (FAS) y la segunda considera 3 estratos típicos la Formación arcillosa Superior (FAS), Capa Dura (CD) y la Formación Arcillosa Inferior (FAI), como se muestra en la Figura 5.1. Se analizaron diversos diámetros (4, 6, 8, 10 y 12 m) y profundidades considerando la relación profundidad de la clave versus diámetro interno (h/D_i) de 1 a 11; buscando garantizar que el túnel siempre este dentro de un estrato homogéneo y la metodología geotécnica tenga validez.

Se construyeron los nomogramas de predimensionamiento como se muestra en la Figura 5.2 y Figura 5.3, que permitirán obtener el peralte (h_d) del túnel de manera práctica a partir de su geometría, profundidad, características estructurales del sostenimiento y entorno geotécnico, se observa que en el nomograma las líneas punteadas delimitan aproximadamente la profundidad que permite ubicar al túnel en los estratos considerados e indicados en el eje vertical a la derecha de la Figura 5.2 y Figura 5.3.

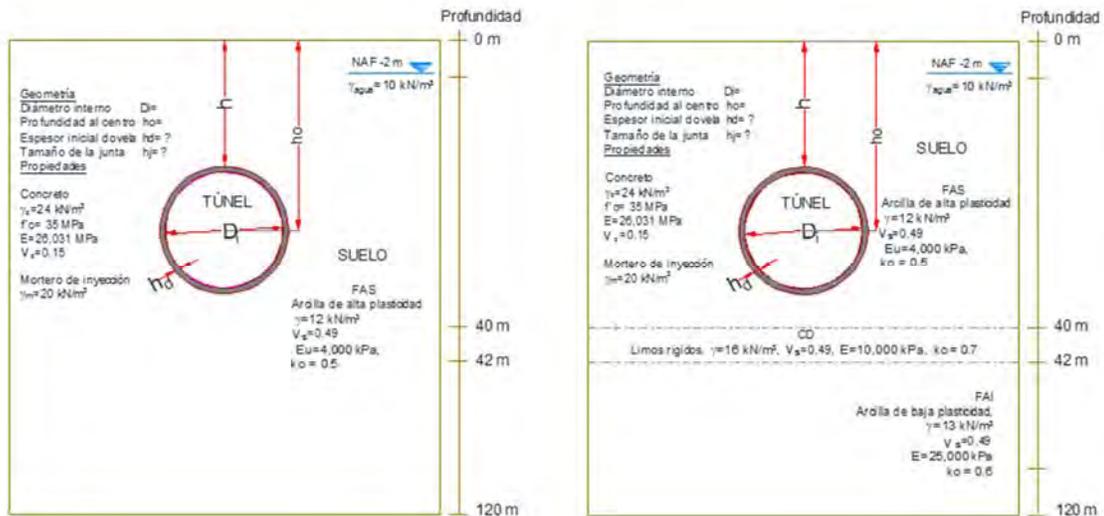


Figura 5.1. Estratigrafía de análisis a) Un estrato de arcilla y b) Tres estratos

Los nomogramas de la Figura 5.2 y Figura 5.3 muestran que para el túnel de 4 m con una relación profundidad versus diámetro interno (h/D_i) inferior a 3, el peralte requerido h_d conforme el túnel es más superficial (relación de uno) se incrementa y ésta relación es el punto de inflexión del peralte a partir del cual al incrementar la profundidad, se mantiene constante y/o incrementa el peralte de la dovela. Este comportamiento se observa también en el túnel de 6 y 8 m, sin embargo, el punto de inflexión se presenta en la relación (h/D_i) de 2. Para los túneles de 10 y 12 m de diámetro interno esta tendencia no se presenta debido a la profundidad a la que se

encuentran donde rige la deformación, contrario a lo que pasa en los de diámetros inferiores o iguales a 8 m donde rige el aplastamiento.

Este comportamiento se explica debido a que entre más superficial es el túnel se tienen menores esfuerzos radiales provocados por el suelo que se traducen en cargas axiales pequeñas, lo que genera grandes excentricidades debidas al momento flexionante, que, al evaluar el comportamiento por aplastamiento en las juntas, demandan mayor sección.

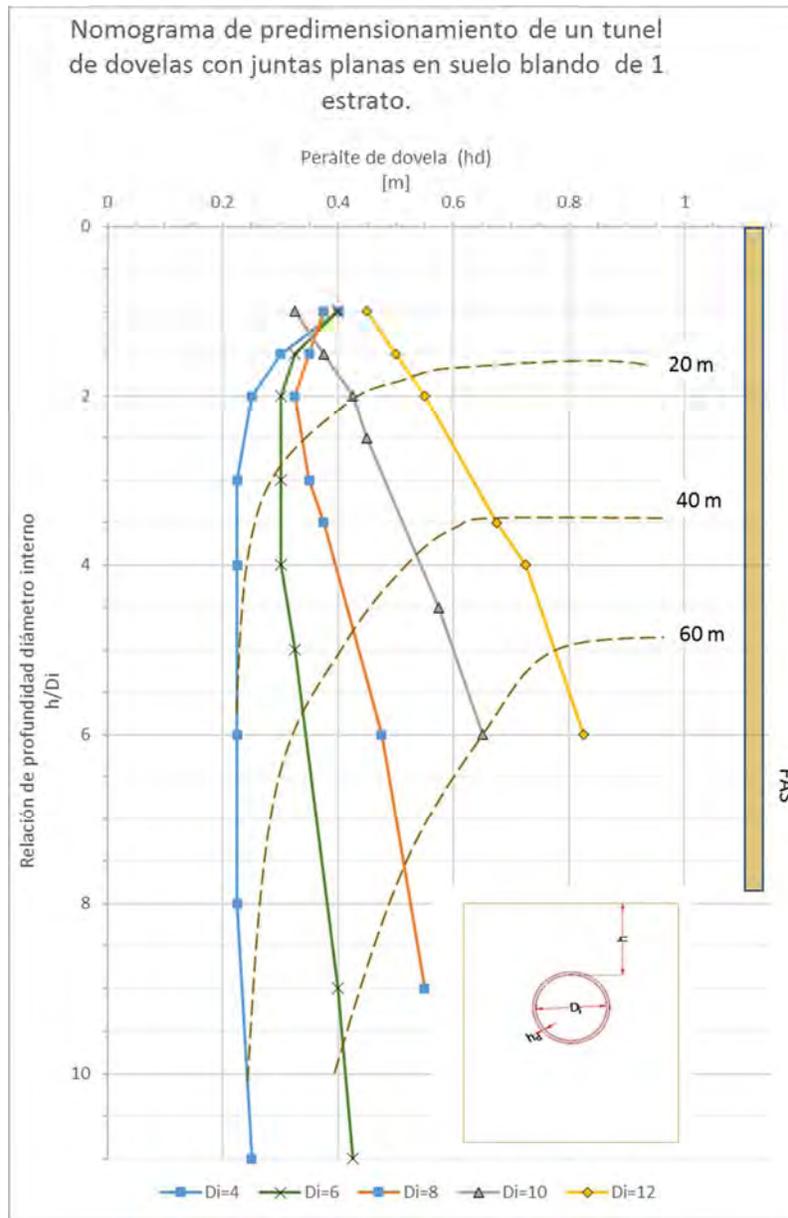


Figura 5.2. Nomograma de predimensionamiento de un túnel dovelado considerando un estrato típico de la FAS.

En cambio, a partir del punto de inflexión del peralte de dovela, a mayor profundidad mayores esfuerzos radiales y por ende cargas axiales que contribuyen a “estabilizar” las excentricidades debidas a que el momento no se incrementen proporcionalmente y por tanto el peralte requerido está en función de la aportación que brinda la interacción suelo-túnel. Para este caso la

aportación del suelo se aprecia mejor cuando se presentan los tres estratos, que conforme a la profundidad las propiedades mecánicas mejoran (Figura 5.3), a partir de los 40 m. Si comparamos su comportamiento a partir de esta profundidad los peraltes requeridos son menores que en el caso cuando sólo se considera un estrato (Figura 5.2).

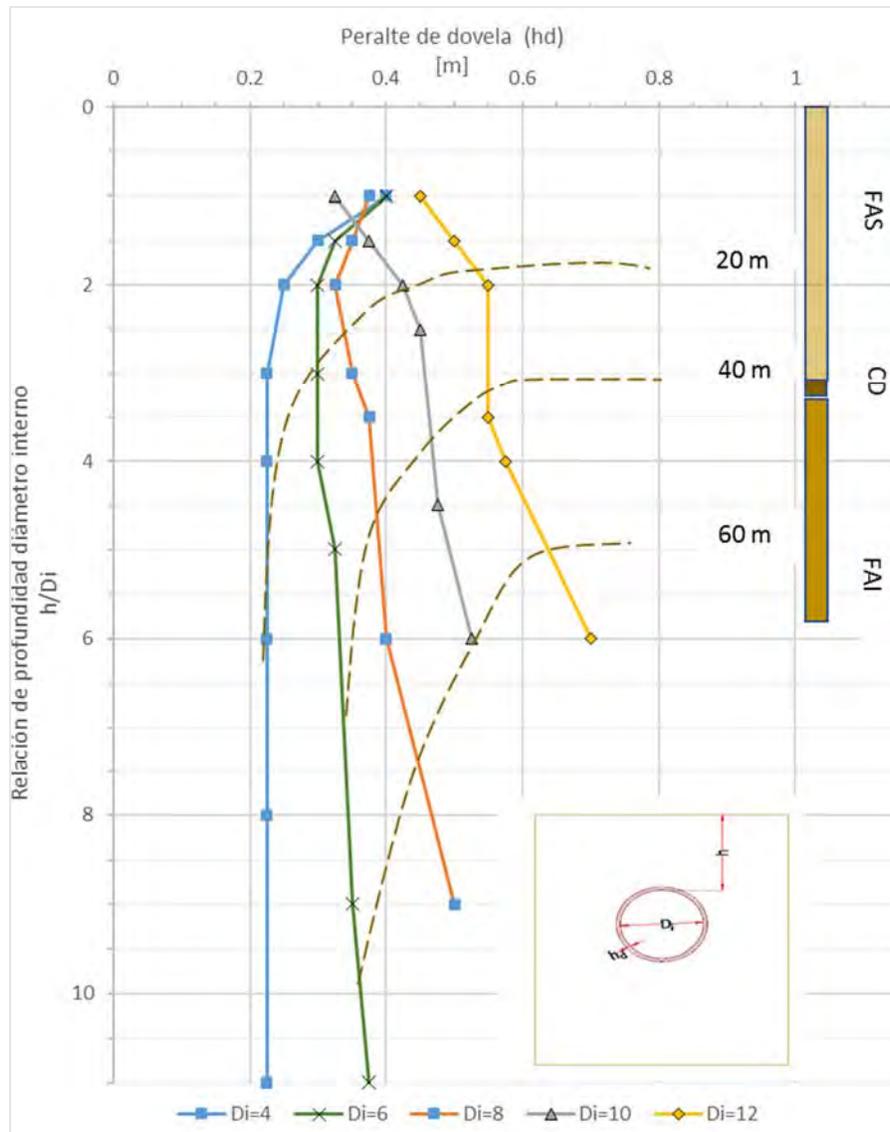


Figura 5.3. Nomograma de predimensionamiento de un túnel dovelado considerando 3 estratos típicos.

Analizando las relaciones de esbeltez ($\lambda = D_i/h_d$) según la Figura 5.4 que es consistente con el nomograma para 3 estratos se observa lo siguiente: El túnel de 4 m de diámetro para profundidad (cobertura) entre 4 a 12 m la relación λ varía entre 10 a 17.8; mientras de 12 a 46 m la relación λ se mantiene constante en 17.7. Para el túnel de 6 m de diámetro y profundidad entre 6 a 12 m λ varía entre 15 a 20; mientras de 12 a 24 m, λ es constante de 20; mientras de 24 a 66 m, λ va de 20 a 16. En el caso del túnel de 8 m de diámetro y cobertura entre 8 a 16 m la relación λ varía entre 21.3 a 24.6, mientras de 16 a 48 m va de 24.6 a 17.5. Para el túnel de 10 m de diámetro y profundidades entre 10 a 60 m la relación λ varía entre 31 a 19. Finalmente, para el túnel de 12 m de diámetro para profundidades entre 12 a 48 m λ varía entre 26.7 a 17.1.

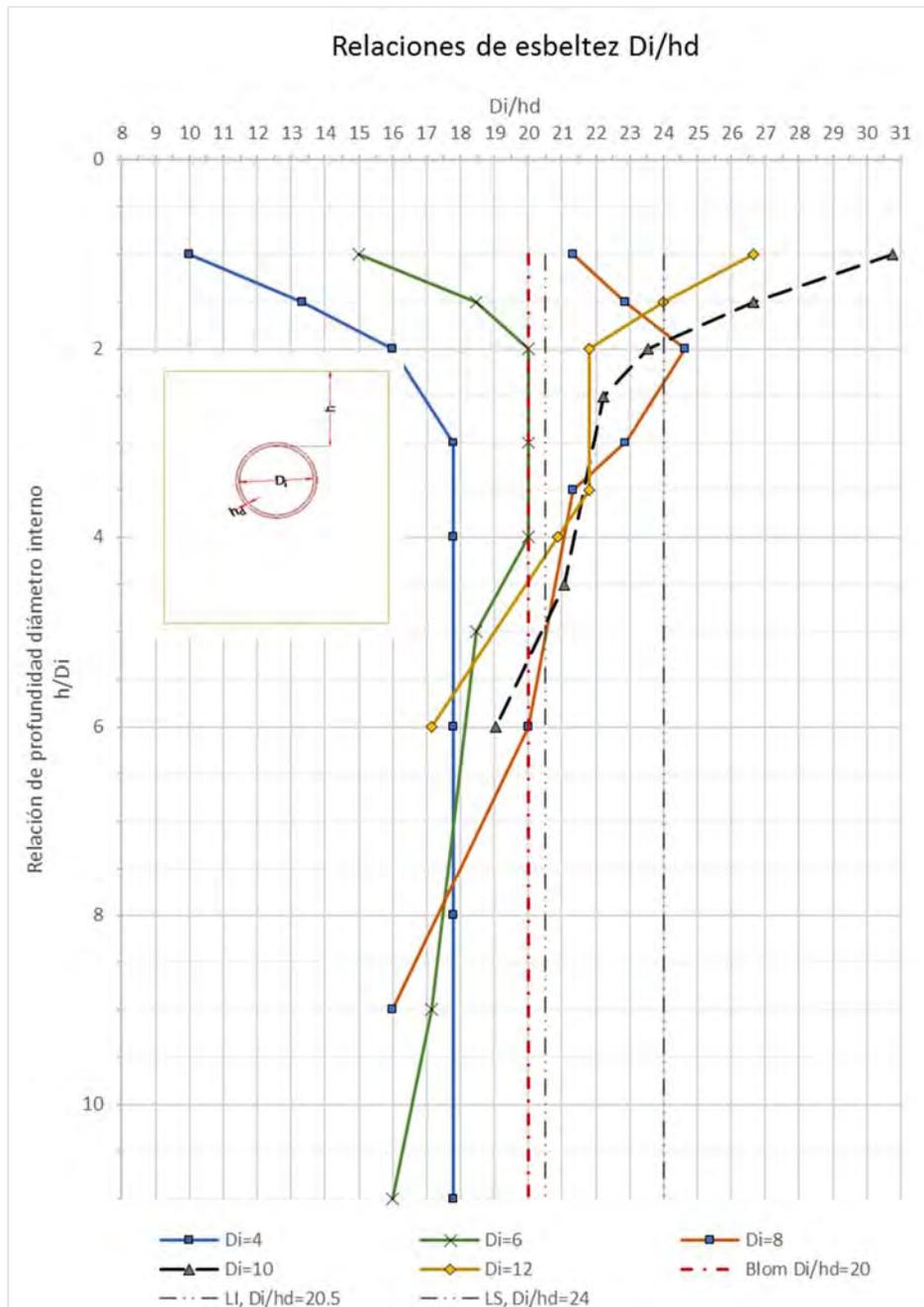


Figura 5.4. Relaciones de esbeltez D_i/h_d obtenida de predimensionamiento de un túnel dovelado considerando 3 estratos típicos.

Estos resultados permiten tener relaciones de esbeltez λ para diversas profundidades y características del suelo, así como del sostenimiento y fácilmente se puede obtener el peralte requerido de forma práctica. Es decir el uso del nomograma a partir de los parámetros del suelo, el diámetro del túnel y su profundidad, apoyado con la relación profundidad diámetro interno se ubica en el eje vertical, posteriormente se localiza la intersección con el diámetro de interés y subsecuentemente en el eje horizontal se ubica la relación λ con la que finalmente se obtiene el peralte de la dovela.

Se puede afirmar que la propuesta de predimensionamiento racional ofrece ventajas sobre otras de la literatura particularmente la retomada por Blom (2002) del $Di/20$, (sin embargo éste se puede considerar como una primera iteración) y también de los métodos semiempíricos que imponen una deformación; asimismo es consistente sobre los rangos estadísticos de relaciones de esbeltez para túneles en suelos blandos del Valle de México entre 20.5 y 24, sin embargo para diversas profundidades y diámetros éstas relaciones puede salir de esos rangos, como se desprende de la propuesta de predimensionamiento.

A manera de ejemplo hipotético, se analizan algunos túneles construidos en el valle de México en suelos blandos y se colocan en el nomograma como se muestra en la Figura 5.5, donde se observa que los espesores construidos son cercanos a los previstos en el predimensionamiento.

Tunel		Profundidad promedio a la clave h [m]	h/D	hd Espesor real construido [m]
L12	Metro Línea 12	12.5	1.4	0.4
TEO	Túnel Emisor Oriente	16.2	2.1	0.35
RC	Río de la Compañía	13.2	2.4	0.25
IC	Interceptor Central	23.2	4.1	0.25
CHII	Chimalhuacán II	18.2	3.3	0.275
IO	Interceptor Oriente	21.8	4.0	0.25

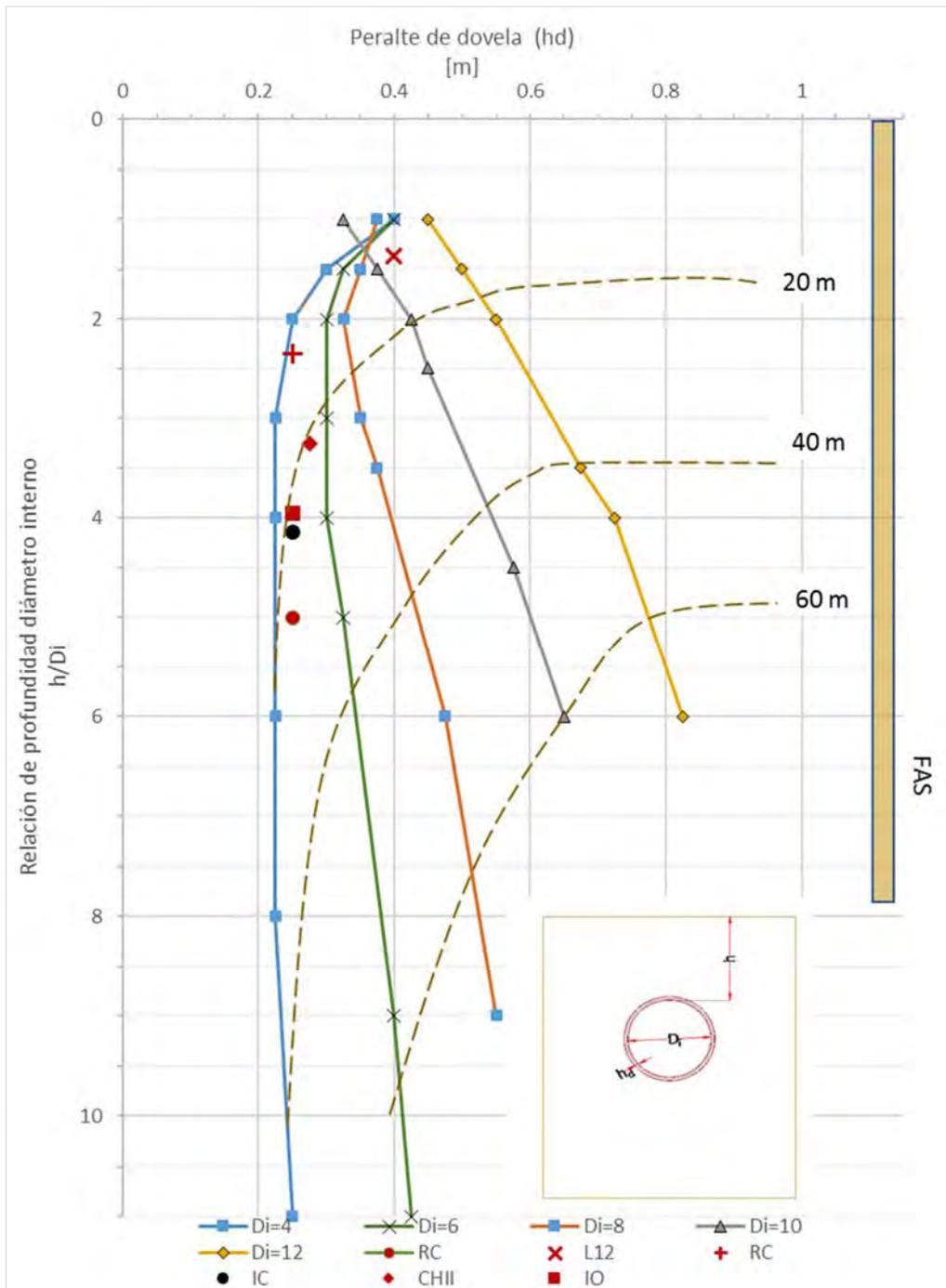


Figura 5.5. Algunos túneles construidos, en el nomograma.

CONCLUSIONES

La determinación del predimensionamiento de dovelas con los criterios existentes está limitada, se mejora con la propuesta de predimensionamiento en suelos blandos que considera además de las características geométricas (diámetro interno y profundidad) y de materiales; los fenómenos más representativos que cambian el estado inicial de esfuerzos del suelo e inciden en la interacción suelo túnel a partir del factor de reducción de rigidez para simplificar su análisis, bajo la consideración de comportamiento elástico de las dovelas y las juntas asumiendo criterios de deformación permisible y la capacidad del concreto simple ante esfuerzos actuantes.

La evaluación de la propuesta de predimensionamiento racional en un túnel de 7.7 m de diámetro y 20 m de profundidad inmerso en un suelo blando con características típicas del Valle de México (ZMVM), el predimensionamiento lo rige la capacidad de las juntas al aplastamiento siendo relevante el espacio mínimo para la banda de estanqueidad que incide en el tamaño de la junta para satisfacer los estados límite requeridos y así obtener un peralte final de 32.5 cm (16.6% inferior al obtenido con una relación λ de 20). Asimismo, el incrementar la resistencia del sostenimiento de 35 a 50 MPa no influye en el peralte obtenido, si bien es cierto la capacidad al aplastamiento se incrementa, el esfuerzo actuante también lo hace debido a la reducción del ancho efectivo derivado de la excentricidad, que es directamente proporcional al momento flexionante. Sin embargo el reducir el coeficiente k_0 , si influye en el peralte de la dovela y la dimensión de la junta por lo que se requiere mayor sección ambos asociados al factor de reducción de rigidez, para así satisfacer los esfuerzos generados y éstos cumplan con los límites establecidos.

La construcción de nomogramas con la propuesta de predimensionamiento, variando los parámetros geométricos (diámetro y profundidad) y manteniendo constante las propiedades del sostenimiento, así como las características de un suelo en dos escenarios (el primero considerando en toda la profundidad un estrato típico de la formación arcillosa superior FAS y en la otra con tres estratos representativos de la FAS, CD y FAI), permiten obtener los peraltes de las dovelas para cada situación. Al analizar ambos escenarios se destaca la importancia que tiene el suelo y su mejor característica elástica a mayor profundidad, que inciden en peraltes requeridos de menor tamaño. El empleo de nomogramas para definir el peralte, pueden ser útiles, para análisis más detallados y/o análisis de factibilidad de proyectos de túneles.

REFERENCIAS

- Alanís, R. (2003), Caracterización Geotécnica del Ex Lago de Texcoco, Tesis de maestría, *Posgrado de Ingeniería, UNAM, México D.F.*, 124 pp
- AMITOS (2012), *Túneles en México*, AMITOS, México, DF, 201 pp
- Auvinet, G. y J. F. Rodríguez-Rebolledo (2010). Análisis, diseño, construcción y comportamiento de obras subterráneas en suelos. Memorias de la XXV Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, vol. 1. Acapulco: SMIG.
- Basurto, B. (2013), *Factor de Reducción de rigidez para túneles dovelados*, tesis de licenciatura Instituto de Ingeniería, UNAM, México DF, 94 pp
- Basurto, B., y Peña, F. (2014). Factor de reducción de rigidez para anillos de dovelas de concreto reforzado en túneles. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, 6(1), 2–14.
- BSI. (2016). *Tunnel design-Design of concrete segmental tunnel linings-Code of practice*, BSI Standards Limited, Londres, 96 pp
- BTS. (2004). Tunnel Lining Design Guide, BTS y ICE, Londres, 8-20, 59-113
- Carpio, F., Peña, F. y Galván A. (2017). Design limit states for segmental tunnels in soft soil, *Sixth edition of the Structural Engineers World Congress – SEWC 2017*, Cancún, México
- CDMX. (2017). Actualización de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. *Gaceta Oficial de La CDMX*, 712 pp
- Cervantes, Miguel A. (2013), Simulación numérica del comportamiento del revestimiento primario de un túnel en suelos en proceso de consolidación, tesis de maestría, *Posgrado de Ingeniería, UNAM, Instituto de Ingeniería*, 158 pp
- Cervantes, José M. (2017), Caracterización de las arillas del Lago de Texcoco, mediante medición de velocidades de transmisión de onda, tesis de maestría, *Posgrado de Ingeniería, UNAM, Instituto de Ingeniería*, 63 pp
- Comisión Federal de Electricidad CFE (2017). Manual de Diseño de Obras Civiles : Capitulo B.5.1 Túneles y Lumbreras en Suelos Blandos. México.
- ESTEFANIA- INTECSA. (2007). *Revestimiento de túneles mediante dovelas prefabricadas*. Instituto de Ciencias de La Construcción E. Torroja, 1, 1-38
- Einstein, H. y Schwartz, C. (1979), "Simplified Analysis for Tunnel Supports", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(4), pp. 499-518.
- Farjeat, E., y Delgado, S. (1988). Diseño de dovelas para tuneles del metro, alojadas en arcillas compresibles de la Ciudad de México; *en Tunnels And Water, Serrano (editor)*, Balkema, Rotterdam, 117-135
- Forero, D. (2016), Efectos de descarga por excavación e interacción suelo-estructura en túneles construidos en suelos en proceso de consolidación, tesis de maestría, *Posgrado de*

Ingeniería, UNAM, CDMX, 110 pp

- GDF. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*.
- Groeneweg, T. W. (2007). *Shield driven tunnels in ultra high strength concrete*, tesis de maestría, Delf University of Technology-Gemeente Rotterdam, 124 pp
- Guglielmenti, V., Grasso, P., Mahtab, A., y Shulin, X. (Eds.). (2007). *Mechanized Tunnelling in Urban Areas (Design Methodology and Construction Control)*, Taylor y Francis/Balkema, Leiden, Netherlands, 528 pp
- Hernández, Y. (2015), Correlaciones entre algunas propiedades índice y mecánicas de las arcillas de la Cuenca de México, tesis de licenciatura, FES Aragón, UNAM, México D.F., 99 pp
- Iasiello, C., Caldentey, A., y Grolí, G. (2017). Analysis of TBM Lining Rings under Lack of Gap Fill: Practical Case of Ovalization and Crack Patterns, (ASCE) 1–10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001010](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001010).
- Kuesel, T. R. (1996). Tunnel Stabilization and Lining; en *Tunnel Engineering Handbook*, Bickel, Kuesel y King (editores), 2da ed, Chapman y Hall, London, 80–96
- Menache, A. (2011). Diseño y construcción de túneles (Apuntes de clase Facultad de ingeniería UNAM).
- Méndez, E., Juárez, M., y Auvinet, G. (2017), Cimentaciones, Excavaciones y Obras Subterráneas; en el *El subsuelo de la Ciudad de México, V.III*, Instituto de Ingeniería, CDMX, 229-302
- Mofal, C. (1985). Diseño de un sistema de soporte de la excavación en túnel del Metro, alojado en arcillas blandas de la Ciudad de México. *COVITUR DDF*, 5-73-1-711, México DF, 168 pp
- Nava, O. (2007), Influencia de las Diatomeas en la Resistencia al Corte del Caolín, tesis de maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México D.F., 108 pp
- Peña, F. (2009). Comportamiento estructural de las juntas entre dovelas del Túnel Emisor Oriente. Ciudad de México, *Instituto de Ingeniería UNAM-Conagua*, CDMX, 30 pp
- Peña, F., Galván, A., y Meli, R. (2012). Comportamiento estructural de juntas entre dovelas de concreto prefabricado para túneles. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, **3**(2), 2–18.
- Pérez M. y Auvinet, G. (2012). “Solución analítica para la determinación del campo de esfuerzos alrededor de una excavación circular con presión interna uniforme”, 2º Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca, Ciudad de México.
- Pérez, M. (2013), Distribución de esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel circular y en su revestimiento, tesis de maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, Instituto de Ingeniería, 95 pp
- Priego, E. (2011). *Túneles y Tuneladoras*. Limusa, Valencia España, 214 pp

- Reséndiz, D., y Romo, M. (1981). Geotechnical problems in soft-ground tunneling: An introduction; en *Soft Ground Tunneling Failures and Displacement*, Reséndiz y Romo (editores), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 1–4
- Rico Rodríguez, A., y Del Castillo, H. (2009). Túneles en suelos; en *La ingeniería de suelos en las vías terrestres, Volumen 2*, Limusa, México DF, 365–442
- Saenz, C. (2017). Construcción de túneles y lumbreras en suelos blandos y firmes (Apuntes de clase Posgrado de Ingeniería UNAM), CSF Construcciones.
- Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F., y León, E. (2005). *Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México*, TGC Geotécnica, México DF, 171 pp
- Schmidt, Birger. (1984). Tunnel Lining Design - Do the Theories Work?; *Fourth Conference on Geomechanics*, Perth New Zealand, Australia, 682-692
- Schmitter, J., y Rendón, R. (1981). Tunneling under compressed air in México City; en *Soft Ground Tunneling Failures and Displacement*, Reséndiz y Romo (editores), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 45–55
- Schmitter, J. J., y Moreno, A. (1981). Failures of shafts and tunnels in soft soils; en *Soft Ground Tunneling Failures and Displacement*, Reséndiz y Romo (editores), A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 23-32
- Széchy, K. (1973). Construction and design of tunnels; en *The Art of Tunneling*, 2a edición, Akadémiai Kiadó, Budapest Hungary, 764-785
- TUSA-DDF (1970). Memoria Técnica de las Obras de Drenaje Profundo del Distrito Federal, México, 319-326
- U.S. Army Corps of Engineers (1997). Engineering and Design : Tunnels and Shafts in Rock. EM 1110-2-2901. Washington, D.C., 5-1 a 5-50
- Zaldívar, S.F., Rodríguez, J.F. y Auvinet, G. (2012), “Esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel considerando el “efecto burbuja”, 2º Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca, Ciudad de México.



Tecorbito, conformado de piedras ingeniosamente sobrepuestas y suelo, replicando una cueva “oztotl”, su historia centenaria o quizá milenaria aún perdura en las laderas de Malacachtepec Momoxco (Milpa Alta) pueblo originario del Valle de México.

Los túneles dovelados son estructuras sofisticadas de concreto reforzado, construidos en la historia reciente en el mundo como en el Valle de México.

Coincidencia...