



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**REVESTIMIENTOS DE CONCRETO SIMPLE  
PARA TUNELES EN TERRENOS FIRMES**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A :  
**ENRIQUE AVALOS ZAVALA**

México, D. F.

1993

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



## **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 está 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.

# INDICE

<b>I. INTRODUCCION</b> .....	1
<b>II. GENERALIDADES Y CONCEPTOS BASICOS</b> .....	4
2.1 Generalidades sobre túneles .....	4
2.2 Conceptos básicos .....	13
<b>III. EL USO ESTRUCTURAL DEL CONCRETO SIMPLE</b> .....	16
3.1 Las estructuras de concreto simple .....	16
3.2 Razón de ser de las estructuras de concreto simple .....	20
<b>IV. METODOS DE ANALISIS</b> .....	32
4.1 Análisis del comportamiento de un túnel .....	32
4.2 Métodos de cargas directas .....	36
4.3 Métodos de compatibilidad de deformaciones .....	40
<b>V. CRITERIOS DE DISEÑO</b> .....	44
5.1 Hipótesis básicas .....	45
5.2 Determinación de la resistencia en el revestimiento .....	50

5.2.1 Flexión pura	50
5.2.2 Carga axial	64
5.2.3 Cortante	65
5.3 Aspectos importantes sobre el código A.C.I.	70
5.3.1 Alcance y limitaciones	70
5.3.2 Definiciones	71
5.3.3 Materiales	72
5.3.4 Control de calidad	72
5.3.5 Análisis y diseño	73
5.3.6 Método de diseño	73
5.3.7 Aspectos adicionales	76
5.4 Comentarios sobre códigos especiales para túneles	77
5.5 Procedimiento para el diseño de un revestimiento	78
5.5.1 Diseño por flexocompresión	80
5.5.2 Diseño por cortante	101
<b>VI. COMPORTAMIENTO EN CONDICIONES DE SERVICIO</b>	<b>103</b>
6.1 Deflexiones	104
6.2 Flujo plástico	106
6.3 Agrietamiento por tensión	107
6.4 Contracción	107
6.5 Efectos térmicos	109
<b>VII. APLICACION A CASOS REALES</b>	<b>112</b>
7.1 Antecedentes	112

7.2 Modelación y análisis . . . . .	116
7.3 Diseño . . . . .	122
7.4 Otros casos ilustrativos . . . . .	134
<b>VIII. CONCLUSIONES . . . . .</b>	<b>140</b>
<b>REFERENCIAS . . . . .</b>	<b>143</b>

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

En esta tesis se pretende aplicar los principios de la Mecánica de Materiales y considerar los esfuerzos permisibles en el concreto, para desarrollar algunas ideas que sirvan de base para diseñar revestimientos de concreto simple <sup>1</sup> para túneles que en ocasiones se construyen en terrenos firmes<sup>2</sup>.

Los objetivos a alcanzar con el presente estudio se pueden enunciar de la siguiente manera:

- 1) Comentar algunos antecedentes relacionados con el estudio de los túneles
- 2) Tratar sobre los esfuerzos permisibles en el concreto simple
- 3) Plantear las ventajas estructurales de las formas curvas
- 4) Proponer un modelo para el diseño estructural del concreto simple en revestimiento de túneles

De los anteriores, los tres primeros serán parte complementaria del cuarto objetivo, el cual se considera como principal.

Generalmente, el diseño de los revestimientos para túneles es un problema que se reduce a proposiciones empíricas basadas en la experiencia o en algunos cálculos simplistas. En este trabajo se pretende tratar al diseño apoyado en modelos de comportamiento estructural, sin dejar de lado la interdependencia con el análisis del revestimiento ante los esfuerzos y deformaciones

---

<sup>1</sup> Concreto no reforzado.

<sup>2</sup> Más adelante se definirá el término terreno firme, entendiendo por el momento que es el material formado por roca con diverso grado de fracturación o con una mezcla de suelos compactos.

inducidos por la excavación, y por el procedimiento constructivo, tanto de excavación como del propio revestimiento.

En el revestimiento de concreto simple, al no existir acero de refuerzo, los costos iniciales del proyecto serán menores, lo cual refleja una economía en cuanto a materiales y mano de obra. Podría existir la posibilidad de que los volúmenes de concreto sean relativamente grandes dependiendo de los espesores requeridos para la funcionalidad estructural del revestimiento, en cuyo caso no se aprobaría una economía al usar el concreto simple. En cuanto a la facilidad de construcción es claro que el acero de refuerzo dificultará la colocación del concreto, incluso la colocación misma del refuerzo suele ser difícil en los túneles; en tanto que para el revestimiento de concreto simple solo existirán maniobras de afine de la excavación, colocación de la cimbra y finalmente colocación del concreto.

En algunos casos, un túnel se reviste en su totalidad por concreto simple; en otros, se emplea una combinación de tramos de concreto simple y reforzado, dependiendo del nivel de esfuerzos a resistir, de la economía, de las consecuencias al variar el proceso constructivo, etc.

El objetivo principal de este trabajo se relaciona con el diseño estructural de revestimientos de concreto simple, por lo que no se tratará el correspondiente a concreto reforzado; más aún habrá situaciones en el proceso de diseño que no serán justificadas debido a que caen dentro de otras áreas que sería imposible manejarlas en esta misma tesis. En estas circunstancias, tales conceptos se manejarán en forma conveniente proponiendo que su demostración sea en trabajos posteriores.

Inicialmente este trabajo trata (capítulo 2) sobre algunos conceptos generales para describir a los túneles junto con su importancia y necesidad. Las funciones del revestimiento y la metodología requerida para llevar a cabo un proyecto de túnel, son establecidas en forma resumida para comprender el problema desde un punto de vista conceptual.

En el capítulo 3 se presenta una exposición general sobre las estructuras de concreto simple, recalcando la funcionalidad estructural de los pavimentos y presas de arco y mencionando la existencia de revestimientos para túneles. Además se tratan algunas ideas que se propone explicar en forma cualitativa la existencia del concreto simple estructural.

El capítulo 4 presenta en forma resumida los principios que definen los métodos de análisis, sin pretender entrar en detalle, y comentando algunas ideas que definen el

comportamiento de un túnel en cuanto a la interdependencia terreno-revestimiento.

En el capítulo 5 se desarrollan las ideas que definen el comportamiento estructural del revestimiento. Por ser el objetivo principal de este trabajo, se comentan a fondo los conceptos utilizados proponiendo finalmente un procedimiento de diseño.

Los conceptos referentes a condiciones de servicio como agrietamiento, cambios volumétricos, contracción etc. son tratados someramente en el capítulo 6, y principalmente en base a experiencias adquiridas en la construcción de revestimientos.

Para conjuntar todo lo tratado en el presente trabajo, se desarrolla en el capítulo 7 un ejemplo real que sirve como aplicación general, indicando además la existencia de otros túneles revestidos de concreto simple.

Finalmente se presentan las conclusiones generales que resumen los resultados y proposiciones del trabajo desarrollado.

Cabe mencionar que aún cuando se intenten explicar ciertos aspectos sobre el diseño de concreto simple, esto será solo una proposición; pero podrá ser mejor comprendido una vez que los estudios y demostraciones posteriores presenten resultados que comprueben o rectifiquen estos principios iniciales o aquellos datos previos no suficientemente estudiados.

## CAPTULO II

### GENERALIDADES Y CONCEPTOS BASICOS

#### 2.1 GENERALIDADES SOBRE TUNELES

Un túnel es una excavación subterránea que se realiza con el objeto de comunicar dos lugares a través de algún obstáculo. Aún cuando la expresión "excavación subterránea" suponga una actividad bajo la superficie plana del terreno, puede extenderse hasta considerar excavaciones en montaña, lo cual generaliza la definición de túnel proponiendo que es una obra consistente en la excavación horizontal del terreno sin retirar la capa superior, cuya profundidad relativa al nivel superficial es considerable y que comunica a dos lugares a través de algún obstáculo (monte, construcciones, etc.). (Ver Fig. 2.1) La profundidad del túnel suele denominarse COBERTURA y puede ser tan variable como las condiciones de proyecto que se tengan.

Para los fines de esta tesis sería conveniente hacer una división de los túneles, en base a su localización y tipo de terreno. Se mencionaba de las excavaciones en montaña, a las que no sería muy conveniente llamarlas subterráneas; por lo que se podrá referir como túneles en montaña a aquellas excavaciones longitudinales y horizontales que se realizan contra una elevación del terreno natural, y que por la propia naturaleza de la montaña generalmente serán en terreno firme. Por otra parte, podrá referirse como túneles subterráneos a aquellas excavaciones longitudinales y horizontales que se realizan a cierta profundidad con respecto a la superficie plana del terreno.

Comúnmente, los túneles en montaña se construyen para acortar distancias cuando se proyecta una autopista, una vía férrea o cualquier paso para personas. Esto es, la vía de comunicación podrá seguir su trazo normal, excavando en forma horizontal el obstáculo natural existente (montaña). Por su parte, los túneles subterráneos podrán ser utilizados para el transporte de personas como en el caso del metro, o para la conducción de aguas de diversa

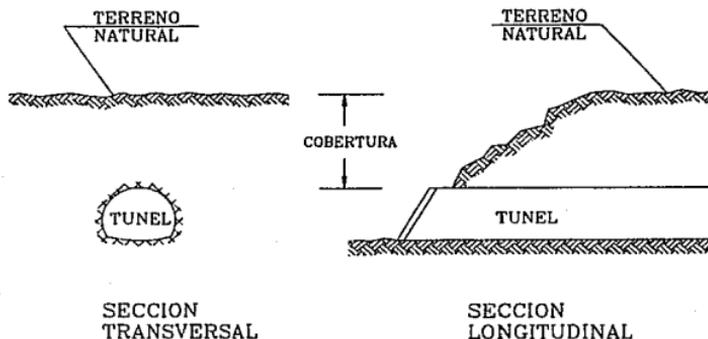


Fig. 2.1 Túnel subterráneo y túnel en montaña

calidad, como lo es el sistema de drenaje profundo, o el sistema de abastecimiento de agua potable al D.F., los cuales comprenden grandes longitudes de túnel.

En ciertos casos, particularmente cuando hay la opción de un túnel para vía de transporte, aparece así a ésta, la opción de un corte en la elevación del terreno que intercepta el eje de la vía. (Ver Fig. 2.2). La decisión entre un corte y un túnel depende de muchos factores, mismos que deberán ser considerados y dirigidos hacia una adecuada decisión.

Entre los factores que favorecen la decisión de un corte en el terreno, están su bajo costo inicial de construcción, su relativa facilidad para el análisis numérico de la estabilidad de los taludes, poca información geotécnica requerida, etc. Por lo que respecta al túnel, se hacen necesarios algunos requerimientos de carácter técnico como investigaciones geotécnicas y geológicas, análisis del comportamiento de la excavación en cuanto a esfuerzos y deformaciones, determinación de un procedimiento constructivo, instrumentación y técnicas de medición durante la excavación, etc. (Ref. 2).

Pero lo anterior no representa un problema grave, ya que los avances en materia de computación, análisis numéricos e instrumentación en obra, permiten realizar un proyecto

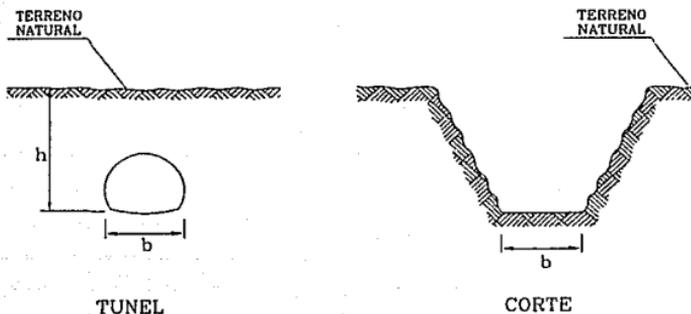


Fig. 2.2 Túnel y corte

confiable en un tiempo razonable, que podrá adecuarse aún más a la realidad si las condiciones constructivas así lo requieren. Por otro lado, la opción de un túnel trae muchas ventajas en cuanto a alteración del terreno natural; la tenencia y uso del suelo, los caminos y veredas, áreas verdes etc. no se afectarán por la construcción del túnel, manteniendo el entorno natural de la zona.

Convendría ahora tratar en forma conceptual sobre la estabilidad del túnel.

Se ha estado mencionando que el túnel es una excavación, misma que ocasionará una inestabilidad en el terreno circundante. Esta inestabilidad se podrá observar en un túnel, por la tendencia que tendrá el terreno al movilizarse hacia el hueco que se ha formado. En estas condiciones se verá la necesidad de colocar algún sistema de soporte para resistir las movilizaciones del terreno y evitar que se derrumbe la excavación. A dichos sistemas de soporte se les llamará "REVESTIMIENTOS", y generalmente se colocará en un túnel para cumplir con algunas de las siguientes funciones:

- Resistir
- Perfilar la superficie excavada
- Proteger y estabilizar
- Impermeabilizar

La primera función es la que en principio se ve más necesaria para colocar un revestimiento, ya que dependiendo de las características mecánicas del terreno y sus propiedades para autoequilibrarse, se tendrá cierto grado de deformaciones que harán indispensable la colocación de un sistema de soporte.

La segunda función implica la necesidad de un revestimiento para configurar o dar forma al túnel, ya que como es de suponerse, al terminar la excavación el contorno del túnel es irregular siendo inadecuado para su utilización. De esta forma se propondrá un revestimiento que le de la forma geométrica requerida en el proyecto. En general, todos los túneles requieren de algún revestimiento que pueda conformar la superficie adecuándolo al uso que se ha destinado, aún cuando no se requiera por resistencia (como podría ser el caso de un túnel en roca sana).

La tercera función está orientada hacia la durabilidad del túnel, en cuanto a deterioro por intemperización del terreno. Existen túneles excavados en roca sana que no requieren un sistema de soporte, pero se hace necesario revestirlos para estabilizar la superficie excavada protegiéndola del intemperismo y evitando así caídas de material (terreno) que impidan el buen funcionamiento del túnel.

La cuarta función de un revestimiento está muy relacionada con los túneles hidráulicos, en los cuales por un lado se debe evitar que el agua residual transportada se filtre del túnel hacia el terreno, y por otro lado impedir que el agua potable transportada se contamine por infiltraciones del agua freática hacia el interior del túnel. En este caso el revestimiento cubrirá las necesidades de impermeabilización.

Como puede observarse, cuando el revestimiento es requerido para resistir las deformaciones del terreno, deberá construirse de tal forma que se cumpla con las demás funciones. Con lo anterior podría proponerse que los revestimientos podrán cumplir con varias funciones tales como :

- Estabilizar y soportar
- Estabilizar y perfilar
- Estabilizar e impermeabilizar
- Soportar y perfilar
- Etc.

En consecuencia con lo anterior se podrá hablar de revestimiento primario y revestimiento definitivo, considerando al primario como elemento estabilizador o de soporte estructural y al definitivo como adecuación de la superficie a condiciones funcionales. (Ref. 10)

En general los revestimientos para túneles son de 2 clases, de acero y de concreto. Los revestimientos de acero comúnmente son soportes primarios en forma de arcos metálicos colocados a cierta separación, y son utilizados principalmente en túneles construidos en terrenos rocosos. Dependiendo de su uso, será necesario un revestimiento definitivo de concreto para las finalidades antes mencionadas.

Los revestimientos de concreto son los más utilizados, pudiendo ser de los siguientes tipos :

- Concreto lanzado
- Concreto precolado
- Concreto colado en sitio

Un revestimiento de concreto lanzado tiene como función la de proteger o estabilizar temporalmente la superficie excavada; siendo un revestimiento primario de poco espesor, no podrá considerarse como elemento de resistencia ante las deformaciones de la excavación.

Al construir este revestimiento, se podrá colocar una malla de acero en toda la superficie excavada (en caso necesario), incluso anclas de acero o inyecciones de concreto contra el terreno<sup>1</sup>, para después proyectar concreto fresco dejando una capa muy irregular de poco espesor. Ver Fig. 2.3

---

<sup>1</sup> La colocación de anclas de acero o inyecciones de concreto es con el fin de estabilizar cierta zona de la clave del túnel, disminuyendo de esta forma la posibilidad de derrumbes.

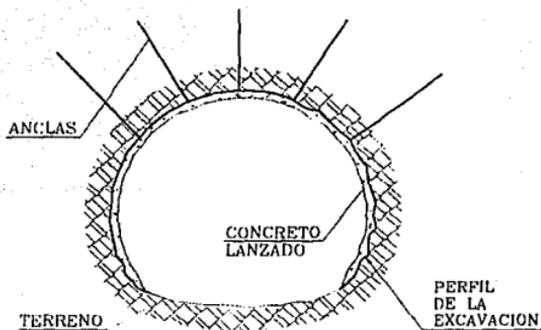


Fig. 2.3 Revestimiento de concreto lanzado

El concreto precolado utilizado para revestimientos está constituido por piezas prefabricadas llamadas DOVELAS provistas de sistemas de conexión (placas perimetrales para atornillar) que formarán anillos completos. Ver Fig. 2.4

El uso de este sistema de revestimiento es dependiente del sistema de excavación, el cual se realiza con una máquina perforadora de túneles comúnmente llamada "escudo", misma que hace la doble función de excavar y colocar las dovelas, obteniendo resultados muy prácticos y relativamente rápidos.

Eventualmente podrá existir cierto desajuste entre las dovelas y la excavación, lo cual podrá ser desventaja si no se toman las precauciones para propiciar el contacto total terreno-revestimiento.

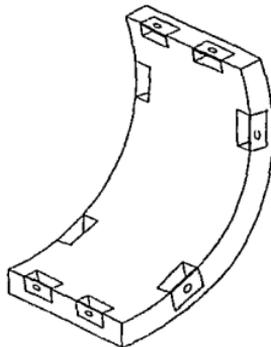


Fig. 2.4 Dovela

Por su parte, los revestimientos de concreto colado en sitio requieren de formas que contengan al concreto fresco (cimbras) y lo mantengan en la posición requerida hasta que su fraguado lo haga autosoportable.

Por lo general, los túneles en montaña para vías terrestres se revisten inicialmente con una capa estabilizadora de concreto lanzado con ó sin anclas, y posteriormente con un espesor determinado de concreto colado en sitio para soportar y adicionalmente para perfilar.

Comúnmente se construye una cimbra metálica especial para la colocación del concreto. (Ver Fig. 2.5) Esta cimbra metálica está formada por un marco de acero apoyado sobre rieles para permitir su desplazamiento. El marco sirve para apoyar la superficie de contacto que servirá como cimbra, la cual tiene un mecanismo articulado para ajustar las dimensiones requeridas, además de ventanas para poder colocar el concreto por capas disminuyendo los problemas de segregación.

El diseño de los revestimientos, más aún el de concreto colado en sitio es un problema que plantea grandes dificultades, ya que en este caso la colocación del concreto no depende del sistema de avance de la excavación (como pudiera ser la colocación de las dovelas con el escudo); por lo que el diseño del revestimiento estará asociado en forma inseparable con el procedimiento constructivo, y sus características de comportamiento también dependerán de la relación entre el tiempo de excavación y la colocación del concreto.

Todas las características hasta ahora mencionadas dan una idea conceptual de los túneles, misma que sugiere la necesidad de una metodología sistemática para su proyecto y sobre todo la posibilidad de adaptación durante la construcción del mismo.

Se expondrán ahora algunos aspectos técnicos requeridos para el proyecto de un túnel, mismos que se podrán comprender ahora que ya se tienen algunas bases.

Las actividades que se consideran necesarias para el proyecto completo de un túnel, podrán establecerse en 3 etapas principales:

- 1) Investigación de campo
- 2) Diseño
- 3) Construcción e instrumentación

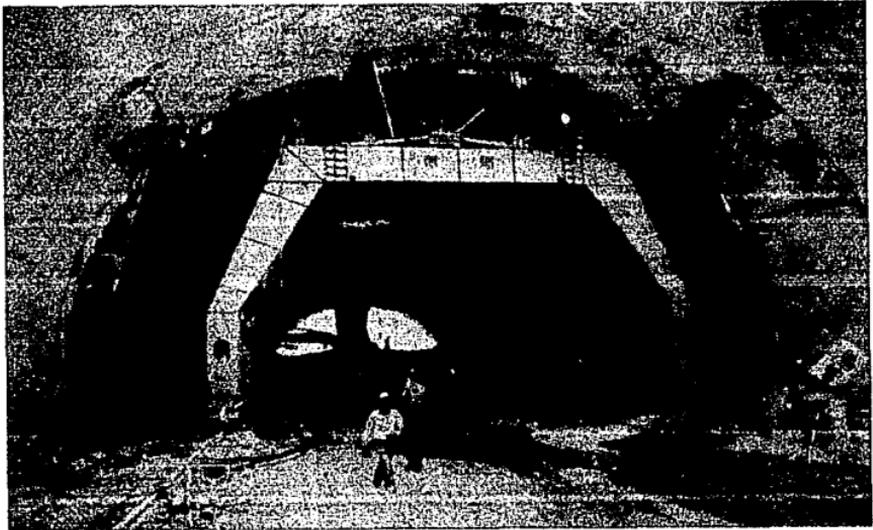


Fig. 2.5 Cimbra metálica deslizante

La investigación de campo está constituida por estudios directos de topografía, geología y geofísica, cuyos objetivos principales son la determinación de las características del lugar, mismas que servirán como base para el diseño.

Los resultados de dichas investigaciones comprenden levantamientos topográficos tanto en plantas como perfiles o cortes verticales, los cuales sirven para determinar la geometría del terreno y poder trazar el eje del túnel. También se tendrán resultados de exploración geotécnica (mecánica de suelos, mecánica de rocas y geología en general), como propiedades mecánicas, peso volumétrico, estratificación del terreno, calidad de roca o clasificación de suelos, nivel de agua freática, presencia de cavernas y oquedades etc. Generalmente será necesaria la extracción de muestras de terreno, las cuales se procesarán en los laboratorios correspondientes para determinar los datos de proyecto.

A continuación seguirá el proyecto de diseño del túnel. Inicialmente se determinarán las dimensiones de la sección transversal, mediante los requerimientos de espacio que se tengan; las plantas topográficas de la investigación de campo servirán para determinar la localización del túnel y poder definir secciones críticas para análisis. Una vez que se ha definido el túnel en cuanto a geometría y posición en el terreno, se hará un análisis de la excavación para observar el comportamiento del terreno ante la discontinuidad, determinando sus deformaciones y estado de esfuerzos. También podrá proponerse como parte del proyecto la colocación del revestimiento para las finalidades que se justifique.

No deberá olvidarse que el procedimiento constructivo elegido, influirá en la forma de analizar la excavación y proponer el diseño del revestimiento, ya que dicha excavación podrá ser por etapas.

Los resultados del proyecto de diseño del túnel quedarán establecidos en la memoria de cálculo y finalmente en los planos correspondientes que podrán ser: topográficos, geométricos, estructurales, de procedimiento constructivo etc.

Finalmente, la construcción del túnel será una actividad en la cual algunas consideraciones no previstas durante el diseño pueden tener tanta influencia que modifiquen gran parte del proyecto. Bajo estas circunstancias, será necesaria una adaptación del proyecto inicial a las condiciones reales del terreno que generalmente no es posible anticipar con la aproximación necesaria para obtener resultados apegados a la realidad.

Las modificaciones, que generalmente son para mejorar el proyecto, tienen su base principalmente en las mediciones resultantes de la instrumentación. La excavación podrá acondicionarse con instrumentos de medición especiales, los cuales determinarán las deformaciones ocurridas con el tiempo y su convergencia, ayudando de esta manera a predecir la estabilización del túnel, planear mejores etapas de excavación, etc.

Cabe mencionar una utilidad muy importante derivada de cada proyecto, que es la posibilidad de adquirir experiencias en base a los estudios realizados y a las características particulares de la obra, para poder ponerlas en práctica en futuras obras.

## 2.2 CONCEPTOS BASICOS

Para el adecuado entendimiento de las ideas presentadas en este trabajo, es necesario conocer el significado de algunos conceptos importantes ampliamente utilizados.

Algunos de estos ya se han definido en el inciso 2.1, y otros se definirán a medida que se vayan utilizando, sin embargo, se pueden considerar algunas definiciones fundamentales de carácter genérico:

Primeramente, se define como terreno firme al tipo de material componente de la corteza terrestre que está constituido por rocas con diverso grado de fracturación, suelos compactos, arenas, etc. que tienen en conjunto una consistencia sólida y cuyas propiedades elásticas dan como resultado características de autoaporte (autoequilibrio) y redistribución de esfuerzos ante las deformaciones de la excavación.

El revestimiento definido como la estructura de soporte para recubrir la excavación, estará compuesto por varias zonas, las cuales se indican en la Fig. 2.6

La CLAVE es la parte superior del revestimiento

La PARED es cada una de las zonas laterales.

El PISO es la parte inferior también llamada CUBETA.

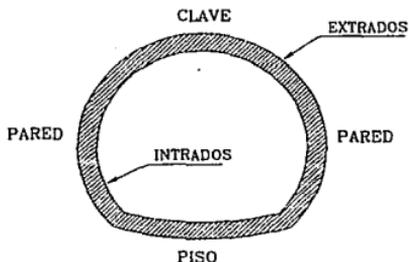


Fig. 2.6 Partes de un revestimiento

Se considerarán 2 superficies principales para definir al revestimiento :

- EXTRADOS: Superficie exterior del revestimiento; la que se encuentra en contacto con el terreno.
- INTRADOS: Superficie interior del revestimiento; la que puede verse desde dentro.

Ahora podrá hablarse sobre la transmisión de esfuerzos en el revestimiento. El revestimiento con fines de soporte estará sujeto a una cierta distribución de acciones que tenderán a deformarlo, bajo estas circunstancias se producirá una oposición (resistencia) interna para equilibrar las acciones externas.

De esta manera se podrá llamar FUERZAS EXTERNAS a todas aquellas que actúan directamente sobre el revestimiento como un resultado de la interacción con el terreno. (Ver Fig.2.7). Análogamente, las FUERZAS INTERNAS son las que se producen en el revestimiento para mantener el equilibrio de las fuerzas externas. (Ver Fig. 2.7)

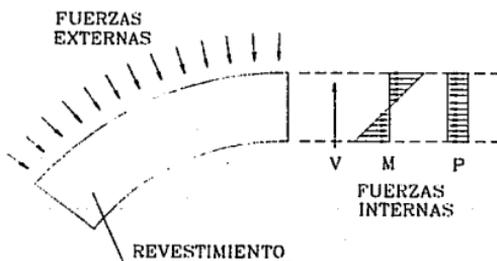


Fig. 2.7 Fuerzas externas e internas sobre el revestimiento

En estas circunstancias, se entenderá por ANALISIS al procedimiento mediante el cual se aplican las leyes del equilibrio al sistema terreno-revestimiento para obtener las fuerzas internas. Dichas fuerzas internas obtenidas de esta manera se llaman ELEMENTOS MECANICOS y podrán ser de 3 tipos: (Ver Fig. 2.7)

- **Momento flexionante (M)** : Es producido por fuerzas axiales bidireccionales que tienden a curvar el revestimiento.
- **Fuerza axial (P)** : Son fuerzas que tienden a comprimir o tensionar
- **Fuerza cortante (V)** : Son fuerzas que tienden a cortar transversalmente el revestimiento

Una vez efectuado el análisis, se inicia el proceso de DISEÑO en el cual se dimensionará el revestimiento en cuanto a espesor y calidad de materiales para resistir las fuerzas internas (elementos mecánicos).

Como parte del proceso de diseño, en este trabajo se considerarán los esfuerzos permisibles del concreto, definidos éstos como fracciones de la resistencia a la ruptura en la prueba de compresión axial ( $f'_c$ ). Estos valores permisibles se establecen como la resistencia que tiene el concreto simple para varias acciones (compresión, tensión, cortante, etc.) y toman en cuenta un factor de seguridad para cubrir las incertidumbres en cuanto a calidad de materiales, adherencia mecánica de agregados pétreos-pasta de cemento, etc.

## CAPÍTULO III

### EL USO ESTRUCTURAL DEL CONCRETO SIMPLE

#### 3.1 LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO SIMPLE

Para empezar a tratar sobre los revestimientos de concreto simple para túneles, conviene comentar algunas ideas sobre la naturaleza del concreto y más aún sobre su comportamiento en las estructuras.

Es sabido que el concreto es un material con muchas ventajas en cuanto a su comportamiento estructural; en la construcción moderna, los elementos estructurales robustos (columnas, muros, arcos, contrafuertes, etc.) ampliamente usados en las estructuras antiguas de mampostería, se han sustituido por miembros de concreto los cuales presentan características más favorables en cuanto a funcionalidad, construcción, variabilidad de formas, estructuración rectilínea, economía, etc. además de que el concreto resulta ser un material muy "moldeable" en el sentido de que se puede diseñar para una infinidad de formas y de acciones a resistir.

Generalmente al hablar del concreto se tiene en mente la presencia del acero de refuerzo en forma de varillas longitudinales o de estribos transversales, lo cual en conjunto constituye el concreto reforzado. La razón estructural del acero de refuerzo es la presencia de esfuerzos internos de tensión no resistidos por el concreto, los cuales aparecen en mayor grado en las estructuras rectilíneas (vigas, columnas, losas, etc.) y tienden a disminuir en las formas curvas (arcos, bóvedas, etc.).

Recordando algunas construcciones antiguas como los acueductos, bóvedas, arcos, se puede comprender la eficiencia de los elementos curvos para reducir los esfuerzos de tensión (por momento flexionante y fuerza cortante), ya que aquéllos siendo verdaderas estructuras, fueron construidos solo de mampostería y algún cementante, combinación cuya resistencia a tensión resulta ser casi nula. Por otra parte, en la construcción de concreto reforzado, los elementos rectilíneos están sujetos a esfuerzos de tensión que solo el acero es capaz de soportar.

En la Fig. 3.1c se muestra el estado de deformaciones por la flexión presentada en la Fig. 3.1a, lo cual conduce a considerar al refuerzo para resistir las tensiones del extremo inferior.

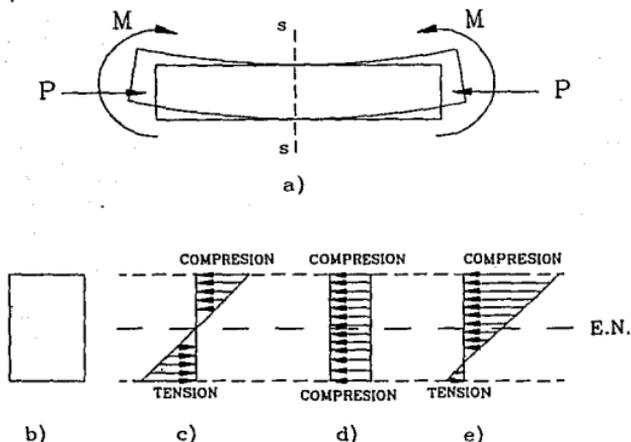


Fig. 3.1 Estado de deformaciones en un miembro rectilíneo

En estas condiciones, la estructura de mampostería requeriría de una sección transversal relativamente grande para que la flexión produjera junto con la compresión (Ver Fig. 3.1e) deformaciones por tensión nulas o admisibles por la mampostería.

Por lo establecido en las teorías sobre diseño de concreto, lo que realmente lo hace trabajar con un comportamiento estructural es su combinación con el acero de refuerzo. Es propósito fundamental de este tema tratar sobre el concreto simple y su uso en sistemas estructurales, pero se considera necesario comentar su relación con el concreto reforzado. Más adelante se definirá el término "concreto simple" ya que se utiliza para cuando no hay acero de

refuerzo o cuando existe en cantidades menores a las especificadas como mínimas en los códigos de diseño

Las teorías sobre diseño por flexión de concreto reforzado establecen que el concreto resista los esfuerzos de compresión y el acero de refuerzo los de tensión. Esta hipótesis tiene por objeto hacer trabajar a cada material (acero y concreto) para la condición más eficiente, esto es para la condición que más resistencia proporciona. En la Fig. 3.2a se muestra la distribución de esfuerzos desarrollada por el concreto y el acero, misma que se idealiza para fines prácticos como se presenta en la Fig. 3.2b

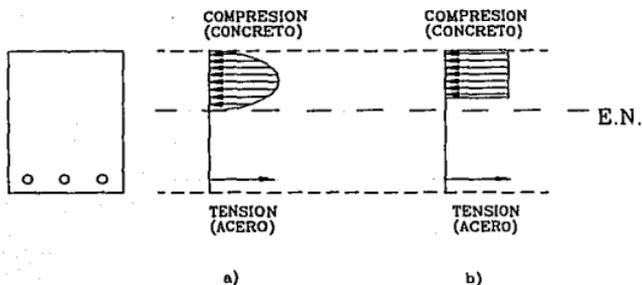


Fig. 3.2 Distribución de esfuerzos en el concreto reforzado

Otra de las hipótesis más importantes en las teorías de diseño es la de no tomar en cuenta la resistencia a tensión del concreto, hipótesis muy relacionada con la anterior. El no tomar en cuenta la resistencia a tensión del concreto no indica que no exista, sino que es baja comparada con la resistencia a compresión. Se ha determinado mediante pruebas de laboratorio que la resistencia a tensión del concreto oscila entre 15% y 20% de la resistencia a compresión. (Cap.2 Ref.8) Esto puede ayudar a ampliar un poco los criterios sobre el comportamiento del concreto, ya que en general las teorías manejan hipótesis absolutas e indiscutibles que retraen un poco la posibilidad de ampliar el criterio del proyectista. Resulta claro que habrá que tomar en cuenta algunas consideraciones adicionales para utilizar o no las hipótesis con buen juicio, siendo propósito de este trabajo tratar sobre algunas de ellas.

Hablando de las hipótesis, en las teorías de concreto reforzado siempre se considera una cantidad determinada de acero de refuerzo, la cual se especifica como un porcentaje del área transversal del miembro de concreto. Siendo de esta forma, se tiene que los códigos de diseño (R.C.D.D.F. , A.C.I. , etc.) recomiendan utilizar cuando menos los porcentajes mínimos de acero de refuerzo, y se especifican tanto para flexión como para cortante, sin excluir el correspondiente a los cambios volumétricos. Este último es el que quizá justifica más la necesidad del acero de refuerzo para contrarrestar los cambios volumétricos producidos por variaciones de temperatura, contracciones por secado del concreto y agrietamiento en general. Este fenómeno se tratará en el capítulo 6 exponiéndose algunos criterios sobre el caso particular de los túneles.

En general una estructura de concreto se diseña con la cantidad necesaria de refuerzo para resistir los esfuerzos combinados a que esté sujeta, pero existen estructuras reales construidas solamente de concreto excluyendo el uso del acero de refuerzo, es decir son estructuras de concreto simple. Se les ha llamado estructuras porque realmente cumplen una función estructural, tal es el caso de los pavimentos, las presas de arco y bóveda y los más importantes en este trabajo: los revestimientos para túneles.

Los pavimentos son el ejemplo más real y convincente que demuestra la propiedad estructural del concreto simple trabajando a flexión, o sea resistiendo esfuerzos de tensión y compresión exclusivamente con el concreto. Las estructuras de pavimento, para tránsito de vehículos, aeropistas, etc. seguidas de un buen diseño tienen una vida útil que las hace costeables, y prueba de ello es que existen, y sin refuerzo.

En el caso de las presas de arco, su forma curva orientada hacia el embalse hace que las presiones del agua sean resistidas principalmente por compresiones axiales disminuyendo la necesidad del acero de refuerzo para resistir tensiones. Debido a los grandes volúmenes de concreto que representan las presas de arco, el poner algún porcentaje mínimo de refuerzo, se traduciría en grandes cantidades de acero que según las consideraciones hechas no se justifica su utilización, siendo un gasto innecesario.

Conjuntando los conceptos que explican los dos tipos de estructuras anteriores, se podrá relacionar su comportamiento con los revestimientos de concreto simple para túneles. Estos revestimientos son adecuados para túneles construidos en terrenos firmes formados por roca y suelo. Dicho material tiene la ventaja de que al formar un hueco, los esfuerzos se redistribuyen

y la interacción de efectos en la frontera terreno-revestimiento produce elementos mecánicos de flexión, compresión y cortante relativamente bajos.

Como se mencionaba en el capítulo anterior, en ocasiones se coloca un revestimiento de concreto simple en túneles estabilizados como protección a la intemperie; sin embargo, como se verá más adelante, existen túneles revestidos de concreto simple que cumplen con una verdadera función estructural sin haber sufrido colapso o daño alguno.

### **3.2 RAZON DE SER DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO SIMPLE**

La pregunta ahora sería por qué existen estructuras de concreto simple funcionales si las teorías sobre concreto no lo aceptan como tal. Antes de todo hay que mencionar que una estructura se deberá diseñar con mucho criterio, ya que solo en base a consideraciones especiales se diseñará de concreto simple.

Tal vez los aspectos más importantes que confirman el uso del concreto simple sean las características de los esfuerzos actuantes y las propiedades mecánicas de los materiales componentes del concreto. Se tratará primeramente este último aspecto, ya que se considera necesario establecer las bases para justificar la resistencia del concreto.

El concreto es el resultado de combinar materiales pétreos con agua y cemento en proporciones determinadas, para obtener la resistencia requerida. Siendo de esta forma, el cemento resulta ser una material aglutinante que al reaccionar con el agua produce una sustancia que es capaz de mantener unidos todos los agregados pétreos formando un elemento monolítico de gran resistencia. Esto es, el concreto sería una roca triturada y vuelta a pegar, pero con una forma definida. En estas circunstancias, el concreto será un material heterogéneo cuya resistencia será un promedio de las resistencias de cada material componente. Siendo de origen pétreo, el concreto resulta ser un material con resistencia a compresión y a tensión.

Para tratar sobre la resistencia del concreto simple, será necesario comentar las relaciones acción-respuesta del material, las cuales pueden describirse claramente por los resultados de pruebas con especímenes ensayados bajo diferentes condiciones (compresión, tensión, flexión). Estas relaciones acción-respuesta representarán el comportamiento que tiene

el concreto ante diversas acciones y como se podrá observar a continuación, intervienen de manera importante la relación agua-cemento y el tipo de agregado.

La resistencia a compresión del concreto se determina por medio de una prueba comúnmente utilizada que consiste en someter a un cilindro de concreto de dimensiones estándar - diámetro= 15cm y altura= 30cm - (ver Fig. 3.3), a una carga axial de compresión hasta la ruptura.

Los resultados de esta prueba se establecen en la curva esfuerzo-deformación que se presenta en la Fig. 3.3

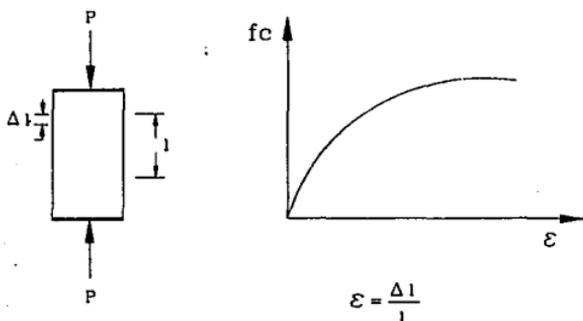


Fig. 3.3 Prueba de compresión uniaxial

Si el cociente  $\frac{\Delta l}{l}$  representa el acortamiento unitario del cilindro bajo carga axial, se ha determinado por las pruebas de compresión que la resistencia máxima  $f_c$  se desarrolla para un acortamiento unitario entre 0.002 y 0.003. (Cap.2 Ref. 8)

Existen varias pruebas hechas con agregados triturados y redondeados (Ref. 1 y 3), de las cuales se han derivado importantes conclusiones sobre el comportamiento del concreto, mismas que se explicarán a continuación en forma simplificada.

Se menciona que uno de los factores más importantes que influyen en la resistencia del concreto es el tipo y tamaño del agregado grueso. Para comprender la influencia del agregado grueso se debe considerar que la falla en compresión de un espécimen comienza con un agrietamiento inclinado (por esfuerzos de expansión transversal) bajo cargas del orden del 50% al 75% del esfuerzo de ruptura; estas grietas pueden aparecer en la pasta de cemento o también en el agregado.

Un agregado áspero y anguloso tendrá más adherencia mecánica y la posibilidad de agrietamiento seguramente disminuirá. Pero también la resistencia de la pasta influye en gran manera; con un incremento en la relación agua-cemento, la influencia del agregado disminuye (lo cual concuerda con una resistencia menor del concreto). En cuanto a la relación agua-cemento, la cual también influye en la resistencia del concreto, se tienen los siguientes resultados que comparan la contribución del agregado:

Para relaciones agua-cemento menores de 0.4, el uso de agregados triturados da como resultado resistencias cercanas al 40% mayores que cuando se utilizan gravas redondeadas. Por otra parte, con relaciones agua-cemento de 0.65, no se observa diferencia entre resistencia con gravas redondeadas y trituradas. Esto indica que para concretos de baja resistencia (alto valor en la relación agua-cemento), no importa el tipo de agregado grueso que se utilice.

Ahora, se comentarán algunas ideas básicas sobre el comportamiento a tensión del concreto simple, la cual aunque se ha despreciado por ser baja, resulta ser muy importante para el objetivo de este trabajo.

A diferencia de las pruebas de compresión, las pruebas para determinar la resistencia a tensión del concreto además de indirectas son inciertas y con resultados muy variables.

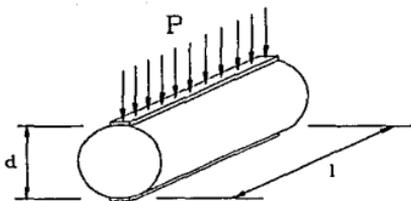


Fig. 3.4 Prueba brasileña

Tal vez la razón principal de esta variabilidad de resultados sea la presencia de defectos tan aleatoriamente dispersos en la masa de concreto y sobretodo la forma de practicar la prueba.

La prueba brasileña es una manera indirecta de medir la resistencia a tensión axial del concreto, ya que se calcula en base al esfuerzo de tensión a que se rompe un espécimen cilíndrico colocado en forma horizontal y cargado en toda su longitud. En la Fig. 3.4 se ilustra esta prueba. Los resultados se obtienen suponiendo un comportamiento elástico hasta la ruptura. En la Fig. 3.5 se muestran los resultados de la prueba brasileña.

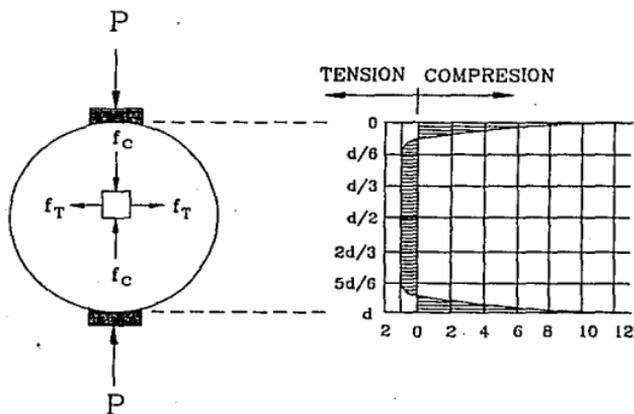


Fig. 3.5 Resultados de la prueba brasileña

En estas condiciones el esfuerzo máximo será:

$$f_{T_{\text{MAX}}} = \frac{2P}{\pi dh} \dots\dots\dots (1)$$

En la Fig. 3.5 se muestra la distribución de esfuerzos para cada punto del diámetro del espécimen practicado; en la gráfica se muestra una escala horizontal que representa el esfuerzo como un múltiplo del valor dado por la expresión (1).

Otra prueba para determinar la resistencia a tensión del concreto simple es mediante pruebas a flexión<sup>1</sup>. Los especímenes ensayados son vigas de sección cuadrada (15 cm x 15 cm). Ver Fig. 3.6

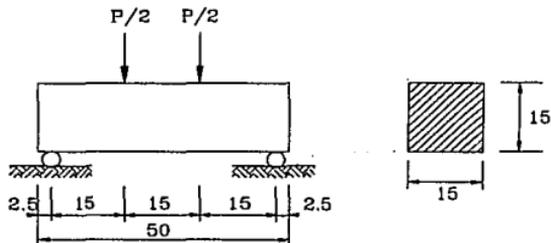


Fig. 3.6 Prueba de flexión

El concepto de la prueba es someter a una viga de concreto a un estado de flexión y suponiendo una sección de material homogéneo y una distribución elástica-lineal de esfuerzos, determinar el esfuerzo con el cual se produce la fractura brusca del espécimen. Dicho valor del esfuerzo máximo se le llama "Módulo de ruptura" ( $f_r$ ), y se determina de la expresión que define la flexión en un material elástico:

$$f_r = \frac{M}{S} \dots\dots\dots (2)$$

- $f_r$  : Módulo de ruptura
- $M$  : Momento flexionante a la falla
- $S$  : Módulo elástico de la sección

<sup>1</sup> Este prueba es comúnmente utilizada para diseño de pavimentos.

Se ha tratado de establecer una relación entre las resistencias a tensión y compresión del concreto, pero no hay una proporcionalidad directa; sin embargo, hay una expresión que relaciona la resistencia a tensión por flexión con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión: (Ref. 8)

$$f_r = k\sqrt{f'_c} \dots\dots\dots(3)$$

En la expresión anterior,  $k$  es un coeficiente que depende primordialmente de las propiedades de los materiales y características del curado. El valor de  $k$ , aún cuando sea variable, puede aproximarse para fines prácticos a un valor de 2.0

Al igual que en la falla a compresión, la falla a tensión también es precedida por grietas. En la prueba de flexión, se forma una grieta única que produce la fractura brusca de la viga; dicha grieta aparece paralela a la dirección de la carga y es ocasionada por el rompimiento de la pasta de cemento que confina al agregado o el rompimiento del mismo agregado. En la Fig. 3.7 se muestra dicha falla. Esto da una idea de cómo sería la falla por flexión en un miembro estructural de concreto simple; se rompería la sección transversalmente sin dar lugar a deformaciones visibles antes del colapso. (Esto es, sería una falla frágil)

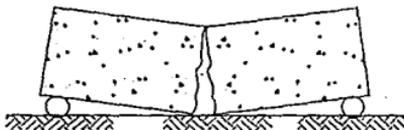


Fig. 3.7 Falla por flexión

En la TABLA 1 se muestra una comparación de resistencias tanto de compresión como de tensión en el concreto simple, mediante la cual se puede visualizar cualitativamente la resistencia a tensión.

relación (a/c)	Reveni- miento	T.M.A (in)	f'c kg/cm <sup>2</sup> (28 días)	Tensión Flexión	Tensión brasileña
0.536	14 cm	1 1/2	208	29.8	21.7
0.501	12 cm	3/4	235	34	26.4
0.500	12 cm	3/4	229	31.8	25.3
0.499	12 cm	3/4	272	36	24.4
0.501	12 cm	3/4	269	35	23.3
0.500	12 cm	3/4	310	41.7	31.6
0.552	14 cm	3/4	244	40.3	26.3

TABLA 1<sup>2</sup>

Ya se había mencionado que el carácter heterogéneo del concreto conduce a tener resistencia promedio, pero también dicho carácter supone la presencia de defectos o zonas de baja resistencia que provocan concentraciones de esfuerzos, los cuales producen la fractura brusca del miembro.

Se ha estado haciendo referencia a los resultados de pruebas de laboratorio, ya que la experimentación con modelos bien justificados es un buen camino para deducir criterios estructurales.

En realidad el concepto de tensión que interesa en el presente trabajo es el de módulo de ruptura, debido a que la flexión es uno de los fenómenos principales a tomar en cuenta en el diseño del revestimiento para túnel. Si se considera el concepto de módulo de ruptura como tal, se tendrá que es el esfuerzo al cual se fractura una viga de concreto simple sometida a flexión; por tanto, para diseñar por flexión se utilizará un valor reducido del módulo de ruptura. Este valor se denomina esfuerzo permisible a tensión, y se discutirá con detalle en la parte correspondiente a criterios de diseño.

<sup>2</sup> Los datos de esta tabla fueron obtenidos de un estudio de correlación de resistencias de concreto elaborados en los laboratorios de INSPECTEC S.A.

Esta explicación sobre la resistencia del concreto a compresión y tensión, da una idea más clara de la posibilidad de hacerlo trabajar a flexión, pero se podrían comentar ahora los aspectos referentes a características de los esfuerzos actuantes en la estructura que se ha propuesto de concreto simple.

Podría desglosarse esta explicación en 2 situaciones: una cuando el elemento estructural está bajo cargas de flexión que producen tensiones admisibles y la otra cuando la estructura está bajo flexocompresión y las tensiones son reducidas por la compresión uniforme existente. (En la parte correspondiente a criterios de diseño se demuestra porqué se reduce la tensión por flexión en la flexocompresión, considerando aquí solo la parte cualitativa del fenómeno.) El caso de compresión pura no se detallará ya que el concreto tiene un comportamiento eficiente ante tales esfuerzos siempre que no se sobrepase el límite de resistencia.

Se puede sugerir en principio que las estructuras de concreto simple son adecuadas si solo existen esfuerzos de compresión, y se puede proponer como partida de un desarrollo más amplio, que una estructura de concreto simple puede funcionar ante esfuerzos de flexión, admitiendo la resistencia a tensión del concreto y verificando que los esfuerzos actuantes estén dentro de los límites.

Se mencionaban 2 casos que explicaban las estructuras de concreto simple en cuanto a esfuerzos, pudiendo relacionar la primera con los pavimentos. Los pavimentos son elementos estructurales (losas de concreto) que se encuentran sujetos a esfuerzos de flexión e interacción con el terreno. La losa de pavimento ante cargas de rodamiento por vehículos sufrirá deformaciones que serán resistidas por la rigidez de la misma losa y la resistencia a deformación del terreno. Aparecerá entonces la reacción del terreno, que disminuirá las flexiones comparadas con una losa perimetralmente apoyada. Ver Fig. 3.8

Realmente lo que hace posible a los pavimentos como estructuras de concreto simple a flexión, es el fenómeno de interacción producido con el suelo, por efecto de las cargas móviles que actúan sobre la losa.

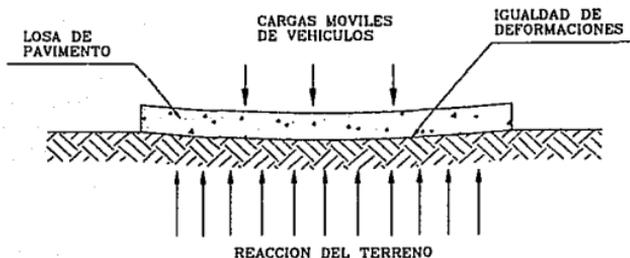


Fig. 3.8 Losa de pavimento

En el diseño de pavimentos se recurre a criterios diversos de diseño que finalmente reducen el procedimiento a un problema de revisar la capacidad de una sección propuesta ante los esfuerzos determinados en el análisis estructural. En general estos criterios se basan en comparar un esfuerzo que se ha tomado como permisible a tensión (resultado de un análisis probabilístico de resistencia), con los esfuerzos máximos de tensión por flexión que se espera actuarán en la losa de pavimento.

Esta explicación de los pavimentos resulta clara para comprender el uso del concreto simple concluyéndose que tanto las propiedades mecánicas del concreto como las condiciones de esfuerzo existentes y la influencia del terreno, hacen posible su existencia.

La segunda situación de esfuerzos, referente a flexocompresión, se ilustrará con los revestimientos de concreto simple para túneles. En este caso particular, existen varias ventajas que aprueban la utilización del concreto simple :

- La geometría del revestimiento
- La redistribución de esfuerzos en el terreno rocoso ante un hueco
- La combinación de flexión y compresión
- La interacción de efectos en la frontera terreno-revestimiento

La geometría es de gran importancia, ya que su forma curva lo hace trabajar como un arco, en el cual ante fuerzas verticales, aparecen reacciones laterales del terreno que confinarán totalmente al revestimiento, haciéndolo una estructura muy estable. Ver Fig. 3.9

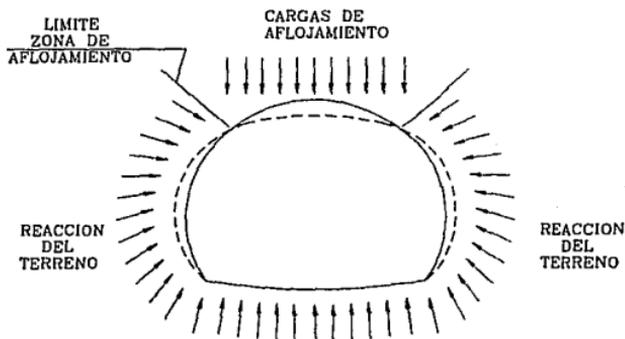


Fig. 3.9 Confinamiento del terreno sobre el revestimiento

El efecto de la forma curva en el revestimiento podrá comprenderse mejor al relacionar su comportamiento con las presas de arco y bóveda. En estas presas se investigará una curvatura determinada para que las presiones hidrostáticas se equilibren principalmente por medio de compresiones en el elemento de concreto pudiendo aceptar flexiones menores al considerar la resistencia a tensión del concreto.

Esta curvatura determinada se puede concebir fácilmente haciendo una analogía con el perfil deformado de los cables ante situaciones de carga similares. Los cables debido a su gran flexibilidad siempre modificarán su eje longitudinal para las condiciones de esfuerzos a que esté sujeto, trabajando exclusivamente a tensión. En este caso el eje del cable siempre coincide con la línea funicular o línea de presión de las cargas, entendida ésta como la forma geométrica para la cual se producen solo fuerzas internas axiales. Con esto podrá proponerse que los revestimientos para túneles podrán construirse con la

curvatura aproximada a la línea de presión de las cargas, disminuyendo o anulificando las flexiones.

La redistribución de esfuerzos ante un hueco en el terreno es uno de los efectos más favorables para apoyar la idea del revestimiento como una estructura de concreto simple. El medio rocoso aunque es heterogéneo tiene características elásticas (rigidez y deformación) que se pueden determinar en el análisis de la excavación. Estas características producen un efecto de autoequilibrio con el cual solo cierta zona cercana a la excavación es afectada.

Al formar un hueco en un terreno rocoso, se modifica el estado de esfuerzos inicial en las cercanías de la excavación, y tienden a desviarse en dirección de su periferia. En la Fig. 3.10 se muestra este fenómeno.

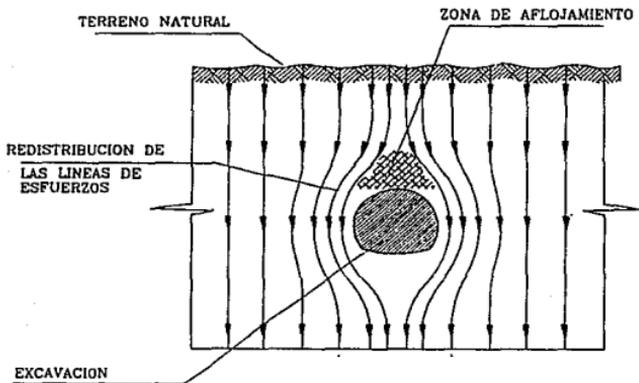


Fig. 3.10 Desviación lateral de las trayectorias de esfuerzos por efecto de un túnel excavado en terreno firme.

Cierta zona de la periferia se encuentra inestable y cae por gravedad, al no haber terreno que le produzca reacciones equilibrantes. Hay cierta zona principalmente sobre la clave del túnel,

que se encuentra más propensa a la inestabilidad; dicha zona produce unas cargas activas llamadas "cargas de aflojamiento", que deberán tomarse en cuenta para considerar la inestabilidad del terreno y la alteración ocasionada al excavar.

La interacción de efectos en la frontera terreno-revestimiento resulta ser un fenómeno de gran importancia en el análisis estructural del túnel. En el capítulo correspondiente a los métodos de análisis se detallará más el fenómeno de interacción, por lo que solo se comentará lo esencial en este apartado.

Se mencionaba anteriormente que existía una interacción entre el suelo y el pavimento de concreto que se reflejaba en una igualdad de deformaciones al actuar las cargas vivas; ahora, para el caso de los túneles, la interacción también será una compatibilidad de deformaciones, pero ocasionada por la redistribución de esfuerzos al hacer el hueco. En estas circunstancias existirá una cooperación entre terreno y revestimiento para la estabilización, y con esto se tendrán elementos mecánicos que resultan de la redistribución de los esfuerzos, que al considerar interacción y no cargas activas, serán relativamente bajos.

Finalmente, al existir elementos mecánicos de compresión y flexión, las tensiones se verán disminuidas hasta ciertos valores que podrán ser cubiertos por el concreto simple, razón que aprueba aún más la utilización de dicho material. En la Fig. 3.1 se muestra el fenómeno antes descrito.

Con todo esto se puede mencionar que aún cuando el concreto utilizado en la construcción moderna requiera necesariamente del refuerzo, no debe olvidarse que al igual que las mamposterías de las construcciones antiguas, el concreto simple tiene resistencia por sí solo y que mediante una estructuración curva aunada a la interacción con el terreno, podrá ser posible conformar un sistema de soporte estructural para túnel.

## CAPITULO IV

### METODOS DE ANALISIS

#### 4.1 ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE UN TUNEL

Al diseñar un túnel se hace necesaria una evaluación de las fuerzas internas y desplazamientos que se desarrollarán en el revestimiento, ya que éste podrá funcionar como una estructura de soporte. Junto con la determinación de estas fuerzas también podrá observarse el comportamiento del revestimiento ante las deformaciones ocasionadas por el terreno, y la redistribución de esfuerzos en el área afectada.

Los resultados anteriores son calculados mediante análisis de excavaciones que toman en cuenta hipótesis muy variables (simplistas o elaboradas), dependiendo del método que se utilice para tal efecto.

Como se ha mencionado, el objetivo principal de este trabajo está relacionado con el diseño estructural del revestimiento, pero se pretende dar algunas ideas simplificadas sobre el análisis de la excavación, ya que son conceptos estrechamente relacionados y es necesario para comprender el problema de conjunto.

Antes de empezar a exponer los métodos para análisis de excavaciones y determinación de los elementos mecánicos en el revestimiento, conviene tratar un poco sobre las ideas generales que definen el comportamiento de un túnel enfocando finalmente hacia el fenómeno de interacción terreno-revestimiento. Cabe mencionar que antes del análisis será conveniente anticipar el comportamiento del túnel, al menos con ciertos rangos de variación, para saber interpretar y aceptar como válidos los resultados del análisis, ya que un método podrá ser excelente, pero sus resultados no serán tratados apropiadamente si no se comprenden los conceptos correspondientes.

En el comportamiento del túnel se puede partir con 2 conceptos esenciales: los esfuerzos

y las deformaciones. Estos dos fenómenos están muy relacionados y uno se da como respuesta a la acción del otro.

Según los conocimientos elementales de geotecnia, una roca que se localiza a cierta profundidad se encuentra sujeta a un estado inicial de esfuerzos determinado por un esfuerzo vertical correspondiente al peso propio del material que gravita sobre ella, y por un esfuerzo horizontal que se toma como una fracción del vertical. Ver Fig. 4.1

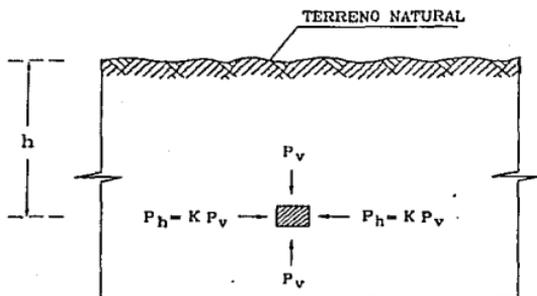


Fig. 4.1 Convención del estado inicial de esfuerzo

Lo anterior no se puede hacer extensivo a grandes profundidades y sobretodo a diversos tipos de terreno. Se ha determinado mediante mediciones en sitio (Ref. 6) que los esfuerzos verticales no están en función de la profundidad, como podría ser ante una presión hidrostática, sino que el tipo de material podrá influir para modificar los esfuerzos de tal manera que no siga necesariamente una ley lineal de variación. Lo que es más, se han detectado presiones horizontales mayores a las verticales. Todo esto hace pensar en la necesidad que se tiene de utilizar datos apegados a la realidad y métodos de análisis que simulen dichas características.

Quizá lo que más afecta al mencionado estado inicial de esfuerzos sea la presencia de fenómenos tectónicos en la corteza terrestre (plegamientos, fallas etc.), de los cuales es difícil medir su influencia si no es por medio de pruebas de campo.

Se mencionaba de la dependencia esfuerzo-deformación, y resulta claro que al haber un esfuerzo inicial, se producirá una deformación (respuesta ante la acción esfuerzo) al haber espacio para ella; en el mencionado estado inicial la roca está confinada, condición por la cual no se presenta la deformación o mejor dicho movilizaciones del terreno, quedando en un estado latente. Al abrir un hueco en el terreno, se produce un cambio brusco en el estado inicial de esfuerzos, iniciándose un proceso deformacional que tiende a cerrar dicho hueco debido a la inestabilidad del medio discontinuo por la excavación.

Se originan entonces deformaciones principalmente por 3 fenómenos: **presión de aflojamiento, presión de montaña y presión por expansión.** Ref. 4

El fenómeno de aflojamiento supone que cierta zona del terreno arriba de la clave del túnel, puede caer por gravedad y actuar como carga directa.

La presión de montaña es un fenómeno que se representa por la aparición de grandes esfuerzos tangenciales en el perfil de la excavación, mismos que producen zonas de aplastamiento pudiendo hacer estallar la roca en forma de lascas. Es debida a la tendencia al cerramiento del hueco.

La presión por expansión es propia de ciertos suelos que al entrar en contacto con el agua freática que fluye por diferencia de presiones hacia el túnel, provoca un aumento de volumen desarrollando presiones sobre el revestimiento.

Otro fenómeno que es de vital importancia cuando se excava en terreno firme, es la desviación lateral de las trayectorias de esfuerzos al producirse la redistribución de esfuerzos ocasionada por la existencia de un hueco. Esta desviación de los esfuerzos principales en el terreno se le ha llamado "arqueo" por su similitud con la transmisión de los esfuerzos axiales en un arco. Ver Fig. 4.2

En estas circunstancias, en el terreno se producirá una distribución de esfuerzos en arco alrededor de la excavación, y dependiendo de las características del terreno a cierta distancia no se verá influencia por el hueco.

Al darse el fenómeno de arqueo la parte superior del terreno podrá no influir directamente sobre el túnel, sino que su efecto será desviarse hacia las partes laterales. La zona que no se arquea es la que produce las cargas de aflojamiento. Esta zona incluso podría no

existir si la roca es de buena calidad y está inalterada.

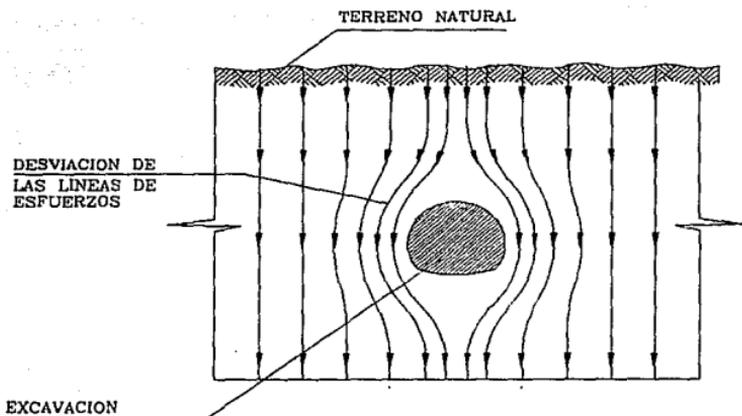


Fig. 4.2 Modificación de las trayectorias de esfuerzo por la excavación de un túnel.

Podrá llegarse a una estabilidad de la excavación cuando las deformaciones del terreno hayan cesado debido a la redistribución de los esfuerzos. Este equilibrio final podrá definirse como el autosoporte del terreno ante la excavación.

Si el revestimiento es colocado contra la excavación antes de que las modificaciones de esfuerzo y deformación lleguen a su equilibrio final y si entre el soporte y la superficie de excavación del túnel no hay holguras mayores que las deformaciones que puede tomar el suelo sin fallar, entonces se tendrá que el revestimiento comenzará a trabajar resistiendo las deformaciones del suelo y ocasionando el fenómeno de interacción terreno-revestimiento.

Esto es, se presenta una compatibilidad de deformaciones tanto por el movimiento del terreno como por las deflexiones del revestimiento al resistir las acciones impuestas por el

terreno. Se tiene entonces una compleja distribución de acciones activas y pasivas sobre el revestimiento, que producen el equilibrio total del sistema. (Ref. 5) Esta interacción se dará al producirse el sistema terreno-revestimiento, esto es al entrar en contacto total y directo, lo cual ocasionará elementos mecánicos de flexión, carga axial y cortante que deberá resistir el revestimiento.

Realmente los elementos mecánicos en una estructura son producidos por cargas y fuerzas que actúan directamente sobre ella; y en el caso de los túneles es evidente que se requiere una cierta distribución de fuerzas que originen los elementos mecánicos resultado del análisis de interacción. Estas fuerzas se llamarán fuerzas de interacción y físicamente representarán las acciones necesarias para producir las deformaciones generadas en la interacción.

Estas fuerzas son simplemente una cuantificación de la interacción producida en el sistema terreno-revestimiento, pero convendría excluir el término fuerzas o cargas sobre el revestimiento, ya que además de ser desconocidas son tan aleatorias que caen fuera de cualquier modelo que se proponga; así que lo correcto sería hablar de interacción para mantener un concepto más real del comportamiento de un túnel.

## 4.2 METODOS DE CARGAS ACTIVAS

Un primer grupo para análisis de revestimientos puede denominarse de "cargas activas". Dichos métodos suelen ser muy conservadores en cuanto a sus resultados, ya que están basados en hipótesis semicméricas simplificadas producto de la observación de lo que ha ocurrido en otros túneles ya construidos. Se propone llamarlos métodos de cargas activas porque se considera al revestimiento como una estructura aislada sujeta a un sistema determinado de cargas directas, despreciando los conceptos sobre interacción explicados anteriormente. Estos métodos simplistas podrán ser usados en caso de diseños preliminares pero será conveniente utilizar métodos más elaborados que simulen en forma más real el comportamiento del túnel.

Entre los métodos más usuales de este tipo se encuentran los de Terzaghi, Protodyakonov y Bierbaumer (Ref. 4). Solo por mencionar otros, están el método semiempírico de Peck (1969), el método de solución cerrada elástica de Ranken (1978), el modelo viscoelástico de Alberro (1983), etc.

Los métodos de valuación de cargas de Terzaghi, Protodyakonov y Bierbaümer se basan principalmente en la suposición de que cierta zona del terreno arriba de la clave del túnel gravita directamente sobre el revestimiento como carga vertical.

En el método de Terzaghi, la determinación de las cargas verticales está basada principalmente en los conceptos sobre el arqueo. Define la carga vertical de roca o suelo sobre el túnel como la masa de material que tendería a gravitar directamente de no ser soportada. Esta carga de roca dependerá principalmente de las características de fracturación y resistencia del material.

En la Fig. 4.3 se muestra esquemáticamente la concepción del fenómeno de arqueo, indicando por "D" a la carga de roca, la cual transmite la presión debida a su peso propio a los extremos laterales, siendo resistida por la fricción en las superficies a-c y b-d. Arriba de la zona de arqueo, los esfuerzos en la masa de roca tienen un grado de alteración mínimo o nulo.

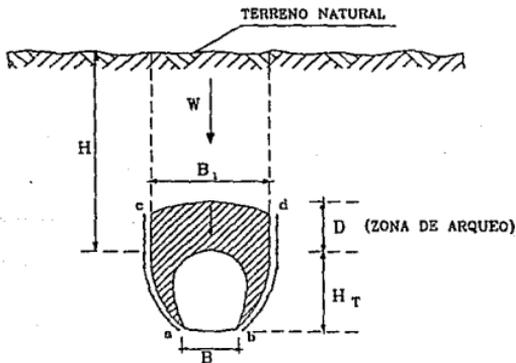


Fig. 4.3 Método de Terzaghi

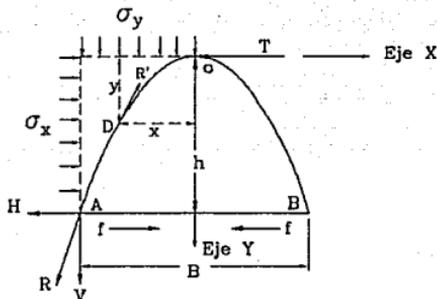


Fig. 4.4 Método de Protodyakonov

El método de Protodyakonov también se fundamenta en ideas de arqueo, aunque no toma en cuenta el efecto de la profundidad, y fue originalmente utilizado para materiales granulares.

La hipótesis principal implica que sobre la cavidad se desarrolla un arco como el mostrado en la Fig. 4.4 (AOB).

Dicho arco se concibe mediante una parábola y su equilibrio se dará solo si los esfuerzos a lo largo de la línea AOB son de compresión, y no existe la flexión. El arco se idealiza como articulado en los puntos A, O, B y ante las presiones actuantes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  se tendrán reacciones en A y B que producirán fuerzas horizontales que deberán ser impedidas por la fricción en el plano A-B.

Según el método de Bierbäumer, se considera que la carga actuante sobre el túnel es la correspondiente al peso del material que queda comprendido en el interior de una parábola de altura  $h = \alpha H$  (Ver Fig. 4.5).

En este método, el problema para cada caso específico es establecer el valor de  $\alpha$ , que representará el porcentaje de la altura total del cobertura de terreno.

Además de las cargas directas verticales sobre los revestimientos, estos métodos suponen cierto confinamiento en forma de presiones laterales que también se aplican directamente a la estructura de soporte.

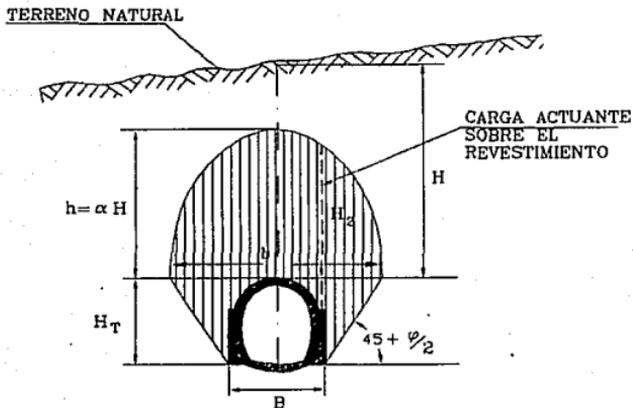


Fig. 4.5 Método de Bierbäumer

Finalmente, hay un método simplista y por lo tanto muy conservador llamado modelo de "barras y resortes" (beam-spring), en el cual se idealiza al revestimiento por medio de barras formando un anillo. El suelo es representado por medio de resortes con rigideces calculadas a partir de la teoría de la elasticidad, con los datos correspondientes de dicho suelo.

Una de las desventajas de este método es que no toma en cuenta el arco y se considera como carga directa vertical el peso de todo el terreno superior, y como empuje lateral, la presión horizontal existente a la profundidad dada.

Este método supone un modelo similar al de una estructura para edificación, en cuanto a apoyos, nodos en la estructura, cargas directas y comportamiento en general, lo cual no tiene nada que ver con una estructura subterránea confinada en el terreno.

### 4.3 METODOS DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES (INTERACCION)

Ahora se comentará sobre otra manera de analizar el comportamiento de un túnel, esto es desde el punto de vista de los conceptos analizados al inicio de este capítulo, referentes a las deformaciones del terreno y su interacción con el revestimiento.

Realmente no existen métodos que pueda simular al terreno con alto grado de aproximación, esto debido al carácter heterogéneo del suelo y sobretodo tan factible de presentar discontinuidades que contradicen toda teoría que se proponga. Bajo estas condiciones hay métodos basados en técnicas numéricas, las cuales discretizan el medio haciéndolo más apegado a la realidad.

Entre las principales técnicas numéricas disponibles para analizar un medio continuo heterogéneo, está el "METODO DEL ELEMENTO FINITO" el cual tiene la gran ventaja de tomar en cuenta la interacción entre el terreno y el revestimiento considerándolo como un sistema; es decir, es un método basado principalmente en los conceptos de esfuerzos y deformaciones. (Ref. 5). Esta técnica ha sido utilizada para analizar numerosos problemas geotécnicos, incluyendo la simulación ante los esfuerzos y deformaciones producidos en cada etapa de la excavación de un túnel.

Se trata aquí de dar solo una explicación del concepto utilizado en el método, lo cual no pretende incluir una exposición teórica del mismo.

El método consiste en discretizar al medio formando una malla de triángulos a la que se llamará "malla de elementos finitos". (Ver Fig. 4.6). El terreno donde se construirá el túnel se reduce a cierta área en la cual se considera que influyen las deformaciones ocasionadas por la excavación del túnel.

Por su parte, el revestimiento también es discretizado e idealizado mediante estructuras simples equivalentes. La Fig. 4.7 muestra la idealización del revestimiento, por medio de una armadura curva, la cual deberá ser concebida con propiedades geométricas y elásticas equivalentes a dicho revestimiento.

En la malla de elementos finitos, dichos elementos están conectados entre sí, incluso con el revestimiento mismo, con lo cual se da continuidad en el terreno y se propicia la interacción.

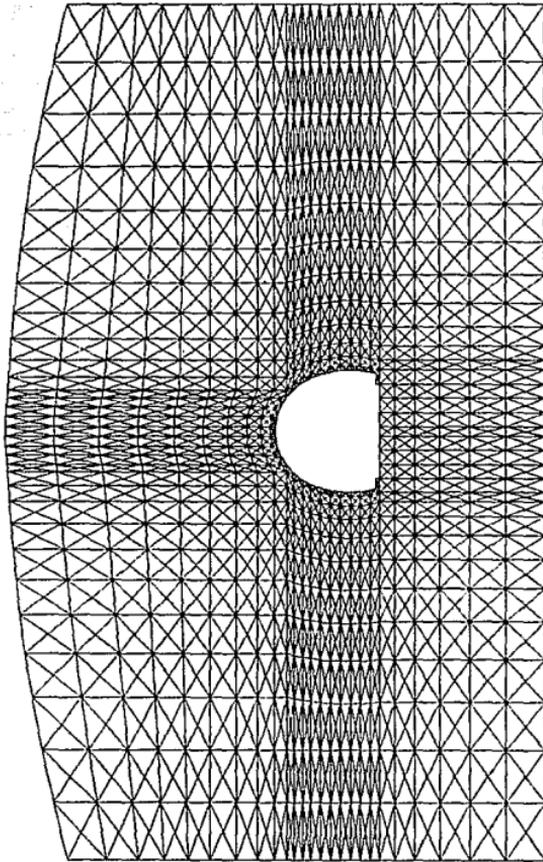


Fig. 4.6

Al representar los elementos finitos al terreno, estos deberán llevar las características correspondientes de resistencia y deformación tales como peso volumétrico, módulo de elasticidad, cohesión, ángulo de fricción interna, relación de Poisson, etc. Estos datos son resultado de las pruebas que necesariamente hay que hacer para diseñar cualquier obra subterránea, localizando posición de fallas geológicas, capas estratigráficas, plegamientos etc.

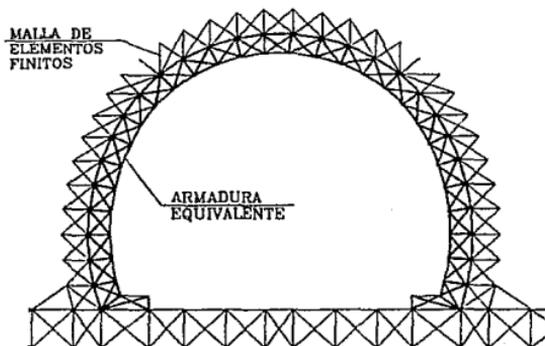


Fig. 4.7 Modelación del revestimiento por medio de una armadura curva equivalente al espesor de concreto

Cabe mencionar la importancia que tiene la elección de una adecuada región de terreno para modelar y sobretodo modelar la malla de tal forma que se tomen en cuenta las características geológicas existentes tales como fallas, plegamientos, capas estratigráficas etc.

Para aplicar el método eficientemente será necesario un proceso iterativo en el cual se apliquen las ecuaciones correspondientes a la elasticidad o la elasto-plasticidad para representar la movilización del terreno y la redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación debida a zonas plastificadas o cualquier otra condición límite que sea excedida. La solución final del proceso iterativo será cuando se logre el equilibrio del medio (zonas de no-tensión en los contactos terreno-revestimiento, zonas plastificadas bien definidas, igualdad de deformaciones

entre el terreno y el revestimiento, deformaciones adicionales nulas entre una iteración y otra, redistribución de esfuerzos, etc.

Las ecuaciones de esfuerzos y deformaciones son aplicadas para modificar el estado de esfuerzos inicial que en ciertos lugares podría sobrepasar la resistencia misma del terreno, produciéndose una zona de plastificación; bajo estas circunstancias, el terreno no podría seguir resistiendo en dicha zona, redistribuyéndose los esfuerzos hacia otros lugares.

La interacción misma es un fenómeno fácilmente modelable, ya que el método al trabajar con desplazamientos y mantener una continuidad entre la malla del terreno y el revestimiento, permite la movilización de ambos dependiendo de su rigidez, hasta un estado total de equilibrio en el cual los esfuerzos se han redistribuido de tal forma que ya no tienen lugar las deformaciones.

Dicha solución final es representada generalmente por medio de elementos mecánicos sobre el revestimiento, mismos que le fueron transmitidos por la interacción. También se obtendrán resultados relativos a deformaciones del revestimiento y de la excavación (para el caso de analizar cada etapa constructiva), esfuerzos principales y cortantes en los elementos finitos del terreno, etc.

Como parte del análisis por elementos finitos, con el cual también podrá propiciarse el arqueado (debido a la redistribución de esfuerzos), podrá considerarse la carga de aflojamiento o carga de roca al determinar el volumen de terreno que tendería a caer directamente sobre el revestimiento de no ser soportado, ya sea por planos de falla o fracturamiento durante la excavación.

Con esto podría afirmarse que aún cuando el análisis de un túnel resulte un problema incierto, el método de elementos finitos es una herramienta muy poderosa para comprender la influencia de la excavación y sobretodo la determinación de elementos mecánicos en el revestimiento, ya que se basa en principios reales del comportamiento del terreno.

## CAPITULO V

### CRITERIOS DE DISEÑO

Antes de comenzar a exponer los criterios de diseño estructural para concreto simple en revestimiento de túneles, conviene recalcar que su uso es aprobado independientemente de las ideas expuestas en el capítulo (3). El uso del concreto simple es respaldado principalmente por el Instituto Americano del Concreto (A.C.I.).

El hecho de que existan códigos de diseño estructural es una ventaja que puede ayudar a obtener resultados favorables si se utilizan apropiadamente. Se menciona esto, porque la mayoría de dichos códigos han sido referidos a estructuras sobre la superficie del terreno, donde no se toma en cuenta la interacción; el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (R.C.D.D.F.) es un ejemplo de código para estructuras superficiales. En las Normas Técnicas Complementarias de dicho Reglamento se trata sobre el diseño de miembros estructurales para edificaciones exclusivamente, lo cual no tiene nada que ver con las estructuras subterráneas como los túneles.

El hacer uso de estas especificaciones de diseño estructural tratando de adecuarlas a las estructuras subterráneas sería un error que seguramente influirá tanto en la seguridad estructural como en el costo de la obra.

Realmente no existe un código de diseño para estructuras subterráneas, específicamente para diseño de túneles. Esta idea es muy ambiciosa y tal vez no pueda ser posible particularizar sobre un problema tan complejo y lo que es más, tan influenciado por factores tan diversos como el método constructivo, tipo de terreno, influencia del agua freática, presencia de fenómenos tectónicos, etc.

El A.C.I. tiene un anexo poco conocido, pero autorizado para su uso, en el que da las bases para diseño de concreto simple. El Building Code Requirements For Structural Plain

Concrete es el código a que se referirá para proponer los criterios de diseño de concreto simple. (Ref. 9)

A continuación se presentan los conceptos fundamentales de la mecánica de materiales aplicados al cálculo de la resistencia del revestimiento.

## 5.1 HIPOTESIS BASICAS DE LA TEORIA DE LA FLEXION

En toda teoría, se parte de ciertas hipótesis o suposiciones que si bien no son totalmente reales, son aceptables para modelar el análisis de un fenómeno que puede ser muy aleatorio. La teoría de la flexión para el revestimiento de concreto simple podría partir con las siguientes suposiciones básicas:

- 1) Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión.
- 2) Se considera una sección transversal de material homogéneo.
- 3) Se acepta que el concreto tiene resistencia a tensión.
- 4) El concreto tiene comportamiento elástico hasta alcanzar su resistencia permisible.
- 5) Se conoce la curva esfuerzo-deformación para el concreto.

La primera suposición implica que la deformación longitudinal en el concreto (producida por esfuerzos axiales de flexión) en los distintos puntos a través de la sección transversal considerada, es proporcional a la distancia del eje neutro. Esta hipótesis es válida en la teoría común de la flexión, para miembros de eje recto, y se tomará como partida para analizar la flexión en el revestimiento curvo.

Al suponer que las secciones permanecen planas después de la flexión, se está tomando en cuenta una variación lineal de deformaciones que solo depende de su distancia al eje neutro.

Lo anterior se ilustra en la Fig. 5.1. La deformación máxima ocurrirá en los extremos opuestos al eje neutro y teóricamente será nula en dicho eje.

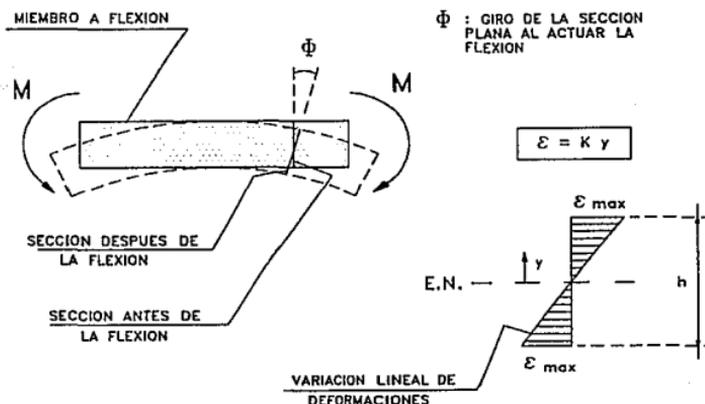


Fig. 5.1 Permanencia de secciones planas después de la flexión en un miembro de eje recto.

La segunda hipótesis es una característica muy importante para el diseño de concreto simple. Ya se había mencionado en el capítulo (3), que el concreto es un material heterogéneo cuyas propiedades mecánicas son un promedio de las correspondientes a cada material componente; en tales circunstancias, podrá considerarse un solo valor para las propiedades mecánicas y resistencia del concreto, para toda la sección suponiéndola de material homogéneo.

La tercera suposición define el comportamiento del concreto simple ante los esfuerzos de tensión producidos por la flexión. Ya se había comentado que el concreto tiene resistencia a tensión, la cual es proporcionada por la adherencia entre los materiales pétreos y la pasta de cemento; realmente esta resistencia es la que define el diseño, ya que al ser menor que la correspondiente a compresión, el miembro fallará al exceder la resistencia a tensión.

Con la cuarta hipótesis se propone que el concreto simple tenga un comportamiento elástico ante los esfuerzos actuantes, y solo se considere trabajando así debido a su carácter frágil.

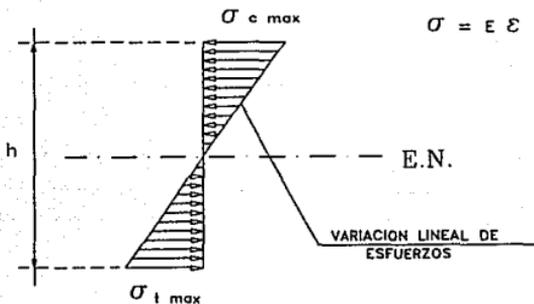


Fig. 5.2 Distribución lineal de esfuerzos

Este comportamiento elástico supone una proporcionalidad entre los esfuerzos y deformaciones según la ley de Hooke, en la que el coeficiente de proporcionalidad es el llamado "Módulo de Elasticidad" ( $E$ ). La Fig. 5.2 muestra la distribución de los esfuerzos en condiciones elásticas.

Se considera que el comportamiento es lineal hasta alcanzar su resistencia ya que ésta se determinará por el esfuerzo permisible de tensión, encontrándose éste por debajo del valor máximo considerado de la parte elástica de la curva esfuerzo-deformación del concreto; en la Fig. 5.3 se muestra la curva mencionada indicando la rama elástica.

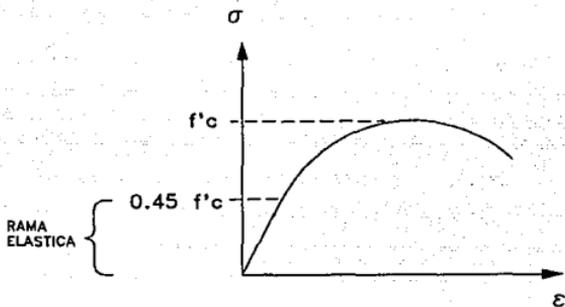


Fig. 5.3 Curva esfuerzo-deformación para el concreto

El valor máximo de resistencia para considerar comportamiento elástico en el concreto, es 45% de  $f'c$ , siendo  $f'c$  el esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión uniaxial. Como consecuencia del comportamiento elástico, se puede proponer que el módulo de elasticidad sea el mismo tanto para compresión como para tensión, hasta alcanzar su resistencia permisible. (Park and Paulay Ref. 4). Cuando el concreto simple alcanza su resistencia a flexión, esto es cuando los esfuerzos actuantes son igualados a los resistentes de tensión, ocurre una falla brusca provocada por el rompimiento del supuesto material homogéneo.

La quinta hipótesis resume la anterior, en un modelo llamado curva esfuerzo-deformación. Se propone idealizar la gráfica esfuerzo-deformación del concreto como una línea recta con pendiente igual al módulo de elasticidad del concreto. En la Fig. 5.4 se ilustra la gráfica idealizada. La gráfica que interesa es la línea recta comprendida entre  $f_c$  y  $f_t$  que serán las resistencias permisibles tanto a compresión como a tensión para flexión pura.

El módulo de elasticidad dependerá principalmente de la resistencia del concreto y se representa como una proporción de la raíz cuadrada de la misma.

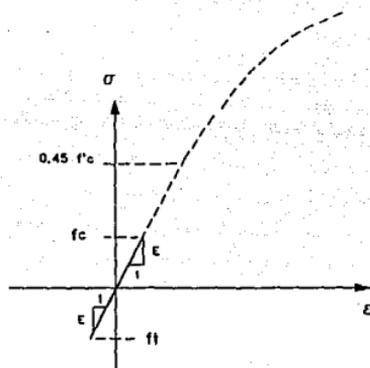


Fig. 5.4 Gráfica esfuerzo-deformación para el concreto simple

Algunos valores del módulo de elasticidad son los siguientes: (Ref. 1)

$E=21100\sqrt{f'c}$  Comité Europeo del Concreto

$E=8000\sqrt{f'c}$  para  $f'c < 250 \text{ Kg/cm}^2$  ( R.C.D.F )

$E=14000\sqrt{f'c}$  para  $f'c > 250 \text{ Kg/cm}^2$  ( R.C.D.F )

$E=15000\sqrt{f'c}$  Instituto Americano del Concreto ( A.C.I. )

## 5.2 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA EN EL REVESTIMIENTO (FLEXION, AXIAL Y CORTANTE)

Ya se había mencionado anteriormente cuando se trató sobre los métodos de análisis, que el revestimiento de concreto estaba sujeto a esfuerzos de flexión, cortantes y axiales resultantes de la interacción terreno-revestimiento; por lo tanto habrá que determinar las expresiones que definen la resistencia del revestimiento para poder decidir si es o no satisfactoria para resistir las acciones externas.

Para la deducción de las expresiones que determinan la resistencia del revestimiento, se podría hacer uso de la teoría conocida para flexión (en la cual se consideran miembros de eje recto), pero se propone hacer un análisis más real considerando la curvatura inicial del revestimiento y usando las hipótesis anteriormente explicadas.

### 5.2.1 FLEXION PURA

Considerar el segmento de revestimiento que se muestra en la Fig. 5.5 , con radio de curvatura "R" constante antes de aplicar las acciones. Supóngase que en los extremos del segmento se aplican 2 momentos flexionantes "M" que provocan un cambio angular de la sección considerada, respecto a la sección adyacente definido por "  $d\phi$  ". Partiendo de la teoría de la flexión elástica conocida, se supondrá que el eje neutro ocurre en el eje centroidal de la sección. De esta forma, se podrá considerar una fibra en estudio situada por debajo del eje neutro a una distancia "y" (positiva hacia el centro de curvatura), con una longitud inicial definida por:

$$\overline{gh} = l$$

Al actuar los momentos en el sentido indicado, se le produce un alargamiento a la longitud inicial de la fibra en estudio igual a :

$$\Delta l = \lambda$$

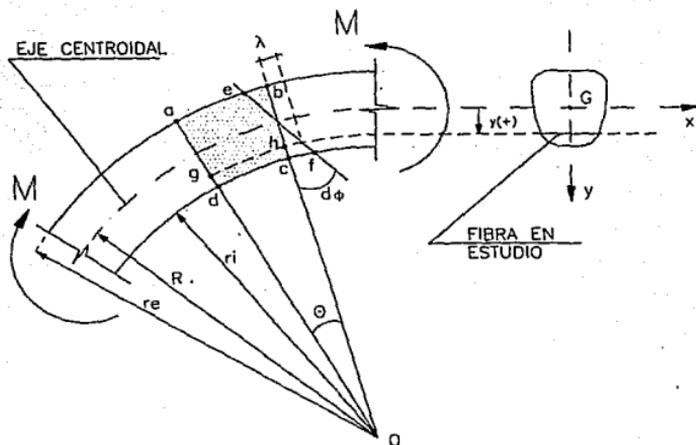


Fig. 5.5 Miembro curvo sujeto a flexión pura

Partiendo de la hipótesis de permanencia de secciones planas después de la flexión, la deformación unitaria en la fibra situada a la distancia "y" del eje neutro resulta ser:

$$\begin{aligned}
 \epsilon &= \frac{\Delta l}{l} & \Delta l &= \lambda = y \, d\phi \\
 & & l &= (R - y) \, \phi \\
 \epsilon &= \frac{y \, d\phi}{(R - y) \, \phi} = \frac{y}{(R - y)} \frac{d\phi}{\phi} \\
 \epsilon &= \frac{y}{(R - y)} \frac{d\phi}{\phi} \dots\dots\dots (1)
 \end{aligned}$$

Por la cuarta hipótesis explicada en el inciso 5.1, se acepta que el material tiene comportamiento elástico lineal y por lo tanto sigue la ley de Hooke :

$$\sigma = E \epsilon$$

$\sigma$  : Esfuerzo

$E$  : Módulo de elasticidad

$\epsilon$  : Deformación unitaria

La suposición anterior implica que:

$$\sigma_x = 0 \quad \sigma_y = 0 \quad v = 0$$

Aislando la fibra en estudio, por la existencia de curvatura se observa la necesidad de que exista una acción mutua con las fibras adyacentes, lo cual se traduciría en esfuerzos dirigidos radialmente. Ver Fig. 5.6 (Ref. 7)

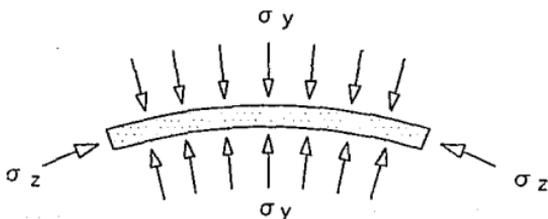


Fig. 5.6 Esfuerzos transversales de la fibra en estudio

Al existir estas fuerzas radiales o transversales, podría esperarse que la forma de la sección transversal sufriera variaciones de tipo aplastamiento; sin embargo, para el caso del revestimiento que se refiere a secciones macizas, las variaciones de la sección transversal por efecto de los esfuerzos radiales son despreciables, siendo importantes solo en secciones huecas de pared delgada. (Ref. 7) Ver Fig. 5.7

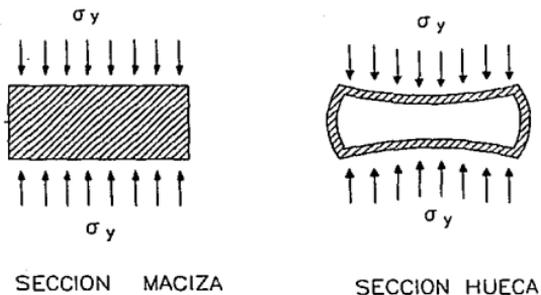


Fig. 5.7 Efecto de los esfuerzos transversales

Por lo tanto, la ecuación que determina los esfuerzos queda de la siguiente manera :

$$\sigma = \frac{y}{(R - y)} E \frac{d\phi}{\phi} \dots\dots\dots(2)$$

Ahora, si el momento es constante a lo largo del eje curvo del elemento, se producirá la misma variación angular en cualquier sección transversal, por lo que podría modificarse la ecuación anterior sustituyendo por una constante el valor:

$$E \frac{d\phi}{\phi} = cte. = K$$

Por lo tanto :

$$\sigma = \frac{y}{(R - y)} K \dots\dots\dots(3)$$

Con esto se verifica que el esfuerzo solo debe depender de su distancia al eje neutro (y) si el momento es constante.

Por la expresión anterior, se tiene que la variación de esfuerzos en la sección transversal resulta ser hiperbólica y no lineal a pesar de la hipótesis de sección plana (ver Fig 5.8).

Con esto se tiene una primera conclusión que varía con respecto a la teoría común de la flexión :

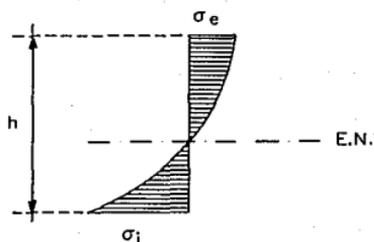


Fig. 5.8 Distribución de esfuerzos en un miembro curvo a flexión

### 1ª PROPOSICION

En piezas curvas, las secciones planas inicialmente no permanecen planas después de la flexión

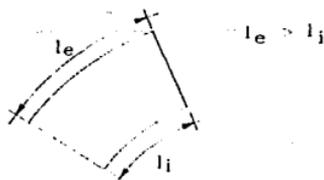


Fig. 5.9 Longitud exterior e interior entre 2 secciones adyacentes

Este resultado implica que la distribución de esfuerzos no es lineal, puesto que las deformaciones no varían linealmente. Esto se debe a que la longitud inicial de las fibras entre 2 secciones adyacentes es variable con el peralte del elemento. Ver Fig. 5.9 y 5.5

Los esfuerzos en la fibra del "intradós" siempre serán mayores (tanto para momento positivo como negativo), ya que su longitud inicial es menor y para distancias iguales arriba y abajo del eje neutro en las que se tienen iguales incrementos de longitud, su deformación unitaria es mayor : (Fig. 5.10)

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$$

A cierta distancia "y" del eje neutro  $\Delta l_f = \Delta l_o = \Delta l$

Hacia el "intradós"  $l_f$

Hacia el "extradós"  $l_o$

$$\epsilon_f = \frac{\Delta l}{l_f} \quad \epsilon_o = \frac{\Delta l}{l_o}$$

$$l_f < l_o \quad \epsilon_f > \epsilon_o$$

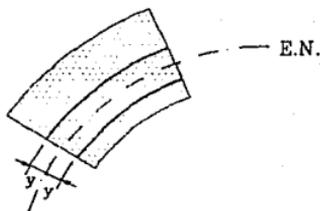


Fig 5.10

Por la relación de Hooke :

$$\sigma = E \epsilon$$

$$\sigma_f = E \epsilon_f \quad \sigma_o = E \epsilon_o$$

$$\sigma_f > \sigma_o$$

Por simple inspección no se podría evaluar la diferencia existente entre considerar un elemento curvo como de eje recto (con variación lineal de deformaciones unitarias), por lo que se desarrollará completamente la fórmula de la flexión para obtener conclusiones prácticas.

Podría obtenerse el valor de "K" para la relación (3), junto con la posición del eje

neutro, forzando la existencia de equilibrio en la sección transversal, aplicando las leyes de la estática para fuerzas y momentos.

Antes de esto conviene indicar la siguiente relación :

$$\sigma = \frac{y}{(R - y)} E \frac{d\phi}{\phi}$$

$$\frac{\sigma (R - y)}{y} = E \frac{d\phi}{\phi} \dots\dots\dots(4)$$

1) Haciendo  $\Sigma F_N = 0$  (Con esta ecuación se obtiene la posición del eje neutro para comprobar con el supuesto)

Se supondrá que el eje neutro de la sección se encuentra a una distancia  $\bar{r}$  del centro de curvatura.

$$\int_A \sigma dA = \int_A \frac{y}{(\bar{r} - y)} E \frac{d\phi}{\phi} dA = 0$$

$$0 = \frac{E d\phi}{\phi} \int_A \frac{y}{(\bar{r} - y)} dA \quad \frac{E d\phi}{\phi} = cte.$$

Sustituyendo  $\bar{r} - y = r \quad \rightarrow \quad y = \bar{r} - r$

$$E \frac{d\phi}{\phi} \int_A \frac{\bar{r} - r}{r} dA = 0$$

$$E \frac{d\phi}{\phi} \left[ \int_A \frac{\bar{r}}{r} dA - \int_A \frac{r}{r} dA \right] = 0$$

Como  $\bar{r}$  es constante :

$$\bar{r} \int_A \frac{dA}{r} - A = 0$$

Ahora, como  $x = \bar{r} - y$

$$\bar{r} = \frac{A}{\int_A \frac{dA}{(\bar{r}-y)}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

Desarrollando la ecuación ( 5 ) para una sección rectangular se tiene lo siguiente : ver la figura siguiente.

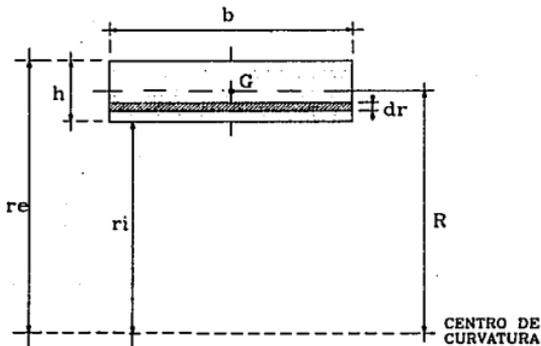


Fig. 5.11 Sección rectangular de un miembro curvo

$$\bar{r} = \frac{A}{\int_A \frac{dA}{r}}$$

$$\bar{r} = \frac{bh}{\int_{r_1}^{r_2} \frac{bdr}{r}}$$

Como  $b = \text{cte.}$

$$\bar{r} = \frac{h}{\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r}} = \frac{h}{\ln \frac{r_2}{r_1}}$$

$$\bar{r} = \frac{h}{\ln \frac{r_e}{r_i}} \dots\dots\dots (6)$$

Por la suposición inicial de que el eje neutro coincide con el eje centroidal:

$$R = \bar{r} \rightarrow R = \frac{h}{\ln \frac{r_e}{r_i}}$$

Lo anterior no es muy claro, porque el radio de curvatura al eje centroidal "R" dependería del peralte y de sus radios exterior e interior, lo cual no tiene una relación tan directa. Para tener una idea más clara del valor de  $\bar{r}$  se puede hacer la siguiente sustitución:

$$\begin{aligned} \bar{r} &= \frac{h}{\ln \frac{r_e}{r_i}} \\ \ln \frac{r_e}{r_i} &= \ln \left( \frac{R+h/2}{R-h/2} \right) \\ &= \ln \left( \frac{1+h/2R}{1-h/2R} \right) \\ &= \ln \left( 1 + \frac{h}{2R} \right) - \ln \left( 1 - \frac{h}{2R} \right) \end{aligned}$$

Tomando en cuenta que :

$$\ln(1+w) = \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n+1} \frac{w^n}{n} \dots\dots\dots (\text{serie infinita})$$

$$\ln \left( 1 + \frac{h}{2R} \right) = \frac{h}{2R} - \frac{1}{2} \left( \frac{h}{2R} \right)^2 + \frac{1}{3} \left( \frac{h}{2R} \right)^3 - \frac{1}{4} \left( \frac{h}{2R} \right)^4 + \dots\dots\dots$$

$$\ln \left( 1 - \frac{h}{2R} \right) = -\frac{h}{2R} - \frac{1}{2} \left( \frac{h}{2R} \right)^2 - \frac{1}{3} \left( \frac{h}{2R} \right)^3 - \frac{1}{4} \left( \frac{h}{2R} \right)^4 - \dots\dots\dots$$

$$\ln \left( 1 + \frac{h}{2R} \right) - \ln \left( 1 - \frac{h}{2R} \right) = \frac{h}{R} + \frac{2}{3} \left( \frac{h}{2R} \right)^3 + \frac{2}{5} \left( \frac{h}{2R} \right)^5 + \dots\dots\dots$$

$$= \frac{h}{R} \left[ 1 + \frac{1}{3} \left( \frac{h}{2R} \right)^2 + \frac{1}{5} \left( \frac{h}{2R} \right)^4 + \dots \right]$$

Despejando  $\bar{r}$  :

$$\bar{r} = \frac{h}{\frac{h}{R} \left[ 1 + \frac{1}{3} \left( \frac{h}{2R} \right)^2 + \frac{1}{5} \left( \frac{h}{2R} \right)^4 + \dots \right]}$$

$$\bar{r} = \frac{R}{1 + \frac{1}{3} \left( \frac{h}{2R} \right)^2 + \frac{1}{5} \left( \frac{h}{2R} \right)^4 + \dots} \dots \dots \dots (7)$$

En esta expresión :

- $\bar{r}$  : radio al eje neutro
- $R$  : radio al eje centroidal
- $h$  : peralte del miembro

Con la expresión anterior, se tiene una relación directa entre el radio al eje centroidal "R" y el radio al eje neutro  $\bar{r}$  observándose que este último es menor que el primero.

## 2ª PROPOSICION

En piezas curvas, el diseño elástico implica que el eje neutro está recorrido con respecto al eje centroidal una distancia "e" hacia el centro de curvatura.

La distancia "e" será :

$$e = R - \bar{r} = R - \frac{h}{\text{Ln} \left( \frac{R+h/2}{R-h/2} \right)}$$

Haciendo las sustituciones adecuadas se tiene lo siguiente:

$$e = R - \frac{h}{\text{Ln} \left( \frac{r_2}{r_1} \right)} \dots \dots \dots (8)$$

- $R$  : Radio al eje centroidal
- $h$  : Peralte del miembro
- $r_o$  : Radio exterior
- $r_i$  : Radio interior

La proposición anterior queda demostrada físicamente tomando en cuenta el equilibrio de esfuerzos normales en la sección transversal del revestimiento considerado como curvo. Esto es, el área del diagrama de esfuerzos deberá ser la misma hacia ambos lados del eje neutro (Ver Fig. 5.12); y si se acepta la existencia de esfuerzos mayores en el "intradós", el eje neutro deberá estar recorrido hacia el centro de curvatura a la posición en la cual se igualen las áreas  $A_1$  y  $A_2$ .

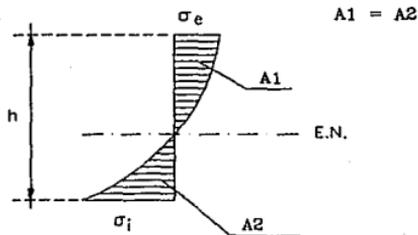


Fig. 5.12 Equilibrio del diagrama de esfuerzos

2) Haciendo  $\Sigma M_z = 0$

(Con esta ecuación se obtiene la relación entre momentos y esfuerzos)

$$\int_A \sigma y \, dA = M$$

$$\int_A \frac{y}{(\bar{r}-y)} E \frac{d\phi}{\phi} y \, dA = M$$

$$E \frac{d\phi}{\phi} \int_A \frac{y^2}{(\bar{r}-y)} \, dA = M \quad E \frac{d\phi}{\phi} = cte.$$

Sustituyendo 
$$\frac{y^2}{(\bar{x}-y)} = -y + \frac{\bar{x}y}{(\bar{x}-y)}$$

Por la relación (4): 
$$E \frac{d\phi}{\phi} = \sigma \frac{(\bar{x}-y)}{y}$$

$$\sigma \frac{(\bar{x}-y)}{y} \left[ \int_A \frac{\bar{x}y}{\bar{x}-y} dA - \int_A y dA \right] = M$$

Del desarrollo para  $\Sigma F_N = 0$  :

$$\int_A \frac{y}{\bar{x}-y} dA = 0 \quad \rightarrow \quad \int_A \frac{\bar{x}y}{\bar{x}-y} dA = 0 \quad \bar{x} = cte.$$

$$\sigma \frac{(\bar{x}-y)}{y} \left[ 0 - \int_A y dA \right] = M$$

$$- \int_A y dA = A e \quad \left( \text{Este término es el momento estático del área de la sección con respecto al E.N.} \right)$$

Integrando se obtiene :

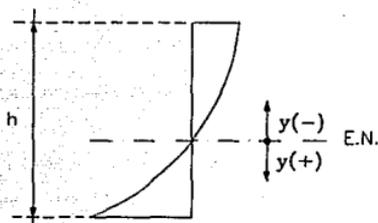
$$\sigma \frac{(\bar{x}-y)}{y} A e = M$$

Por tanto si  $M$  es el momento respecto al E.N. :

$$\sigma = \frac{M}{A e} \frac{y}{(\bar{x}-y)} \dots\dots\dots (9)$$

Por la ecuación (3): 
$$K = \frac{M}{A e}$$

La ecuación (9) proporciona la distribución de esfuerzos normales elásticos producidos por la flexión en un elemento curvo de material homogéneo.



Analizando el comportamiento de la gráfica de esfuerzos, (ver fig. 5.13 ).  
Suponiendo:

$$\frac{M}{A e} = K$$

$$\sigma = \frac{y}{r-y} K$$

$$-y \rightarrow \sigma_{menor}$$

$$+y \rightarrow \sigma_{mayor}$$

Fig. 5.13 Gráfica de esfuerzos

Con esto se concluye que para momento que tiende a disminuir la curvatura inicial del revestimiento, los esfuerzos de tensión son mayores que los de compresión. Por otra parte, para el momento que tiende a aumentar dicha curvatura inicial los esfuerzos de tensión serán mayores que los de compresión; esto tomando en cuenta que la forma del diagrama de esfuerzos es la misma independientemente del sentido del momento, cambiando solo el sentido de los esfuerzos. Ver Fig. 5.14

De lo anterior se tiene una tercera conclusión:

### 3ª PROPOSICION

En el diseño elástico de miembros curvos, los esfuerzos en el intradós son mayores que los del extradós.

Se verifica la semejanza de la expresión que relaciona los esfuerzos de flexión en miembros curvos con la correspondiente a miembros rectos :

$$\sigma = \frac{M}{I} y = \frac{M}{S} \dots\dots\dots (10)$$

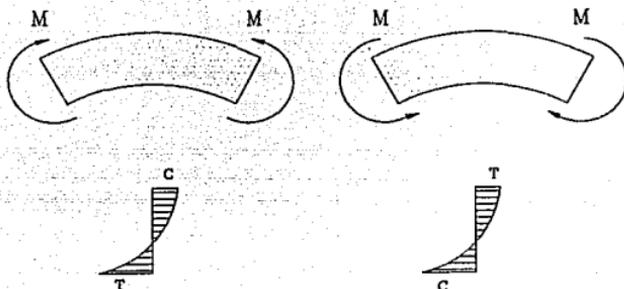


Fig. 5.14 Esfuerzos en el miembro curvo sujeto a flexión

Con el desarrollo anterior se tienen ideas más claras sobre el comportamiento del revestimiento considerado como curvo. Sin embargo podría hacerse una comparación entre resultados obtenidos con estas consideraciones y con la teoría lineal:

Lo siguiente será desarrollado para los datos supuestos:<sup>1</sup>

$$\begin{aligned}
 h &= 40 \text{ cm} & \sigma_{tens_1} &= \frac{M y (+)}{A e r_1} & \sigma_{tens_2} &= \frac{M}{S} \\
 b &= 100 \text{ cm} & \sigma_{comp_1} &= \frac{M y (-)}{A e r_e} & \sigma_{comp_2} &= -\frac{M}{S} \\
 M &= 100\,000 \text{ Kg-cm}
 \end{aligned}$$

De la tabla siguiente se observa que a medida que aumenta la relación  $R/h$ , los esfuerzos obtenidos considerando la geometría real del miembro se aproximan a los obtenidos con la teoría lineal. Con esto se puede concluir que para un valor de  $R/h$  que se aproxime a

<sup>1</sup> Los resultados obtenidos son independientes de los datos utilizados, ya que solo interviene la relación  $R/h$ .

infinito, se tendrán los mismos valores para esfuerzos calculados por ambas formas. Podría proponerse un valor de  $R/h$  a partir del cual el elemento pudiera considerarse como de eje recto; ese valor podría ser 10 ya que siendo así, el esfuerzo máximo de tensión sería excedido en un 3% aproximadamente lo cual podría no tener mucha importancia en el diseño.

DISTRIBUCION REAL			DISTRIBUCION LINEAL		$\frac{\sigma_{T_1} - \sigma_{T_2}}{\sigma_{T_1}}$
$R/h$	$\sigma_{\text{comp}_1}$	$\sigma_{\text{comp}_2}$	$\sigma_{\text{comp}_1}$	$\sigma_{\text{comp}_2}$	%
1	5.71	-2.74	3.75	-3.75	35.0
2	4.50	-3.20	3.75	-3.75	17.0
3	4.21	-3.37	3.75	-3.75	11.0
4	4.09	-3.46	3.75	-3.75	8.3
5	4.01	-3.51	3.75	-3.75	6.5
6	3.97	-3.55	3.75	-3.75	5.5
8	3.91	-3.60	3.75	-3.75	4.0
10	3.88	-3.63	3.75	-3.75	3.3

Por otro lado, el calcular la resistencia del revestimiento considerando su geometría curva no es un trabajo muy complicado, ya que solo requiere la utilización de unas cuantas fórmulas bien establecidas, con la ventaja de que se obtienen resultados producto de considerar un comportamiento más real.

### 5.2.2 CARGA AXIAL

Considerar un segmento de revestimiento sometido a una carga axial de compresión. Ver Fig. 5.15. La fuerza normal actúa en el centro de gravedad de la sección y es perpendicular a ésta.

En el rango elástico :

$$\epsilon = \frac{dl}{l}$$

En base a la fig. 5.15 :

$$l = R \phi \quad dl = R d\phi$$

$$\epsilon = \frac{R d\phi}{R \phi} = \frac{d\phi}{\phi} = cte.$$

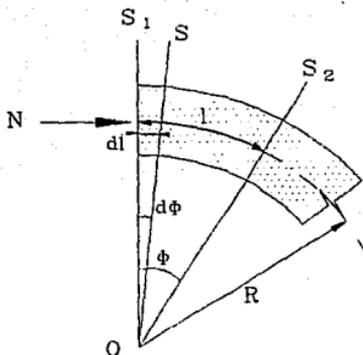


Fig. 5.15 Miembro curvo sujeto a compresión

Esto es debido a que la fuerza normal al ser perpendicular a la sección, produce iguales deformaciones unitarias en todo el peralte, concluyendo de esta manera que para los esfuerzos axiales no interviene la curvatura del miembro, pudiendo utilizar la expresión común.

$$\sigma = \frac{N}{A} \dots\dots\dots (11)$$

La expresión anterior representa la distribución de esfuerzos producidos por la carga axial en un miembro curvo. Puede observarse que es la misma para miembros de eje recto.

### 5.2.3 RESISTENCIA A CORTANTE

La resistencia a cortante se calculará en base a los conceptos clásicos de cuerpos homogéneos, isotrópicos y elásticos. Al considerar el equilibrio en un elemento infinitesimal del miembro analizado, resulta claro que el esfuerzo cortante vertical es igual al horizontal. Ver Fig. 5.16. Ahora, considerando un elemento diferencial de longitud  $dx$ , se analiza el equilibrio de fuerzas normales para determinar los esfuerzos cortantes horizontales que serán iguales a los verticales (transversales).

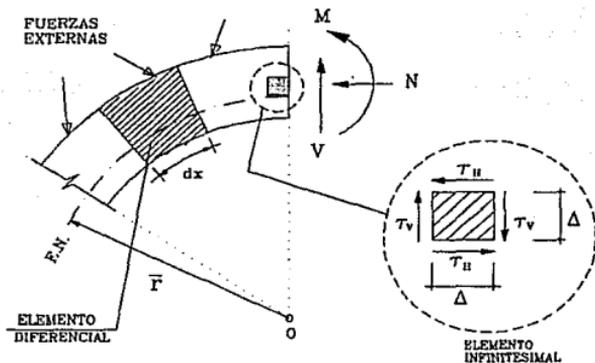


Fig. 5.16 Miembro curvo sujeto a fuerza cortante

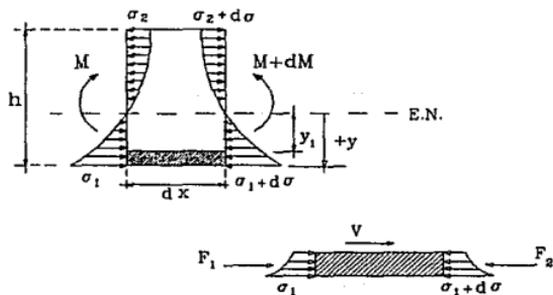


Fig. 5.17 Elemento diferencial

Del equilibrio del área considerada se tiene lo siguiente:

$$\Sigma F_H = 0 \quad F_1 + V - F_2 = 0 \dots\dots\dots (12)$$

$$F_1 = \int_A \sigma_1 dA = \int_A \frac{M}{Ae} \frac{y}{(\bar{r}-y)} dA$$

$$F_2 = \int_A (\sigma_1 + d\sigma) dA = \int_A \frac{(M + dM)}{Ae} \frac{y}{(\bar{r}-y)} dA$$

$$V = \tau b dx$$

Por la ecuación (12) :

$$F_1 + V = F_2$$

$$V = F_2 - F_1$$

$$\tau b dx = \int_A \frac{(M + dM)}{Ae} \frac{y}{(\bar{r} - y)} dA - \int_A \frac{M}{Ae} \frac{y}{(\bar{r} - y)} dA$$

$$\tau b dx = \int_A \frac{dM}{Ae} \frac{y}{(\bar{r} - y)} dA$$

$$\tau = \frac{dM}{dx} \frac{1}{Ae} \int_A \frac{y}{(\bar{r} - y)} dA$$

Tomando en cuenta que :

$$\frac{dM}{dx} = V$$

$$\tau = \frac{V}{Ae} \int_A \frac{y}{(\bar{r} - y)} dA$$

Haciendo el cambio de variable :

$$\bar{r} - y = z \quad y = \bar{r} - z$$

$$\tau = \frac{V}{Ae} \int_A \frac{\bar{r} - z}{z} dA$$

$$\tau = \frac{V}{A e b} \left[ \int_A \frac{\bar{x} dA}{z} - \int_A dA \right] \quad dA = b dy$$

$$\tau = \frac{V}{A e b} \left[ \bar{x} \int_0^y \frac{b dy}{\bar{x} - y} - \int_0^y b dy \right]$$

$$\tau = \frac{V}{A e} \left[ -\bar{x} \ln(\bar{x} - y) - y \right]$$

$$\tau = \frac{V}{A e} \left[ \bar{x} \ln \bar{x} - \bar{x} \ln(\bar{x} - y) - y \right] \dots \dots \dots (13)$$

En la expresión anterior :

- $\tau$  : Esfuerzo cortante [ Kg/cm<sup>2</sup> ]
- $V$  : Fuerza cortante [ Kg ] ( resultado del análisis )
- $A$  : Area de la sección transversal [ cm<sup>2</sup> ]
- $e$  : Valor dado por la ec. 8 [ cm ]
- $\bar{x}$  : Radio al eje neutro [ cm ]
- $y$  : Distancia del E.N. al extremo de la sección [ cm ]
- ( Ver fig. 5.17 )

Con la expresión (13) se obtienen los esfuerzos cortantes en un miembro curvo.

Para tener una idea del significado de la expresión anterior, se compararán los resultados obtenidos con esta expresión y los calculados con la fórmula conocida para esfuerzos cortantes.  
(14)

$$\tau = \frac{V Q}{I b} \dots \dots \dots (14)$$

- $\tau$  : Esfuerzo cortante [ Kg/cm<sup>2</sup> ]
- $Q$  : Momento estático del área

considerada respecto al E.N. [ $\text{cm}^3$ ]  
 $I$  : Momento de inercia [ $\text{cm}^4$ ]  
 $b$  : Ancho de la sección [ $\text{cm}$ ]

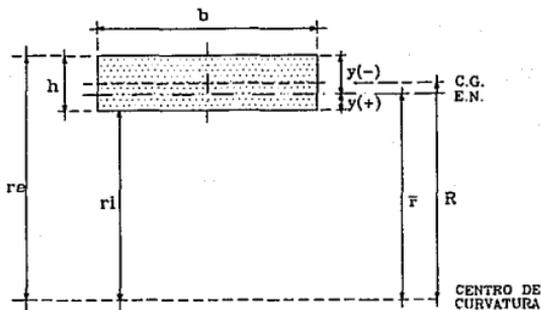


Fig. 5.18 Sección rectangular de un miembro curvo

Se considerará  $V = 10\ 000\ \text{Kg}$

$b \times h$	$R$	$e$	$\bar{r}$	$y (+)$	$\tau$ Ec. 13	$\tau$ Ec. 14
100x50	100	2.119	97.88	22.88	3.002	3.0
100x50	500	0.417	499.58	24.58	2.998	3.0
100x50	1000	0.208	999.79	24.79	3.001	3.0

Como puede observarse en la tabla anterior, el esfuerzo cortante obtenido con la fórmula deducida es prácticamente igual al obtenido con la expresión común, para cualquier relación  $R/h$ .

Con lo anterior podría simplificarse el cálculo de la resistencia por cortante de un miembro curvo, considerando que para tal efecto se comporta igual que los miembros de eje

recto, concluyendo la siguiente fórmula en base a la expresión (14) y considerando sección rectangular:

$$\tau = \frac{V Q}{I b} \quad Q = \frac{b (h/2)^2}{2} = \frac{b h^2}{8} \quad I = \frac{b h^3}{12}$$

$$\tau = 1.5 \frac{V}{A} \dots\dots\dots (15)$$

### 5.3 ASPECTOS IMPORTANTES SOBRE EL CODIGO DEL A C I PARA CONCRETO SIMPLE

Se mencionaba al principio de este capítulo que el INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO (A. C. I.) había publicado un suplemento del comité 318 para diseño de concreto simple, en el cual se presentaban las normas técnicas mínimas y requerimientos generales para su uso. A continuación se comentan las disposiciones más importantes relacionadas con el diseño de concreto simple tratando de enfocarlas hacia los revestimientos para túneles. Cabe mencionar que se han omitido aspectos que no tienen relación con el presente estudio, pudiendo consultar el documento completo en la ref. 9

#### 5.3.1 ALCANCE Y LIMITACIONES

\* Los criterios de diseño para concreto simple que se exponen en el código del A. C. I. tienen bases empíricas concluidas de prácticas de laboratorio y experiencias con resultados favorables. Esto forma parte del carácter empírico-técnico de casi todos los estudios en ingeniería, pero existe esta experiencia reconocida de la cual se hará uso.

\* Se menciona que las disposiciones de este código podrán aplicarse de manera conveniente para el diseño de estructuras especiales, tales como arcos, estructuras subterráneas, muros de gravedad, pedestales, bases etc.

Dentro de las estructuras subterráneas están los revestimientos para túneles, los cuales

en principio pueden sujetarse a las normas aquí descritas.

\* Por otro lado, se comenta que el uso del concreto simple se limitará a miembros que se encuentran continuamente soportados por suelo o por otros miembros que sean capaces de proveer soporte vertical continuo. También será utilizado cuando la acción de "arco" asegure esfuerzos de compresión para todas las condiciones de carga.

Los revestimientos para túneles son un caso donde la acción de "arco" produce esfuerzos de compresión permanentes. Esto es debido a la forma curva del revestimiento.

Tomando en cuenta que la integridad estructural de los miembros de concreto simple depende exclusivamente de las propiedades del concreto, es claro que su uso deberá ser limitado a miembros que se encuentren en estado de compresión, en miembros donde pueden tolerarse cierto grado de agrietamiento sin deterioro de la estructura, y en miembros donde la ductilidad no es una característica esencial de diseño. Relacionando este concepto con los revestimientos para túneles, es evidente que el estado permanente de compresión tenderá a disminuir los esfuerzos de tensión por flexión y consecuentemente las probabilidades de agrietamiento por esta causa también se verán disminuidas. En cuanto a la ductilidad, el túnel como estructura subterránea estará sujeto al confinamiento del terreno lo cual no requiere ductilidad como podría ser el caso de una edificación en la cual debe preverse para resistir vibraciones.

### 5.3.2 DEFINICIONES GENERALES

Existen algunos términos que son de principal importancia para la comprensión de estas normas, los cuales cita el código del A.C.I. como parte esencial de su contenido:

#### \* CONCRETO SIMPLE

Es el concreto que no tiene refuerzo alguno por flexión, o el concreto que contiene menos refuerzo que el especificado como mínimo en los códigos de diseño.

En caso de tener menos refuerzo que el mínimo, éste no se tomará en cuenta para cálculo de resistencia, y será colocado para control del agrietamiento en

caso que se justifique.

Cabe mencionar que la cantidad mínima de refuerzo que se especifica en los códigos de diseño es la necesaria para que la sección no se agriete por flexión, y se determina calculando el acero requerido para resistir el momento de agrietamiento de la sección.

#### **\* CONCRETO SIMPLE ESTRUCTURAL**

Es el concreto simple utilizado con fines estructurales, esto es, en miembros que deban resistir acciones externas.

Bajo estas condiciones el revestimiento de un túnel podrá construirse de concreto simple estructural, ya que estará sujeto a esfuerzos de flexión, compresión y cortante producidos por acciones externas.

#### **\* JUNTAS DE CONTROL**

Son las discontinuidades que deberán hacerse en los miembros estructurales de concreto simple, para reducir los esfuerzos internos ocasionados por la restricción al movimiento por efecto de la contracción, flujo plástico o efectos de temperatura. En el capítulo 6 se describirán los efectos de la contracción y esfuerzos térmicos en el revestimiento de concreto, y junto con ello la necesidad de formar o no juntas de control.

### **5.3.3 MATERIALES**

Los materiales utilizados para fabricar el concreto (cemento, agregados pétreos, agua y aditivos), así como las pruebas realizadas con ellos, deberán sujetarse a las normas estándar del AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS A.S.T.M., para concreto común. Así mismo, el almacenamiento de los materiales debe realizarse de tal manera que se evite su contaminación o deterioro; en caso de que esto ocurra, no se utilizará dicho material.

### **5.3.4 CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO**

\* Se menciona que las especificaciones del control de calidad para el concreto simple serán las mismas que para concreto común utilizado en miembros reforzados, de las cuales deberá vigilarse su total cumplimiento.

\* Se acepta como valor mínimo especificado para concreto simple estructural el valor de 175 Kg/cm<sup>2</sup>.

\* El proporcionamiento, mezclado y colocado del concreto simple será igual que para concreto común.

### 5.3.5 ANALISIS Y DISEÑO

Para la utilización de las expresiones que definen la resistencia de los miembros de concreto simple presentados en este subtema, se emplea la siguiente notación general:

- A<sub>1</sub> Area cargada [ cm<sup>2</sup> ]
- A<sub>2</sub> Area de mayor tamaño, geoméricamente similar al área cargada y concéntrica a ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga [ cm<sup>2</sup> ]
- b Ancho del miembro [ cm ]
- f<sub>c</sub> Resistencia especificada del concreto a compresión [ Kg/cm<sup>2</sup> ]  
( f<sub>c</sub> > 175 Kg/cm<sup>2</sup> )
- h Peralte del miembro [ cm ]
- K Factor de longitud efectiva de pandeo en miembros a compresión
- l<sub>c</sub> Longitud entre apoyos de un miembro a compresión [cm]
- v<sub>u</sub> Esfuerzo cortante [ Kg/cm<sup>2</sup> ]
- V<sub>u</sub> Fuerza cortante [ Kg/cm<sup>2</sup> ]
- β<sub>c</sub> Relación entre la dimensión mayor del área cargada y la menor
- φ Factor de reducción de resistencia

### \* METODO DE DISEÑO

En este código se propone que los miembros de concreto simple sean diseñados utilizando un procedimiento que contemple factores de carga y esfuerzos permisibles.<sup>2</sup>

---

<sup>2</sup> *Estos esfuerzos permisibles serán valores propuestos de resistencia que contemplen un margen de seguridad, y no deberán confundirse con los valores aceptados en el método de esfuerzos permisibles para diseño de concreto reforzado.*

Se menciona que los factores de carga serán los mismos que se utilizan en el diseño de concreto reforzado, pero habría que particularizar sobre las estructuras subterráneas o en dado caso sobre los empujes de tierras y poder entonces elegir los factores de carga correspondientes.

El método de diseño puede resumirse básicamente en vigilar que los esfuerzos producidos por las acciones factorizadas no excedan a los esfuerzos permisibles que se presentan en este apartado. Cuando los esfuerzos factorizados exceden a los permisibles, se tienen 3 opciones: diseñar como concreto reforzado, aumentar la resistencia del concreto ó aumentar la sección. Sin embargo, para estas 2 últimas opciones habrá que tomar en cuenta los efectos del flujo plástico, la contracción y los cambios de temperatura, que podrán ser importantes.

#### \* ESFUERZOS PERMISIBLES

Los esfuerzos máximos permisibles en los miembros estructurales de concreto simple serán los siguientes, para las condiciones indicadas:

##### a) Flexión

Extremo a compresión .....	$\phi f'c$
Extremo a tensión .....	$1.33 \phi \sqrt{f'c}$

b) Compresión axial .....  $0.60 \phi f'c [1 - (\frac{Kl_c}{32h})^2]$

##### c) Cortante

Elementos que trabajan en una dirección .....	$0.53 \phi \sqrt{f'c}$
--	------------------------

Elementos que trabajan en dos direcciones .....	$0.27 \phi (2 + \frac{4}{\beta_c}) \sqrt{f'c}$
--	--

Pero no mayor de .....  $1.06 \phi \sqrt{f'c}$

d) Aplastamiento .....  $0.85 \phi f'c$

Podría comentarse algo importante sobre el comportamiento de los revestimientos de túneles, para la correcta aplicación de las expresiones anteriores:

El caso de la flexión no tiene problema alguno, ya que el revestimiento puede analizarse como un miembro curvo de ancho unitario en el cual se tendrán esfuerzos de compresión y tensión que se compararán con los permisibles citados anteriormente.

En la expresión que define el esfuerzo axial de compresión permisible, se encuentra implícita una reducción por esbeltez. Esta reducción toma en cuenta el tipo de soportes del miembro, su longitud y su espesor. Esta condición, para el caso de los revestimientos se considera que no tiene influencia, ya que en la estructura tridimensional en estudio, no es común este fenómeno. Podría extrapolarse el fenómeno de pandeo en los arcos, a los revestimientos de túneles, lo cual conduciría a estudios bastante complejos (por considerar el efecto tridimensional), pero tal similitud podría no traer resultados de consideración práctica, más aún si la experiencia indica que el fenómeno no es importante. Eventualmente podría hacerse una justificación y tal vez una demostración sobre el pandeo del revestimiento, pero tal estudio sale del alcance de este trabajo.

Concluyendo, la reducción por esbeltez no será aplicable al diseño por carga axial de los revestimientos en este estudio. En tales condiciones, el esfuerzo permisible de compresión axial queda definido por la expresión siguiente:

$$f_a = 0.60 \phi f'c \dots\dots\dots (16)$$

Para el caso del esfuerzo cortante permisible, el A.C.I. propone dos expresiones dependiendo de la forma como se comporta el miembro estructural.

Es conveniente aclarar que el esfuerzo cortante calculado con las expresiones citadas, es una medida de la resistencia a la tensión diagonal del concreto simple, para impedir la falla inclinada producida por cortantes actuantes.

Por las mismas razones anteriormente consideradas sobre el carácter tridimensional del revestimiento, podría suponerse su comportamiento en una sola dirección, y el cálculo de su resistencia a cortante se debe efectuar con la expresión correspondiente:

$$\tau = 0.53 \phi \sqrt{f'c} \dots\dots\dots (17)$$

Esta suposición queda del lado de la seguridad, ya que no se toma en cuenta la influencia de la dirección longitudinal, para lo cual se requeriría la utilización de la expresión correspondiente a miembros que trabajan en 2 direcciones.

El caso del aplastamiento no es de aplicación común en los revestimientos, pero cuando sea necesario, su revisión será directamente con la expresión correspondiente.

**\* ASPECTOS ADICIONALES DEL DISEÑO**

- Una consideración importante en el código aquí analizado menciona que cuando los miembros de concreto deban contener menor refuerzo que el especificado como mínimo, no se tomará en cuenta para el cálculo de resistencia, y ésta se hará depender exclusivamente de las propiedades del concreto. Como se mencionaba anteriormente, dicho refuerzo menor que el mínimo puede utilizarse solo para contrarrestar los cambios volumétricos excesivos.

- Otro aspecto importante del código es considerar que existen varios miembros de concreto simple separados por juntas de control, que forman la estructura total; y cada elemento así definido deberá considerarse como independiente de los demás para el caso de flexión en esa dirección, pudiendo guardarse la continuidad para compresión y cortante.

Esta consideración realmente no afecta al diseño del revestimiento, ya que las juntas de control (construcción) son transversales y se está despreciando la resistencia a flexión en el sentido longitudinal.

- Una consideración importante dentro de este código se refiere a que, para el cálculo de resistencia, al espesor total del miembro se le resten 5 cm cuando el concreto es colado contra el suelo; esto debido tanto a las irregularidades de la superficie excavada como a la contaminación que sufre el concreto al mezclarse con partículas de suelo. Esta disposición será seguida para el diseño del revestimiento por las razones explicadas.

- Finalmente hay otro aspecto muy importante para el diseño por flexocompresión. Se menciona que los miembros que se encuentren sujetos a carga axial y momento flexionante deberán diseñarse de tal forma que los esfuerzos finales de interacción no sobrepasen a los permisibles tanto de compresión como de tensión. Esto es, la combinación de relaciones de esfuerzos de compresión (axial y flexión) calculados a permisibles será menor o igual a 1. Por otra parte, el esfuerzo de tensión resultante de combinar la flexión y la carga axial no excederá al esfuerzo permisible de tensión. En el inciso 5.5.1 se detallará más este concepto, tratando de concretar el procedimiento de diseño.

#### • RESISTENCIA A CORTANTE

Para el cálculo del esfuerzo cortante producido en el revestimiento por las cargas externas, el código aprueba la expresión para una sección de material homogéneo, misma que se presentó en el inciso 5.2.3. Dicha expresión puede desarrollarse para una sección rectangular (como es el caso del revestimiento analizado por ancho unitario), con lo cual queda lo siguiente:

$$\tau = \frac{3 V}{2 b h}$$

"h" sigue siendo el peralte reducido en 5 cm, para cubrir las irregularidades de la excavación y posible contaminación del concreto al entrar en contacto con el terreno.

El cortante calculado de esta manera, no deberá exceder al cortante permisible tomando en cuenta que el revestimiento actúa en una sola dirección (en el plano transversal).

#### 5.4 COMENTARIOS SOBRE CODIGOS ESPECIALES PARA TUNELES

Se mencionaba al principio de este capítulo que existen normas o recomendaciones para el diseño del revestimiento, las cuales son empíricas y basadas en la experiencia de instituciones reconocidas. También se mencionaba que dichas normas daban mayor importancia a los problemas de la excavación y la construcción, dejando al diseño del revestimiento como una propuesta justificada.

Uno de los grupos de la INTERNATIONAL TUNNELLING ASSOCIATION (I.T.A.)-

institución internacional que se dedica a la investigación sobre túneles- ha trabajado en la determinación de algunas normas para diseño, siendo las más importantes para el caso en estudio, las siguientes:

\* El espesor mínimo del revestimiento definitivo de concreto colado en sitio será:

- 20 cm. si es concreto simple
- 25 cm. si es concreto reforzado

\* En caso que no se requiera refuerzo para resistir los esfuerzos internos del revestimiento, puede ser conveniente su utilización para control del agrietamiento.

\* Se menciona también que el refuerzo complica un poco la colocación del concreto, y siendo el revestimiento una estructura permanente, se tendrá corrosión del acero y posibles daños estructurales.

Existen también unas normas para diseño de revestimiento de túneles preparado por el UNDERGROUND TECHNOLOGY RESEARCH COUNCIL ( U.T.R.C.) en el cual se mencionan consideraciones importantes sobre la selección del tipo de revestimiento dependiendo de la estabilidad del terreno, además de comentar algunas investigaciones recientes que se pueden ampliar en la ref. 10. No menciona mucho sobre diseño estructural del revestimiento, sin embargo hay algunas recomendaciones de carácter constructivo semejantes a las descritas por el I.T.A. Todo esto, es claro que deberá ser influenciado por los métodos constructivos en los que dependiendo del terreno podrá utilizarse concreto colado en sitio, elementos prefabricados (dovelas), marcos de acero o combinaciones entre ellos.

## 5.5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

A lo largo de este capítulo se han tratado temas teóricos relativos a la determinación de la resistencia del revestimiento, partiendo de ciertas hipótesis y conceptos físicos sobre el comportamiento de los materiales. Se han mencionado también los valores permisibles para los esfuerzos resistentes en los miembros estructurales para diversas condiciones, así como algunas

recomendaciones relativas al diseño.

Con todo esto, se considera necesario presentar el procedimiento que se deberá seguir al diseñar un revestimiento de concreto simple, conjuntando los aspectos teóricos estructurales con las disposiciones técnicas de los códigos reconocidos, para tener así un camino práctico y poder resolver un problema de este tipo.

En esta sección se tratará solo la revisión estructural ante esfuerzos internos, dejando lo relacionado a las condiciones de servicio para el capítulo 6, la cual exige de fundamentos teóricos y sobretodo de las recomendaciones empíricas que se han adquirido por la experiencia.

Se propone que el diseño del revestimiento en cuanto a esfuerzos internos sea para 3 condiciones :

- Flexión
- Fuerza axial ( compresión y tensión)
- Cortante

Realmente la tensión axial aunque puede determinarse su valor (mismo que no se da en el código del A.C.I.), debería considerarse como una medida de la resistencia a la tensión por flexión, y no confundir con el hecho de que el miembro esté trabajando axialmente a tensión. El caso de la torsión no se tomará en cuenta, ya que este fenómeno está asociado con miembros longitudinales y en nuestro caso el revestimiento forma una superficie curva confinada.

De las 3 condiciones antes mencionadas, la flexión y la carga axial son dos fenómenos que están cercanamente relacionados al actuar en un miembro estructural. Ya se había mencionado desde el capítulo 3 que la compresión tendería a disminuir los esfuerzos de tensión por flexión, por lo que habrá que tomar en cuenta la interacción de carga axial y flexión la cual se llamará flexocompresión o flexotensión según sea el caso.

Podrían analizarse otras interacciones (Flexión-Cortante, Compresión-Cortante, Flexión-Compresión-Cortante), concluyendo que son estudios más elaborados que no sería posible tratarlos en este mismo trabajo, pero que en general ante una compresión grande, la capacidad

En conclusión, el diseño de un revestimiento será para dos casos:

- 1) Flexocompresión (Flexotensión)
- 2) Cortante

### 5.5.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION ( FLEXOTENSION )

Para comprender el concepto de interacción (carga axial-flexión), puede considerarse que la carga axial "P" y el momento flexionante "M" están en relación directa, la cual podría definirse como la excentricidad "e" de la carga axial. Cabe mencionar que se analizará la fleocompresión propiamente dicha, y como se verá más adelante, la flexotensión se dará automáticamente al considerar la resistencia a tensión por flexión más que la tensión axial.

En la fig. 5.19 se muestra un tramo del revestimiento , bajo la acción de "P" y "M", mostrando también el sistema equivalente.

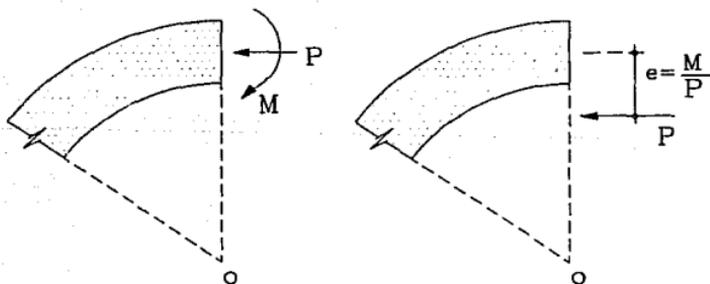


Fig. 5.19 Flexocompresión

Lo anterior indica que los efectos producidos por la carga axial y el momento flexionante son equivalentes a los producidos por una carga actuando a cierta distancia del eje centroidal de la sección. Con esto se concluye que los esfuerzos producidos por la flexocompresión son normales a la sección (porque el sistema equivalente supone solo una carga normal excéntrica); por tanto, los esfuerzos producidos por la carga axial podrán sumarse algebraicamente a los correspondientes al momento flexionante. Por lo que, de los análisis anteriores sobre flexión y carga axial para miembros curvos, se puede concluir que la ecuación que determina los esfuerzos de flexocompresión en el revestimiento considerando un comportamiento elástico es:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M y}{A e (\bar{r} - y)} \dots\dots\dots ( 18 )$$

Para los esfuerzos máximos se tendrán las siguientes relaciones básicas:  
Ver Fig. 5.20 y 5.21

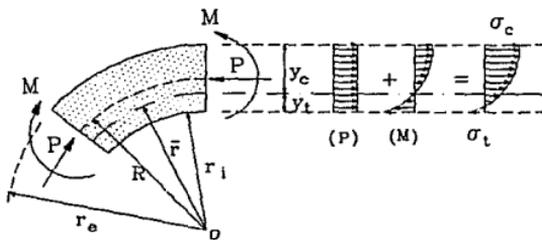


Fig. 5.20

$$\sigma_c = \frac{P}{A} + \frac{M y_c}{A e r_c} \dots\dots\dots ( 19 )$$

$$\sigma_r = \frac{P}{A} - \frac{M y_r}{A e r_i} \dots\dots\dots ( 20 )$$

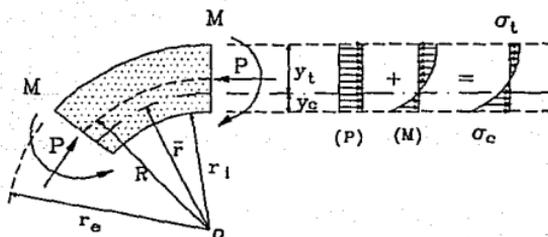


Fig 5.21

$$\sigma_c = \frac{P}{A} + \frac{M}{Ae} \frac{y_c}{r_i} \dots\dots\dots (21)$$

$$\sigma_T = \frac{P}{A} - \frac{M}{Ae} \frac{y_T}{r_o} \dots\dots\dots (22)$$

En las figuras anteriores :

$\sigma$  : Esfuerzo por flexocompresión [ Kg/cm<sup>2</sup> ]

$P$  : Carga axial [ Kg ]

$M$  : Momento flexionante [ Kg-cm ]

$A$  : Area de la sección transversal [ cm<sup>2</sup> ]

$e$  : Distancia del C.G. al E.N. [ cm ]

$$e = R - \frac{h}{Ln \left( \frac{r_o}{r_i} \right)}$$

$y_c$  : Distancia del E.N. al extremo a compresión [ cm ]

$y_T$  : Distancia del E.N. al extremo a tensión [ cm ]

$r_o$  : Radio exterior [ cm ]

$r_i$  : Radio interior [ cm ]

Como se había concluido en el inciso 5.2.1, un cambio en el sentido de la flexión solo cambia el sentido de sus fuerzas normales y los esfuerzos máximos serán distintos. Bajo estas condiciones, se deberá analizar la interacción para la flexión en ambos sentidos.

**\* FLEXION QUE TIENDE A DISMINUIR LA CURVATURA**

Analizando por partes la fórmula de interacción, se tiene lo siguiente :

Si solamente actúa la carga axial de compresión "P", el esfuerzo máximo se obtendría haciendo  $M=0$  en la ecuación (19):

$$f_{max} = \frac{P}{A}$$

Pero el esfuerzo máximo permisible a compresión axial es :

$$f_{RC} = 0.60 \phi f'_c$$

Igualando :

$$f_{RC} = f_{max} = \frac{P}{A}$$

$$P_R = f_{RC} A \dots\dots\dots ( 23 )$$

A este valor de carga axial se le llamará  $P_R$  por ser el valor de la carga axial que proporciona la resistencia.

Si solamente actúa el momento flexionante, el esfuerzo máximo a compresión se obtendría con la ecuación (19) haciendo  $P=0$  :

$$f_{max} = \frac{M}{Ae} \frac{Y_c}{I_o}$$

Análogamente si el esfuerzo máximo permisible a compresión por flexión es :

$$f_{RF} = \phi f'_c$$

Igualando :

$$f_{RF} = f_{\max} = \frac{M}{Ae} \frac{y_c}{r_o}$$

$$M_R = \frac{f_{RF} A e r_o}{y_c} \dots\dots\dots (24)$$

A este valor del momento se le llamará  $M_R$  por ser el valor que proporciona la resistencia.

Dividiendo ambos miembros de la ecuación (19) entre su correspondiente esfuerzo máximo permisible , se tiene la fórmula de interacción para la fibra a compresión :

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M}{Ae} \frac{y_c}{r_o}$$

$$1 \geq \frac{P}{f_{RC} A} + \frac{M}{f_{RF} Ae} \frac{y_c}{r_o}$$

$$1 \geq \frac{P}{P_R} + \frac{M}{M_R} \dots\dots\dots (25)$$

Con esta expresión se cumple lo especificado en el código A.C.I. para concreto simple en la cual se indica que la combinación de relaciones de esfuerzos calculados a esfuerzos permisibles será menor o igual a 1 en la fibra a compresión.

Sustituyendo las ecuaciones (23) y (24) en (25) se obtiene la siguiente expresión :

$$\frac{P}{0,60 \phi A f'_c} + \frac{M y_c}{\phi f'_c A e r_o} \leq 1 \dots\dots\dots (26)$$

La desigualdad (26) representa la fórmula de interacción para compresión cuando el momento tiende a disminuir la curvatura inicial del revestimiento.

Ahora, por lo especificado en las normas del A.C.I., el esfuerzo resultante de la combinación de flexión y carga axial no debe exceder el esfuerzo permisible de tensión por flexión.

Si solamente actuara el momento flexionante, el esfuerzo máximo de tensión por flexión se obtendría de la ecuación original (20) haciendo  $P = 0$

$$f_{\max} = \frac{M}{Ae} \frac{y_T}{r_I}$$

Por tanto :

$$\frac{M}{Ae} \frac{y_T}{r_I} - \frac{P}{A} \leq 1.33 \phi \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (27)$$

La desigualdad (27) representa la fórmula de interacción para tensión cuando el momento tiende a disminuir la curvatura inicial del revestimiento.

\* FLEXION QUE TIENDE A AUMENTAR LA CURVATURA

Haciendo un análisis similar al hasta ahora terminado, pueden obtenerse las fórmulas de interacción para cuando el momento tiende a aumentar la curvatura. En base a la fig. 5.21 se puede observar que el cambio sería solo entre los radios exterior e interior, obteniendo las siguientes desigualdades :

$$\frac{P}{0.60 \phi A f'_c} + \frac{M y_c}{\phi f'_c A e r_I} \leq 1 \dots\dots\dots (28)$$

$$\frac{M}{Ae} \frac{y_T}{r_e} - \frac{P}{A} \leq 1.33 \phi \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (29)$$

Las expresiones anteriores representan las fórmulas de interacción para compresión (28) y tensión (29) cuando el momento tiende a aumentar la curvatura.

Analizando las ecuaciones anteriores, pueden hacerse las siguientes relaciones :

Para la ecuación (26) :

$$\frac{P}{0.60 \phi A f'c} + \frac{M y_c}{\phi f'c A e r_o} \leq 1$$

$$K_1 P + K_2 M \leq 1 \quad K_1 = \frac{1}{0.60 \phi A f'c}$$

$$K_2 = \frac{y_c}{\phi f'c A e r_o}$$

$$P = \frac{1}{K_1} - \frac{K_2}{K_1} M \quad \dots\dots\dots (30) :$$

$$b_o = \frac{1}{K_1} = 0.60 \phi A f'c$$

$$m = \frac{K_2}{K_1} = \frac{0.60 y_c}{e r_o}$$

Puede observarse que la ecuación (30) es de la forma:

$$y = b_o - m x$$

siendo ésta la ecuación de una recta con ordenada al origen "bo" y pendiente "m" (negativa).

Sustituyendo valores :

$$P \leq 0.60 \phi A f'c - \frac{0.60 y_c}{e r_o} M \quad \dots\dots\dots (31)$$

Ahora, para la ecuación (27) :

$$\frac{M}{Ae} \frac{y_T}{r_i} - \frac{P}{A} \leq 1.33 \phi \sqrt{F'G}$$

$$K_2 M - K_1 P \leq K_3 \quad K_1 = \frac{1}{A}$$

$$K_2 = \frac{y_T}{A e r_i}$$

$$K_3 = 1.33 \phi \sqrt{F'G}$$

$$\frac{K_2}{K_1} M - \frac{K_3}{K_1} \leq F \dots\dots\dots (32)$$

$$c = \frac{K_3}{K_1} = 1.33 \phi \sqrt{F'G} A$$

$$a = \frac{K_2}{K_1} = \frac{y_T}{e r_i}$$

Nuevamente puede observarse que la ecuación (32) es de la forma :

$$y = ax - c$$

siendo ésta la ecuación de una recta con pendiente "a" (positiva) y ordenada al origen "c" (negativa).

Sustituyendo valores :

$$P \geq \frac{y_T}{e r_i} M - 1.33 \phi A \sqrt{F'G} \dots\dots\dots (33)$$

Grificando las desigualdades anteriores, se tiene una superficie delimitada por dos rectas: ( Ver fig. 5.22 )

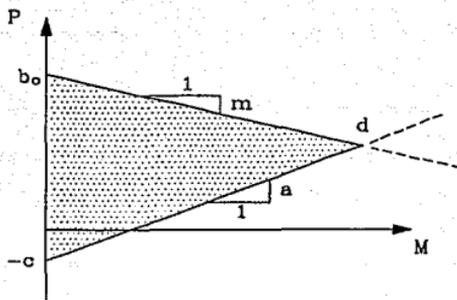


Fig. 5.22

Las rectas  $b_0-d$  y  $c-d$  indican puntos  $(P, M)$  para los cuales la sección alcanza la resistencia permisible. Bajo estas condiciones, cualquier combinación de carga axial y momento flexionante (ya afectados por su factor de carga) que se localice dentro de la superficie definida, será resistida satisfactoriamente por la sección del miembro estructural.

De esta forma se tiene la gráfica llamada "DIAGRAMA DE INTERACCION".

Observando la gráfica presentada, puede concluirse que su trazo es relativamente fácil, ya que bastará con localizar 3 puntos ( $b_0$ ,  $c$  y  $d$ ).

Los puntos  $b_0$  y  $c$  ya se determinaron, siendo los siguientes:

$$b_0 \quad (0, 0.60 \phi A f'c)$$

$$c \quad (0, -1.33 \phi A \sqrt{f'c})$$

El punto "d" se determinará igualando las 2 ecuaciones (31) y (33):

$$P = b_o - mM$$

$$P = -c + aM$$

$$0 = b + c - M(a + c)$$

$$b_o = 0.60 \phi A f'c$$

$$c = 1.33 \phi A \sqrt{f'c}$$

$$m = \frac{0.60 y_c}{e r_e}$$

$$a = \frac{y_T}{e r_l}$$

Despejando :

$$M = \frac{b + c}{a + m}$$

Sustituyendo el valor de M en la primera ecuación :

$$P = b - mM = b - m \left( \frac{b + c}{a + m} \right)$$

$$P = \frac{ab + mb - mb - mc}{a + m}$$

Despejando :

$$P = \frac{ab - mc}{a + m}$$

Finalmente, el punto "d" queda definido por las coordenadas:

$$d \left( \frac{b + c}{a + m}, \frac{ab - mc}{a + m} \right)$$

Para el trazo del diagrama, cuando el momento flexionante tiende a aumentar la curvatura, solo cambiará la posición del punto "d" y específicamente en los valores de "a" y "m" en los cuales se cambiará "re" por "ri" y viceversa. Ver figs. 5.20 y 5.21

### 5.5.1.1 INTERPRETACION DEL DIAGRAMA DE INTERACCION

Hasta aquí se ha desarrollado el diagrama de interacción solamente mediante conceptos geométricos y matemáticos, pero sería conveniente dar una interpretación física del modelo.

Se mencionaba que el diagrama de interacción es una gráfica que representa el lugar geométrico de un número infinito de combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que el miembro analizado alcanza su estado de esfuerzos permisibles; dicho diagrama queda definido por 3 puntos básicos  $b_0$ , -c y d.

El punto " $b_0$ " representa la resistencia permisible de la sección cuando solamente está actuando la carga axial de compresión.

Calculando la resistencia permisible a compresión axial, se tiene lo siguiente :

$$P_{Ro} = F_{Rc} A$$

$$P_{Ro} = 0.60 \phi A F'c$$

Se puede observar que el valor de  $P_{Ro}$  es idéntico a la ordenada del punto " $b_0$ ".

El punto "-c" representa cierto valor como una medida de la tensión axial permisible del elemento. Este valor no es exactamente real, debido a que se obtiene del esfuerzo permisible a tensión por flexión. Podría calcularse un valor de la tensión axial permisible en base a dicho valor, haciendo lo siguiente :

$$T_{Ro} = F_{Rt} A$$

$$T_{Ro} = 1.33 \phi A \sqrt{F'c}$$

Conviene hacer la aclaración de que el punto "-c" que es idéntico al valor de  $T_{Ro}$ , no debe existir como tal en el diagrama de interacción; esto es, debería tomarse como el punto hacia el cual tendería el diagrama pero sin llegar a él. Un valor muy próximo al punto "-c" ya representaría flexotensión, y pudiera considerarse como real, pero el valor de la tensión pura podría traer resultados muy desfavorables en el diseño.

El punto "d" en el diagrama de interacción indica ciertos valores de P y M para los cuales se igualan los esfuerzos permisibles tanto de tensión como de compresión.

Este punto sería el equivalente al de una falla balanceada en el caso de concreto reforzado.

Para la determinación del punto "d" se deberán igualar los esfuerzos resultantes de la flexocompresión, con los respectivos esfuerzos permisibles tanto de tensión como de compresión.

Para la zona de compresión :

$$f_c = \frac{P}{A} + \frac{M}{Ae} \frac{Y_c}{r_o}$$

Aplicando la disposición del código A.C.I. se divide cada término entre el esfuerzo permisible correspondiente :

$$1 = \frac{P}{0.60 \phi F'_c A} + \frac{M}{\phi F'_c A e} \frac{Y_c}{r_o}$$

$$\phi F'_c = \frac{P}{0.60 A} + \frac{M}{A e} \frac{Y_c}{r_o} \dots\dots\dots (34)$$

Para la zona de tensión :

$$f_T = \frac{M}{A e} \frac{Y_T}{r_i} - \frac{P}{A}$$

Aplicando la disposición del código A.C.I. el esfuerzo  $f_T$  será igual al esfuerzo permisible a tensión por flexión :

$$1.33 \phi \sqrt{F'_c} = \frac{M}{A e} \frac{Y_T}{r_i} - \frac{P}{A} \dots\dots\dots (35)$$

La ecuación ( 34 ) representa una combinación infinita de valores P, M para los cuales se iguala el esfuerzo permisible de compresión por flexión; en tanto que la ecuación ( 35 ) representa otra combinación infinita para los cuales se iguala el esfuerzo de tensión por flexión. Pero deberá existir un solo par de valores P, M para los cuales se cumplan simultáneamente las 2 condiciones.

Ahora, el problema se reduce a una solución matemática en la cual se forzará la existencia de un solo par de valores P, M que satisfaga las condiciones de esfuerzos máximos permisibles:

Reordenando términos :

$$P = 0.60 \phi A f'c - \frac{0.60 y_c M}{e r_o}$$

$$-P = 1.33 \phi A \sqrt{f'c} - \frac{y_T M}{e r_i}$$

---


$$0 = 1.33 \phi A \sqrt{f'c} + 0.60 \phi A f'c - M \left( \frac{0.60 y_c}{e r_o} + \frac{y_T}{e r_i} \right)$$

Despejando " M " :

$$M = \frac{1.33 \phi A \sqrt{f'c} + 0.60 \phi A f'c}{\frac{0.60 y_c}{e r_o} + \frac{y_T}{e r_i}}$$

Puede observarse que esta expresión coincide con la obtenida en el análisis geométrico anterior, considerando lo siguiente :

$$M_b = \frac{b_o + c}{a + m}$$

Donde :

$$a = \frac{y_T}{e r_i}$$

$$b_o = 0.60 \phi A f'c$$

$$c = 1.33 \phi A \sqrt{F'C} \quad m = \frac{0.60 y_c}{e r_e}$$

Haciendo las sustituciones necesarias, se encuentra que el valor de  $P$  es:

$$P_b = \frac{ab - mC}{a + m}$$

A estos valores se les llamará  $M_b$  y  $P_b$  debido a que son los valores que producen la resistencia permisible en condición balanceada para esfuerzos de tensión y compresión.

Con esto se tienen los elementos para comprender mejor el concepto de diagrama de interacción siendo más fácil su trazo. Pero faltaría comentar sobre otro punto que es de gran importancia conceptual. Este punto es el de flexión pura. La resistencia a flexión pura de una sección de concreto simple estará determinada por el esfuerzo permisible de tensión por flexión, ya que se alcanzará primero esta condición. En la Fig. 5.23 se muestra la distribución de esfuerzos para flexión pura obtenida anteriormente.

Para una flexión que tiende a disminuir la curvatura inicial del revestimiento se tendrá lo siguiente :

$$f_{\max} = f_T = \frac{M}{A e} \frac{y_T}{x_i}$$

Haciendo  $f_{\max} = 1.33 \phi \sqrt{F'C}$

$$1.33 \phi \sqrt{F'C} = \frac{M}{A e} \frac{y_T}{x_i}$$

$$M_o = \frac{1.33 \phi A e x_i \sqrt{F'C}}{y_T} \dots\dots\dots (36)$$

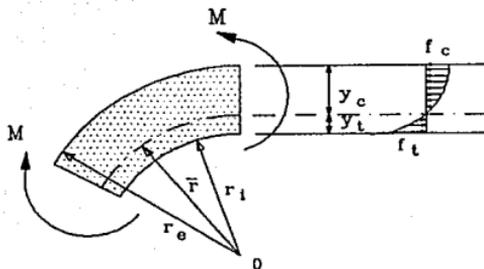


Fig. 5.23 Flexión que disminuye la curvatura

La expresión ( 36 ) representa el momento permisible para la flexión que tiende a disminuir la curvatura inicial del revestimiento. Para cuando la flexión tiende a aumentar la curvatura, el valor del momento permisible está dado por la ecuación ( 37 ): Ver Fig 5.24

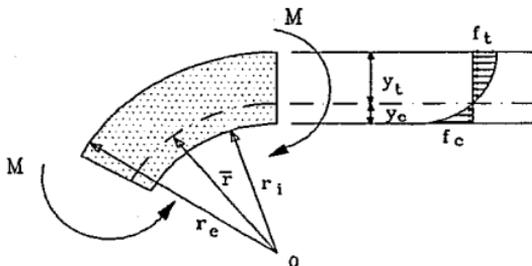


Fig. 5.24 Flexión que aumenta la curvatura

$$M_o = \frac{1.33 \phi A e r_o \sqrt{F'c}}{y_T} \dots\dots\dots ( 37 )$$

Geoméricamente este punto en el diagrama de interacción es localizado sobre el eje de las abscisas y ocurre cuando no hay carga axial.

De la ecuación ( 33 ) :

$$P = \frac{y_T}{e r_1} M - 1.33 \phi A \sqrt{f'c} = 0$$

$$M = \frac{1.33 \phi A e r_1 \sqrt{f'c}}{y_T} \dots\dots\dots ( 38 )$$

Ahora ya se tienen todos los elementos y conceptos para construir un diagrama de interacción para concreto simple.

La Fig. 5.25 ilustra el diagrama de interacción con los puntos requeridos.

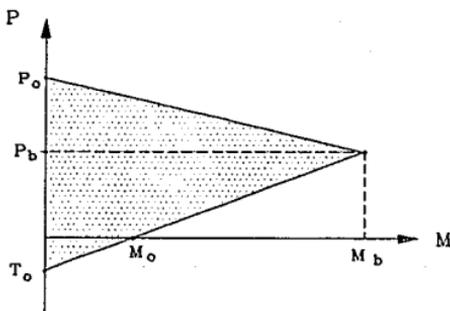


Fig. 5.25 Diagrama de interacción

Los puntos quedan definidos de la siguiente manera :

$$P_o = b_o$$

$$\phi = 0.65$$

$$M_o = \frac{c}{a}$$

$$P_b = \frac{ab_o - mc}{a + m}$$

$$M_b = \frac{b_o + c}{a + m}$$

$$A = b h$$

$$e = R - \frac{h}{\ln\left(\frac{r_o}{r_i}\right)}$$

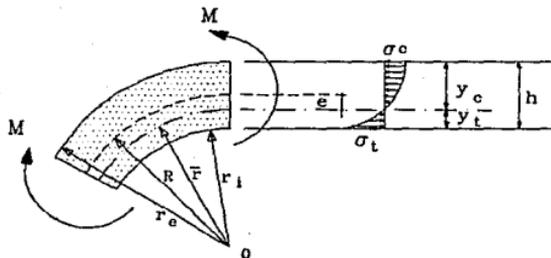
$$b_o = 0.60 \phi A f'c$$

$$c = 1.33 \phi A \sqrt{f'c}$$

$h$  = Espesor del revestimiento  
(reducido en 5 cm)

$b$  = Ancho unitario (100 cm)

Para ambos sentidos de la flexión, las variables anteriores tendrán el siguiente significado: Ver figs. 5.26 y 5.27



$$a = \frac{y_T}{e r_i}$$

$$m = \frac{0.60 y_c}{e r_o}$$

$$y_T = \frac{h}{2} - e$$

$$y_c = \frac{h}{2} + e$$

Fig. 5.26

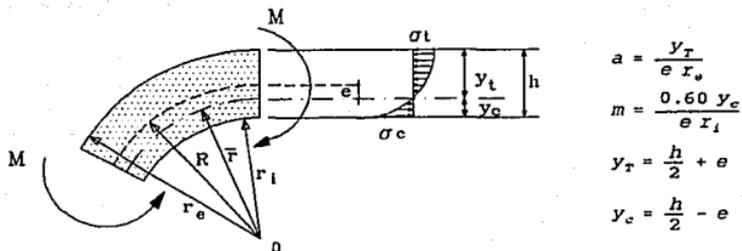


Fig. 5.27

Para el caso de que no se tome en cuenta la curvatura del revestimiento, el diagrama de interacción quedará definido por los siguientes puntos (tomando como base una distribución lineal de esfuerzos como se muestra en la fig. 5.28

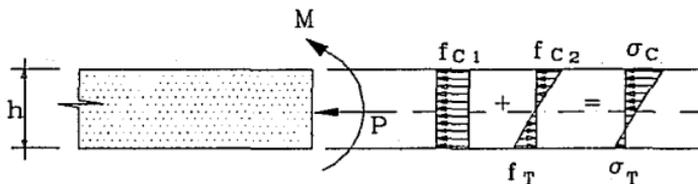


Fig. 5.28 Flexocompresión en un miembro recto

\* COMPRESION PURA

$$P_o = f_{RC} A = 0.60 \phi A f'c$$

$$P_o = 0.60 \phi A f'c$$

\* FLEXION PURA

$$f_{max} = \frac{M}{S} = \frac{6 M}{b h^2}$$

$$f_{max} = 1.33 \phi \sqrt{f'c} \quad (\text{esfuerzo permisible})$$

Igualando :

$$\frac{6 M}{b h^2} = 1.33 \phi \sqrt{f'c}$$

$$M_o = 0.221 \phi A h \sqrt{f'c}$$

\* ESTADO BALANCEADO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

Aplicando las disposiciones del A.C.I. :

- Compresión

$$\frac{P}{f_{RC}} + \frac{M}{f_{Rm} S} = 1$$
$$\frac{P}{0.60 \phi A f'c} + \frac{6 M}{\phi f'c A h} = 1 \quad \dots\dots\dots (39)$$

- Tensión

$$\frac{M}{S} - \frac{P}{A} = 1.33 \phi \sqrt{f'c}$$

$$\frac{6M}{Ah} - \frac{P}{A} = 1.33 \phi \sqrt{f'c} \dots\dots\dots (40)$$

Obteniendo los valores comunes P , M :

$$P = 0.60 \phi A f'c - \frac{3.6 M}{h}$$

$$-P = 1.33 \phi A \sqrt{f'c} - \frac{6 M}{h}$$

Sustituyendo valores :

$$P = b_o - mM$$

$$b_o = 0.60 \phi A f'c$$

$$-P = c - aM$$

$$m = \frac{3.6}{h}$$

---

$$c = 1.33 \phi A \sqrt{f'c}$$

$$a = \frac{6}{h}$$

$$M_b = \frac{b + c}{a + m}$$

$$P_b = \frac{ab - mc}{a + m}$$

Finalmente, el diagrama de interacción para una sección donde no se ha tomado en cuenta la curvatura queda de la siguiente manera: ( Ver fig. 5.29 )

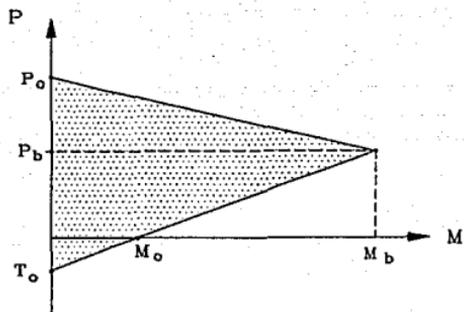


Fig. 5.29 Diagrama de interacción

En la fig.5.29 los valores indicados corresponden a los siguientes :

$$P_o = b_o$$

$$\phi = 0.65$$

$$M_o = \frac{c}{a}$$

$$b_o = 0.60 \phi A F'c$$

$$M_b = \frac{b_o + c}{a + m}$$

$$m = \frac{3.6}{h}$$

$$P_b = \frac{ab_o - mc}{a + m}$$

$$c = 1.33 \phi A \sqrt{F'G}$$

$$T_o = -c$$

$$a = \frac{6}{h}$$

Una vez trazado el diagrama de interacción, su utilización para revisar una sección propuesta del revestimiento es muy fácil. Bastará con calcular los valores factorizados de P y M y localizar el punto P,M en el diagrama; si dicho punto se ubica dentro del la zona delimitada por el diagrama, la sección será satisfactoria. Por el contrario, si el punto se localiza fuera del diagrama, la sección no será adecuada para resistir los esfuerzos a que esté sujeta y

deberá modificarse o diseñarse como de concreto reforzado.

## 5.2 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante será mucho más simple que el de flexocompresión, ya que consistirá básicamente en determinar el esfuerzo cortante producido por las cargas externas, y compararlo con el permisible. Bajo estas condiciones, la sección será adecuada si el esfuerzo cortante calculado es menor o igual al permisible.

La expresión que determina el esfuerzo cortante calculado, se había definido como :

$$v_u = \frac{3}{2} \frac{V_u}{b h} \dots\dots\dots (41)$$

$v_u$  : Esfuerzo cortante factorizado

$V_u$  : Fuerza cortante factorizada

$b$  : Ancho unitario del revestimiento

$h$  : Espesor del revestimiento  
( reducido en 5 cm )

El esfuerzo cortante permisible está dado por la expresión para miembros que trabajan en una sola dirección.

$$\tau = 0.53 \phi \sqrt{f'c}$$

Para la revisión se tendrá lo siguiente :

$$\tau \geq v_u$$
$$0.53 \phi \sqrt{f'c} \geq \frac{3}{2} \frac{V_u}{b h}$$

$$V_u \leq 0.35 \phi b h \sqrt{f'c} \dots\dots\dots (42)$$

Esto es, la fuerza cortante última (factorizada) deberá ser menor que el valor definido en la expresión ( 42 ) para que no se presenten problemas de tensión diagonal.

Para miembros donde no se considere la curvatura inicial, la revisión por cortante será igual a la antes explicada.

## CAPITULO VI

### COMPORTAMIENTO EN CONDICIONES DE SERVICIO

Cuando se diseña una estructura, deberá considerarse que los miembros sean adecuados para dos condiciones generales:

- \* Resistir los esfuerzos a que estará sujeta
- \* Minimizar las deformaciones y agrietamiento

Hasta ahora se ha tratado lo referente a la primera condición, esto es, se ha propuesto una serie de ideas para dimensionar el revestimiento de tal forma que sean resistidos todos los esfuerzos actuantes (flexión, carga axial y cortante) Con esto se tendrán bases para determinar el espesor del revestimiento. Pero la adecuada función estructural no contempla solo la resistencia del revestimiento, sino que deberá existir una etapa posterior al dimensionamiento, en la cual se revisen las deformaciones y agrietamiento que necesariamente ocurren en las estructuras de concreto, como una respuesta al endurecimiento del concreto o al inicio del trabajo estructural.

Generalmente estos fenómenos pueden ser de los siguientes tipos :

- Deflexiones
- Flujo plástico (creep)
- Agrietamiento por tensión (flexión y cortante)
- Contracción (shrinkage)
- Efectos térmicos

Cabe mencionar que para el caso de los revestimientos de concreto simple donde en principio no existe acero de refuerzo, se deberán considerar los fenómenos anteriores de manera

conveniente, ya que su influencia tanto en la seguridad estructural como en la durabilidad del concreto podrá ser importante.

Tratar este problema teóricamente sería muy complicado, ya que influyen un gran número de variables tan aleatorias como: resistencia probable del concreto, condiciones ambientales (humedad y temperatura), aproximación en la modelación del revestimiento, propiedades de los materiales componentes del concreto, etc. por lo que se propone que las condiciones de servicio en el revestimiento de concreto se traten desde el punto de vista de la experiencia adquirida en construcciones reales y tomando en cuenta aspectos constructivos.

## 6.1 DEFLEXIONES

Las deflexiones son los desplazamientos del revestimiento en cuanto a su posición original, debido a las fuerzas que actúan sobre él. El concreto como todo material sufre deformaciones causadas por acciones externas; por tanto, es claro que el revestimiento ante las fuerzas de interacción experimente modificaciones en cuanto a su forma original.

Generalmente la clave del revestimiento tenderá a bajar y las paredes a abrirse. Ver Fig.6.1

Debido a que toda deflexión produce zonas de tensión en el miembro de concreto (tensión por flexión), se deberán limitar a ciertos valores permisibles que según pruebas experimentales y experiencias prácticas no se deberán exceder para un buen comportamiento estructural.

Las deflexiones dependerán principalmente de la rigidez del revestimiento (espesor, resistencia, propiedades mecánicas del concreto) y de la magnitud de las presiones actuantes; por lo que podrá adaptarse la rigidez mencionada para la obtención de deflexiones permisibles.

Existe alguna información <sup>1</sup> en la cual se menciona cierto dato como valor permisible

---

<sup>1</sup> Peck, R.B. 1969 "DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELING IN SOFT GROUND", state of the art volume, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México 1969, pp. 225 a 290.

para deflexión en el revestimiento, en la cual el cambio de diámetro no debe exceder de 0.0045 veces dicho diámetro.

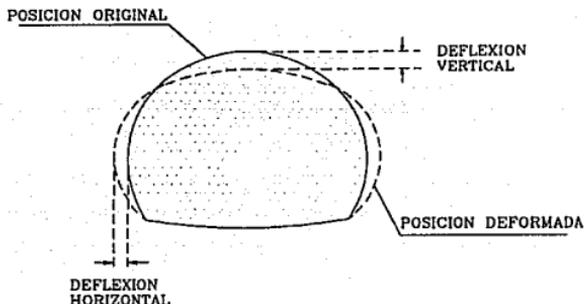


Fig. 6.1 Deflexiones

$$\frac{\Delta D}{D} \leq 0.0045 \dots\dots\dots (1)$$

$D$  : Diámetro

$\Delta D$  : Cambio en el diámetro

En general este fenómeno no es de gran importancia en los revestimientos, ya que si el espesor se diseña por resistencia, los esfuerzos producidos por la deflexión serán resistidos totalmente. Las deflexiones serán importantes cuando su existencia afecte a elementos no estructurales o cuando la apariencia propicie inseguridad estructural (como en el caso de las edificaciones).

## 6.2 FLUJO PLASTICO

Al igual que las deflexiones, el flujo plástico también representa desplazamientos pero no recuperables, al menos no en su totalidad, por lo que será una deformación plástica en el mismo sentido de la deflexión (considerada como elástica), y por tanto con un valor que podrá sumarse a ésta.

Puede definirse el flujo plástico como el aumento gradual de la deformación unitaria en un miembro estructural, debido a la aplicación continua de cargas. La causa principal es un reacondo interno de las partículas del concreto, posiblemente relacionado con las deformaciones de la pasta de cemento (Ref. 3).

En el revestimiento de concreto habrá de producirse una deflexión inicial (elástica) al comenzar la interacción con el terreno; y aún cuando no se incrementen las fuerzas de interacción, ocurrirá una deflexión a largo plazo (plástica) debido a que la mencionada interacción será continua.

El flujo plástico al producir deformaciones por reacondo de partículas, también tenderá a aliviar zonas de máximo esfuerzo y por lo tanto a uniformar los esfuerzos en el revestimiento. Por esta razón el flujo plástico podrá ser benéfico, pero se deberán limitar las deflexiones a largo plazo, por los motivos antes mencionados.

El flujo plástico depende de varios factores como las propiedades del concreto, las condiciones ambientales y la magnitud de la interacción terreno-revestimiento. Un agregado grande y resistente y un revenimiento bajo en el concreto disminuirá las deformaciones por flujo plástico. Cuando la humedad relativa ambiental sea alta, se reducirán las deformaciones por flujo plástico; pasará lo mismo para espesores grandes, donde se dificulta la pérdida de humedad en el miembro. Por otro lado, para miembros estructurales que se han cargado cuando aún no se ha alcanzado cierta resistencia, el flujo plástico tendrá gran influencia.

En el caso de los revestimientos, estos factores podrán tratarse de la siguiente manera:

Debido a que no hay obstáculo al colar (acero de refuerzo) es posible utilizar agregados de tamaño grande o revenimientos bajos usando técnicas adecuadas de vibrado. Las condiciones ambientales proporcionadas por el terreno, aún si no son húmedas sí son estables como para permitir un secado gradual del concreto.

### 6.3 AGRIETAMIENTO POR TENSION (FLEXION Y CORTANTE)

El agrietamiento por tensión ocasionado por esfuerzos no resistidos de flexión y cortante, es un problema que está relacionado con la capacidad resistente de la sección. Aunque sea una respuesta en condiciones de servicio, este fenómeno está influenciado por la resistencia misma del miembro, la cual se debió determinar adecuadamente en el diseño estructural.

Como el diseño está definido por la resistencia a tensión principalmente, no podrán aparecer grietas de este tipo si el revestimiento fue diseñado correctamente; y resulta evidente que al aparecer una grieta (vertical por flexión e inclinada por cortante), se producirá el colapso del revestimiento. Ver Fig.6.2 Lo anterior es en condiciones muy desfavorables, ya que se ha observado la estabilidad estructural de los revestimientos al comprender que son elementos tridimensionales (bóvedas corridas), en las cuales el colapso se dará solo en condiciones muy críticas.

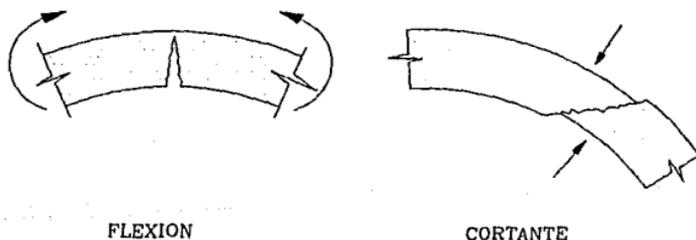


Fig. 6.2 Falla por tensión (flexión y cortante)

### 6.4 CONTRACCION (SHRINKAGE)

Puede definirse a la contracción como la disminución del volumen del concreto debido a la pérdida del agua por evaporación al fraguar.

El agua es un componente vital para constituir el concreto, ya que la reacción química

que produce el aglutinante ocurre al entrar en contacto el agua con el cemento. En estas condiciones el agua servirá para dar lugar a la reacción química, pero quedará agua que no se necesite para tal efecto, misma que ocupará cierto volumen y al evaporarse producirá zonas de desecación y un desequilibrio en la superficie. El desequilibrio estará representado por un acortamiento uniforme del miembro de concreto, a menos que exista alguna restricción al movimiento. Generalmente las restricciones pueden ser el acero de refuerzo, el gradiente de temperatura a través del espesor del concreto, el terreno de la excavación etc.

Dichas restricciones al limitar la contracción del concreto producirán esfuerzos de tensión que si no son resistidos por el concreto a la edad que se presentan, se producirán grietas de tamaño variable. Al igual que el flujo plástico, la contracción dependerá de diversos factores como las condiciones ambientales, el tamaño del miembro estructural y las propiedades mecánicas del concreto en general.

En el caso particular de los revestimientos para túneles, las condiciones ambientales son tan estables que la humedad y la temperatura serán disipadas en forma gradual, disminuyendo el agrietamiento con respecto a una estructura superficial.

La forma de evaluar los efectos de la contracción en el concreto es mediante las deformaciones producidas. Por la relación de Hooke, se puede calcular un esfuerzo en base a dicha deformación; si este esfuerzo calculado sobrepasa la resistencia a tensión del concreto, es claro que se presentará agrietamiento. Más aún, las deformaciones por contracción podrán disminuirse por las correspondientes al flujo plástico, obteniéndose un esfuerzo que si es mayor al resistente de tensión, aparecerán las grietas. (Ref.1).

La forma de controlar el agrietamiento por contracción puede ser por medio de acero de refuerzo, pero existen otras formas (constructivas) para su control. Entre otras formas pueden ser las juntas de control o de construcción, mismas que son utilizadas al colocar un revestimiento de concreto colado en sitio. Estas juntas realmente son la interrupción del colado entre una etapa y otra, y es conveniente hacerlas a distancias cortas para disminuir así los efectos de la contracción. Eventualmente será necesaria la colocación de algunos productos impermeables (sellos, banda plástica, etc.) para asegurar las juntas y evitar principalmente el flujo de agua.

Las grietas finalmente podrán repararse estabilizando la superficie expuesta del revestimiento, y reduciendo su importancia a un problema de buen aspecto.

## 6.5 EFECTOS TERMICOS

Relativo a los efectos térmicos, se pueden distinguir 2 fenómenos principales:

- El efecto del calor de hidratación durante el fraguado del concreto
- Los cambios volumétricos por variaciones de temperatura

El calor de hidratación es un fenómeno natural y secundario, como consecuencia de la reacción química producida al fabricar el concreto, cuando se mezcla el agua con el cemento. Este fenómeno se manifiesta por un aumento en la temperatura del concreto al fraguar, la cual tenderá a disminuir cuando se iguale con la temperatura ambiente. El problema principal consiste en que podrá existir una diferencia muy grande entre la temperatura ambiental y la producida en el concreto por el fraguado.

Los principales efectos que produce este fenómeno es un posible agrietamiento por expansión y contracción al estabilizarse la temperatura. Dependiendo del tipo y cantidad de cemento y sobretodo de los volúmenes colados de concreto, podrá producirse el calor de hidratación en mayor o menor grado. Existe el cemento portland tipo II el cual tiene la propiedad química de reaccionar con el agua desprendiendo poco calor (para el caso de colar grandes espesores). Más aún puede citarse el caso de las presas de arco, donde se utilizan cantidades muy bajas de cemento para disminuir los efectos mencionados, o incluso sistemas de enfriamiento para el concreto.

Nuevamente las condiciones ambientales en el túnel son favorables para disminuir los efectos del calor de hidratación; además de que podrán definirse métodos de producción de concreto para minimizarlos.

Los cambios volumétricos por variaciones de temperatura ocurren en el concreto como en todos los materiales, pudiendo ser de diverso grado. En todos los materiales se tienen variaciones de volumen dependiendo de la temperatura ambiental existente; esto es, para una alta temperatura se producirá una expansión volumétrica, en tanto que para una baja temperatura existirá la contracción volumétrica. Estos efectos son independientes de la reacción química por el fraguado.

Todos estos cambios alternados pueden deteriorar la estructura y al no tomar las precauciones adecuadas, podrá producirse daño estructural. La forma más conveniente de controlar este problema es mediante juntas de dilatación, las cuales son capaces de absorber sobretodo las expansiones volumétricas.

En el caso de los revestimientos para túneles, la mencionada estabilidad térmica sigue siendo de vital importancia para que los cambios volumétricos sean mínimos, al no haber cambios bruscos de temperatura. Podrá pensarse que los túneles en montaña (autopistas, ferrocarriles, etc.) estén más propensos a los cambios de temperatura, pero los efectos producidos estarán en función de la longitud del túnel, que al ser relativamente cortos no requieran juntas de dilatación.

Quizá la estabilidad térmica que proporciona el confinamiento del terreno sea la causa principal para minimizar las deformaciones y agrietamiento en general; pero habrá que tomar en cuenta que ante un buen proceso constructivo, y sobretodo un adecuado control de calidad, podrá construirse un revestimiento de concreto simple en condiciones buenas de seguridad y servicio.

Adicionalmente podrá referirse al caso de los pavimentos de concreto, en los cuales una de las virtudes principales del concreto (resistencia a tensión) se aprovecha al máximo mediante técnicas constructivas (juntas, acabado) y de calidad (resistencia, revenimiento, propiedades de los materiales, etc.).

## **EFFECTOS SISMICOS**

Finalmente, habrá que comentar algunos aspectos referentes a los efectos sísmicos producidos en los túneles. Este problema al igual que los anteriores sería muy difícil tratarlo analíticamente, por lo que se hará referencia solo a investigaciones sobre experiencias.

Generalmente los revestimientos para túneles en terrenos firmes no se diseñan para soportar efectos sísmicos, ya que se encuentran totalmente confinados por el terreno y al producirse un movimiento sísmico todo oscilará como un conjunto. (Aunque es claro que la diferencia de rigideces del terreno y del revestimiento producirá diferencia de movimientos y

acciones adicionales sobre el revestimiento)<sup>2</sup> Podrían esperarse daños estructurales (grietas, fracturas) en puntos específicos como son las conexiones con portales, lumbreras, etc. o en aquellos casos donde las fallas geológicas provoquen inestabilidad y hagan soportar acciones adicionales al revestimiento.

Según algunas experiencias prácticas que se tienen al respecto, cabe mencionar la referencia 12, la cual contiene una investigación sobre los efectos sísmicos en 56 túneles de E.E.U.U. y Japón. Las conclusiones más importantes a las que se llega son las siguientes: (tomadas de ref. 12)

- 1) El colapso del túnel ocurre solo bajo condiciones sísmicas extremas. Se observaron daños menores o nulos para aceleraciones en la superficie de hasta 40% de la aceleración de la gravedad.
- 2) Los túneles son mucho más seguros que las estructuras sobre el terreno para una intensidad de sismo dada.
- 3) Se pueden esperar daños más severos aunque localizados, cuando el túnel pasa por una falla geológica que se desplaza durante el sismo.
- 4) Los túneles revestidos solo presentan grietas bajo la acción de movimientos máximos, mientras que los túneles sin revestir ocurren desprendimientos de roca.
- 5) Los túneles profundos excavados en roca sana son más seguros que los túneles someros.
- 6) El colapso total de un túnel ocurrió asociado al desplazamiento de una falla geológica que lo intersectaba.

Con esto podrá recalarse que los efectos sísmicos habrán de evaluarse para cada caso en particular, considerando las conexiones del túnel con estructuras auxiliares, sismicidad de la zona, tipo de terreno, ocurrencia de fallas y otros problemas geológicos, etc. que puedan justificar un análisis de este tipo.

---

<sup>2</sup> Aquel será conveniente aclarar que los efectos sísmicos en los túneles no deberán analizarse haciendo similitud con una edificación que considere vibración por la altura, sino que el sismo en un túnel será relacionado con ideas de transmisión de ondas.

## CAPITULO VII

### APLICACION A CASOS REALES

En este capítulo se tratará sobre la aplicación de los conceptos establecidos a lo largo del presente estudio, para revisar el diseño estructural de un túnel ferroviario que fue revestido en su totalidad por concreto simple.

#### 7.1 ANTECEDENTES

El túnel en estudio se denomina "BARRIETOS II" y forma parte del alineamiento de la vía férrea México-Querétaro entre los cadenamientos 17+540 y 18+000 contando con una longitud total de 460 metros.

Este túnel se encuentra localizado en la zona llamada Barrietos en el municipio de Tlalnepantla, Edo. de México, librando un monte de 50 metros de altura aproximadamente (Ver Fig. 1). El proyecto de diseño y construcción del túnel se llevó a cabo hace unos 10 años y se realizó para contar con una doble vía cercana a la ya existente desde principios de siglo.

Además de la altura relativamente grande, la opción de un túnel se aceptó debido a la existencia de una zona habitacional arriba y en las inmediaciones del monte.

El terreno existente está constituido por formaciones volcánicas andesíticas que se presentan alternadamente como tobas andesíticas generalmente fracturadas con un grado de alteración variable, lo cual como ya se ha mencionado favorece a una redistribución de esfuerzos especial que disminuye la necesidad de soporte aceptando más la posibilidad de revestirlo con concreto no reforzado.

La sección transversal del túnel es de forma parabólica construida por 3 arcos de círculo, cuyo espesor es constante de 60 cm. Ver Fig. 2.



Fig. 1 Vista general del túnel

El revestimiento termina en su parte inferior con 2 zapatas de 50 cm de peralte, y con una forma especial para alojar a 2 conductos para desagüe lateral.

La construcción del túnel se efectuó principalmente en 4 etapas:

- \* La primera etapa consistió en excavar la sección media superior (arriba de los 4.5 metros a partir del piso del túnel). Para estabilizar la superficie excavada en el arco superior, fracturada por naturaleza y más aún por los trabajos de excavación, se procedió a la colocación de anclas de acero de 1" de diámetro y longitudes variables entre 50 cm y 6 metros máximo.

Posteriormente se colocó una capa de concreto lanzado de 10 cm. como medio de protección y estabilización del perfil excavado, evitando derrumbes y facilitando la colocación del revestimiento definitivo.

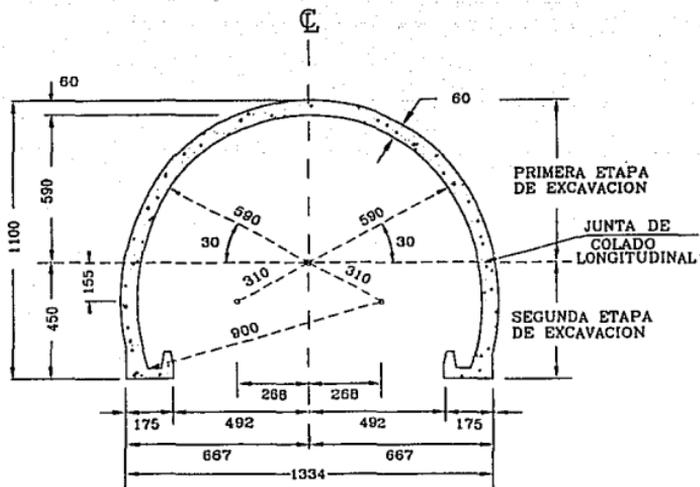


Fig. 7.2 Sección transversal del revestimiento

- \* En la segunda etapa se colocó el revestimiento definitivo en la parte excavada, mediante una cimbra deslizante y utilizando un concreto no reforzado de  $f'c=250$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- \* La tercera etapa consta de la excavación inferior (segunda etapa de excavación) dejando sin retirar los extremos de la sección, con el fin de dejar apoyado el revestimiento colado anteriormente.
- \* La cuarta etapa consistió en 2 actividades alternadas; la primera, retirar cierta longitud del terreno que se había dejado como apoyo, la segunda, el colado del revestimiento en su parte inferior, junto con las zapatas en las que sí se utilizó el acero de refuerzo.

Para tener una idea de la geometría del terreno, se muestra en la Fig. 7.3 un corte longitudinal y en la Fig. 7.4 un corte transversal, indicando además la posición del túnel. (Las escalas vertical y horizontal se han modificado de manera conveniente para considerar un espacio razonable).

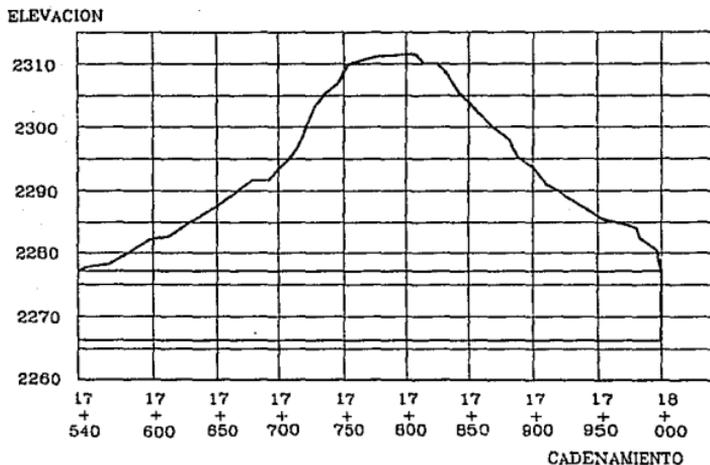


Fig. 7.3 Corte longitudinal del terreno

En el corte longitudinal se puede observar que la máxima altura de terreno arriba de la clave del túnel corresponde al cadenamiento 17+800 contando con unos 35 metros de cobertura aproximadamente.

El corte transversal que se muestra en la Fig. 7.4 corresponde a la altura máxima de terreno arriba del túnel la cual se tomará como sección crítica misma que será utilizada para el análisis. Se efectuará un solo análisis considerando la sección crítica y tomando en cuenta que para otras secciones transversales la cobertura del túnel disminuye y la interacción terreno-revestimiento tendrá menor efecto que con la sección crítica.

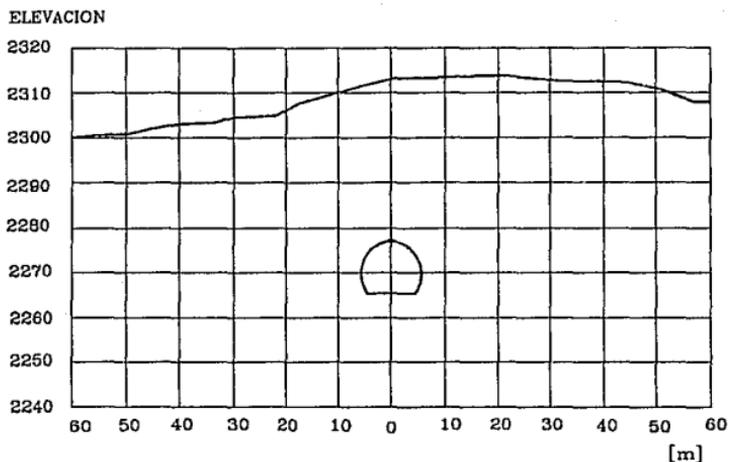


Fig. 7.4 Corte transversal del terreno

## 7.2 ANALISIS

Para el análisis del túnel, con el cual se podrá conocer el comportamiento probable de la excavación y sobretodo los elementos mecánicos sobre el revestimiento, se procederá a utilizar el método del elemento finito, mediante un programa para computadora llamado RHEO - STAUB. Este programa tiene la característica de poder analizar una excavación considerando los aspectos referentes a interacción terreno-revestimiento explicados en el capítulo 4.

Para simplificar el análisis, ya que no es el objetivo principal de este trabajo, se consideró una malla de elementos finitos tomando en cuenta las siguientes características :

- \* Analizar la mitad izquierda del túnel, con su correspondiente área de influencia de terreno, considerando un máximo de 6 diámetros para cada lado del túnel, según consideraciones del programa. La otra mitad del túnel será sensiblemente igual, cayendo en errores mínimos que no valdría la pena considerar, aumentando el trabajo de análisis
- \* Efectuar el análisis para la condición más desfavorable que sería con la altura máxima de terreno. Ver Fig. 7.4
- \* El terreno, aunque es heterogéneo, puede considerarse un solo material con propiedades elásticas promedio.
- \* Las propiedades generales del terreno rocoso, para la sección transversal analizada se tomarán como: <sup>1</sup>

$$\gamma = 2.4 \text{ Ton/m}^3$$

$$E = 200000 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi = 38^\circ$$

$$C = 80 \text{ Ton/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

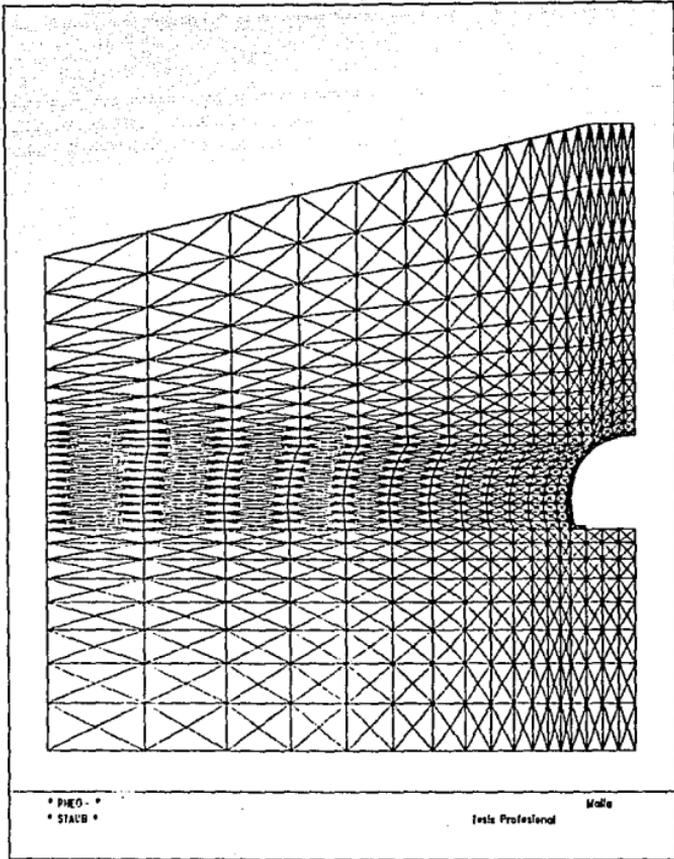
- \* El terreno se discretizará por medio de elementos finitos triangulares (más pequeños cerca de la excavación para aproximar resultados), en tanto que el revestimiento será considerado mediante una armadura con rigidez equivalente a la del espesor de concreto.

Esta armadura equivalente es necesaria para representar al revestimiento y efectuar el análisis con el mencionado programa para computadora. El concepto de la armadura equivalente es transformar el espesor de concreto a una armadura con rigidez tal que sus deformaciones sean iguales.

---

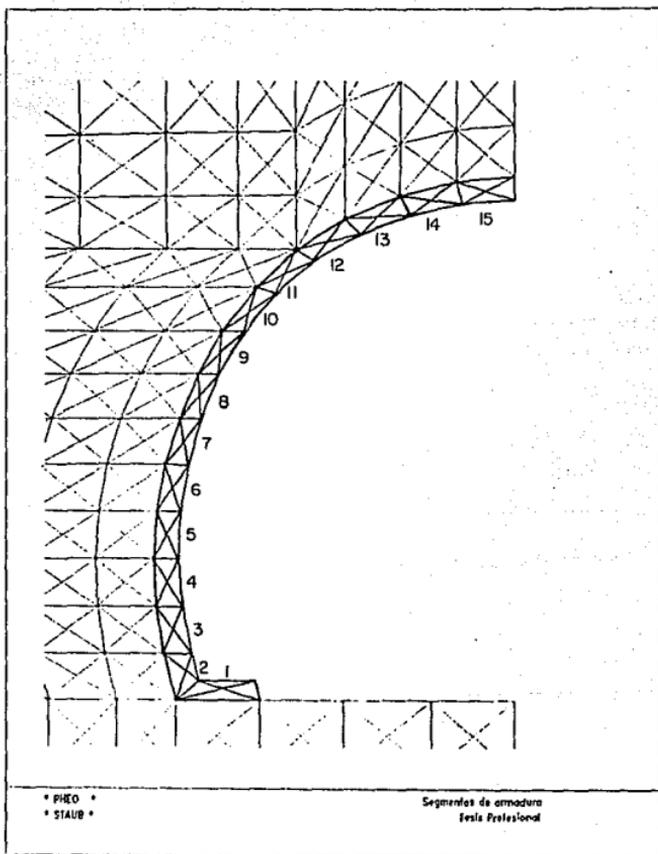
<sup>1</sup> Todos los datos sobre el proyecto del túnel se obtuvieron de las memorias de cálculo que amablemente fueron facilitadas por el Departamento de Estudios de FERROCARRILES NACIONALES.

En las siguientes páginas se muestran algunas gráficas y resultados del análisis. Se muestra también una reproducción de los resultados referentes a elementos mecánicos sobre el revestimiento, que para los fines de esta tesis será lo principal del análisis. Dichos elementos mecánicos se indican para cada segmento de armadura, que según este programa será el comprendido por dos diagonales y dos montantes.



\* PIÉD - \*  
\* STAUB \*

Welle  
Iveta Profesional



Túnel Barrientos II, Etapa 1  
Tesis Profesional

ELEMENTOS MECANICOS EN EL REVESTIMIENTO

FORCES IN LINING

TRUSS SEGMENT	UPPER CHORD	LOWER CHORD	DIAGO- NAL	DIAGO- NAL	STRUT	STRUT	DISTANCE	NORMAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	5	4	3	2	1	6	.669	56.967	-36.410	-15.232
2	10	9	8	7	6	11	1.589	219.921	7.277	4.209
3	15	14	13	12	11	16	2.566	219.252	-3.865	1.464
4	20	19	18	17	16	21	3.542	222.896	.477	-1.695
5	25	24	23	22	21	26	4.519	222.636	3.278	-2.442
6	30	29	28	27	26	31	5.495	217.676	4.610	-2.272
7	35	34	33	32	31	36	6.471	208.599	5.241	-1.845
8	40	39	38	37	36	41	7.448	196.417	5.405	-1.344
9	45	44	43	42	41	46	8.424	182.822	4.574	-1.120
10	50	49	48	47	46	51	9.447	165.933	5.847	-1.228
11	55	54	53	52	51	56	10.518	143.105	6.183	- .864
12	60	59	58	57	56	61	11.588	119.037	5.726	- .363
13	65	64	63	62	61	66	12.659	96.445	4.818	- .056
14	70	69	68	67	66	71	13.730	79.496	3.294	.241
15	75	74	73	72	71	76	14.800	70.501	1.199	.431

### 7.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

Para la revisión estructural del revestimiento definitivo del túnel, se utilizará la información obtenida de los planos estructurales relativa a espesores generales y resistencia del concreto, relacionando todo con el procedimiento de diseño propuesto en el capítulo 5.

Del análisis estructural anterior, se pueden trazar las gráficas de elementos mecánicos que corresponden a las fuerzas internas que deberá resistir el revestimiento, los cuales se muestran en las Figs. 7.5 a 7.7

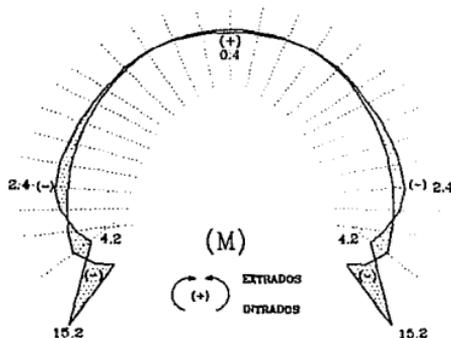


Fig. 7.5 Diagrama de momento flexionante

El diagrama de momento flexionante, se ha trazado en el sentido de la configuración deformada. En estas condiciones, se ha propuesto como momento positivo a aquel que tiende a disminuir la curvatura, en tanto que el momento negativo será el que tiende a aumentarla.

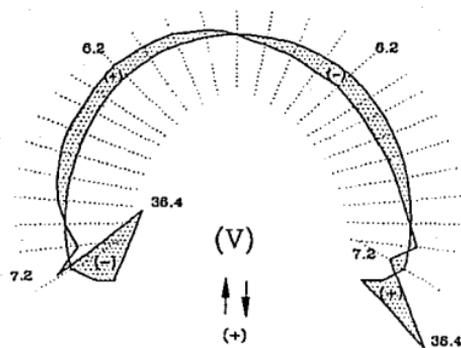


Fig. 7.6 Diagrama de fuerza cortante

En el diagrama de fuerza cortante se muestra la convención de los signos utilizados. Aquí cabría hacer una observación, ya que resulta interesante ver cómo la forma parabólica del revestimiento ayuda en gran manera a disminuir las flexiones y los cortantes concluyendo la eficiencia de las estructuras curvas al tener una variación gradual de dirección.

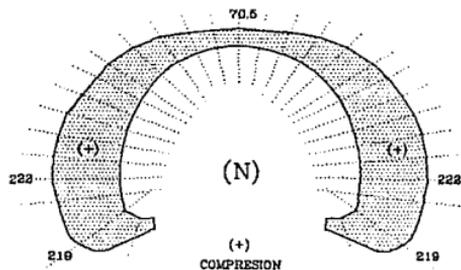


Fig. 7.7 Diagrama de fuerza axial

Como se mencionaba en el capítulo 3, al haber un cambio brusco de dirección en la estructura curva, habrá una concentración de esfuerzos, lo cual se puede comprobar en este ejemplo al observar los elementos mecánicos de flexión y cortante en la unión zapata-pared.

#### a) DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

El concepto fundamental de esta revisión será la de verificar que los esfuerzos resultantes de combinar el momento flexionante y la fuerza axial no excedan a los esfuerzos permisibles establecidos por el código A.G.I. Para esto se procederá a revisar los esfuerzos en varias secciones del revestimiento, ya que hay diversas combinaciones (fuerza axial-momento) que se consideran críticas.

Los elementos mecánicos de flexión y carga axial se muestran en los diagramas correspondientes (Ver Figs. 7.5 y 7.6), donde puede observarse que una de las combinaciones críticas de momento y carga axial (flexión máxima y compresión mínima) ocurre en la clave del revestimiento. Esta combinación podría producir los esfuerzos máximos de tensión por flexión. Por otro lado los esfuerzos máximos de compresión ocurrirán en las paredes, ya que se tiene una fuerza axial máxima además de un momento grande.

Con todo esto puede proponerse que solo se revisen las 2 combinaciones anteriores correspondientes a la clave y las paredes. Aplicando el método, se deberán trazar los diagramas de interacción para las 2 secciones a revisar.

Como se ha mencionado, este tipo de diagramas serán gráficas que representan las diferentes combinaciones de momento flexionante y fuerza axial con las cuales se alcanza la resistencia permisible del concreto y son necesarias cuando tiene que revisarse una misma sección ante varias combinaciones de elementos mecánicos. Para el caso en estudio convendrá trazar los diagramas aún cuando solo se revise una combinación de valores máximos, ya que de esta forma podrá observarse el margen de seguridad que se tiene.

El trazo de los diagramas de interacción será sumamente fácil al utilizar un programa para computadora que considere una hoja de cálculo y un graficador. Con ayuda del programa LOTUS, se adaptaron las expresiones para el cálculo de resistencia en el revestimiento, en un formato que permite visualizar los datos y los resultados obtenidos para finalmente presentar el diagrama de interacción.

Los valores a graficar en los diagramas serán los siguientes, considerando un factor de carga de F.C. = 1.4

$$\text{CLAVE} \quad P_u = 1.4 (70.5 \text{ Ton}) = 98.7 \text{ Ton}$$

$$M_u = 1.4 (0.43 \text{ T-m}) = 0.6 \text{ T-m}$$

$$\text{PARED} \quad P_u = 1.4 (219.9 \text{ Ton}) = 307.9 \text{ Ton}$$

$$M_u = 1.4 (4.2 \text{ T-m}) = 5.9 \text{ T-m}$$

La relación R/h del revestimiento es:<sup>2</sup>

$$\frac{R}{h} = \frac{617.5 \text{ cm}}{55 \text{ cm}} = 11.2 \quad \dots \text{ (Arco superior)}$$

$$\frac{R}{h} = \frac{927.5 \text{ cm}}{55 \text{ cm}} = 16.8 \quad \dots \text{ (Paredes)}$$

---

<sup>2</sup> El parante del revestimiento se reducirá 5 cm según las especificaciones del A.C.I.; esto es, en lugar de 60 cm se considerarán 55 cm.

Con esto puede proponerse que los efectos en la clave se revisen considerando la curvatura inicial del revestimiento, en tanto que para las paredes se simplifique el cálculo considerando su comportamiento como elemento recto (debido al alto valor de  $R/h$ ).

Los dos diagramas de interacción serán para una sección de 100cm x 55cm con la diferencia de que uno contemplará la curvatura inicial y el otro no, pudiendo comparar resultados.

En las páginas siguientes se muestran los formatos de cálculo y los diagramas de interacción correspondientes a cada revisión propuesta. Como puede observarse, los mencionados diagramas son prácticamente iguales al considerar o no la curvatura del revestimiento. Por otra parte, los puntos (P,M) se localizan dentro del área delimitada por la gráfica; esto es, los esfuerzos resultantes de la flexocompresión son menores a los permisibles y por tanto la sección es adecuada para este efecto. Más aún, puede observarse el amplio margen de seguridad que se tiene al visualizar la posición de los puntos (P,M) en cada diagrama.

## DIAGRAMA DE INTERACCION PARA ELEMENTOS CURVOS DE CONCRETO SIMPLE

### 1) DATOS REQUERIDOS

f'c =	250	Kg/cm <sup>2</sup>
b =	100	cm
h =	55	cm
R =	617.5	cm

### 2) FLEXION QUE DISMINUYE LA CURVATURA

#### — PARAMETROS DE DISEÑO

re =	645.000	cm
ri =	590.000	cm
e =	0.408	cm
yt =	27.092	cm
yc =	27.908	cm
a =	0.112	
m =	0.064	
bo =	536250.000	Kg
c =	75179.199	Kg

#### — RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO

Po =	536250	Kg
Mo =	668733	Kg-cm
Pb =	315414	Kg
Mb =	3474400	Kg-cm
To =	-75179	Kg

#### — PUNTOS DEL DIAGRAMA A GRAFICAR

M	P
0.00	536.25
34.74	315.41
6.69	0.00
0.00	-75.18

M (Ton - m)

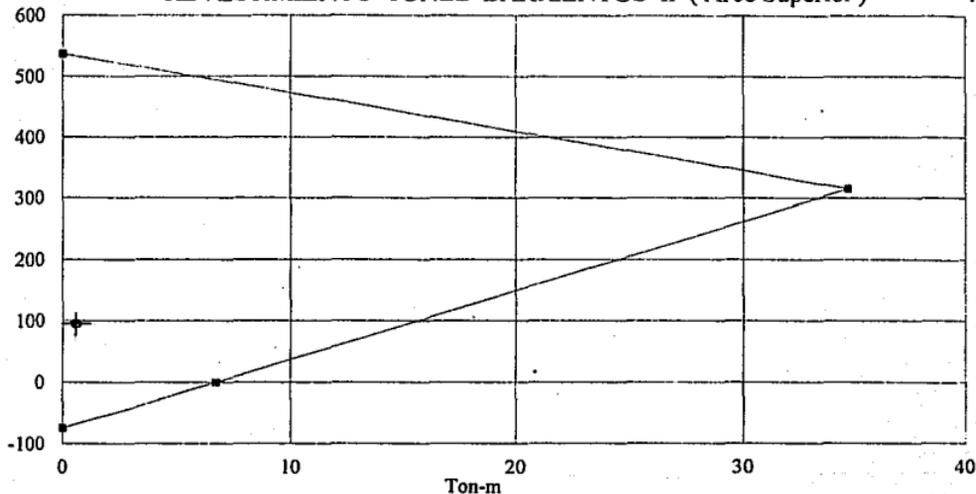
P (Ton)

FUERZA AXIAL

Ton

## DIAGRAMA DE INTERACCION (P - M)

REVESTIMIENTO TUNEL BARRIENTOS II ( Arco Superior )



MOMENTO FLEXIONANTE

SECCION 100cm x 55cm (  $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  )

## DIAGRAMA DE INTERACCION PARA ELEMENTOS RECTOS DE CONCRETO SIMPLE

### 1) DATOS REQUERIDOS

$$\begin{aligned} f_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 55 \text{ cm} \end{aligned}$$

### 2) FLEXOCOMPRESION

#### — PARAMETROS DE DISEÑO

$$\begin{aligned} a &= 0.109 \\ m &= 0.065 \\ b_o &= 536250.000 \text{ Kg} \\ c &= 75179.199 \text{ Kg} \end{aligned}$$

#### — RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO

$$\begin{aligned} P_o &= 536250 \text{ Kg} \\ M_o &= 689143 \text{ Kg-cm} \\ P_b &= 306964 \text{ Kg} \\ M_b &= 3502980 \text{ Kg-cm} \\ T_o &= -75179 \text{ Kg} \end{aligned}$$

#### — PUNTOS DEL DIAGRAMA A GRAFICAR

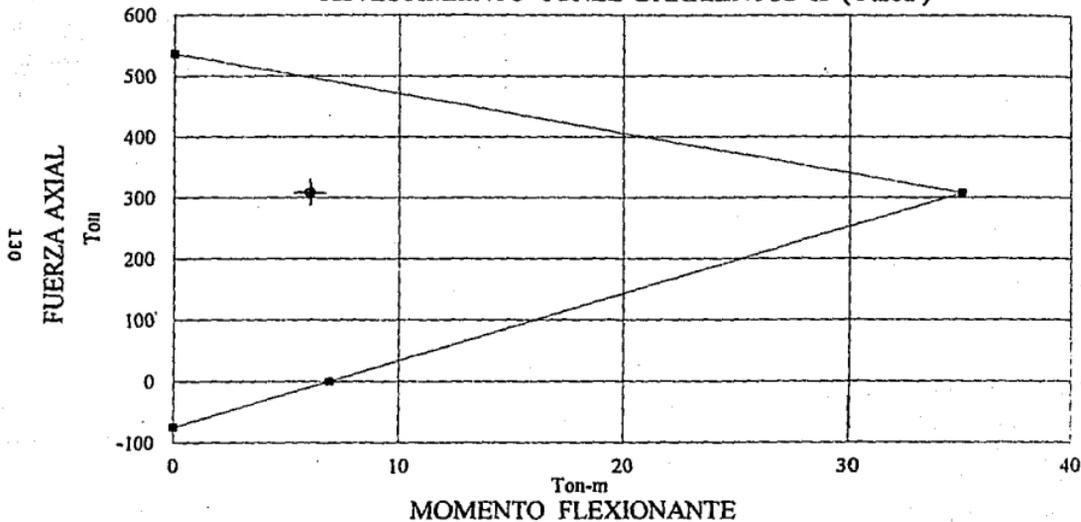
M	P
0.00	536.25
35.03	306.96
6.89	0.00
0.00	-75.18

M (Ton - m)

P (Ton)

# DIAGRAMA DE INTERACCION (P - M)

REVESTIMIENTO TUNEL BARRIENTOS II (Pared)



SECCION 100cm x 55cm (  $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  )

Se propone ahora visualizar los resultados de la revisión estructural por flexocompresión, considerando mediante las fórmulas correspondientes, las especificaciones del A.C.I.

\* CLAVE

$$\begin{aligned}P_u &= 98700 \text{ Kg} \\M_u &= 0.6 \times 10^5 \text{ Kg-cm} \\b &= 100 \text{ cm} \\h &= 55 \text{ cm} \\R &= 617.5 \text{ cm} \\f'_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\r_i &= 590 \text{ cm} \\r_e &= 645 \text{ cm} \\e &= 0.408 \text{ cm} \\y_t &= 27.09 \text{ cm} \\y_c &= 27.91 \text{ cm} \\\phi &= 0.65\end{aligned}$$

a) TENSION

$$\sigma_T \leq \sigma_P$$

$$\sigma_T = \frac{P_u}{b h} - \frac{M_u y_T}{b h e r_i}$$

$$\sigma_T = 17.94 - 1.22 = 16.72 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Compresión})$$

Con esto se observa que no existen esfuerzos de tensión en la clave, y siendo aquí el lugar donde se esperarían los esfuerzos máximos, se concluye que el revestimiento se encuentra en estado permanente de compresión.

Ahora, se revisarán los esfuerzos máximos de compresión con los elementos mecánicos en las paredes, y considerando un comportamiento de miembro de eje recto:

\* PARED

$$\begin{aligned}P_u &= 307\,900 \text{ Kg} \\M_u &= 5.9 \times 10^5 \text{ Kg-m} \\b &= 100 \text{ cm} \\h &= 55 \text{ cm} \\f'_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi &= 0.65\end{aligned}$$

COMPRESION

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_c}{\sigma_p} &\leq 1 \\ \frac{\sigma_c}{\sigma_p} &= \frac{P_u}{0.6 \phi f'_c b h} + \frac{6 M_u}{\phi f'_c b h^2} \\ \frac{\sigma_c}{\sigma_p} &= 0.572 + 0.072 = 0.65 < 1.0\end{aligned}$$

El factor de seguridad adicional para compresión será :

$$F.S. = \frac{1}{0.65} = 1.53$$

Con esto queda demostrado que la forma parabólica de este revestimiento da como consecuencia un comportamiento de compresión permanente ante la interacción con el terreno, con un factor de seguridad adicional.

b) DISEÑO POR CORTANTE

La revisión por cortante se realizará calculando la resistencia de la sección transversal y comparándola con las fuerzas actuantes. Se propone revisar solo el cortante máximo que para este caso ocurre cerca de la unión zapata-pared:

$$V_u = 1.4 (7277 \text{ Kg}) = 10\,190 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq V_R$$

$$V_R = 0.35 \phi b h \sqrt{f'_c} = 19785 \text{ K}$$

$$V_u = 10190 \text{ Kg} < V_R = 19785 \text{ Kg}$$

El factor de seguridad adicional para cortante será :

$$F.S. = \frac{19785}{10190} = 1.94$$

Finalmente, cabe mencionar que a casi 10 años de su construcción, el revestimiento no ha presentado grietas importantes mucho menos fracturas visibles. Es de aclarar que las únicas grietas que han aparecido se localizan en las juntas de colado a cada 7.5 metros aproximadamente; son fisuras pequeñas que no han tenido mayor problema, pero que en algunos casos las infiltraciones han obligado a sellar con algún impermeabilizante.

Esto demuestra los conceptos expuestos en el capítulo 6 referentes a las condiciones de servicio en el revestimiento, ya que las condiciones ambientales en el túnel son muy estables, y esto aunado al procedimiento constructivo por tramos relativamente cortos (haciendo juntas constructivas tratadas adecuadamente) y utilizando un concreto de calidad controlada, no sería adecuado manejar el concepto de agrietamiento por cambios volumétricos comúnmente utilizado en estructuras de edificación.

En la Fig. 7.8 se muestra una vista del portal Querétaro del túnel, para ilustrar el estado actual.

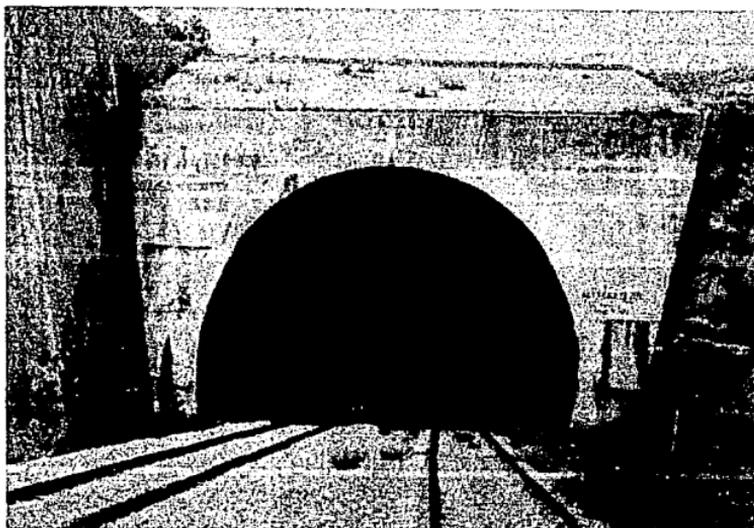


Fig. 7.8 Portal Querétaro

#### 7.4 OTROS CASOS ILUSTRATIVOS

Como parte complementaria de la aplicación del concreto simple en los revestimientos para túneles, pueden citarse dos casos que demuestran su utilización con fines prácticos.

El primer caso se ilustra con el túnel ANALCO-SAN JOSE (Ref. 11) de 16 Km. de longitud que fue construido para el sistema de abastecimiento de agua potable a la Ciudad de México. Se proyectó con un revestimiento de tipo portal y combinando tramos de concreto simple con otros de concreto reforzado. En la Fig. 7.9 se muestra la sección transversal tipo, en la cual se observa la losa plana con acartelamientos en las uniones con los muros.

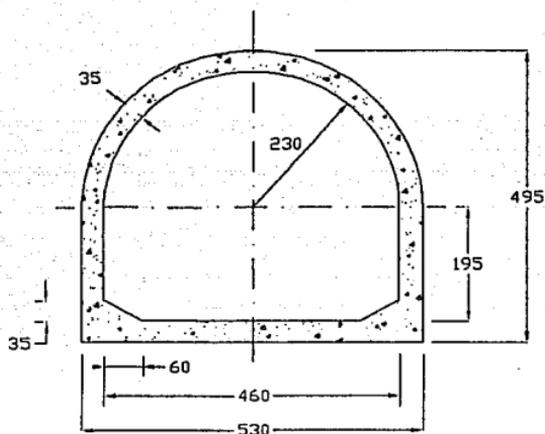


Fig. 7.9 Sección transversal túnel ANALCO-SAN JOSE

Para la determinación de las acciones a resistir por el revestimiento, se realizaron diversos análisis considerando además del efecto de la excavación, la presión hidrostática externa la cual en algunos tramos resultó predominante.

Al considerar los efectos de la excavación, se tomó en cuenta la posibilidad de cargas por aflojamiento sobre la clave del túnel, así como de varias condiciones de presión de montaña, utilizando para tal efecto las propiedades de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso. En general los esfuerzos resultantes del análisis de la excavación resultaron de poca importancia, siendo más representativos los correspondientes a la presión hidrostática. En este último análisis se observó que en la losa se presentaban las condiciones críticas, razón por la cual se concedió mayor interés a la determinación de los esfuerzos por flexión en esa parte.

De un estudio paramétrico realizado para calcular los esfuerzos por flexión considerando varios espesores y las condiciones de carga anteriores, los esfuerzos de tensión resultaron de 11 Kg/cm<sup>2</sup> para un espesor de 35 cm que se consideró como definitivo.

Para el diseño se dio especial énfasis a los esfuerzos permisibles del concreto considerando que, dependiendo de las características de los materiales, la resistencia a tensión por flexión podría variar entre un 8 % y un 20% de la resistencia a compresión simple. De esta forma, utilizando concreto diseñado para una resistencia a la compresión simple a los 28 días de 250 Kg/cm<sup>2</sup>, se logró obtener una resistencia a la tensión por flexión de aproximadamente 32 Kg/cm<sup>2</sup> y que comparado con el esfuerzo de 11 Kg/cm<sup>2</sup> que se obtuvo en el análisis del revestimiento, podría hablarse de un factor de seguridad de :

$$F.S. = \frac{32 \text{ Kg/cm}^2}{11 \text{ Kg/cm}^2} \approx 3$$

lo cual es lógico y confiable construirlo de concreto no reforzado.

En algunos casos donde la presión de montaña fue importante, la utilización del acero de refuerzo resultó necesaria para resistir las acciones por la excavación, incluso los espesores requeridos resultaron mayores.

Puede observarse finalmente que el diseño estructural del revestimiento aunque simplista, logró abatir la utilización del refuerzo, más aún con un factor de seguridad alto.

## TUNEL "AGUA ESCONDIDA"

El segundo caso a comentar se refiere al túnel "AGUA ESCONDIDA" que forma parte del sistema Cutzamala también para el abastecimiento de agua potable a la Ciudad de México. (Ref. 13). Tiene una longitud total de 2860 metros y una sección transversal variable que en general comprende un arco de medio punto, muros inclinados, losa plana y acartelamientos en algunos tramos, respetando las dimensiones interiores de 3.8 m por 3.8 m.

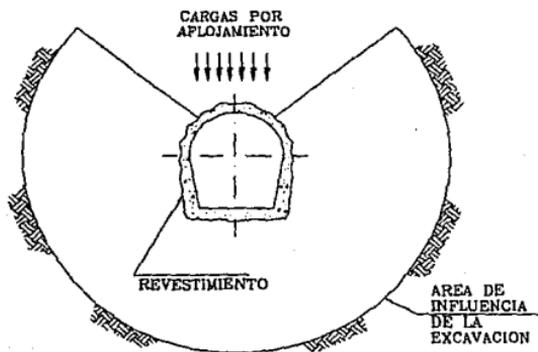


Fig. 7.10 Túnel AGUA ESCONDIDA (1er análisis)

La existencia de un terreno firme muy variable (predominantemente basalto-andesítico), obligó a la realización de más de 1 análisis para observar el comportamiento del revestimiento, además de las mediciones de convergencia, con lo cual la sección transversal proyectada inicialmente a base de losa plana, muros inclinados y 2 arcos circulares en la parte superior, fue ligeramente modificada en tramos críticos.

Se analizaron 3 secciones considerando el fenómeno de interacción por el método de elementos finitos, las cuales se consideraron representativas en cuanto a naturaleza de la roca y posibles presiones.

Un tramo de gran longitud cerca del portal de salida se proyectó mediante un arco superior, muros rectos e inclinados y losa plana sin cartelas (Ver Fig. 7.10), y considerando que solo actuarían cargas por aflojamiento, se pudo construir de concreto simple dejando un amplio margen de seguridad.

Otro tramo, cercano al portal de entrada, se analizó considerando además de las cargas por aflojamiento de roca sobre la clave, la presencia de presiones hidrostáticas. Se propuso entonces un revestimiento de concreto simple formado por una losa plana acartelada en su unión con muros inclinados y una bóveda circular. Ver Fig. 7.11

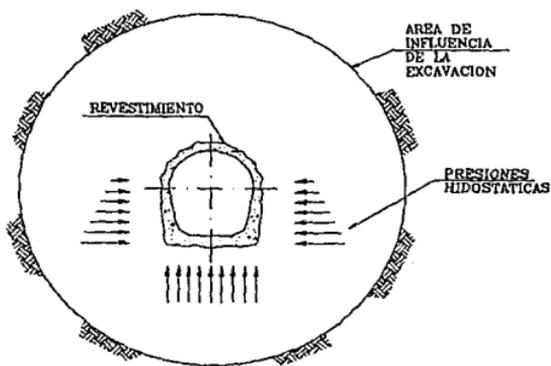


Fig. 7.11 Túnel AGUA ESCONDIDA (2o análisis)

Finalmente, para los tramos críticos, el revestimiento también se analizó por el mismo método de elementos finitos, considerando solo la presión de roca (presión de montaña), de cuyos resultados se vio la necesidad de utilizar acero de refuerzo, con una sección transversal

semejante a la propuesta cerca del portal de entrada. Ver Fig. 7.12

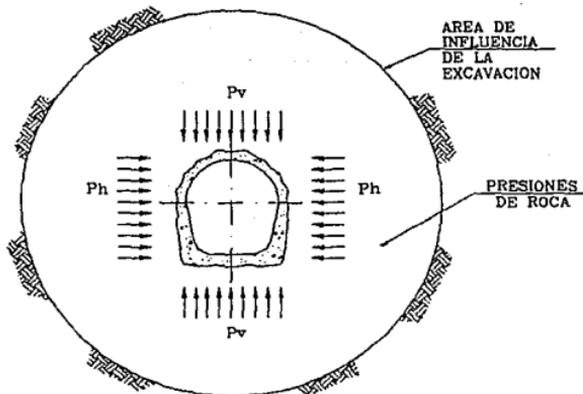


Fig. 7.12 Túnel AGUA ESCONDIDA (3er análisis)

## CAPITULO VIII

### CONCLUSIONES

Aún cuando no existan a la fecha criterios formalmente establecidos para el diseño de revestimiento de túneles, el emplear algún modelo de comportamiento estructural para tratar sobre cierto sistema de soporte, ayuda en gran manera a comprender el estado de esfuerzos interno en el revestimiento y sobretodo cómo resistirlos.

Se ha estado tratando en este trabajo sobre los aspectos importantes que determinan el proceso de diseño, dando especial énfasis a los esfuerzos permisibles en el concreto y a la posibilidad de un diseño sin acero de refuerzo. Tal vez los aspectos principales que hacen posible la estabilidad estructural del concreto simple en los revestimientos de túneles, sean las condiciones estructurales y el control de calidad en la construcción:

#### ESTRUCTURALES :

Los principales aspectos estructurales estarán relacionados con el método de análisis utilizado, las características de los esfuerzos actuantes y la resistencia permisible del concreto.

El método de análisis utilizado influirá de manera importante, ya que al considerar la interacción terreno-revestimiento y no cargas directas, las características de resistencia en el terreno ayudarán en gran parte a estabilizar la excavación, y los esfuerzos a resistir con el revestimiento serán relativamente bajos. Con esto se puede observar la necesidad de utilizar conceptos de análisis apegados a la realidad, ya que casi todo dependerá de los resultados obtenidos en esta etapa del proyecto.

En cuanto a las características de los esfuerzos actuantes, hay una propiedad muy interesante en la forma curva de los revestimientos. La curvatura propicia una distribución favorable de acciones externas, dando como resultado un estado interno de esfuerzos con mayor

tendencia a las compresiones axiales y disminuyendo considerablemente las flexiones y cortantes con relación a una estructura rectilínea semejante en cuanto a geometría general y acciones.

Cabe aclarar que podrá existir una curvatura determinada con la cual las acciones externas sean resistidas solo mediante compresiones axiales (los arcos en la antigüedad estaban basados en este principio). Tal geometría podrá no ser muy conveniente al tomar en cuenta los requerimientos de espacio en el túnel; así que deberán conjuntarse los 2 aspectos anteriores para obtener una curvatura que prevea el espacio necesario para la utilización del túnel, y disminuya los esfuerzos desfavorables para el concreto.

Finalmente, aunque las teorías existentes sobre diseño de concreto supongan que no tiene resistencia a tensión, proponiendo al acero para resistir tales esfuerzos, no debe olvidarse que una de las principales virtudes del concreto es su resistencia propia a esfuerzos de tensión. El aprovechamiento de esta característica natural hace posible la existencia de pavimentos y presas de arco concebidos como estructuras de concreto simple.

#### **CONTROL DE CALIDAD Y MATERIALES :**

La finalidad principal de este aspecto es garantizar lo más posible las hipótesis hechas en la teoría del cálculo de resistencia; esto es, una vez que el revestimiento ha sido diseñado en cuanto a geometría y espesor, deberá construirse de tal forma que la estructura resultante tenga el comportamiento previsto en el diseño. Para llevar a cabo este objetivo tan importante como el diseño, se requiere de un adecuado control de calidad tanto de materiales como en la construcción.

Quizá la suposición de material homogéneo sea la hipótesis que menos se apega a la realidad. Esto es, al tener agregados pétreos dispersos en una pasta de cemento, se origina un material heterogéneo; por lo que podrá controlarse una producción de concreto de estructura uniforme más que homogénea, manteniendo una granulometría graduada que disminuya tanto los huecos como las zonas de defectos (mal adherencia agregados-pasta de cemento).

En el concreto, lo más importante no es solo la resistencia, sino también la durabilidad, y en los revestimientos de concreto simple los dos factores anteriores deberán estar contemplados en el control de calidad. La durabilidad también estará relacionada con la característica de uniformidad en el concreto. Al formar una masa de concreto lo más uniforme,

las posibles zonas de defecto quedarán aleatoriamente distribuidas, y la posibilidad de formar superficies de debilidad será menor.

Muchas otras razones que justifican el control de calidad en el concreto simple deberán ser consideradas no por tratarse de estructuras especiales, sino por el cuidado que se debe tener con el concreto para aprovechar al máximo sus propiedades. Realmente todos estos aspectos explicados conceptualmente deberían ser concluidos con bases y experiencias constructivas derivadas de actividades pasadas relacionadas con los túneles, ya que resultaría imposible y más aún inadecuado tratar de generalizar con algún procedimiento particular.

El decir que cada sistema de soporte para túnel es muy complejo y depende de una serie de factores muy diversos tan particulares que se requiere de estudio especial, equivale a no decir nada; pero particularizar sobre algún tipo de revestimiento tratando de explicar su comportamiento estructural y más aún enfocando el tratado hacia la interdependencia diseño-construcción, sería avanzar un poco en la extensa ciencia de los túneles.

En este trabajo se pretendió estudiar el diseño y el comportamiento estructural del revestimiento de concreto simple; pero todas las ideas aquí expuestas servirán solo como base para un estudio más a fondo que contemple los aspectos referentes al proceso constructivo y más aún a experiencias prácticas.

## REFERENCIAS

- (1) Mendoza Escobedo, C.J.  
"PROPIEDADES MECANICAS DE LOS CONCRETOS FABRICADOS  
EN EL DISTRITO FEDERAL"  
Instituto de Ingenierfa, U.N.A.M. No. 495  
México, D.F. Noviembre 1985
  
- (2) Sánchez T., R.  
"TUNELES SOMEROS PARA AUTOPISTAS"  
Publicación personal  
México, D.F. Febrero 1992
  
- (3) Neville, A.M.  
"TECNOLOGIA DEL CONCRETO" Tomo II  
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto  
México, D.F. 1984
  
- (4) Szechy, K.  
"THE ART OF TUNNELLING" Cap. 3  
Akademiai Kiadó  
Budapest 1967
  
- (5) Ranken, R.E. et. al  
"ANALYSIS OF GROUND-LINER INTERACTION FOR TUNNELS"  
U.S. Department of Transportation  
Washington, D.C. 1978

- (6) Hoek, E. , Brown, E.T.  
"EXCAVACIONES SUBTERRANEAS EN ROCA" Cap. 5  
Mc. Graw Hill 1980
- (7) Timoshenko, S.  
"STRENGTH OF MATERIALS" Parte I  
D. Van Nostrand Company, Inc.  
3a. Edición 1955
- (8) Park, P. , Paulay, T.  
"ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO"  
Ed. Limusa  
México, D.F. 1991
- (9) A.C.I. Comité 318  
"BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL  
PLAIN CONCRETE"  
(A.C.I. 318.1-89) 1989
- (10) Underground Technology Research Council  
Technical Committee on Tunnel Lining Design  
"GUIDELINES FOR TUNNEL LINING DESIGN"  
Cap.3  
Ed. T.D. O'Rourke
- (11) Sánchez T., R.  
"AGUA ESTATICA Y CIRCULANTE Y SU INFLUENCIA EN EL  
DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DE UN TUNEL PARA CONDUCCION DE AGUA  
POTABLE"  
Proceedings of the International Congress on Tunnel and Water

A.E.T.O.S. Madrid 1988

- (12) Dowding, Ch. , Rozen, A.  
"DAMAGE TO ROCK TUNNELS FROM EARTHQUAKE SHAKING"  
Journal of the Geotechnical Engineering Division  
A.S.C.E. Febrero 1978
- (13) Sánchez T., R.  
"PROBLEMAS DE INESTABILIDAD EN LA CONSTRUCCION DEL  
TUNEL AGUA ESCONDIDA"  
Ingeniería Hidráulica en México (Mayo-Agosto)  
México, D.F. 1986