



CAPÍTULO 9. ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LOS SISTEMAS DE
SOSTENIMIENTO



DIRECCIÓN GENERAL DE
SERVICIOS TÉCNICOS

CAPÍTULO 9. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO



Túnel Las Charcas. Carretera Durango-Mazatlán, 2006. Consultec Ingenieros Asociados, S.C.

9.1. GENERALIDADES Y DEFINICIONES

Durante el prediseño de los elementos del sostenimiento, lo fundamental que a priori debe tener claro el diseñador de un túnel es cuáles son los tipos de procesos deformacionales y de redistribución de esfuerzos que van a generarse durante la excavación, así como cuáles son los fenómenos y mecanismos que determinarán la estabilidad de la cavidad. Estos últimos estarán íntimamente relacionados con la naturaleza litológica de los materiales y en el caso túneles en roca con el tipo de discontinuidades que rigen el comportamiento del macizo y con el grado de fracturamiento, así como con la deformabilidad y resistencia del medio. Tomar en cuenta todo lo anterior es determinante al momento de elegir los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento y también los tipos de carga adecuados a cada uno de los distintos sistemas.

También es sumamente importante distinguir entre las metodologías, criterios y consideraciones que deben establecerse para trabajar con los elementos del sostenimiento, que van ligados al procedimiento constructivo y que en muchos casos son de carácter temporal y las que deben tenerse

en cuenta para calcular la estructura de revestimiento, que es de carácter definitivo y que, por lo general, estará sujeta a solicitaciones distintas a las que afectan a los sistemas de sostenimiento.

Por otra parte, es común que los sostenimientos, de carácter temporal, se incorporen al revestimiento definitivo, de manera que la estructura deberá analizarse en dos fases:

- a) Considerando únicamente las propiedades geométricas y mecánicas del sostenimiento provisional (sección simple).
- b) Tomando en cuenta las propiedades geométricas y mecánicas del sostenimiento y del revestimiento trabajando en conjunto (sección compuesta).

En los análisis será fundamental distinguir los estados tenso deformacionales de cada caso, así como las solicitaciones que deberá resistir el sistema en cada fase de cálculo.

9.2. MODELIZACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ESTRUCTURAS

En muchos problemas de ingeniería geotécnica es necesario incluir elementos estructurales que interactúan con el terreno, por lo que en los modelos es necesaria la inclusión de sus equivalentes matemáticos.

Los elementos estructurales con los que cuentan los códigos computacionales para análisis geotécnico más comunes son representaciones simplificadas e idealizadas, de tal suerte que, por lo general, no permiten obtener distribuciones de esfuerzos y deformaciones en el interior de un sólido, sino que están programados para proporcionar otras cantidades físicas más útiles en diseño, como son fuerzas axiales, momentos flexionantes, fuerzas cortantes, desplazamientos y rotaciones.

Los elementos estructurales más comunes y sus nombres en inglés, son:

- Articulaciones y resortes de rotación (*hinges* y *rotation springs*)
- Barras (*bars* o *rods*)
- Vigas (*beams*)
- Placas (*plates*)
- Cascarones (*shells*)
- Geotextiles (*geogrids* o *membranes*)

Adicionalmente, existen elementos compuestos que simulan más adecuadamente la interacción de la estructura con el terreno como son:

- Elementos ancla (*anchor elements*)
- Elementos pilote (*piles*)
- Elementos revestimiento (*liner*)

Es muy importante tener en cuenta que cada elemento tiene sus particularidades, sus limitaciones y sus capacidades para modelizar cierto tipo de estructura.

9.2.1. Modelos para la simulación de conexiones

Las conexiones estructurales que forman articulaciones normalmente permiten rotaciones discontinuas entre los diferentes elementos. El uso de conexiones es común en vigas para representar

apoyos con un grado de libertad rotacional, ya sea entre dos de ellas o entre una viga y un elemento sólido.

Por ejemplo, en túneles falsos contruidos con elementos prefabricados es habitual colocar una junta constructiva libre en la clave a modo de generar una estructura más hiperestática y eliminar los momentos en dicho punto. Un esquema del modelo estructural de un túnel falso sería como el que se representa en la Figura 9.1.

Una junta como la del túnel falso de la Figura 9.1 casi no tendría rigidez rotacional, por lo que a la rótula puede definírsele esta propiedad igual a cero. Sin embargo, existen otro tipo de juntas, como los de las dovelas prefabricadas para túneles excavados con tuneladora que tienen geometría machihembrada y elementos de neopreno para impermeabilizarlas. En tales casos, la conexión presenta una cierta rigidez rotacional que es necesario conocer para la correcta modelización. Algunos códigos comerciales de cálculo incluyen *resortes rotacionales* a los que puede introducirse dicha rigidez y además pueden contar con un parámetro adicional para definir el momento de plastificación de la rótula, M_p .

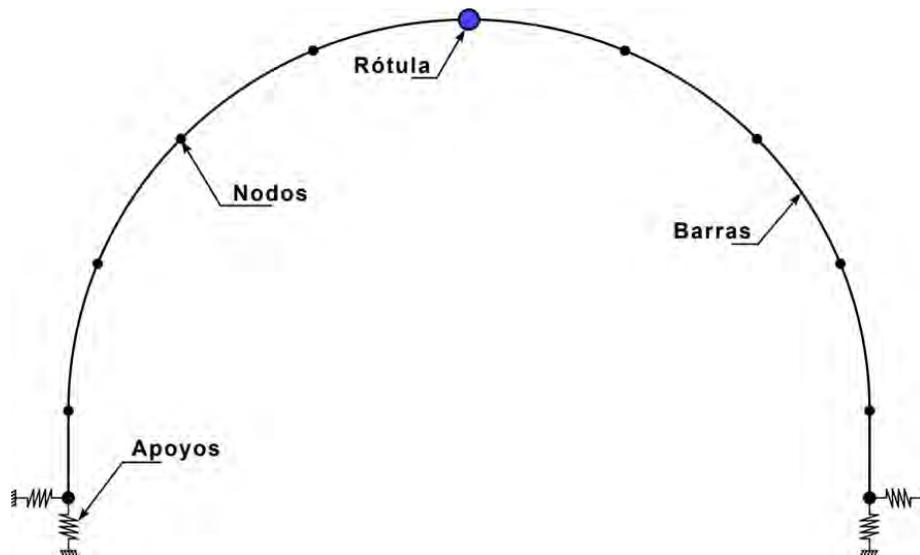


Figura 9.1. Modelo estructural de un túnel falso con rótula en la clave.

9.2.2. Elementos tipo barra

Son los elementos estructurales más simples y están definidos en una sola dimensión mediante una línea equivalente de espesor cero que interconecta dos nodos dentro de una malla. No poseen rigidez a la flexión y su rigidez axial se define mediante el módulo de Young y el área transversal del elemento real EA (por ejemplo, el área de acero de una barra de anclaje). Adicionalmente, puede especificárseles un límite de fluencia F_{max} y también pueden ser tensadas mecánicamente. Su ley constitutiva por lo general es muy simple (elástica-perfectamente plástica) y pueden tener diferentes resistencias a la tensión que a la compresión.

Son elementos adecuados para simular la longitud de tensión de un ancla, pero no la resistencia friccionante entre el mortero y el terreno. Para capturar dicho efecto es necesario combinarlas con otros elementos (ver 9.2.5).

9.2.3. Modelos estructurales para el cálculo de elementos continuos de concreto

9.2.3.1. Elementos tipo placa

En la modelización de estructuras continuas como el concreto lanzado o el revestimiento definitivo comúnmente se utilizan elementos especiales tipo placa¹. Estos elementos son adecuados para representar estructuras delgadas en interacción con el terreno. Los parámetros mecánicos más importantes de los elementos placa son la rigidez a la flexión EI y la rigidez axial EA ; a partir de estos dos parámetros se calcula el espesor equivalente d_{eq} mediante la ecuación:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (9.1)$$

Los elementos placa son geoméricamente similares a sólidos bidimensionales de esfuerzo plano excepto que sólo trabajan ante cargas transversales lo cual induce la flexión. Son el equivalente bidimensional de los elementos viga y su formulación está basada en la teoría de placas de Reissner-Mindlin.

Un elemento placa, en términos simples, es un sólido tridimensional con una de las dimensiones mucho más pequeña que las otras dos y sin curvatura en la “superficie media” de la configuración de referencia (Figura 9.2); la carga produce exclusivamente flexión.

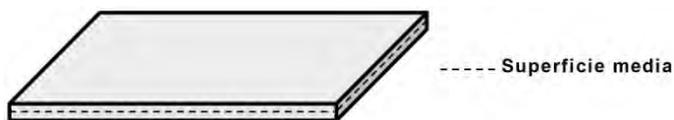


Figura 9.2. Esquema de un elemento placa.

9.2.3.2. Elementos tipo cascarón

La geometría de los elementos cascarón, en elementos finitos, es una aproximación plana de elementos sólidos; se obtienen a partir de una “degeneración” de un elemento sólido tridimensional en un elemento de superficie y sus ecuaciones se derivan a partir de la superposición de tales elementos “degenerados” con elementos finitos de esfuerzo plano (placas).

Un elemento cascarón puede definirse como un sólido tridimensional con una de sus dimensiones mucho más pequeña que las otras dos, con curvatura en su configuración actual y que, a diferencia de las placas, admite cargas en todas direcciones, proporcionando, además de flexión, torsiones y deformaciones en el plano; la combinación de elementos producen un “efecto membrana” (sólidos bidimensionales) a la flexión (placas). Este tipo de elementos suele ser más común en códigos comerciales de cálculo.

El efecto membrana se supone desacoplado del efecto de las flexiones a nivel de elemento, lo cual implica que las fuerzas de membrana no producirán deformaciones por flexión y vice-versa, pero a

¹ En el caso bidimensional pueden considerarse como elementos “viga” (de ancho unitario), los cuáles son en realidad un caso particular de las placas.

nivel estructural sí se produce tal acoplamiento (especialmente cuando hay grandes curvaturas) por lo que es normal que la discretización del cascarón sea más fina que la del medio continuo.

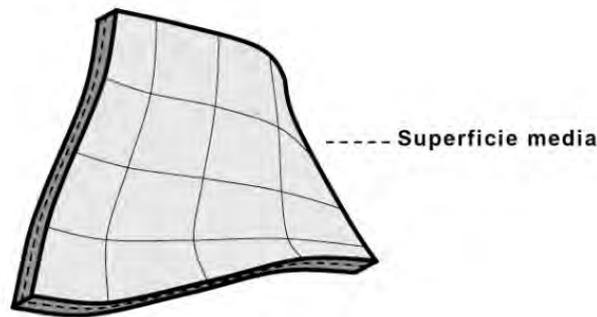


Figura 9.3. Esquema de un cascarón.

9.2.3.3. Elementos tipo viga

En dos dimensiones los objetos placa colapsan en elementos tipo viga, los cuales tienen tres grados de libertad por nodo: dos grados de libertad para la traslación (u_x , u_y) y un grado de libertad para el giro (giro sobre el plano x - y). En túneles suelen emplearse para representar elementos cuya longitud es considerablemente más grande que su peralte que su ancho. Son elementos estructurales cuya función primordial es resistir cargas transversales, básicamente mediante flexocompresión. Existen varias formulaciones matemáticas para definir el comportamiento mecánico de estos elementos de las cuales las más comunes son la de Bernoulli-Euler, la de Timoshenko y la teoría de vigas de Mindlin; estas últimas aplicables a vigas flexionadas por cortante. Los elementos viga pueden cambiar su longitud cuando una fuerza axial es aplicada, también pueden convertirse en materiales plásticos si alcanzan los valores de momento flexionante máximo o fuerza axial máxima. Los momentos flexionantes y fuerzas axiales son calculados para los puntos de esfuerzos, los cuales, en el caso del código de elementos finitos PLAXIS (2002) son puntos ubicados a una distancia $0.5 \times d_{eq} \sqrt{3}$ por encima y por debajo de la línea central del objeto placa.

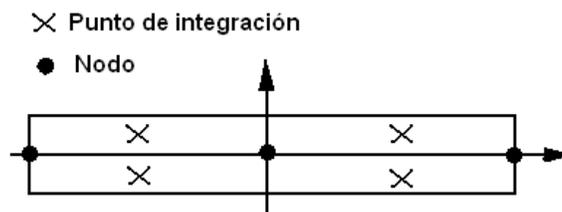


Figura 9.1. Posición de nodos y puntos de esfuerzos en un elemento viga de 3 nodos. Tomado del manual del código PLAXIS (2000).

Es importante notar que el cambio en la relación EI/EA cambiará el espesor d_{eq} y a su vez la distancia de separación entre los puntos de esfuerzos (PLAXIS, 2000).

9.2.4. Modelización de elementos de reforzamiento del terreno

En suelos es común el uso de elementos de reforzamiento que brindan estabilidad a estructuras como terraplenes u otros tipos de relleno. Para simular estos elementos (en dos dimensiones) se emplean los elementos geotextil (geogrid o membrane) que están compuestos por segmentos lineales, con

dos grados de libertad en cada nodo (U_x , U_y). En estos elementos las fuerzas axiales se evalúan en puntos de esfuerzo que coinciden con los nodos (puntos de Newton-Cotes).

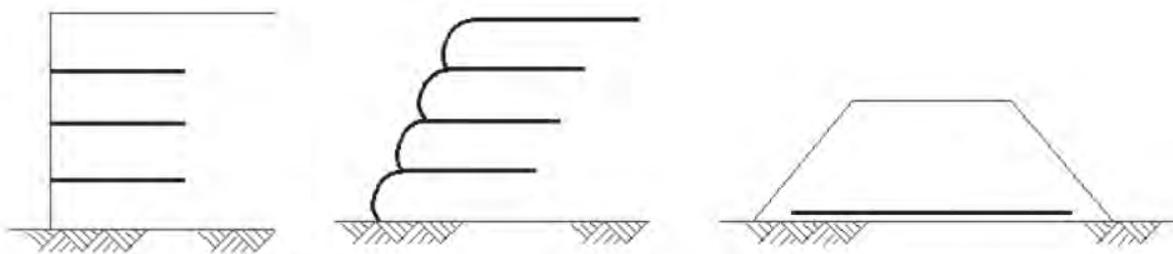


Figura 9.4. Esquemas de utilización de elementos geotextil en suelos. Tomado de PLAXIS (2011).

Los elementos geotextil no tienen rigidez a flexión ni a compresión, por lo que únicamente trabajan a tensión. Puede definirse un límite de fluencia y su comportamiento post-pico es en plasticidad perfecta (Figura 9.5).



Figura 9.5. Terraplén reforzado con Geotextiles y malla electrosoldada.

Una característica interesante de estos elementos es que tienen la capacidad de conectarse a elementos interface con lo cual su interacción con el terreno puede ser cohesivo-friccionante. Lo anterior, en túneles, los hace atractivos para simular el efecto del mortero en anclajes de fricción, cuando estos se combinan con barras, pero hay que tener en cuenta que sólo movilizarán este tipo de resistencia cuando se generen movimientos diferenciales entre sus nodos, cuya componente principal coincida con su eje. Es decir, no son útiles para campos de desplazamientos complejos en los que el mortero contribuiría también con resistencia al corte en sentido transversal y/o a la compresión.

9.2.5. Modelización de elementos estructurales para anclas de fricción

En programas de cálculo numérico basados en la Mecánica del Medio Continuo no resulta demasiado aproximada la simulación (con elementos tipo barra) del trabajo que realizan las anclas de fricción en

un medio que, en la realidad, está fracturado y forma bloques (medio discontinuo). Las anclas de fricción, en la realidad, aseguran los bloques y proporcionan un cierto reforzamiento al medio que rodea a la excavación, dotándolo de una resistencia al corte adicional a la de su propia resistencia. Los elementos tipo barra, en los análisis numéricos tradicionales, se desplazan acompañando al medio continuo en su deformación hacia el interior de la cavidad simulada y sólo entran en tensión de acuerdo con los desplazamientos diferenciales entre los nodos alineados a lo largo de una misma barra. Estos elementos carecen de rigidez a flexión y resistencia a cortante, por lo tanto, difícilmente pueden representar un reforzamiento para el medio que rodea a la excavación. El único efecto que proporcionan es el de dotar de cierta restricción a las deformaciones radiales que se generan en torno al túnel.

En algunos programas, el efecto de la fricción que se genera a lo largo de las anclas puede simularse mediante elementos tipo geotextil, los cuales simulan el material de inyección dentro del barreno que aloja a las anclas. En la realidad existe un complejo estado tridimensional de esfuerzos en torno a la lechada de inyección el cual no se puede modelar en dos dimensiones. Sin embargo, con el sistema barra-geotextil, de acuerdo con algunos autores, es posible estimar la distribución de esfuerzos, las deformaciones y la estabilidad de la estructura a un nivel global, suponiendo que la lechada de contacto no desliza de forma relativa respecto al terreno. (PLAXIS, 2011).

Durante el diseño deberá establecerse qué porcentaje de la longitud total del sistema ancla-mortero (L_a =longitud del ancla) trabajará a tensión (L_T = longitud a tensión) y qué longitud trabajará a fricción (L_s = longitud a cortante).

En un modelo de diferencias finitas, las anclas de fricción se modelan con elementos que combinan barras con interfaces que simulan la lechada. En el Código FLAC^{3D} se les llama elementos tipo cable (*cablese1*)². Estos elementos constan de dos nodos. Cada nodo tiene un grado de libertad en desplazamientos con orientación axial. El elemento cable puede romper por tensión y por compresión, pero no puede resistir momentos (Figura 9.7). Estos elementos, además de la barra, cuentan con interfaces para simular el comportamiento cohesivo-friccionante entre el cable y la malla en la dirección del eje de la barra, con lo que la fuerza resistente se desarrolla alrededor de su longitud como respuesta al movimiento relativo entre la barra y la malla. Pueden ser cargados puntualmente o aplicarles una tensión (postensado).

Con este tipo de elementos las anclas de fricción convencionales no necesitan ser subdivididas en tramos ($L_a = L_T + L_s$) ya que ambos tipos de fuerzas trabajan acopladamente y las cargas se reparten de acuerdo con sus propiedades (elásticas y de resistencia).

En el caso en que se requiera simular un anclaje de tipo activo, en el que una parte del sistema está adherido al terreno y la otra está libre de interacción, se pueden conectar dos elementos cable: al tramo interior sólo se le asignan propiedades de acero y al que queda conectado con el fondo del barreno se le modeliza con todas sus propiedades (acero y lechada).

² Es importante tener en cuenta que no se trata propiamente de un elemento "cable", sino más bien de una barra, ya que en teoría, un cable no podría mostrar ni rigidez ni resistencia a compresión.

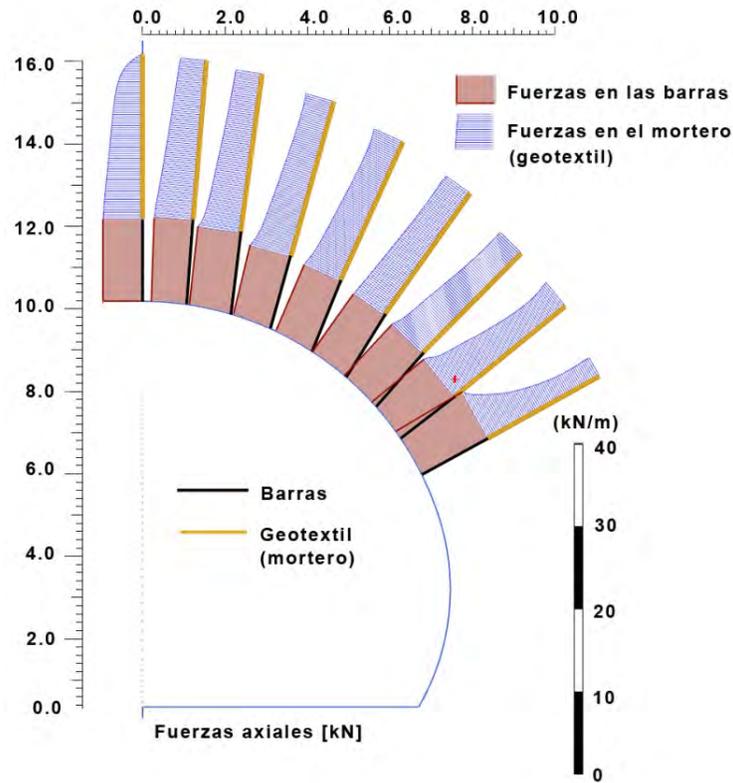


Figura 9.6. Esquema de distribución de fuerzas en un medio continuo anclado con elementos barra y elementos geotextil.

La resistencia al corte de la lechada se moviliza al existir movimientos relativos entre los nodos de la interface que separa a la barra de los elementos de terreno. Este comportamiento está definido por la rigidez al corte de la lechada, la cohesión, el ángulo de fricción interna, el perímetro de la lechada y la presión de confinamiento (σ_m) a la que está sujeta (Figura 9.10).

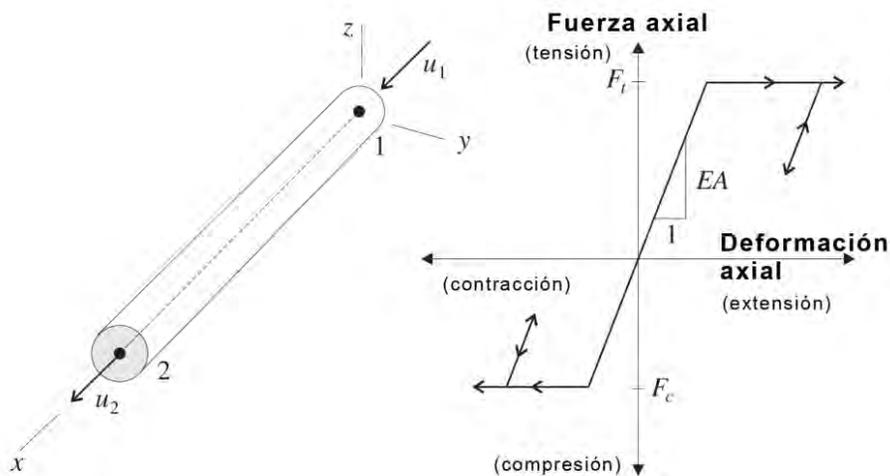


Figura 9.7. Coordenadas y grados de libertad del elemento cable (izquierda) Comportamiento mecánico de la barra (derecha). Figura tomada del manual de Flac3D.

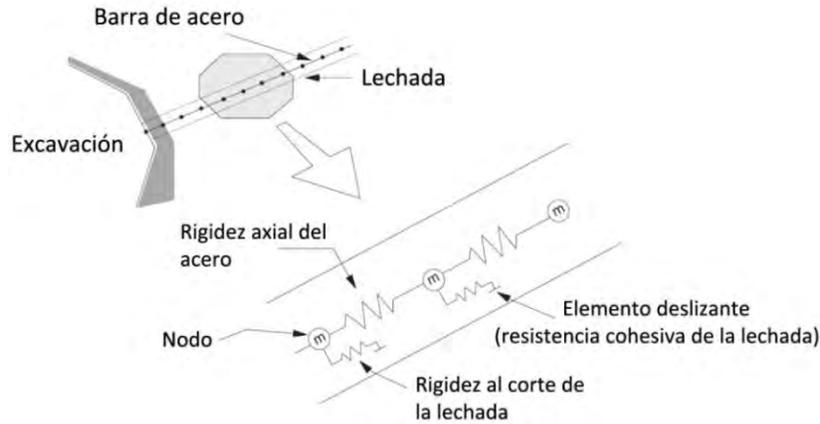


Figura 9.8. Esquema de un ancla de fricción y modelo mecánico de la lechada. Tomada del Manual de FLAC^{3D} (2009).

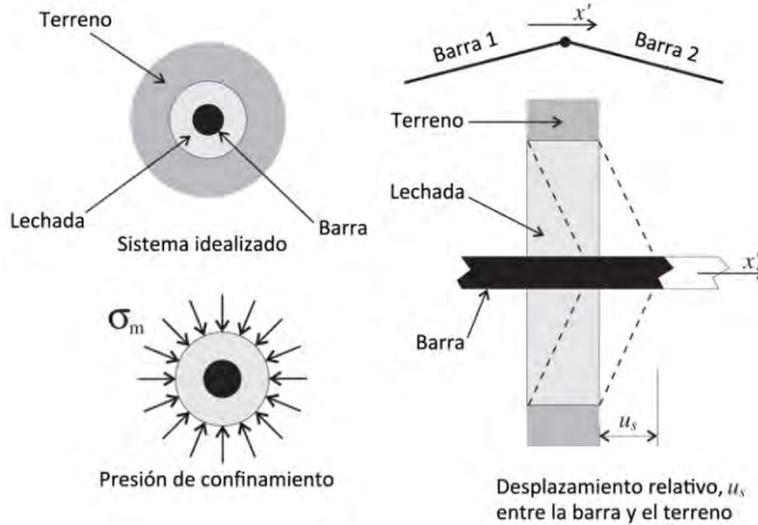


Figura 9.9. Idealización del sistema de la barra inyectada. Tomado del Manual de FLAC^{3D} (2009).

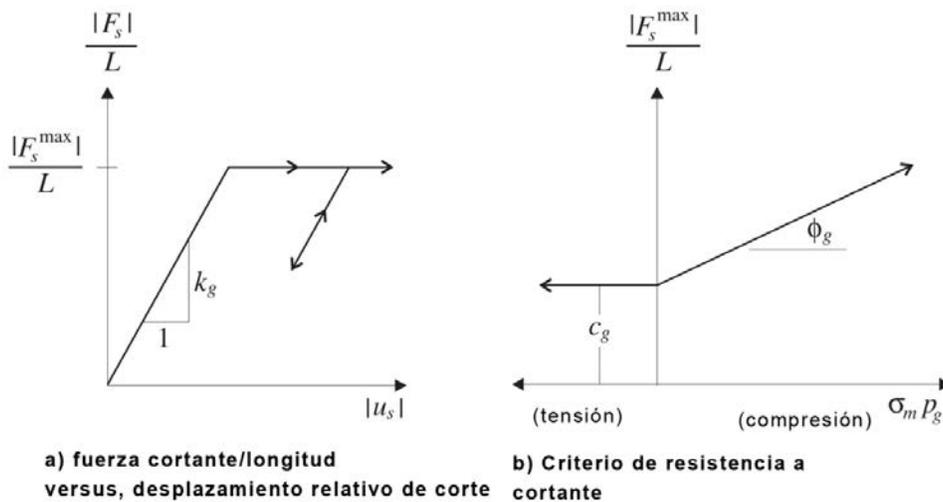


Figura 9.10. Comportamiento elastoplástico y criterio de rotura para la lechada. Tomado del Manual de FLAC^{3D} (2009).

9.2.6. Modelización de elementos estructurales para marcos metálicos y puntales

Para el análisis de estructuras como marcos metálicos, puntales, etc. se utilizan elementos tipo viga. En el caso de análisis en dos dimensiones, un elemento placa equivale a una viga de ancho unitario y sección rectangular. No obstante lo anterior, si se trata de perfiles de acero en los que la geometría y el ancho en el sentido de la excavación distan mucho de ser un rectángulo unitario, las rigideces EA y EI de la viga podrán definir una estructura equivalente para fines de comportamiento a flexocompresión y cortante, pero bajo debidas reservas.

Es posible simular con elementos viga a una sección de concreto reforzado con marcos metálicos. Para estos casos se calculan las rigideces equivalentes de la sección compuesta.

La diferencia más importante entre una estructura equivalente y una sección real es que un programa en dos dimensiones entenderá que la interacción terreno estructura se genera a lo largo de todo el ancho unitario, mientras que, si se modeliza en tres dimensiones, esta interacción sucederá únicamente en las secciones en las que existen marcos representados por vigas.

En tres dimensiones, estos elementos tienen dos nodos con seis grados de libertad cada uno (tres en desplazamientos, tres en rotación). Dependiendo del programa se les puede introducir un momento plástico, una fuerza axial de plastificación o incluso una rótula plástica entre diferentes elementos. Los elementos tipo viga pueden acoplarse rígidamente a la malla, tanto en desplazamientos como en momentos, o bien, estar separados por resortes en distintas direcciones. En la Figura 9.11, se muestra un esquema con las definiciones geométricas propias de estos elementos.

Dependiendo de cuáles son las condiciones de apoyo de los marcos metálicos con el terreno, deberá decidirse el tipo de conexión que tienen las vigas con la malla de medio continuo.

9.2.7. Modelización de elementos estructurales para micropilotes

Los elementos estructurales tipo pilote (o micropilote o pile) se definen por sus propiedades geométricas y de acoplamiento. El modelo consiste en una barra de sección bi-simétrica uniforme con un nodo a cada extremo. Estos elementos cuentan con la capacidad de simular la interacción terreno-estructura de tipo cohesivo-friccionante tanto en la dirección axial como en la normal.

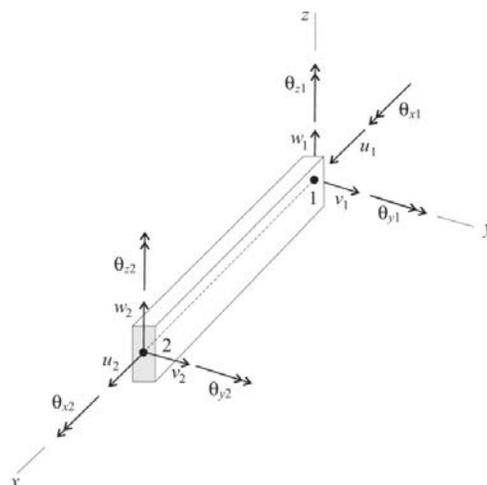


Figura 9.11. Coordenadas y grados de libertad del elemento viga. Tomado del Manual de FLAC^{3D} (2009).

Las interfaces tangenciales simulan la interacción en el sentido longitudinal del pilote y por tanto representan la rigidez y resistencia de fuste. Por su parte, los elementos normales simulan el aplastamiento del material de inyección (lechada) alrededor del pilote.

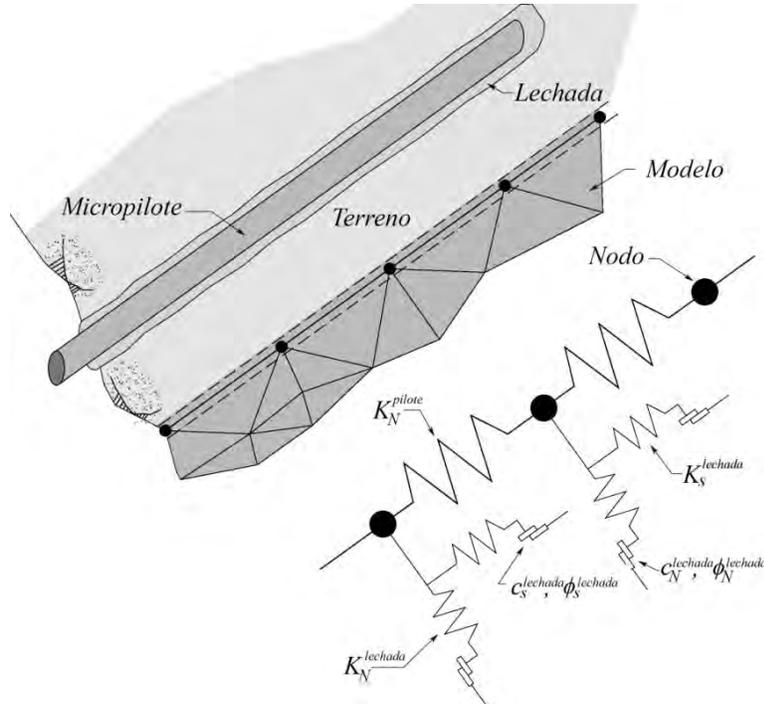


Figura 9.12. Modelo mecánico de los elementos pilote.

9.2.8. Modelización de estructuras de concreto mediante elementos de medio continuo

Una de las limitaciones más importantes de los distintos elementos estructurales disponibles en los códigos de cálculo más comunes, especialmente de las vigas, placas, cascarones y pilotes, es que están definidos matemáticamente de tal forma que no tienen una sección resistente real en términos geométricos: sus dimensiones en el plano transversal tienden a cero y por lo tanto no es posible obtener distribuciones de esfuerzos y deformaciones en su interior. Además, estos elementos no cuentan con leyes constitutivas elastoplásticas adecuadas para simular el comportamiento en rotura de materiales relativamente complejos como el concreto; únicamente en el caso de los elementos de acero es posible especificar momentos y fuerzas axiales de plastificación, que están representadas por diagramas de interacción rectos y de igual comportamiento en tensión y compresión.

En los casos en los que interesa conocer la distribución de esfuerzos y deformaciones en un elemento estructural con dimensiones finitas, es necesario modelizarlo con regiones sólidas de medio continuo. A través de esta técnica es posible dotar al modelo de estructuras con dimensiones reales y definir comportamientos en rotura mucho más complejos, como en el caso del concreto al que se le puede asignar una respuesta cohesivo-friccionante, viscoplástica, porosa, e incluso introducir leyes post-pico avanzadas.

Las dos principales desventajas del uso de elementos sólidos de medio continuo son:

Primero: El número de elementos en la malla aumenta considerablemente, sobre todo porque para obtener una respuesta cercana a la real, es necesario discretizar la estructura en regiones, por lo general muy pequeñas respecto al tamaño del dominio de cálculo.

Segundo: Para obtener los elementos mecánicos (N , M , V) a partir de los estados de esfuerzos, es necesario recurrir a técnicas de integración a lo largo de secciones transversales en distintos bloques de elementos; lo que puede representar una carga de trabajo muy importante.

En la Figura 9.13 puede verse relación que existe entre la deflexión teórica de una viga a flexión y la respuesta de un modelo discretizado con elementos de medio continuo, para distintos tamaños de elemento. Nótese que la aproximación a la solución teórica tiene una relación logarítmica con el número (tamaño) y la relación de aspecto de los elementos continuos.

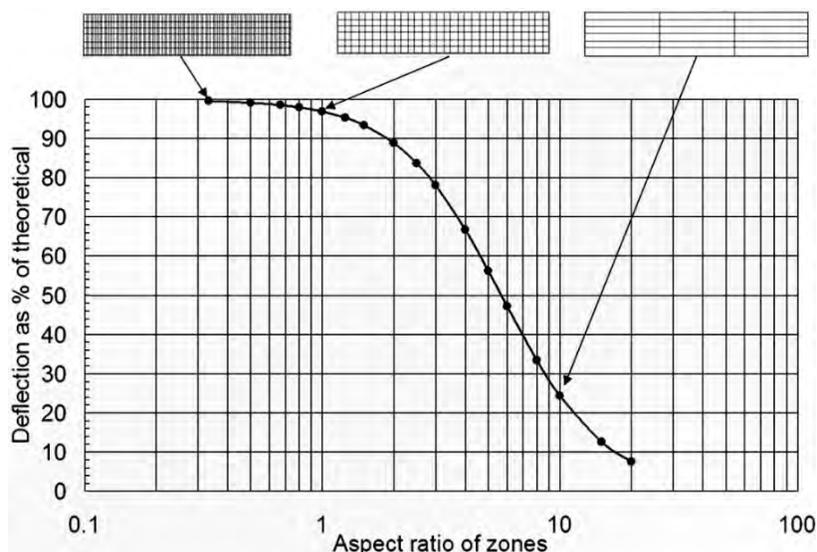


Figura 9.13. Convergencia en deformaciones. Tomado de Pound (2006).

9.2.9. Condiciones de carga y frontera para el análisis de los elementos de soporte

El análisis de una estructura subterránea de soporte parte necesariamente del concepto de interacción terreno-estructura. Lo anterior quiere decir que el desempeño de una estructura estará íntimamente ligado a la combinación de solicitaciones de carga y reacciones del terreno con el que está en contacto. A su vez, las solicitaciones podrán ser de varios tipos, según la naturaleza litológica del medio y las características de la excavación, mientras que la interacción tendrá varias formas de expresarse según el tipo de contacto que exista entre la estructura y el terreno. Así, no interactuarán con el terreno de igual forma los marcos metálicos y el revestimiento: los marcos son elementos estructurales aislados, colocados discretamente a una cierta separación, que se recargan en algunos puntos contra el contorno irregular de la excavación o están castigados con madera o retacados con concreto lanzado; por su parte, el revestimiento, es un elemento continuo que puede estar colado directamente contra el concreto lanzado del sostenimiento o contra la geomembrana impermeabilizante, siendo que, en el primer caso, tendrá una interacción tangencial total con el medio y en el segundo, la fricción se verá notablemente disminuida, produciendo una respuesta estructural distinta.

9.3. PRESIONES Y CARGAS DEL TERRENO SOBRE EL SOPORTE Y ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN Y REFORZAMIENTO DEL MEDIO

9.3.1. Presiones de montaña

Para este tipo de presiones, independientemente de cuál sea el método de análisis para determinar las solicitaciones sobre los elementos de soporte, estabilización y/o reforzamiento del medio (2D en sus distintas aproximaciones o 3D), una vez calculadas, éstas deberán ser revisadas estructuralmente de acuerdo con los requerimientos de servicio y resistencia que requieran.

Actualmente, casi todos los códigos de análisis tenso-deformacional para el cálculo de estructuras en interacción con el terreno cuentan con las herramientas necesarias para determinar las fuerzas y desplazamientos que experimentan estas estructuras ante casi cualquier condición de carga (activas, pasivas, estáticas, dinámicas, térmicas, hidráulicas, etc.) y que son necesarias para el diseño.

En el caso de las presiones de montaña, tal y como se explica en el Capítulo 6 de este Manual, el terreno imprimirá cargas sobre los elementos del sostenimiento (o en su caso del revestimiento definitivo) de acuerdo con el nivel de relajamiento del medio al momento de que estas estructuras son colocadas y/o, cuando adquieren las propiedades necesarias para comenzar a trabajar como elementos resistentes.

En las siguientes figuras se muestran ejemplos de resultados de elementos mecánicos (fuerzas axiales, momentos flexionantes y fuerzas de corte) sobre una estructura hipotética de concreto de 30 cm de espesor para un túnel de carretera excavado a sección completa en un macizo de calidad regular a buena, a unos 60 m de profundidad, utilizando un coeficiente de redistribución de esfuerzos $\lambda = 0.7$ (tal y como se define en el Capítulo 6).

Es importante hacer énfasis de que, en la mayoría de los casos, la determinación de la respuesta estructural de los elementos del sostenimiento ante presiones de montaña forma parte de la fase de análisis de la excavación ya que, avance y sostenimiento forman un binomio inseparable a menos que el túnel se excave sin ningún tipo de protección, en cuyo caso, ya no aplicaría el término “presión de montaña”.

9.3.2. Cargas de aflojamiento

Existen varias teorías para determinar las posibles cargas sobre los sistemas de soporte debidas al aflojamiento del medio que circunda a la excavación. Estas teorías pueden clasificarse en dos grupos; aquellas que toman en cuenta el efecto de la profundidad de la excavación y aquellas que no lo consideran.

Para fines de estimación de cargas de roca sobre los sistemas de soporte se utiliza la clasificación en unidades geotécnicas definida en proyecto. Los resultados obtenidos de estas teorías, al igual que las recomendaciones que derivan de las clasificaciones geomecánicas (*RQD*, *RMR*, *Q*), deberán tomarse en cuenta sólo en una etapa de pre-diseño. Durante la construcción de la obra, será necesario observar el comportamiento de la excavación, reclasificar la roca, mapear las discontinuidades y entonces volver a plantear los modelos ajustándolos a la realidad observada y determinar si es necesaria alguna modificación en el diseño de los elementos de reforzamiento, estabilización y soporte, ya sea para proporcionar mayor seguridad (si el macizo así lo requiere),

como para economizar (si las condiciones de seguridad son mejores a las previstas en proyecto) (Figura 9.17).

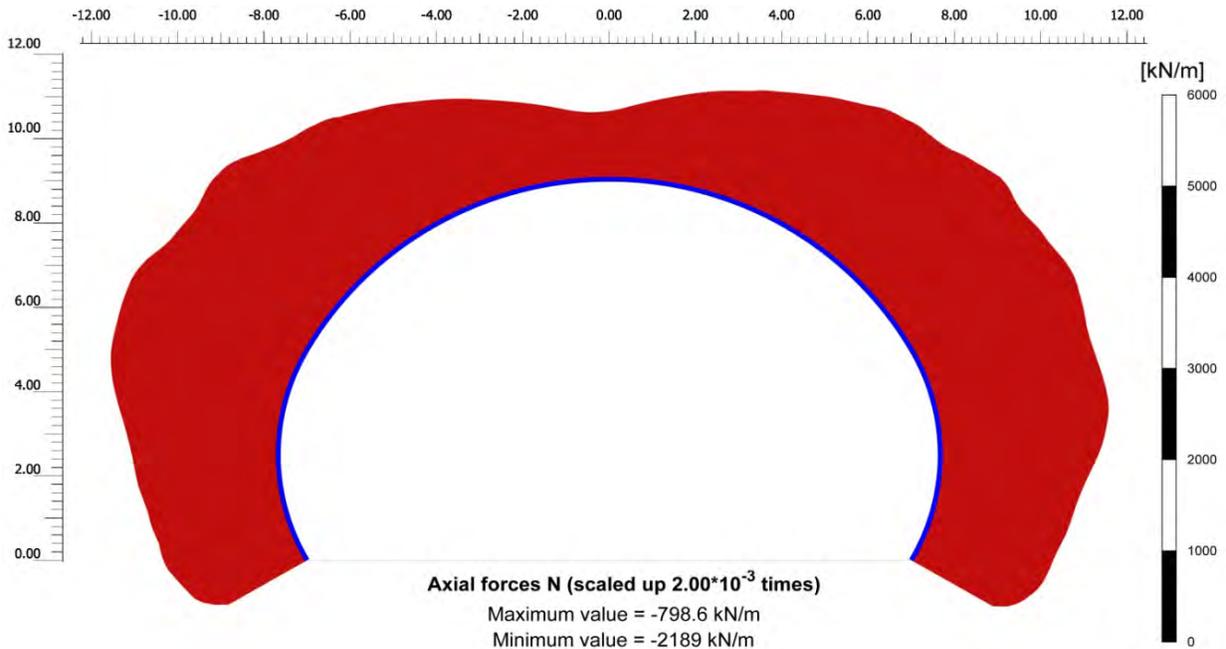


Figura 9.14. Diagrama de fuerzas axiales en los elementos de soporte de un túnel.
Programa PLAXIS 2D³.

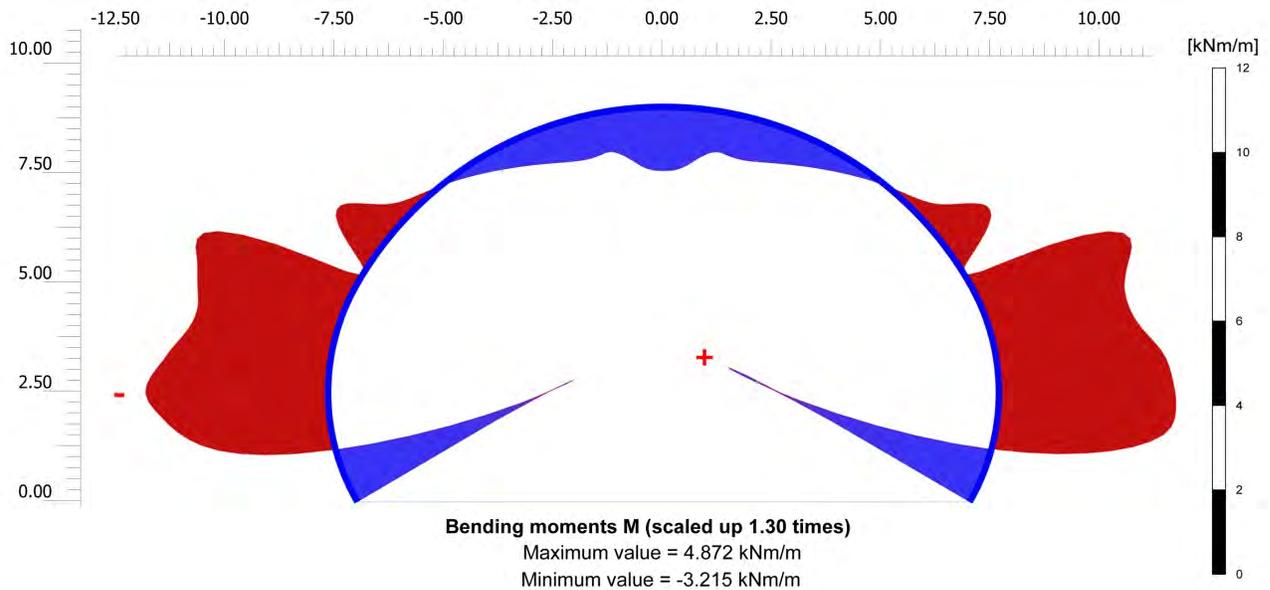
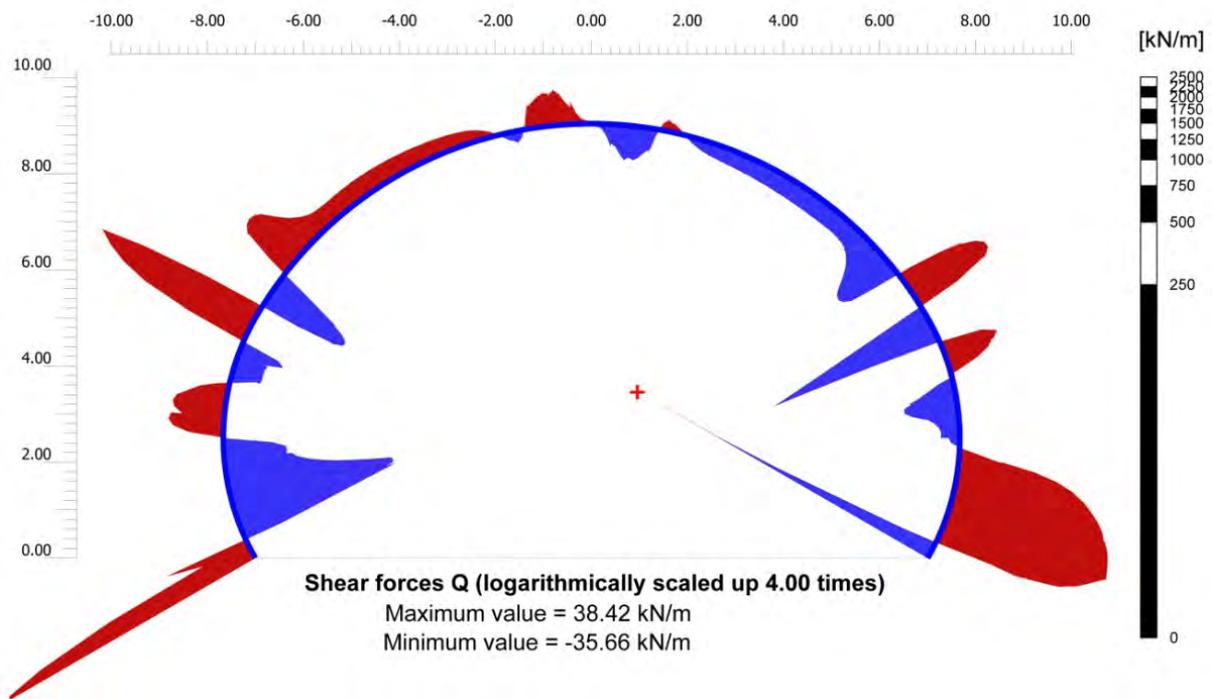


Figura 9.15. Diagrama de momentos flexionantes en los elementos de soporte del túnel.
Programa PLAXIS 2D.

³ Plaxis bv: Computerlaan 14, 2628 XK Delft, The Netherlands. Registration number: KvK 24239980.



**Figura 9.16. Diagrama de fuerzas cortantes en los elementos de soporte del túnel.
 Programa PLAXIS 2D.**

Para fines de estimación de cargas de roca sobre los sistemas de soporte se utiliza la clasificación en unidades geotécnicas definida en proyecto. Los resultados obtenidos de estas teorías, al igual que las recomendaciones que derivan de las clasificaciones geomecánicas (*RQD*, *RMR*, *Q*), deberán tomarse en cuenta sólo en una etapa de pre-diseño. Durante la construcción de la obra, será necesario observar el comportamiento de la excavación, reclasificar la roca, mapear las discontinuidades y entonces volver a plantear los modelos ajustándolos a la realidad observada y determinar si es necesaria alguna modificación en el diseño de los elementos de reforzamiento, estabilización y soporte, ya sea para proporcionar mayor seguridad (si el macizo así lo requiere), como para economizar (si las condiciones de seguridad son mejores a las previstas en proyecto) (Figura 9.17).

Es importante tomar en cuenta que cada teoría se adapta mejor a ciertas condiciones y que no es posible aceptarlas como válidas ante cualquier tipo de geología y/o excavación. La idea de que es posible establecer fórmulas empíricas con las que se puede determinar un cierto volumen de material aflojado tiene su origen en las épocas en las que prácticamente no existían las técnicas de estabilización y reforzamiento y únicamente se empleaban elementos estructurales rígidos para contener al terreno. Actualmente se sabe que si se protege, refuerza y estabiliza adecuadamente al terreno, la probabilidad de que se genere una zona de material aflojado es muy remota.

Al utilizar los métodos empíricos, comúnmente es posible apreciar una dispersión de los resultados muy amplia. Estas presiones, sobre todo en las clasificaciones antiguas, se refieren a la carga que aportaría un bulbo de aflojamiento si se permitiera su total formación, es decir, si no se reforzara ni estabilizara el terreno y, dependiendo de la calidad de la roca, esto podría tardar días, meses o años.

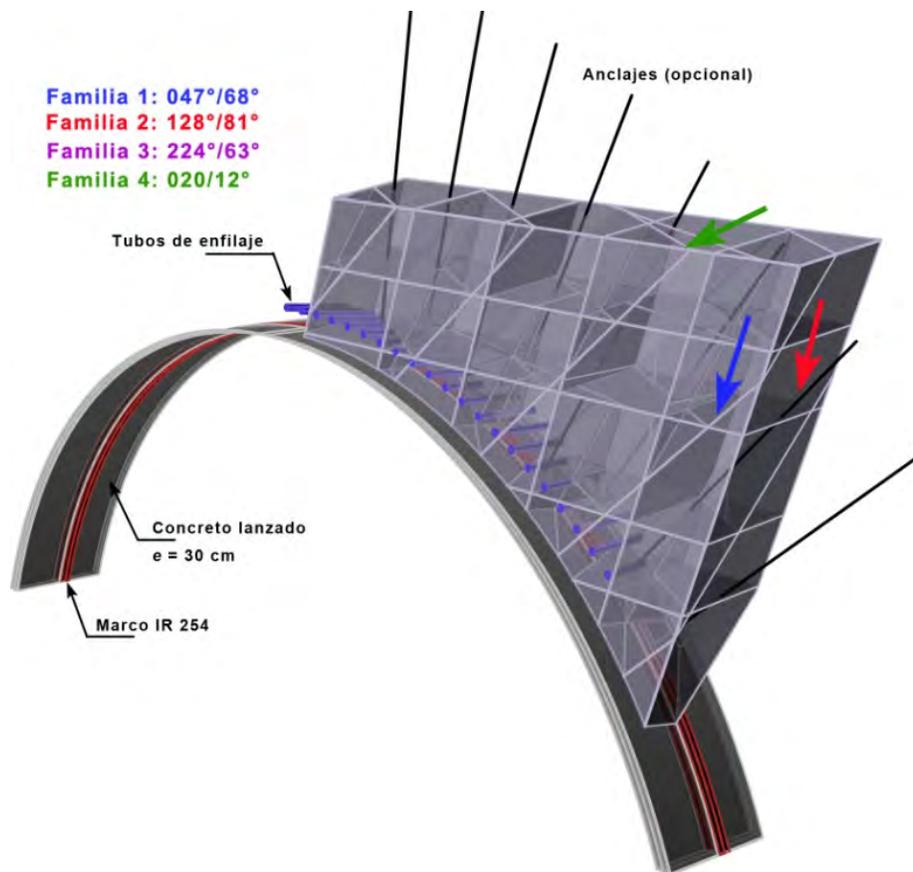


Figura 9.17. Sistema estructural definido en campo a partir de una situación real de bloques potencialmente inestables. Túnel Chimalpa I, febrero de 2014.

De todas las teorías que pueden encontrarse en la literatura sobre túneles, las que arrojan los valores más razonables de presión de aflojamiento son las de Bieniawski (1979) y Barton (1992). La hipótesis de Bieniawski se basa únicamente en el índice RMR y en el ancho de la excavación, mientras que la Barton toma en cuenta, además de la calidad del macizo, el número de familias de discontinuidades (J_n) y la rugosidad (J_r) de las juntas. En la realidad, en un macizo pueden presentarse distintas características de las discontinuidades para distintas calidades, sin embargo, para fines de pre-diseño es posible proponer cierta relación entre ellas.

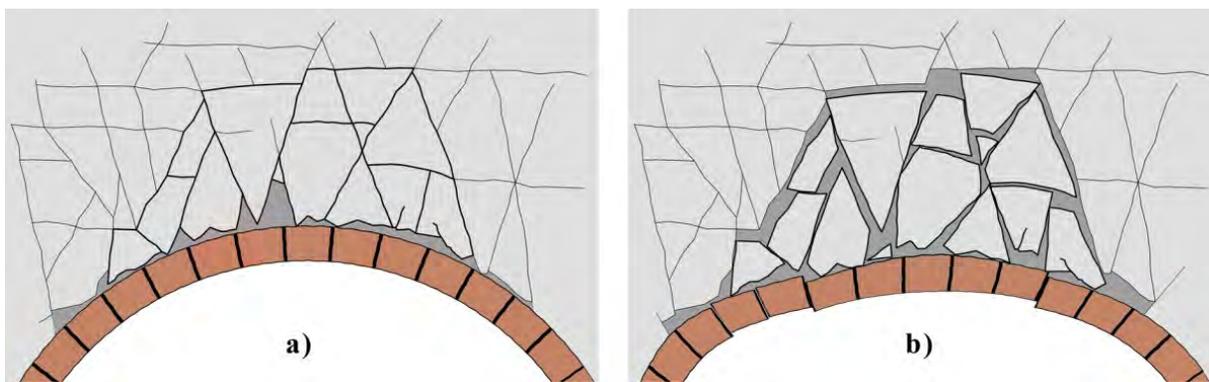


Figura 9.18. Esquema de aflojamiento en un túnel antiguo.

9.3.2.1. Determinación de las presiones de aflojamiento mediante métodos empíricos

a) Clasificación de Bieniawski

Bieniawski (1989) propone, a partir de la clasificación *RMR*, calcular la presión de aflojamiento de acuerdo a la siguiente expresión:

$$p = \frac{100 - RMR}{100} \gamma b \tag{9.2}$$

donde γ es el peso específico de la roca y b el ancho de la excavación.

b) Clasificación de Barton

A partir del índice de calidad Q (Barton et al., 1974) los autores proponen distintos sistemas de sostenimiento. Se introduce un parámetro que depende de las dimensiones del túnel y de la calidad del macizo llamado Dimensión Equivalente, De . Dicho parámetro se obtiene como el cociente entre el claro o la altura del túnel (el que resulte mayor) y un factor denominado *Excavation Support Ratio* (*ESR*) el cual se obtiene de la tabla siguiente.

Descripción	ESR
Galerías temporales de minas	3-5
Pozos verticales circulares/rectangulares	2.5/2
Galerías permanentes en minas; túneles hidráulicos, galerías piloto o galerías de avance	1.6
Cavernas pequeñas, túneles de acceso, túneles de carretera o FFCC poco importantes	1.3
Cavernas, túneles de carretera o FCC, boquillas, intersecciones	1.0
Cavernas para fábricas, centrales, estaciones de ferrocarril, plantas nucleares	0.8

Tabla 9.1. Determinación del ESR según Barton et al (1974).

Luego, los autores presentan unas ecuaciones que relacionan el índice Q con el máximo claro sin sostenimiento (B_{max}) y con la presión que el macizo puede ejercer sobre los sistemas de soporte:

$$B_{max} = 2 \times ESR \times Q^{0.4} \tag{9.3}$$

Presión sobre la clave:

$$p = \frac{2}{J_r \sqrt[3]{Q}} \text{ (para tres o más familias de discontinuidades)} \tag{9.4}$$

$$p = \frac{2\sqrt{J_n}}{3J_r \sqrt[3]{Q}} \text{ (para menos de tres familias de discontinuidades)} \tag{9.5}$$

Presión sobre los hastiales:

Se emplean las ecuaciones (9.4) y (9.5) pero modificando Q de la siguiente manera:

- Si $Q > 10$, tomar $5Q$

- Si $0.1 < Q < 10$, tomar $2.5Q$
- Si $Q < 0.1$, tomar Q

En la Tabla 9.2 se presentan los rangos propuestos de los parámetros J_n y J_r asociados a las clasificaciones geomecánicas.

Calidad RMR	Calidad Q	Número de familias	Características de las discontinuidades	J_n	J_r
< 20	< 0.03	> 4	Planas con espejo de falla	20	0.5 - 1
21 - 30	0.03 - 0.13	3+ocasional a 4	Lisa, plana a ondulada ligeramente	12 -15	1 - 1.5
31 - 40	0.15 - 0.73	3 a 3+ocasional	Irregular, rugosa, plana a ondulada ligeramente	12 -9	1.5 - 2
41 - 50	0.89 - 2.52	2+ocasional a 3	Ondulada ligeramente a ondulada, rugosa, irregular	9 -6	2 - 3
51 - 60	2.83 - 8.41	2 a 2+ocasional	Ondulada, rugosa, irregular	6 - 4	3
61 - 70	9.52 - 30.1	1+ocasional a 2	Ondulada, rugosa, irregular	4 - 3	3
71 - 80	34.4 - 119	1 a 1+ocasional	Ondulada, rugosa, irregular a discontinua	3 - 2	3 - 4
81 - 100	136 - 1000	0 a 1	Juntas discontinuas	2 a 1	4

Tabla 9.2. Características de las discontinuidades y parámetros del criterio de Barton asociados a las clasificaciones RMR y Q.

Con las ecuaciones (9.2) a (9.5) y los valores orientativos de la Tabla 9.2 se establecen los rangos de carga de aflojamiento en la clave para las distintas calidades del macizo. Finalmente, la gráfica de la Figura 9.19, es un ejemplo de cómo relacionar los rangos establecidos de calidad geotécnica con las cargas de aflojamiento sobre la clave y el módulo de Young del macizo rocoso para un ancho determinado de excavación.

Como se puede ver en el gráfico de la Figura 9.19 la dispersión de resultados entre ambos criterios es importante. Más aún, el criterio de Barton resulta más conservador que el de Bieniawski en rangos de calidad bajos y viceversa. Para realizar un análisis y diseño estructural integrales se pueden manejar los máximos y mínimos de esta gráfica como casos extremos.

Basándose en recomendaciones y experiencias previas y aunque la posibilidad de que se generen presiones por aflojamiento que soliciten el trabajo de los elementos de soporte (marcos metálicos y revestimiento definitivo) sea remota, es recomendable hacer cálculos estructurales para los rangos de posible variación de la presión que se calculan con estas aproximaciones.

9.3.2.2. Consideraciones sobre los métodos empíricos de estimación de las presiones de aflojamiento

En obras de túneles en roca es común que la naturaleza geológica de los materiales implique una gran variabilidad de posibles situaciones geotécnicas, por lo que es extremadamente difícil establecer a

priori, o incluso durante la obra, si existe la probabilidad de que se presente una cierta combinación de factores para ser considerados en los análisis. Siendo que es factible estimar in situ y dentro de un rango aceptable de aproximación, la rigidez del macizo, resulta muy complicado establecer el tamaño de una potencial zona de aflojamiento o el desprendimiento y dimensiones de una posible cuña. Por lo tanto, para fines de establecer patrones de diseño, las únicas herramientas con las que se cuenta son las correlaciones empíricas y el buen juicio que el geotecnista o geólogo de frente demuestre durante los trabajos de seguimiento y caracterización de las excavaciones.

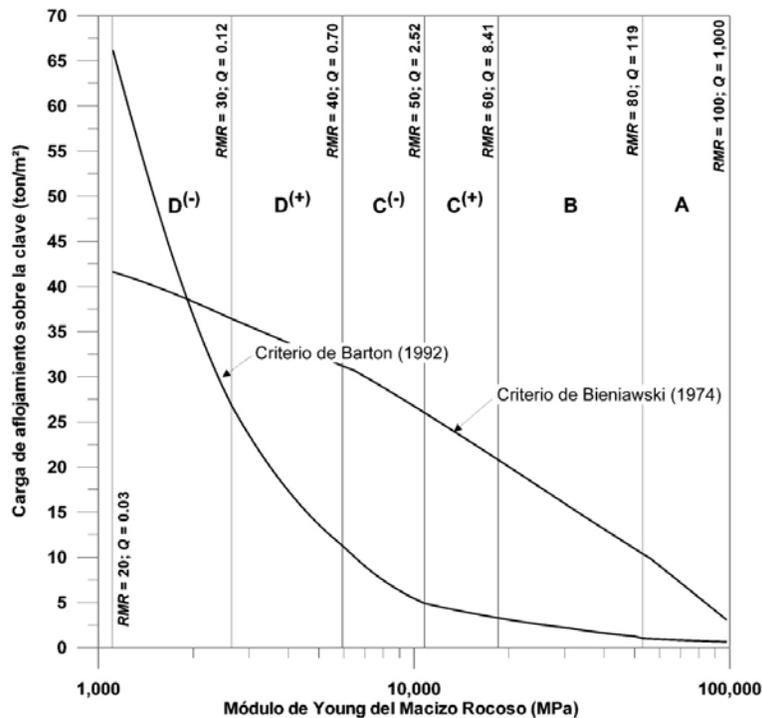


Figura 9.19. Relación entre calidades del macizo rocoso, módulo de Young y cargas de aflojamiento sobre la clave según los criterios de Bieniawski (1974) y Barton (1992).

9.3.2.3. Técnicas de análisis

Con base en las hipótesis de carga establecidas anteriormente, se proponen las siguientes consideraciones para el análisis estructural (Figura 9.20):

- Es primordial considerar la interacción entre la estructura de soporte y la masa de roca: en el caso del revestimiento de concreto se tiene en cuenta tanto en el sentido radial como en el tangencial; en el caso de los marcos metálicos aislados, únicamente se tiene en cuenta la interacción radial.
- En el caso del revestimiento definitivo, la masa de roca se encontrará en un estado de completo equilibrio estable antes de ser colada la estructura.
- Sobre la estructura sólo actuará la llamada carga de aflojamiento o el peso de alguna cuña o bloque inestable.
- Se considera una estructura parcialmente embebida en un medio elástico continuo (macizo rocoso); el envolvimiento no se considera en la totalidad de la estructura debido a que se supone

que, en la zona de la clave, es donde se localiza el material aflojado y por lo tanto no existe interacción.

- La carga de aflojamiento actuará sólo en la zona de la clave, mientras que la cuña actuará conforme esté definida por la geología estructural.
- La roca circundante restringirá las deformaciones de la estructura, generando presiones pasivas contra el revestimiento
- Se aplica la condición de no-tensión entre la masa de roca y el revestimiento. Es decir que en la intercara solamente actuarán esfuerzos normales de compresión y esfuerzos de fricción.

Actualmente esta forma de analizar la interacción terreno-estructura se considera la más adecuada para este tipo de problemas. El terreno modelado, además de comportarse de acuerdo a sus características deformacionales, se encuentra en total contacto con los elementos del revestimiento, dando como resultado una correcta interacción entre ambos.

Los resultados más importantes que arroja el análisis son: elementos mecánicos y deformaciones en la estructura de soporte. La parte fundamental del diseño del soporte puede reducirse a un problema de revisión estructural para una geometría propuesta y utilizada en el análisis, empleando los conceptos fundamentales de la teoría del concreto reforzado y las recomendaciones para diseño de algún código reconocido.

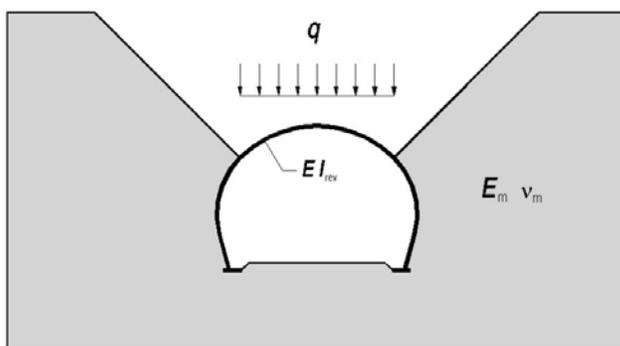


Figura 9.20. Esquema de análisis para cargas por aflojamiento

En túneles de carretera, por lo general, los revestimientos se diseñan rigiéndose por cuestiones geométricas y funcionales más que por factores de carga o presiones sobre la estructura. En la fase de proyecto geométrico se define una estructura de concreto con un cierto espesor en la clave, que comúnmente se ensancha hacia las partes bajas de los hastiales. Los programas comerciales de cálculo permiten dividir la estructura en segmentos de distinta rigidez.

La respuesta de una estructura sometida a presiones por aflojamiento en la clave está relacionada con la rigidez del terreno que lo confina. Mientras más rígido es el terreno, la reacción pasiva del éste sobre la estructura que tiende a deformarse lateralmente produce mayores fuerzas de compresión axial y permite que se generen momentos flexionantes menores. Sucede lo contrario conforme el terreno es menos rígido.

Considerando la gran variabilidad de rigideces que podría presentar el macizo a lo largo del trazo del túnel y tomando en cuenta también que las boquillas de acceso al túnel tendrán exactamente la misma sección transversal y que posiblemente éstas sean cubiertas con rellenos como parte del

proyecto arquitectónico de portales, se debe realizar un análisis de sensibilidad de la respuesta del revestimiento ante un amplio rango de presiones sobre la clave y valores del módulo de Young de los elementos de terreno.

Los marcos metálicos se utilizan como medida de protección provisional en los tramos de emportalamiento, justamente en las zonas interiores adyacentes a los túneles falsos y en las zonas de material de peor calidad. Para la fabricación de los marcos, se debe proponer utilizar secciones de acero que provean de mayor estabilidad a la sección, tomando en cuenta que los momentos flexionantes a que estarán sujetos podrán provocar pandeo lateral y por tanto el colapso del sistema de soporte. Las propiedades geométricas más importantes a considerar en el análisis son:

- Área de la sección de acero, A_s
- Momento de inercia respecto al eje horizontal, I_{xx}
- Momento resistente respecto al eje horizontal, W_{xx}

En el cálculo de la rigidez utilizado en los análisis es necesario considerar la separación entre marcos.

La metodología de análisis de los marcos ante cargas de aflojamiento es similar a la que se utiliza en el caso del revestimiento definitivo, con la diferencia de que no se permite que exista interacción en el sentido tangencial en ningún punto del contacto marco-terreno. Se construye una malla de elementos finitos en la que se reproducen los marcos y su geometría mediante elementos tipo viga de comportamiento elastoplástico y rigidez equivalente, parcialmente embebidos en un medio elástico; sobre la clave se aplica una carga uniformemente distribuida que simula la acción del bulbo de aflojamiento o el peso de una cuña gravitando sobre el marco. La carga axial resistente y el momento resistente de los elementos se calculan a partir de las mismas relaciones presentadas en el inciso 9.4.3.1.

En los análisis bidimensionales con carga distribuida sobre la clave se aprecia que la capacidad de carga los marcos se ve favorecida por la interacción con el terreno, aunque ésta sólo se genere en la dirección normal a la sección resistente; los marcos, de forma aislada, podrían llegar a no resistir las solicitaciones más pesimistas calculadas con las aproximaciones empíricas, sin embargo y, de acuerdo con la adecuación del proyecto, durante la construcción de éstos se deberán cubrir completamente con concreto lanzado de tal forma que se tendrá una sección resistente mucho más robusta; estos análisis sólo se emplearon para conocer la capacidad de soporte de los marcos aislados y ante cargas gravitacionales simétricas y perpendiculares al avance de la excavación.

9.3.3. Presiones de hinchamiento

9.3.3.1. Criterios de diseño

Comúnmente, durante la fase de análisis, las cargas producidas por el hinchamiento de los materiales arcillosos expansivos son simuladas mediante presiones radiales constantes bajo la contrabóveda del revestimiento. En estas aproximaciones se intenta correlacionar las presiones de hinchamiento para diseño con los resultados de las típicas pruebas de laboratorio. La máxima presión de hinchamiento es aquella para la cual las deformaciones por expansividad son suprimidas completamente, manteniendo el material a un volumen constante; este esfuerzo es considerado normalmente como límite superior al momento de seleccionar las presiones de diseño (Grunicke et al., 2.002).

Los valores obtenidos en laboratorio para la deformación máxima y la presión de hinchamiento son de gran interés práctico debido a que dan una idea clara del potencial de hinchamiento de las distintas capas y/o zonas del macizo; sin embargo, en la mayoría de los casos estos valores no pueden ser aplicados directamente al problema del túnel ya que el hinchamiento suele ser inhomogéneo en el macizo.

Aunque se realicen un buen número de ensayos y las propiedades de la roca estén determinadas de forma rigurosa, es imposible derivar una presión de hinchamiento realista si no se tienen en cuenta los siguientes elementos:

- La interacción de la estructura con el terreno.
- La relajación y la redistribución de esfuerzos en el macizo.
- El daño inducido a la roca alrededor del túnel.
- La migración del agua a través del macizo.

La variación en la distribución de presiones a lo largo de la contrabóveda, ya que el proceso de desarrollo de las presiones de hinchamiento depende no sólo de la rigidez global de la estructura sino también de las condiciones locales de rigidez

Las tendencias actuales en construcción de túneles implican una cierta relajación del macizo para activar el autosostenimiento de la roca previa a la colocación de los elementos de soporte o estabilización y por tanto se permite que una parte de las deformaciones de hinchamiento se desarrollen durante la construcción, disminuyendo el valor máximo que podrían conseguir las presiones a largo plazo. Pero, debido a que los esfuerzos alrededor de la excavación, una vez redistribuidas, no son uniformes; ni las deformaciones ni las presiones que se desarrollarán bajo el revestimiento serán uniformes. Lo anterior contradice los métodos tradicionales de cálculo con presiones constantes bajo la contrabóveda (Grunicke et al., 2.004).

Aún y con las recomendaciones de realizar la excavación en condiciones lo más secas posibles, el hinchamiento no se puede evitar. Uno de los problemas fundamentales consiste en poder cuantificar la extensión de la zona donde serán activados los procesos expansivos. En estos casos también es necesario considerar la zona que potencialmente se degradará como consecuencia del hinchamiento. Este proceso hará que continúen las deformaciones, aumentando la permeabilidad y éstas continuarán hasta que la roca termine su potencial expansivo o hasta que se consiga un nuevo estado de equilibrio, como por ejemplo el inducido por un revestimiento rígido que impida el movimiento del terreno. Según Pimentel (1996), es importante recalcar que ni la resistencia al corte ni la rigidez ni la permeabilidad son constantes en el material. El proceso de hinchamiento puede aumentar si el agua freática de otros estratos de roca no se drena adecuadamente durante la construcción, de tal forma que un considerable exceso de agua incremente las deformaciones de forma dramática como consecuencia de la plastificación y la pérdida de resistencia (Pimentel, 2003).

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de túneles en rocas expansivas es suponer o determinar presiones y deformaciones realistas, especialmente cuando se consigue un nuevo estado de equilibrio. La única forma adecuada de cuantificar el potencial de hinchamiento del macizo rocoso es realizando pruebas de hinchamiento sobre muestras inalteradas y representativas de roca, así como bajo condiciones de contorno también representativas. Aun así resulta extremadamente difícil

extrapolar los resultados de laboratorio a las presiones que realmente se presentaran sobre el revestimiento del túnel.

En el caso de materiales arcillosos es importante destacar que, ya que el proceso de expansión se activa durante la construcción, la roca es capaz de disipar parte de su potencial expansivo. Esto indica que la presión de hinchamiento conseguida en el laboratorio no es necesariamente la que experimentará el túnel. Según Pimentel (2003) este valor se tiene que corregir permitiendo una deformación de 0.5% a 1.0%. En los casos en los que durante la construcción un acuífero pueda entrar en contacto con la roca expansiva, es necesario, con fines de cálculo, considerar una pérdida importante a la resistencia y la rigidez de la roca.

9.3.4. Presiones por roca fluvente

La presión en la roca y su deformación están íntimamente ligadas. Debido a ello, durante el proceso constructivo existen dos formas de afrontar el problema de las rocas fluventes:

- a) Principio de resistencia: esta aproximación consiste en diseñar un revestimiento lo suficientemente rígido para evitar los desplazamientos de la roca. El revestimiento deberá resistir la presión ejercida por el terreno sin sufrir ningún tipo de daño
- b) Principio de deformación: consiste en permitir grandes deformaciones y así evitar la presión ejercida por la roca. Con el fin de compensar las convergencias esperadas, el túnel debe ser sobre excavado y el revestimiento debe estar diseñado para ser flexible.

En la realidad se opta por una situación intermedia entre estas dos filosofías (Figura 6.23). En las obras subterráneas en general y en los casos de roca fluvente en particular, siempre existirán deformaciones en la roca. Por un lado, éstas no pueden eliminarse completamente, pero por el otro, no puede admitirse un descontrol geométrico con deformaciones excesivas.

El revestimiento ideal debería ser resistente y flexible, pero estos requisitos son opuestos entre sí y es necesario tomar ciertas medidas para lograr tener ambas características. Entre las consideraciones a tener en cuenta es primordial la geometría de la sección, ya que el tamaño y la forma de ésta juegan un papel fundamental en los casos de roca fluvente. Como se puede observar en la Figura 6.24, una sección tipo herradura con paredes laterales rectas es muy desfavorable debido a la combinación de cargas verticales y laterales. Si el refuerzo del túnel consiste en marcos de acero, éstos pueden pandearse incluso con pequeñas presiones laterales. Si el refuerzo del túnel es de concreto lanzado, éste puede fallar a tensión. Por otro lado, las secciones curvas en las que los arcos funcionan a compresión son muy favorables para estos casos.

Actualmente, en la construcción de túneles se utilizan marcos de acero, concreto lanzado y anclas como sostenimientos temporales. Estos elementos se utilizan de manera combinada para obtener diferentes resultados en cuanto a resistencia y flexibilidad.

El acero tiene una alta capacidad de deformación y puede ofrecer resistencia incluso en estados de plastificación; sin embargo, es necesario aplicarlo correctamente. No se recomienda el uso de marcos de celosía en los casos de roca fluvente ya que estos materiales suelen fallar en las uniones de soldadura. Por otro lado, las conexiones deslizantes utilizadas en minería de acuerdo con el principio de Toussaints-Heintzmann proporcionan una convergencia limitada y una resistencia constante por parte del refuerzo.

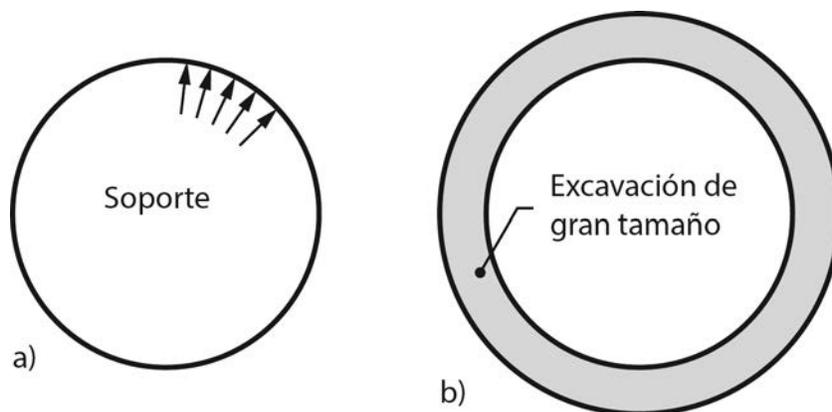


Figura 9.21. Filosofías de diseño de revestimientos en túneles en roca fluyente: a) principio de resistencia b) principio de deformación (A partir de Kovari, 1998).

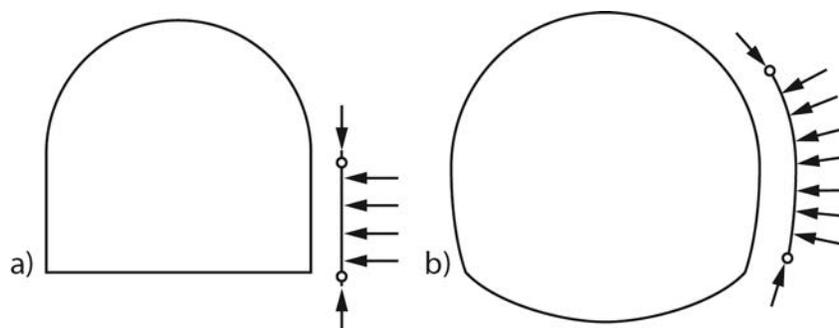


Figura 9.22. Influencia de la forma de la sección en la resistencia del sostenimiento.

Las uniones deslizantes en costillas de acero son capaces de resistir tanto momentos flexionantes como fuerzas cortantes. Sin embargo, la fuerza axial se reducirá y variará entre 300kN hasta un máximo de 600kN dependiendo del número de anillos de conexión. Debido a esto, la distancia entre los marcos juega un papel importante para lograr una resistencia adecuada.

En rocas en las que se aprecian altas presiones no se recomienda el uso de concreto lanzado en combinación con un revestimiento de acero flexible, ya que se producen fallas frágiles. Los arcos de acero provocan, con pequeñas deformaciones, grietas en el concreto lanzado si es que no existe una malla de refuerzo. No existe ninguna unión entre el perfil de acero y el concreto lanzado, por lo que el marco de acero no trabaja como un refuerzo. Por ello es más recomendable una solución basada en marcos de acero en combinación con placas de revestimiento como soporte entre los marcos que utilizar concreto lanzado. Adicionalmente, la solución con placas de revestimiento requiere menor mano de obra que la de concreto lanzado.

Otra solución importante de soporte temporal son las anclas, cuya función estática se muestra en la Figura 6.24. Básicamente se traga de dos fuerzas de igual magnitud y dirección opuesta que se aplican mediante un ancla a la masa rocosa. En el caso de las anclas inyectadas, las llamadas anclas pasivas, los esfuerzos cortantes entre la lechada y la roca resultan en un equilibrio entre las fuerzas opuestas S^+ y S^- . Poco se conoce acerca de la distribución real de los esfuerzos a lo largo del ancla. Para convergencias largas la unión se pierde y solamente una fuerza residual de fricción persiste. En el caso de las llamadas anclas activas, la transmisión de los esfuerzos a la roca se presentan en el

cabezal del ancla A^+ y en el extremo final A^- . En la Figura 6.24 se puede observar que la longitud del ancla influye de manera importante en el equilibrio estático. Para anclas corsas la aplicación de las fuerzas S^- y A^- , respectivamente, se localiza cerca de la excavación, de tal forma que el soporte ejercido por S^+ y A^+ , respectivamente, se ven limitados. Los anclajes pasivos son muy comunes en obras en roca fluyente, y pueden utilizarse también en túneles con sección de herradura para reforzar las paredes laterales, aunque esta solución puede ser económicamente viable solamente en algunos tramos cortos.

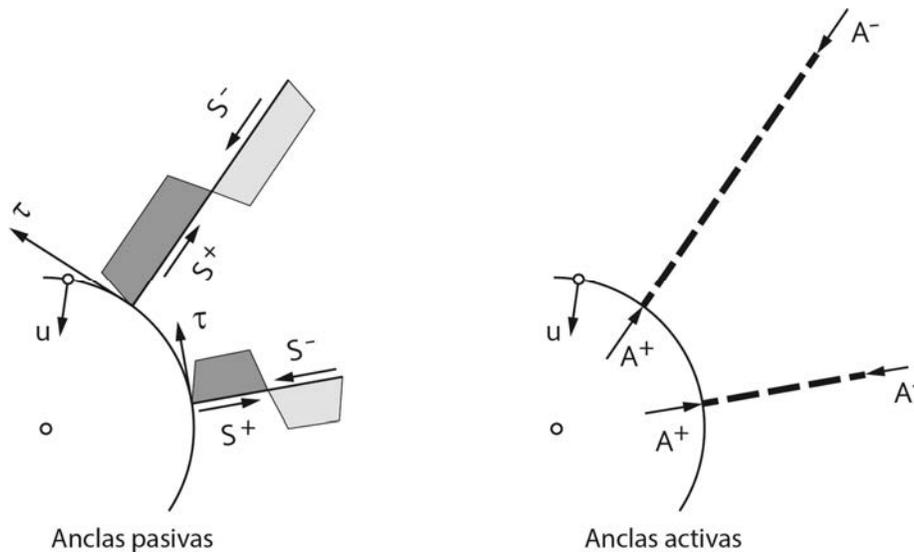


Figura 9.23. Representación esquemática del comportamiento estático de las anclas pasivas y activas (A partir de Kovari, 1998).

En cuanto al método constructivo, en la Figura 6.25 se muestran los procedimientos más comunes para túneles carreteros con secciones superiores a 90m^2 en roca fluyente. Antiguamente se avanzaba en dos frentes paralelos en los cuales se colaban las zapatas del túnel para posteriormente comenzar a excavar la sección superior y luego la sección inferior (Figura 6.25 a). Este método ya no se utiliza debido a que las dimensiones reducidas de los túneles laterales hacen que los avances en la excavación sean lentos. Incluso en condiciones favorables de roca, no es posible alcanzar más de 1 metro diario.

El excavar la sección superior y luego realizar el banqueo (Figura 6.25 b) permite un mayor grado de mecanización, ya que gálibo vertical suele ser 4.5m o más. Es común que en este tipo de excavaciones sea necesario utilizar anclas horizontales en el frente de la excavación para lograr una estabilización.

El realizar la excavación de la sección completa en una sola etapa (Figura 6.25 c) en roca fluyente en donde los diámetros de la excavación pueden variar de 9 a 12 metros a primera vista parecería poco viable. Sin embargo, si tanto la periferia de la excavación como el frente se encuentran suficientemente reforzados, desde el punto de vista estático esta solución es válida. En Italia se ha desarrollado un método en el cual se estabiliza la sección completa con tubos reforzados con fibra de vidrio e inyectados con resina en avances de 13 a 24 metros. En este método se realiza una sobre excavación para compensar las convergencias.

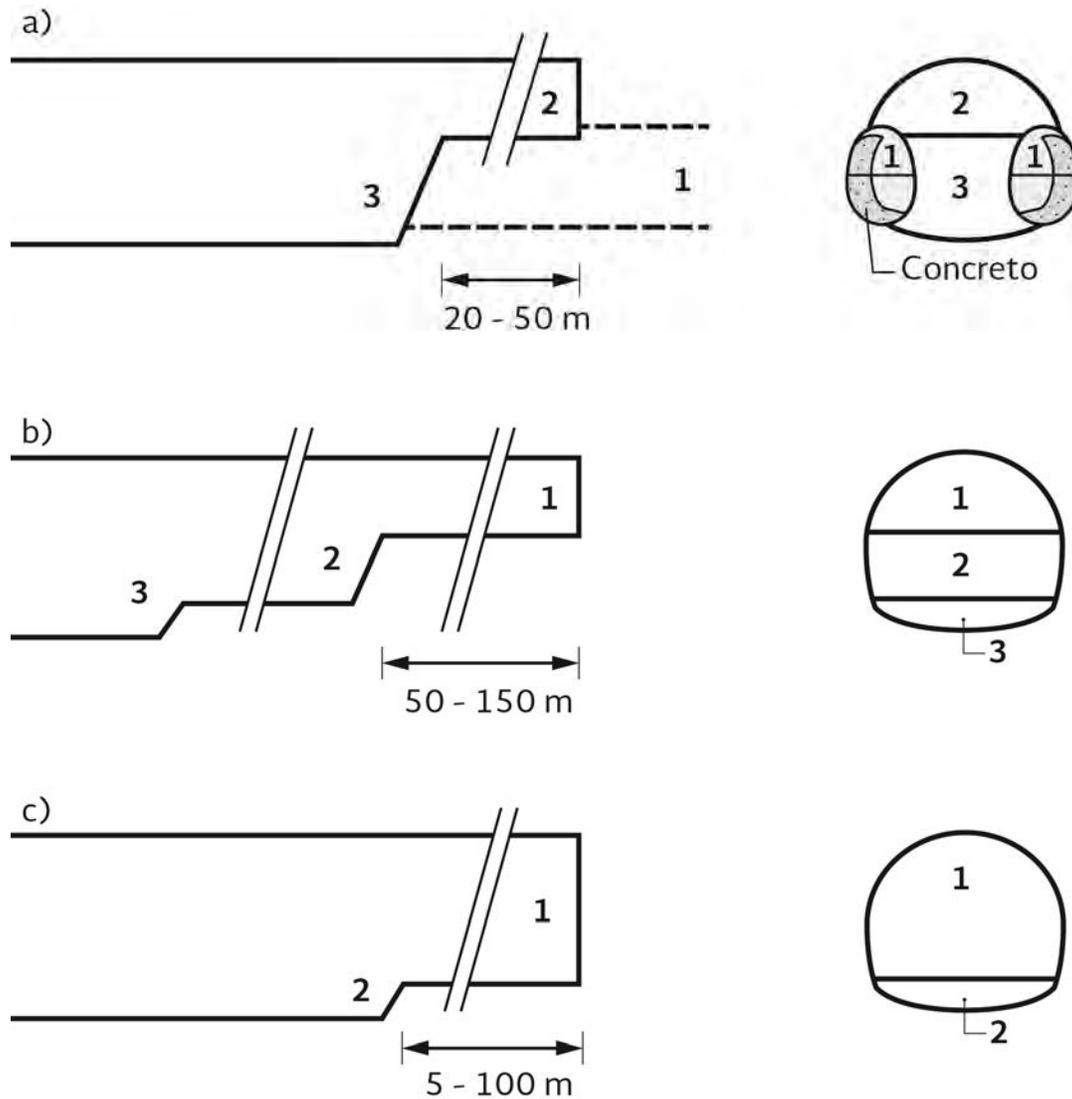


Figura 9.24. Métodos constructivos en roca fluyente: a) frentes paralelos y banqueo b) Sección superior y banqueo c) Sección completa (A partir de Kovari, 1998).

9.3.5. Cargas por desprendimiento de cuñas

El tamaño de una cuña potencial gravitando sobre el soporte es función de la orientación de las discontinuidades en combinación con la geometría y la orientación de la excavación. Las cuñas tienen la característica adicional de que no necesariamente gravitan ortogonalmente al eje de las estructuras, sino que pueden tener trayectorias de deslizamiento tales que produzcan cargas excéntricas, teniendo la capacidad de comprometer la resistencia de la estructura en direcciones no contempladas en los diseños tradicionales. Debido a lo anterior resulta tan importante el arriostramiento (a compresión y tensión) de los marcos metálicos. Normalmente los perfiles estructurales y los arcos formados por los marcos tienen mucha menos rigidez en el eje perpendicular a la sección de excavación y por lo tanto, prácticamente no tienen capacidad de carga en dicha dirección. Un sistema de marcos bien arriostrado actuará como una estructura tridimensional con una capacidad portante mucho mayor en la dirección del túnel.

Por otro lado, a través de varios estudios realizados, se ha podido establecer que la posición más desfavorable de una cuña presionando sobre la estructura de soporte no es precisamente en la clave, sino unos grados más hacia el costado y orientada ligeramente hacia atrás o hacia adelante en la dirección de excavación. Cuando una cuña gravita sobre la clave, al no deslizar sobre ninguna discontinuidad, tiende a repartir su peso en toda el área de contacto con el soporte, mientras que la cuña inclinada concentra mucho más las cargas en el vértice formado por el (o los) planos de deslizamiento y el borde de la excavación. Además, una carga proveniente del costado produce cambios más fuertes de momento y cortante sobre la estructura. Por último, en estos casos, los análisis en dos dimensiones suelen ser muy limitados ya que no reproducen adecuadamente la distribución de las presiones sobre la estructura. En la Figura 9.25, se muestra la geometría de la cuña máxima que descarga sobre el costado superior de la estructura de soporte.

Con una cuña como la que se presenta en la Figura 9.25 es posible realizar estudios de sensibilidad para varias condiciones, variando tanto su tamaño como las características de las estructuras y las propiedades del terreno. Al final, se puede obtener un diseño integral que permita establecer los rangos de aplicabilidad para cada tipología estructural estudiada.

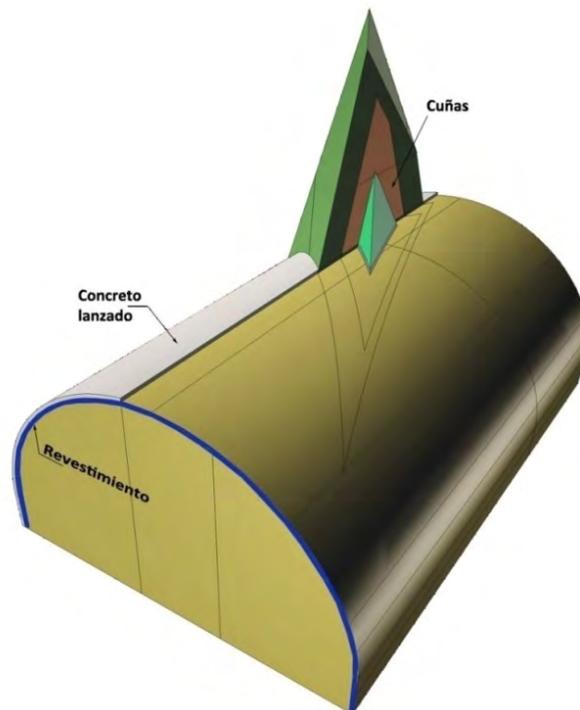


Figura 9.25. Geometría de las cuñas para análisis de sensibilidad.

En el caso de un revestimiento, como ya se anticipó, el diseño estructural también suele contemplar las cargas generadas por cuñas inestables. A no ser que la cuña tenga una caída franca paralela al eje de la excavación y pueda simplificarse el mecanismo a un caso de dos dimensiones, el modelo de cálculo debe formularse en un código de análisis en tres dimensiones. La geometría del revestimiento se puede modelar con elementos tipo placa o tipo *liner*, cuyas rigideces coinciden con las de la estructura de proyecto; adicionalmente puede considerarse una capa de concreto lanzado con elementos de medio continuo. Los elementos tipo *liner* además de tener propiedades de rigidez

axial y rigidez a flexión, cuentan con una interface de contacto que permite simular adecuadamente la interacción entre dichos elementos y el medio que los confina. Conviene imponer la condición de no fricción y no resistencia a tensión entre el revestimiento y el concreto lanzado, a fin de simular la presencia del sistema de impermeabilización. En la Figura 9.26, se muestra un esquema de análisis de sensibilidad para distintos tamaños de cuña: a) área de contacto sobre la sección excavada (gris oscuro); b) geometría de la cuña menor; c) geometría de la cuña media; d) geometría de la cuña mayor.

La cuña analizada normalmente corresponde con la geometría crítica definida en el estudio geológico-estructural. Los elementos de la cuña deben estar separados de los elementos del terreno mediante interfaces con propiedades de rigidez normal y tangencial correspondientes a las del macizo rocoso, pero con propiedades de resistencia al corte residuales (c_r, ϕ_r).

Se establece la hipótesis de que la cuña se suelta y desliza después de colocado el revestimiento. Para fines de revisión estructural del revestimiento, interesa que el concreto lanzado no contribuya a cargar a la cuña y por lo tanto también se debe simular su rotura mediante elementos interface (Figura 9.27). Los análisis de sensibilidad se realizan para distintos tamaños de cuña y distintos módulos de elasticidad del terreno.

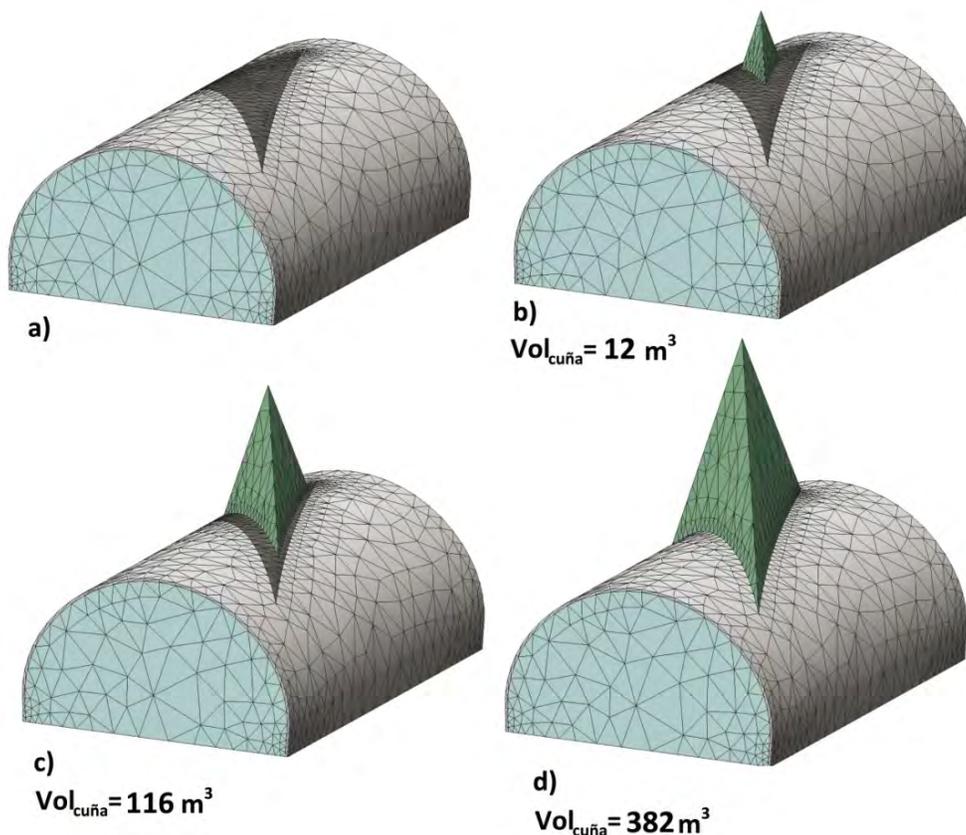


Figura 9.26. Esquema de análisis de sensibilidad para distintos tamaños de cuña.

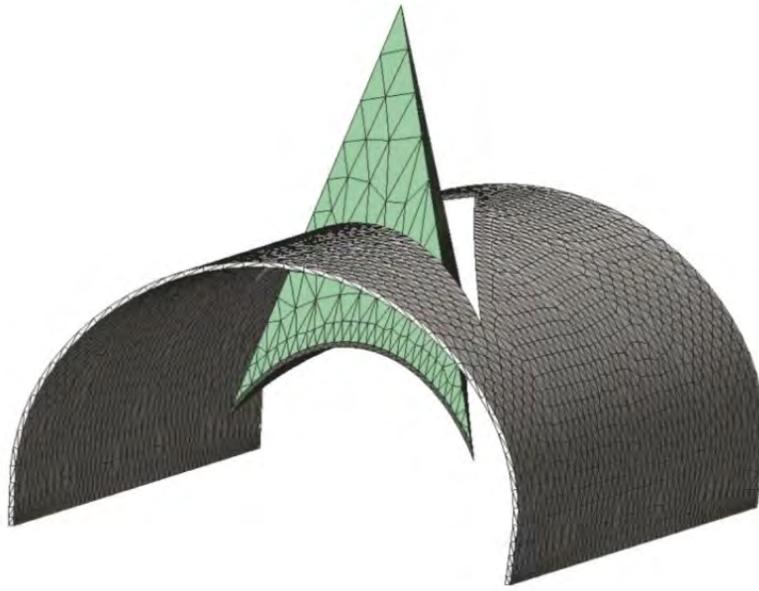


Figura 9.27. Penetración de la cuña a través del concreto lanzado.

Los resultados más importantes que arrojan estos análisis son los elementos mecánicos en la estructura (M , N , V). Estos resultados pueden ser verificados en los correspondientes diagramas de capacidad de carga de la estructura como se verá más adelante.

9.4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

9.4.1. Criterios generales

Un procedimiento de análisis estructural debe definirse de tal forma que permita verificar el desempeño del sostenimiento y/o revestimiento ante el mayor número de situaciones que pudieran presentarse de acuerdo con las propiedades del medio y las condiciones del túnel en su interior; ya sea por las presiones que imprima el terreno en procesos de redistribución prolongados, como por el volumen de material aflojado que pudiera gravitar sobre él, por el peso de cuñas y bloques sueltos en la bóveda u otro tipo de fenómenos.

La metodología aquí propuesta corresponde con una filosofía de *análisis y diseño integral* que permite establecer los adecuados *niveles de seguridad* que se relacionan directamente con los *niveles de incertidumbre* previsibles en la obra.

En el caso de túneles donde la profundidad es reducida y los procesos de redistribución de esfuerzos y generación de deformaciones se completan en plazos relativamente cortos, resulta conveniente excavar la totalidad del túnel utilizando únicamente sistemas de sostenimiento de tipo temporal. Después, si las necesidades funcionales del túnel así lo requieren, se colocará un revestimiento definitivo.

Para el análisis estructural de los elementos del sostenimiento es necesario distinguir entre los considerados propiamente como **soporte** (marcos metálicos) y los considerados sistemas de **estabilización y reforzamiento** (anclas y concreto lanzado). En los casos en los que la estabilidad

de la excavación está controlada por esfuerzos, los sistemas temporales de estabilización y reforzamiento requieren de un tipo de análisis en el que se aplican los conceptos de redistribución gradual de esfuerzos y se incluyen en los cálculos tensodeformacionales de la excavación, explicados en el Capítulo 6.

En el caso del análisis estructural de un revestimiento definitivo ante cargas por aflojamiento, antes que lleguen a generarse las solicitaciones de diseño, tendrían que fallar los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento primarios. Esto en teoría no debería suceder. Mediante el sistema de análisis presentado en este capítulo, es posible comprobar que un revestimiento económico en cuanto a sección y reforzamiento, se desempeñaría adecuadamente en prácticamente todas las situaciones que pudieran presentarse, incluyendo las más desfavorables.

Al momento de ser colocado el revestimiento, se asume que la excavación se encuentra en total estabilidad y que con seguridad los elementos del sostenimiento estarán en condiciones de recibir buena parte de las posibles cargas a largo plazo. Por lo tanto, el diseño comúnmente se realiza bajo hipótesis menos conservadoras. De hecho, es una práctica cada vez más extendida proponer revestimientos de concreto simple, prescindiendo del acero de refuerzo. Aun así, en todo proyecto de túnel, el diseño estructural debe justificarse con argumentos consistentes, basados en la geometría, en las condiciones geotécnicas en las que será construido, en la tipología de la estructura y en las propiedades que la dotarán de resistencia y capacidad de carga.

En el diseño de un revestimiento de túnel deberá darse igual importancia tanto a los aspectos de trabajo estructural, como a los de funcionalidad. En un túnel bien construido es poco probable que la estructura de revestimiento llegue a recibir solicitaciones de carga, aun cuando sí estará sujeto a elementos externos para los que también debe desempeñarse adecuadamente; estos son: cambios de temperatura y humedad, envejecimiento, corrosión, fluctuaciones del nivel freático, etc. Para esto, el revestimiento deberá estar dotado de dispositivos adicionales que ayuden a garantizar la integridad de la estructura, tales como sistemas de impermeabilización y drenaje, juntas constructivas adecuadas, aditivos especiales, etc.

En cuanto a las condiciones de carga para análisis de la estructura de revestimiento, suelen emplearse las mismas hipótesis que para los elementos de soporte temporal. No obstante, es una práctica común considerar que un sostenimiento adecuado tendrá la capacidad de absorber buena parte del trabajo y que por lo tanto las cargas de diseño aplicadas al revestimiento pueden ser minoradas. Desafortunadamente es difícil desarrollar criterios sólidos con los que estimar o acotar los rangos en los que dichas solicitaciones pueden presentarse. Durante la etapa de proyecto de un túnel es imposible anticipar cuáles serán las condiciones finales que prevalecerán en el entorno de la excavación y que pueden (o no) representar un cierto compromiso para la estructura. Dichas condiciones estarán relacionadas con factores que van desde las características geológicas, geotécnicas y geohidrológicas del macizo rocoso (que en el proyecto sólo pueden ser estimadas) hasta las constructivas: la calidad en el uso de explosivos, la idoneidad de los elementos del sostenimiento empleados durante la obra y el correcto desempeño de dichos elementos como resultado de la calidad de su puesta en obra.

Ante tal situación, en la etapa de diseño, parece más racional emplear procesos que permitan establecer *niveles de seguridad*, que se relacionen directamente con los *niveles de incertidumbre*

previsibles. De esta forma pueden acotarse las condiciones para las cuales las estructuras estarán del lado de la seguridad, en el medio o al límite. Y si durante la construcción se lleva a cabo un seguimiento geológico-geotécnico adecuado, así como una rigurosa supervisión de los trabajos de obra, podrá establecerse si las estructuras de soporte requieren de un nuevo diseño o si se ajustan correctamente a las condiciones prevalecientes.

Por su parte, los marcos metálicos sí se consideran elementos estructurales que pueden trabajar bajo cargas activas del terreno, como pueden ser las de montaña, las de aflojamiento del terreno o las inducidas por cuñas o bloques de roca inestables y, por lo tanto, son motivo también de esta sección. Adicionalmente, cuando el concreto lanzado alcanza espesores importantes, como en el caso de los marcos cubiertos completamente con este sistema, también se considera como parte del soporte.

9.4.2. Análisis y diseño estructural de elementos de concreto lanzado

9.4.2.1. Consideraciones sobre la modelización del concreto lanzado

Excavaciones en roca: Si se considera que la excavación se realizará en un medio fracturado, un macizo de roca dura que forma bloques definidos por sus distintos sistemas de discontinuidad y que la excavación se llevará a cabo por el método tradicional de barrenación y voladura:

- El perfil de la sección de análisis puede ser en extremo irregular de modo que, para espesores pequeños de concreto lanzado, las irregularidades del contorno del túnel son demasiado importantes
- El espesor de concreto lanzado no será constante ni homogéneo, tendrá huecos en su interior y algunos puntos de debilidad.
- Durante las primeras horas después de su colocación, el concreto lanzado se comportará como un elemento viscoso, muy deformable y plástico, que se adaptará rápidamente a los procesos de deformacionales de la excavación de tal forma que cuando adquiriera una cierta rigidez y resistencia de trabajo tendrá unas características que difícilmente se asemejen a un medio homogéneo continuo e isótropo.

Por todo lo anterior, es difícil pensar que, en el caso de capas delgadas de concreto lanzado, este elemento pueda comportarse como arco portante y el hecho de analizarlo con elementos homogéneos tipo viga o placa, para después revisarlo con base en las fuerzas internas que desarrolla (elementos mecánicos), resulta una aproximación que hay que tomar con sus debidas reservas.

Ante dichas condiciones, el perfil de la sección de análisis, siendo muy optimistas, podría ser como el que se muestra en la Figura 9.28-a. Si a esta sección se le aplican 8 o 10 cm de concreto lanzado, haciendo una ampliación del contorno del túnel se vería algo como la Figura 9.28-b.

Las aportaciones del concreto lanzado a la estabilización y el reforzamiento de excavaciones subterráneas en roca pueden enumerarse como sigue:

1. Sella las grietas, fisuras y otras discontinuidades de la superficie expuesta de la excavación (estabilización).
2. Al endurecer, aumenta la resistencia de la superficie interior de la excavación debido al efecto de “piel” o “membrana” resistente (reforzamiento).

3. Crea una costra endurecida que evita el deterioro de la roca expuesta por el efecto de la meteorización (protección).
4. En su estado plástico, sigue primero las deformaciones de la superficie interior de la excavación (adherido a ella) y las reduce en un cierto grado. Una vez endurecido, sigue las deformaciones diferidas del terreno, restringiéndolas hasta que alcanza su límite de rotura (reforzamiento).

Una consideración básica es que una capa delgada de concreto lanzado, aplicada en la superficie interior en una excavación subterránea irregular, se integra al terreno y queda sujeta primordialmente a solicitaciones directas de tensión, compresión y cortante (efecto de cáscara) y por tal razón tiene poca capacidad para resistir esfuerzos de flexión; es decir, no posee la rigidez que se requeriría para transmitir cargas a modo de un arco portante.

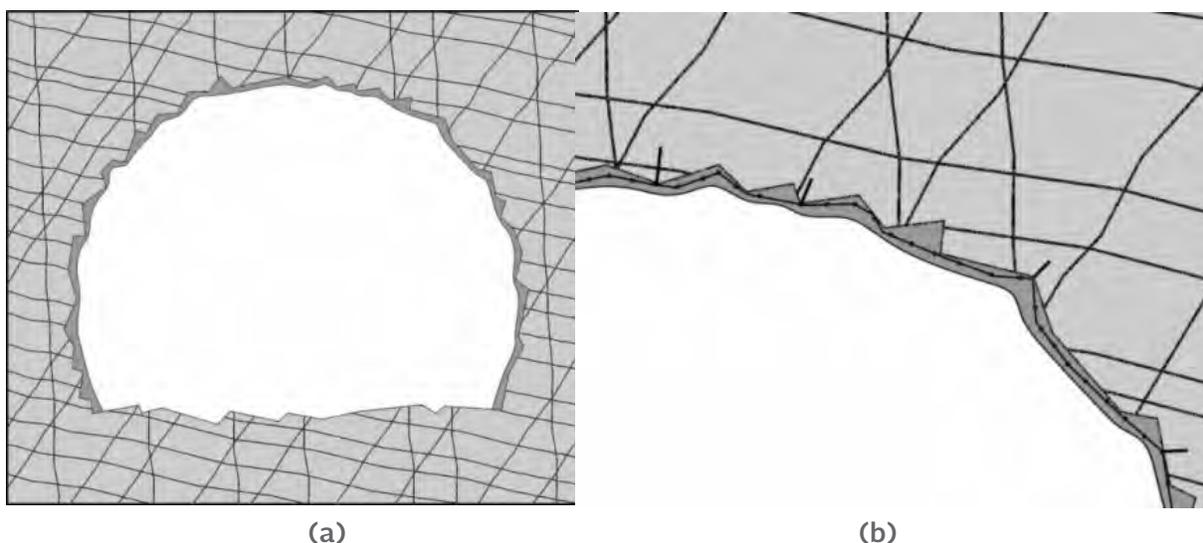


Figura 9.28. Contorno de una excavación en roca fisurada y detalle de la forma que puede tener la capa de concreto lanzado en una excavación en roca fisurada.

Sobre el diseño del concreto lanzado, Evert Hoek destaca que éste es un proceso muy impreciso:

La compleja interacción entre la roca en estado límite de falla en la periferia de la excavación y una capa de concreto lanzado de espesor variable y con propiedades que cambian con el tiempo, desafía los intentos de un análisis teórico.

Excavaciones en suelos o terrenos blandos: Para el caso de túneles excavados con maquinaria, en suelos o terrenos blandos (como los túneles urbanos):

- El contorno suele ser bastante más uniforme que en el caso de la roca excavada con explosivos
- El espesor de concreto lanzado puede ser constante y homogéneo
- Se puede construir formando un anillo cerrado inmediatamente después de cada avance

Esto hace que efectivamente el concreto lanzado se convierta, junto con el terreno, en una estructura de soporte. Incluso se ha desarrollado una tecnología, supuestamente basada en el llamado *Nuevo Método Austriaco (sprayed concrete lining, SCL)*, que consiste en la excavación de

pequeñas secciones las cuáles se protegen con una capa importante de concreto lanzado (hasta 30 cm), que se cierra en forma de anillo (*invert* temporal). Ver figura 9.21.

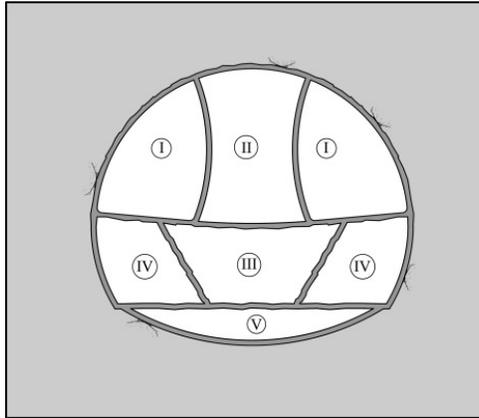


Figura 9.29. Esquema constructivo del método SCL.

Hoek (1995) afirma que “un claro entendimiento del comportamiento del concreto lanzado requerirá aun muchos años de experiencia”.

En la conceptualización del concreto lanzado como elemento de sostenimiento, es muy importante tener en cuenta que cada situación geotécnica particular tendrá sus propios requerimientos estructurales y que estos pueden ser muy distintos. Por ello, antes de seleccionar las características del sistema y sobre todo, antes de pretender calcularlo y diseñarlo, es imprescindible contar con un entendimiento profundo de su comportamiento y su desempeño ante los distintos mecanismos que puede desarrollar el terreno.

En resumen, el concreto lanzado aplicado a túneles tiene dos extremos de funcionamiento: el de membrana y el de estructura. Como es natural, la línea que divide el momento en que deja de ser puramente una membrana y puede comenzar a comportarse como estructura es difusa y depende de muchos factores, de los cuales los más importantes son:

- El espesor
- La rugosidad del contorno excavado
- La técnica de recubrimiento
- La tipología de mecanismos que lo pondrán a trabajar

9.4.2.2. Capacidad estructural del concreto lanzado

En ingeniería estructural, la capacidad resistente del concreto se define de acuerdo con la respuesta observada en especímenes sometidos a ciertos arreglos preestablecidos (artificiales) de cargas y para otras condiciones de frontera (geométricas, por ejemplo) diseñadas *ex profeso*. A la resistencia definida mediante este tipo de procesos se le llama comúnmente resistencia nominal.

En el caso del concreto lanzado aplicado en contornos de túneles, el trabajo real de este elemento dista mucho de producirse de acuerdo con arreglos y geometrías preestablecidos y por lo tanto es más conveniente hablar de comportamiento, capacidad o resistencia *in situ*.

En ingeniería de túneles no existe una regla ni ningún criterio universal para abordar el tema del análisis y el diseño del concreto lanzado, especialmente en el caso de las obras en roca. Con lo que sí

se cuenta es con criterios aplicables a casos particulares, pero todos ellos están basados en simplificaciones que deben ser tomadas en cuenta como parte de las limitaciones que éstas implican. Al considerar dichas limitaciones debe asegurarse que el procedimiento empleado en los cálculos esté del lado de la seguridad y que las incertidumbres tengan el mínimo de posibilidades de influir en el comportamiento.

El parámetro básico para definir un modelo de comportamiento del concreto convencional es la resistencia a la compresión simple y por lo general el resto de parámetros (resistencia a tensión, a flexión, a cortante y el módulo de elasticidad) se establecen a partir de correlaciones simples con dicha resistencia. Hasta ahora, internacionalmente ha sido aceptado que tales correlaciones sean extendidas al concreto lanzado sin demasiados cuestionamientos. Sin embargo, debido al reciente gran auge del concreto lanzado reforzado con fibras, se han desarrollado sofisticadas técnicas, así como ensayos de laboratorio específicos para la determinación de las propiedades resistentes de este tipo de mezclas.

En cuanto a la resistencia a la tensión, si se utiliza el modelo de Griffith (rotura frágil) en el que la rotura está controlada por una red de pequeñas grietas, se predice una resistencia a tensión de más o menos el 10% de la resistencia a compresión uniaxial. Sin embargo, debido a la heterogeneidad de las mezclas, el concreto típicamente exhibe una resistencia a la tensión que oscila entre el 5% y el 23% de f'_c , además de que, por lo general, la forma de estimar estas resistencias parte de pruebas de tensión indirecta y no de tensión pura.

En túneles que exhiben rangos de deformación perceptibles es muy probable que algunas partes del concreto lanzado entren en régimen de tensión por lo que siempre resultará más conveniente introducir acero de refuerzo, ya sea mediante malla electrosoldada o mediante fibras de acero.

Por su parte, la resistencia al corte del concreto lanzado, según Windsor (1998) es muy difícil de obtener en laboratorio y reporta datos de entre el 8% y el 12% de la resistencia a la compresión uniaxial. En códigos comerciales de cálculo de túneles como los de la empresa Rocscience®, para calcular la resistencia al corte del concreto lanzado se utiliza el *Canadian CSA simplified standard is shear strength* (MPa):

$$\tau_r = 0.2\sqrt{f'_c} \quad (9.6)$$

Esta relación es más conservadora y arroja valores de entre el 3% y el 5% de f'_c .

La resistencia a flexión se toma como el módulo de ruptura o resistencia de pico bajo momento flexionante puro. Los resultados de la literatura para concreto lanzado son similares a los del concreto convencional y oscilan entre el 10 y el 15% de f'_c .

9.4.2.3. Mecanismos de interacción del concreto lanzado

Cada modo de falla del concreto lanzado, está asociado a algún tipo de sollicitación por parte del terreno (salvo en el caso de la falla por mala adherencia). Entonces, el concreto lanzado deberá cumplir los requerimientos estructurales necesarios para afrontar cada mecanismo posible, de acuerdo con el terreno para el cual está siendo diseñado.

Una técnica para alcanzar un diseño racional ante la complejidad de factores y comportamientos hasta ahora descritos, comienza necesariamente por categorizar los mecanismos de inestabilidad del terreno y sus modos de interacción con el concreto lanzado. Desafortunadamente, en la literatura sobre concreto lanzado se encuentran pocos trabajos que hayan abordado este tema con profundidad (Stacey, 2001).

A continuación se mencionan algunos de los mecanismos (y efectos inducidos en el terreno) más importantes que pueden comprometer la estabilidad y las acciones asociadas a la presencia del concreto lanzado:

ACCIÓN	EFFECTO
a) Movimiento de bloques o cuñas:	Promoción de la trabazón entre bloques
b) Aflojamiento de la masa	Contenedor
c) Presiones importantes de terreno	Arco estructural/reforzamiento
d) Pandeo de lajas de roca	Reforzamiento ante pandeo
e) Deterioro de propiedades por meteorización	Protector
f) Flujo de agua hacia el interior	Impermeabilizante y resistente

Tabla 9.3. Acciones sobre el concreto lanzado y sus efectos estabilizadores.

a) Promoción de la trabazón entre bloques.

La Figura 9.30 muestra un esquema en el que se definen 5 mecanismos cinemáticamente admisibles para el caso de un túnel en roca fracturada. En la Figura 9.31 se ilustra la activación de dichos mecanismos y las fuerzas que desarrolla el concreto lanzado. Los mecanismos ilustrados en la Figura 9.31 se asocian con las acciones a) y d) de la Tabla 9.3, a la vez que evitan el desarrollo de una masa de bloques aflojados [acción (b)]. En estos casos lo que rige el diseño de la membrana de concreto lanzado es su resistencia al corte, a la tensión y a la flexión, pero sólo a nivel local, es decir, para dimensiones reducidas.

En el Mecanismo 1, la estabilidad del bloque A estaría controlada por la resistencia al corte (τ_r) del concreto lanzado; si ésta es vencida, el bloque A caerá dejando al bloque B sólo con el sustento del concreto lanzado; la estabilidad de dicho bloque dependerá entonces de las fuerzas resistentes de tensión (σ_{tr}) y de la resistencia al corte (τ_r) que posee el concreto lanzado. En un caso así, la malla electrosoldada o las fibras de acero en el concreto lanzado contribuirán de manera muy importante a la resistencia del concreto y por ende a la estabilidad de los bloques.

El Mecanismo 2 parte de la movilización y caída del bloque C, lo cual, deja sin apoyo el costado del bloque B, que tenderá a girar y posteriormente caer; si el concreto lanzado en la zona que limita los bloques A y B tiene la suficiente resistencia a la flexión, desarrollará un momento resistente (M_r) que podría contrarrestar el giro del bloque B.

En el Mecanismo 3, la cuña D' tiende a caer verticalmente, pues no tiene juntas que restrinjan su movimiento y, sin la presencia del concreto lanzado, sólo tiene que desprenderse de las paredes que la limitan para moverse. Con la capa de concreto lanzado, su peso se verá contrarrestado por la resistencia al cortante (τ_r) y el momento resistente (M_r) en los extremos de la porción de arco (viga).

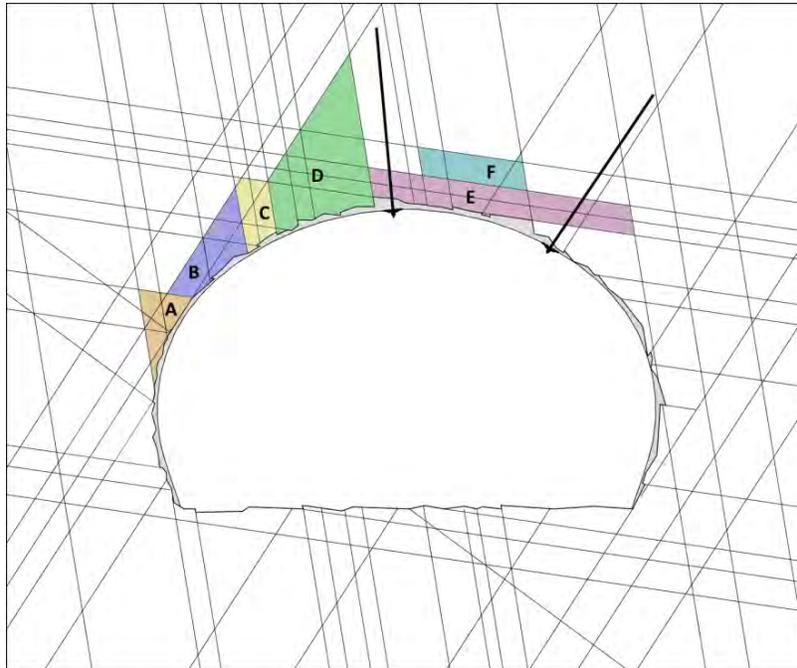


Figura 9.30. Mecanismos cinemáticamente admisibles en un túnel excavado en roca fracturada.

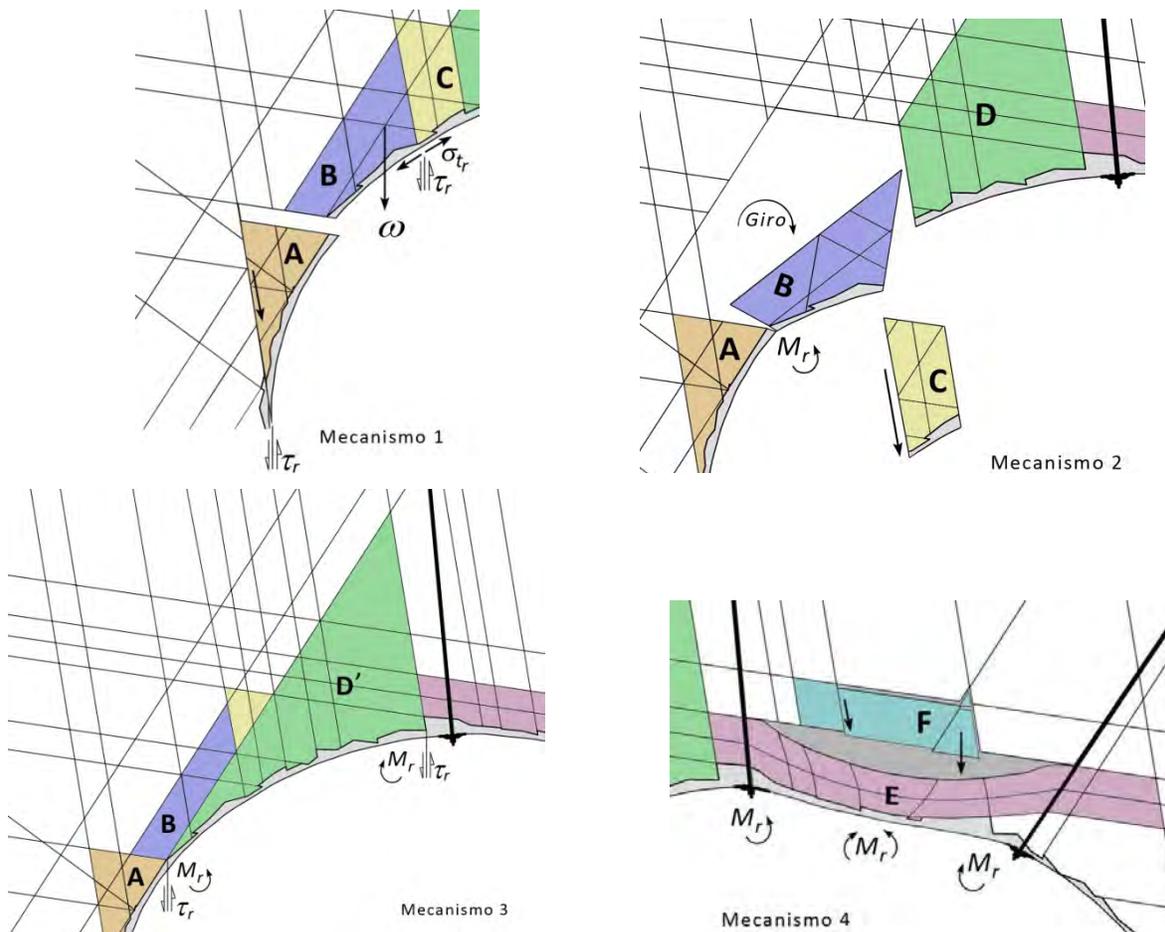


Figura 9.31. Detalle de los mecanismos cinemáticamente admisibles y sus fuerzas.

En programas de cálculo de estabilidad de cuñas como UNWEDGE de la casa Rocscience®, el efecto del concreto lanzado en el factor de seguridad se representa mediante una fuerza estabilizadora (F_t) que resulta del producto de la resistencia al corte del concreto (τ_r) y el área de contacto lateral del concreto en el perímetro de la cuña: $(L_1+L_2+L_3) \times t$ en la Figura 9.32.

$$F_t = (L_1 + L_2 + L_3) \tau_r t \tag{9.7}$$

con $\tau_r = 0.53\sqrt{f'_c}$ por ejemplo (ACI-11.3.2).

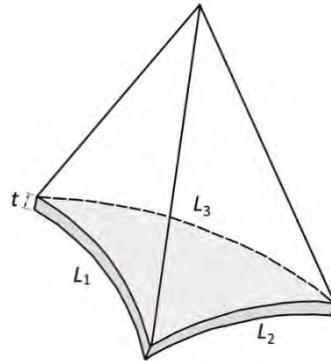


Figura 9.32. Esquema de una cuña soportada por concreto lanzado.

Es importante tener en cuenta que este método de cálculo puede resultar en extremo optimista, especialmente para espesores pequeños de concreto, debido entre otras cosas a que el contorno $L_1+L_2+L_3$ en la realidad distará mucho de ser uniforme. Sin embargo, también puede considerarse conservador si se tiene en cuenta que no tiene en cuenta la resistencia a la flexión del concreto (M_r).

b) Efecto contenedor

En los casos en que lleguen a generarse zonas de material aflojado en las que la roca o el suelo pierda totalmente su resistencia, el concreto lanzado puede contribuir a contener dicho material evitando que entre en la excavación. En estos casos resulta fundamental la capacidad a flexión del sistema y por lo tanto el refuerzo del concreto.

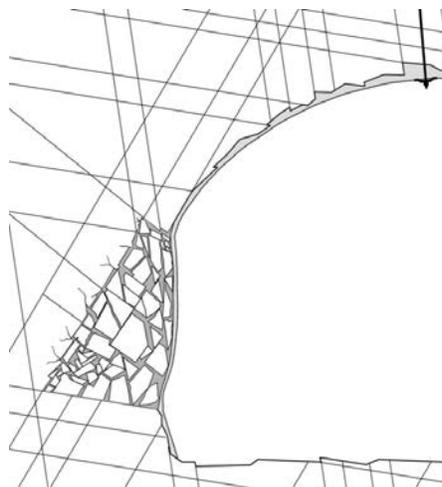


Figura 9.33. Ejemplo de efecto contenedor.

c) Arco estructural/refuerzo

En macizos de roca frágil a grandes profundidades, la roca forma lajas o lajas incipientes en las proximidades de las paredes y la bóveda del túnel; si las deformaciones son importantes, dichas lajas se pandean y pueden llegar a fallar. En estos casos, el concreto lanzado pasa a formar parte del espesor efectivo de las lajas, aumentando su sección resistente y por tanto su capacidad para resistir la flexión.

d) Refuerzo ante pandeo

El Mecanismo 4 de la Figura 9.31 consiste en el despegue y posterior flexión de las “losas” definidas como bloque E. En este caso, el concreto lanzado actuará como viga bi-empotrada sometida a flexión y la estabilidad de los bloques dependerá de la resistencia a flexión del elemento de concreto. Además, este mecanismo tenderá a activar la movilización de los bloques F.

e) Efecto protector

Varios tipos de roca son susceptibles al intemperismo rápido (por humedad y flujo de aire, por ejemplo) y su principal consecuencia es la pérdida de resistencia. Entonces, el concreto lanzado funcionará como una membrana protectora que evitará el deterioro del macizo en las proximidades de la excavación.

En estudios como los de Coates (1970) y Finn et al. (1999) se sugiere que el sellado contra la entrada del aire en el entorno de un túnel promueve un efecto de succión que limita la dilatancia del terreno y por lo tanto la tendencia a la falla.

f) Efecto impermeabilizante

Aunque no debe de considerársele un sistema de impermeabilización definitivo, el concreto lanzado evita el aporte de agua al interior de la excavación mejorando las condiciones de trabajo.

Cuando existen cantidades considerables de agua en el terreno tal que se genera un nivel piezométrico por encima de la excavación o una red de flujo importante hacia el interior de ésta, el cálculo del sostenimiento con concreto lanzado deberá considerar las presiones generadas por el agua, sobre todo en los casos en los que el sellado con este elemento implique un restablecimiento o al menos una subida importante del nivel freático con el correspondiente cambio en el estado de esfuerzos efectivos.

9.4.2.4. Concreto lanzado con malla electrosoldada

No obstante que en la actualidad el concreto lanzado reforzado con fibras ha adquirido una gran popularidad en obras subterráneas, el refuerzo con malla electrosoldada continúa siendo una solución imprescindible en cierto tipo de terrenos.

En terrenos de calidad muy pobre, en los que la alteración de la roca involucra cantidades importantes de arcillas y limos y donde la humedad es considerable, así como también en suelos, arenosos o arcillosos, el concreto lanzado presenta problemas de adherencia que en ocasiones producen peligrosos desprendimientos (Figura 9.35).

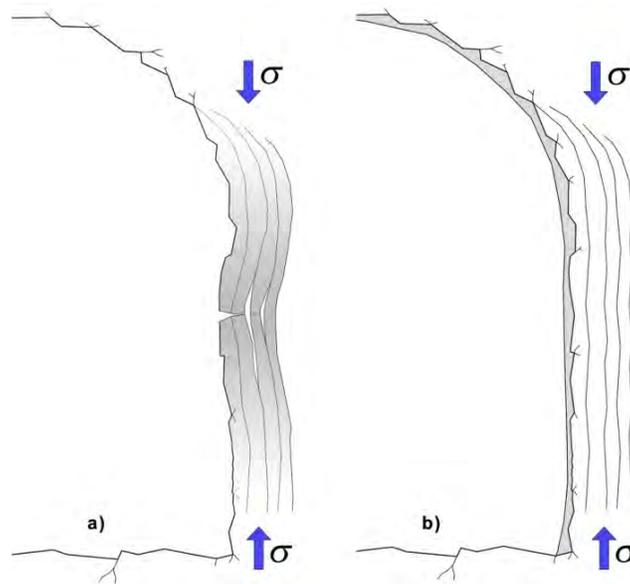


Figura 9.34. Ejemplo de efecto refuerzo: a) sin concreto lanzado; b) con concreto lanzado.

De igual forma, en taludes donde la calidad de la roca es mala y las condiciones de alteración son importantes, resulta mucho más conveniente utilizar concreto lanzado con malla electrosoldada. Una de las razones principales es que, debido a que la malla tiene que ser anclada al terreno, por sí misma representa ya un reforzamiento ante la caída de bloques y, una vez cubierta con concreto lanzado, le proporciona una durabilidad mucho mayor, dado que impide que éste se desprenda por tramos, efecto que a mediano plazo acaba por erosionar la totalidad de la cara del talud.

Otra aplicación muy común es cuando, por caída de bloques o cuñas, se producen cavidades en la bóveda de la excavación, mismas que si no se recubren pueden activar mecanismos de inestabilidad más profundos y acabar por generar una zona de aflojamiento de mayores proporciones. En estos casos es recomendable cubrir la cavidad con malla, de tal modo que ésta salga por completo y se ancle al concreto sano para posteriormente lanzar la zona reforzada.



Figura 9.35. Desprendimiento de concreto lanzado por falta de adherencia. Túnel Interlomas I. Estado de México, febrero de 2014.

9.4.2.5. Concreto lanzado con fibras de acero

a) Definiciones

El concreto lanzado reforzado con fibras tiene unas características de desempeño estructural y de eficiencia en los trabajos de puesta en obra tal que, desde hace algunos años, representa una innovación tecnológica y constructiva adoptada por la mayoría de los grandes constructores de túneles alrededor del mundo.

Respecto a los avances científicos en el entendimiento y la modelización de su comportamiento, hoy en día se cuenta con una vasta bibliografía y un acervo muy importante de artículos, reportes, manuales, ensayos de laboratorio etcétera. No obstante, los métodos de análisis y diseño de estructuras construidas con esta tecnología están aún en fase de desarrollo y requieren de varios años de estudio y experimentación. Por lo anterior, los cálculos realizados en este respecto se basan en hipótesis que, aunque sólidas, se deben tomar con sus debidas reservas.

En cuanto al comportamiento en tensión del concreto, éste puede ser caracterizado, además de por su resistencia, por su fragilidad. El objetivo de introducir fibras en el concreto muchas veces es el de proporcionarle a la mezcla un comportamiento más dúctil. En la Figura 9.36, se muestra el efecto de la adición de fibras de acero en la mezcla del concreto para varias dosificaciones. Es posible observar que, además de un aumento en la resistencia a tensión de pico, se consigue un aumento considerable en la ductilidad. Obsérvese también que después del pico ocurre un decremento súbito de la resistencia (menos frágil para mayores dosificaciones) seguido de un *plateau* que es resultado de la continua fricción de extracción de las fibras (Kooiman, 2000).

En cuanto a la etapa de comportamiento lineal-elástico, las investigaciones de Keer (1984, en Kooiman, 2000) sugieren que el módulo de Young del material compuesto apenas si se ve afectado por la adición de las fibras.

Como ya se anticipó en el capítulo 8, varias investigaciones comprueban que las fibras de acero no afectan significativamente la resistencia a la compresión simple (Maidl, 1995; König & Kützing, 1999 en Kooiman, 2000). Por lo anterior, dentro de las hipótesis establecidas para los cálculos de un proyecto de túnel deberá suponerse que la resistencia a compresión simple del concreto lanzado con fibras será la misma que la del concreto lanzado simple, además, en las leyes constitutivas utilizadas para la modelización del concreto lanzado, puede suponerse que la rotura del material se producirá de forma menos frágil, generando deformaciones laterales importantes y evitando la localización de la fractura en una banda de corte.

También existe un conocimiento importante del comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado con fibras. En este caso la resistencia o módulo de ruptura (tenacidad, *toughness*) se mide como el valor del área bajo la curva de carga-desplazamiento y difiere en cada código o manual de recomendaciones. En la Figura 9.37, se muestra una comparación del desempeño mostrado por vigas de concreto simple y vigas con diferentes tipos de fibras de acero.

En Hoek et. al, 2000, se presentan los resultados obtenidos por Kompen (1989) sobre ensayos a flexión de placas de concreto lanzado simple y concreto lanzado reforzado con fibras de acero 'Dramix®'. El concreto lanzado simple tenía una resistencia a compresión simple de 50 MPa. En la Figura 9.38, se aprecia que la resistencia de pico de estas placas aumenta entre el 85% y el 185%

para dosificaciones del 1% y 1.5%, además de proporcionar una mucho mayor ductilidad (Hoek, et al., 2000).

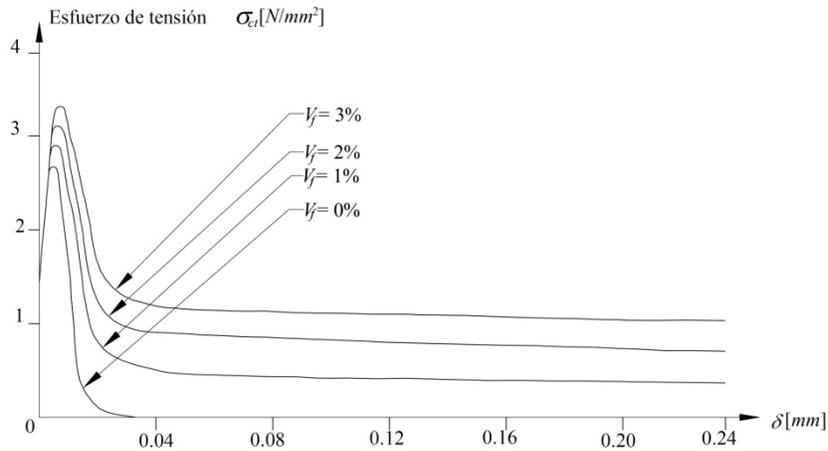


Figura 9.36. Curvas carga-desplazamiento en tensión uniaxial para probetas de concreto simple y con fibras de acero (Maidl, 1995, tomado de Kooiman, 2000).

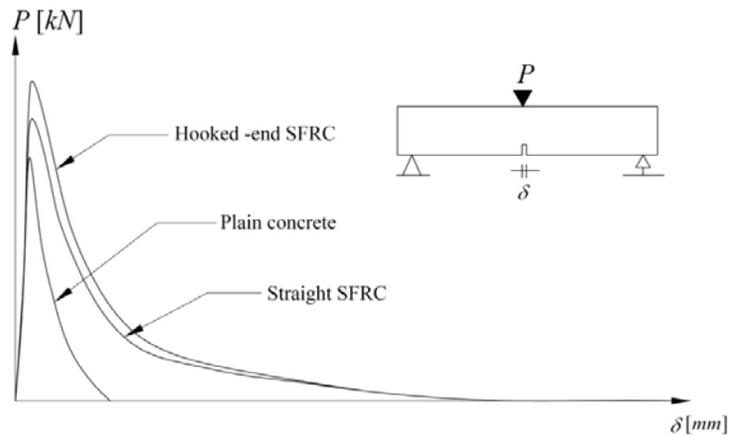


Figura 9.37. Curvas carga-desplazamiento en flexión pura para vigas de concreto simple y con fibras de acero (tomado de Kooiman, 2000).

Respecto a la tenacidad o módulo de ruptura, ésta es la característica que más se ve beneficiada al agregar fibras en la mezcla y una manera de medirla es determinando las características del comportamiento post pico en elementos sujetos a flexión. En 1995 Banthia y Trottier propusieron el concepto de resistencia post-rotura (*post-crack strength, PCS*) el cual distingue entre la energía almacenada antes del pico de resistencia (la cual no se ve influida por la presencia de las fibras) y la que se disipa durante las subsiguientes deflexiones y que además toma en cuenta varias etapas de dicha deflexión relacionándolos con los límites de servicio de resistencia últimos.

Finalmente, para modelizar los elementos de concreto lanzado es necesario establecer las hipótesis necesarias para que la resistencia (en tensión, compresión, cortante y flexión) de la estructura tome en cuenta la presencia de las fibras y, además, para que su desempeño ante las

distintas solicitaciones a las que estará sujeta (básicamente a flexocompresión) sea similar al que muestran las estructuras formadas por dicho material compuesto.

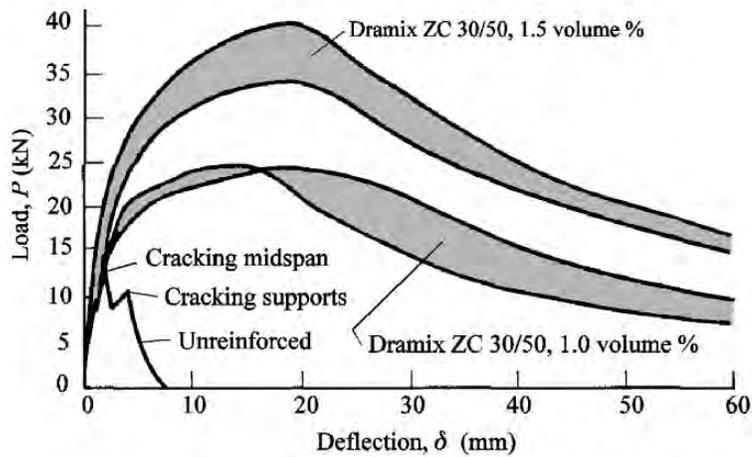


Figura 9.38. Curvas carga-deflexión para placas de concreto lanzado simple y con fibras de acero. (Komen, 1989 tomado de Hoek et al., 2000).

b) El Método σ - ϵ

Las técnicas de cálculo actualmente consideradas como las más adecuadas para el concreto reforzado con fibras, por lo general requieren de procedimientos más elaborados que los que tradicionalmente se emplean en estructuras convencionales. El método conocido como σ - ϵ Method (método Sigma-Épsilon) hace uso de la teoría del concreto reforzado pero además utiliza varias recomendaciones del comité técnico RILEM TC 162-TDF y del European pre-Standard ENV 1992-1-1 (Eurocode 2: Design of Concrete Structures- Part 1). La consideración básica del diseño mediante el método σ - ϵ consiste en permitir que el concreto reforzado con fibras desarrolle la resistencia a tensión y flexión que le brindan las propias fibras. El diagrama de esfuerzos en tensión que aparece en la Figura 9.39, está definido por tres esfuerzos (σ_1 , σ_2 y σ_3) derivados de las resistencias pico y residual obtenidas de pruebas de flexión en vigas bi-apoyadas con muesca al centro (a partir de las cargas y deflexiones medidas: CMOD, *crack mouth opening displacement*).

La Figura 9.39 muestra la distribución de esfuerzos y deformaciones de una sección rectangular plana de concreto lanzado reforzado con fibras.

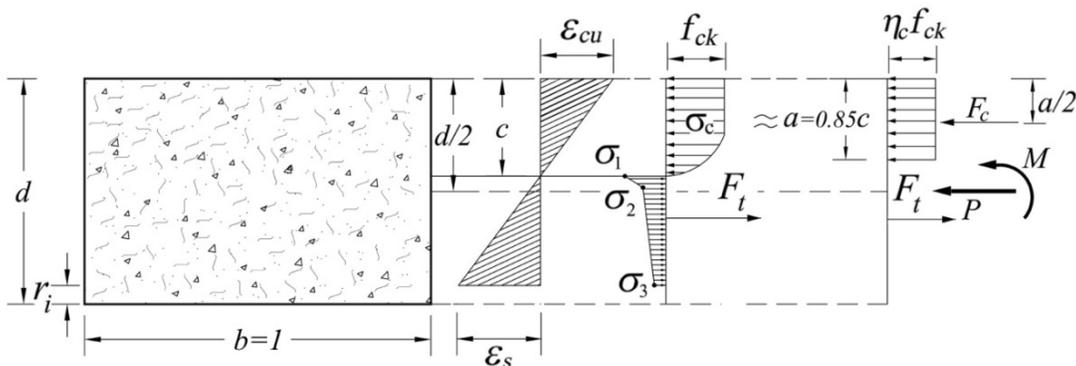


Figura 9.39. Descripción del desarrollo de resistencia del concreto reforzado con fibras de acero.

Los parámetros que aparecen en la Figura 9.39, se describen a continuación:

- f_{ck} Resistencia del concreto lanzado (28 días)
- η_c Factor de reducción de resistencia del concreto
- ϵ_{cu} Deformación máxima del concreto al estado último
- ϵ_s Deformación unitaria del acero al estado último
- σ_1, σ_2 y σ_3 Esfuerzos pico y residuales en tensión para el concreto reforzado con fibras

Con estos parámetros se calculan los diagramas de capacidad de carga ante la acción combinada de momento flexionante y fuerza axial.

El método σ - ϵ , se basa en los mismos fundamentos que los utilizados para el diseño del concreto armado convencional, específicamente en lo expuesto en el Eurocódigo 2. Los parámetros de diseño utilizados se determinan con base en pruebas de laboratorio de una probeta prismática bi-apoyada, a la que se hace una muesca transversal y es sometida a esfuerzos de flexión y con deformación controlada (Prueba CMOD, UNE-EN 14651, Figura 9.40).

Sin embargo, las relaciones esfuerzo-deformación del concreto armado con varilla y del concreto reforzado con fibras metálicas son muy diferentes debido a la capacidad de absorción de esfuerzos de tensión de las fibras después del agrietamiento. Lo anterior se debe al hecho de que las fibras puentean entre las fisuras, dándole al concreto la capacidad de absorción de dichos esfuerzos, los cuales fluyen a través de éstas y entre las fisuras.

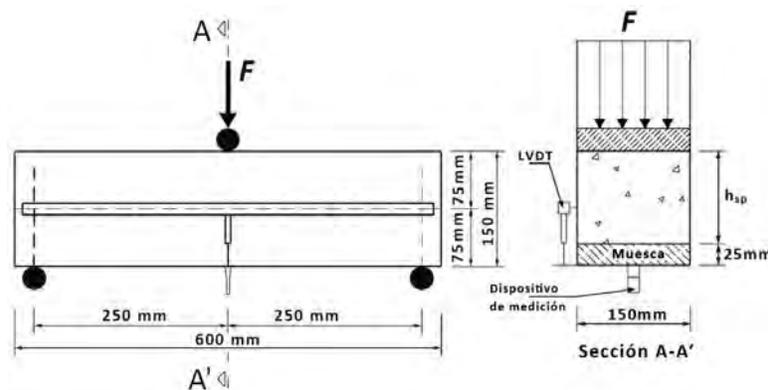


Figura 9.40. Dimensiones del espécimen, disposición de los transductores de desplazamiento y condiciones de carga de la prueba EN 14651 para determinar los esfuerzos residuales de tensión. A partir de Barros y Antunes, 2003.

Los parámetros nominales que se obtienen del ensayo antes mencionado se calculan a partir de una representación gráfica como la que se muestra en la Figura 9.41. En el diagrama se muestran los valores de la fuerza aplicada al centro de la viga versus la deformación de ésta medida en términos de la apertura de la muesca (CMOD). Alternativamente puede medirse la deflexión (δ_R) en términos de los desplazamientos verticales al centro de la viga a través de un dispositivo LVDT.

En el diagrama se miden las fuerzas que se producen para aperturas de muesca de 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5 milímetros: $F_{R,1}$, $F_{R,2}$, $F_{R,3}$ y $F_{R,4}$, respectivamente. A partir de estas fuerzas y de la carga correspondiente al límite de proporcionalidad F_L es que se obtienen la resistencia a la flexotensión, y

los correspondientes esfuerzos residuales del diagrama de tensiones en el concreto $f_{R,i}$, tal y como se explicará más adelante.

Por su parte, en México, hasta la fecha de redacción de estas notas, no se ha publicado la implementación del método $\sigma-\epsilon$ de acuerdo con la terminología, los diferentes factores de resistencia y las correlaciones que se emplean en las normas nacionales para la determinación de parámetros.

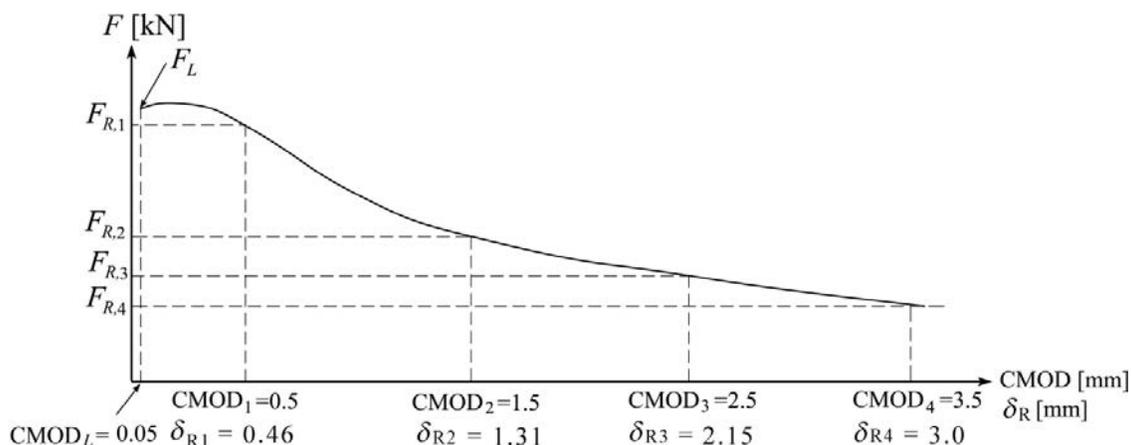


Figura 9.41. Diagrama carga-deformación o abertura de fisura (CMOD_i). A partir de Vandewalle, 2003.

Tomando en cuenta que la mayor parte de la experimentación y la teoría que de ella se desprende en torno al comportamiento del concreto reforzado con fibras, ha sido desarrollada en Europa, resulta conveniente emplear la nomenclatura y las correlaciones del Eurocódigo para las definiciones que a continuación se presentan.

De acuerdo con numerosas publicaciones, la resistencia a la compresión del concreto reforzado con fibras metálicas, deberá considerarse igual a la del concreto simple. El parámetro de referencia es la resistencia característica a la compresión simple de cilindros de concreto (2:1) a los 28 días de edad, f'_c (que en el Eurocódigo se denomina f_{ck}). A partir de dicha resistencia y con las siguientes correlaciones, pueden obtenerse las resistencias medias y de diseño (características) a tensión axial y a tensión por flexión para concretos equivalentes a los que la Norma Mexicana, denomina como Clase-1 y Clase 2:

- Resistencia media a la tensión axial:

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{(2/3)} \text{ (MPa)} \tag{9.8}$$

- Resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura:

$$f_{ctm,fl} = \text{MAX} \left[(1.6 - h) \times f_{ctm}, f_{ctm} \right] \text{ (MPa)} \tag{9.9}$$

con d como el espesor del elemento en m y f_{ctm} en MPa.

- Resistencia de diseño (característica) a la tensión axial:

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} \text{ (MPa)} \tag{9.10}$$

- Resistencia de diseño (característica) a la tensión por flexión, o módulo de rotura de diseño:

$$f_{ctk,fl} = 0.7 f_{ctm,fl} \text{ (MPa)} \quad (9.11)$$

- Módulo de elasticidad secante de diseño (en GPa):

$$E_{cm} = E_{c0} \alpha_E \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{(1/3)} \quad (9.12)$$

con f_{cm} en MPa y $E_{c0} = 21,500$ (MPa) y α_E como un factor que depende de los agregados (ver Tabla 9.4).

Tipo de agregado	α_E
Basalto, caliza densa	1.2
Cuarcita	1.0
Caliza	0.9
Arenisca	0.7

Tabla 9.4. Valores del coeficiente α_E según el Model Code 2010.

Por su parte, las resistencias equivalentes en la Norma Mexicana, en MPa son:

- Resistencia media a la tensión axial:

$$\bar{f}_t = 0.47 \sqrt{f'_c} \quad (9.13)$$

para concretos clase 1 y

$$\bar{f}_t = 0.38 \sqrt{f'_c} \quad (9.14)$$

para concretos clase 2

- Resistencia nominal (diseño) a la tensión axial:

$$f_t^* = 0.75 \bar{f}_t \quad (9.15)$$

- Resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura:

$$\bar{f}_f = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad (9.16)$$

para concretos clase 1 y:

$$\bar{f}_f = 0.44 \sqrt{f'_c} \quad (9.17)$$

para concretos clase 2

- Resistencia nominal (diseño) a la tensión por flexión, o módulo de rotura de diseño:

$$f_f^* = 0.53\sqrt{f_c^*} \tag{9.18}$$

para concretos clase 1 y:

$$f_f^* = 0.38\sqrt{f_c^*} \tag{9.19}$$

para concretos clase 2, donde $f_c^* = 0.85f_c'$

- Módulo de elasticidad:

$$E_c = 4,400\sqrt{f_c'} \tag{9.20}$$

para concretos clase 1 con agregado grueso calizo;

$$E_c = 3,500\sqrt{f_c'} \tag{9.21}$$

para concretos clase 1 con agregado grueso basáltico y

$$E_c = 2,500\sqrt{f_c'} \tag{9.22}$$

para concretos clase 2

En la Tabla 9.5 se incluyen las resistencias para diferentes clases de concretos, así como sus correspondientes módulos de elasticidad según el Eurocódigo EC-2.

Tipo de concreto	C12/16	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (cilindro, MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ck} (cubo)	20	24	28	33	38	43	48	53	58
f_{ctm}	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctm,fl}$ ⁴	2.4	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.3	5.7	6.1
E_c (GPa) ⁵	23	25	27	29	31	33	34	35	37

Tabla 9.5. Resistencias y módulos de elasticidad típicos para varias clases de concreto según el Eurocódigo EC-2 y el Model Code 2010.

⁴ Los valores corresponden con el ensayo de viga bi-apoyada (Figura 9.40) con $d=0.125$ m.

⁵ Valores correspondientes con un $\alpha_E = 1.0$ (agregados de cuarcita).

Las resistencias de los concretos están dadas en MPa y los módulos de elasticidad en GPa. En general, la inclusión en la mezcla de cuantías típicas de fibras metálicas (hasta 40 kg/m³) no modifica el módulo de elasticidad, E_c , ni el módulo de rotura, $f_{ctm,fl}$ medio del concreto (Moens y Nemegeer, 1991).

Por su parte, la Tabla 9.6 incluye las resistencias para los concretos Clase 1 y Clase 2, así como sus correspondientes módulos de elasticidad según Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Distrito Federal (NTCDCECDF).

Tipo de concreto	Clase 2	Clase 1					
f'_c (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
\bar{f}_t (MPa)	2.1	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.3
\bar{f}_f (MPa)	2.8	3.2	3.5	3.7	4.0	4.2	4.5
E_c (GPa) ⁶	20	22	24	26	28	30	31

Tabla 9.6. Resistencias medias y módulos de elasticidad típicos para concretos según las NTCDCECDF.

A partir de las fuerzas que se registran en el ensayo de viga ($F_{R,1}$ a $F_{R,4}$ en la Figura 9.41) se determinan las resistencias residuales de flexotensión que definen la ley constitutiva en tensión, $f_{R,j}$:

$$f_{R,j} = \frac{3F_jL}{2bh_{sp}^2} \tag{9.23}$$

donde $f_{R,j}$ es la resistencia residual para CMOD_j; F_j es la fuerza aplicada correspondiente a CMOD_j; L es el claro de la viga; b la atura y h_{sp} (125 mm) es la diferencia entre la altura de la probeta y la altura de la muesca (Figura 9.40).

Los parámetros $f_{R,1}$ y $f_{R,4}$ (ecuación (9.23)) son los esfuerzos provocados por las fuerzas $F_{R,1}$ y $F_{R,4}$, respectivamente, y corresponden a las deflexiones $\delta_{R,1}= 0.46\text{mm}$ y $\delta_{R,4}=3.0 \text{ mm}$, que a su vez son equivalentes a las aperturas CMOD₁ y CMOD₄.

Por su parte, el límite de proporcionalidad se define como la resistencia a la flexotensión al momento de producirse la primera grieta y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$f_{ct,fl} = \frac{3F_L L}{2bh_{sp}^2} \tag{9.24}$$

con F_L como el valor máximo registrado en la curva fuerza-deflexión (Figura 9.41) para un valor de CMOD=0.05.

⁶ Valores para concreto Clase-1 con agregado grueso calizo.

Los esfuerzos de tensión para diseño (Figura 9.42) en función de las deformaciones se esquematizan de la siguiente manera:

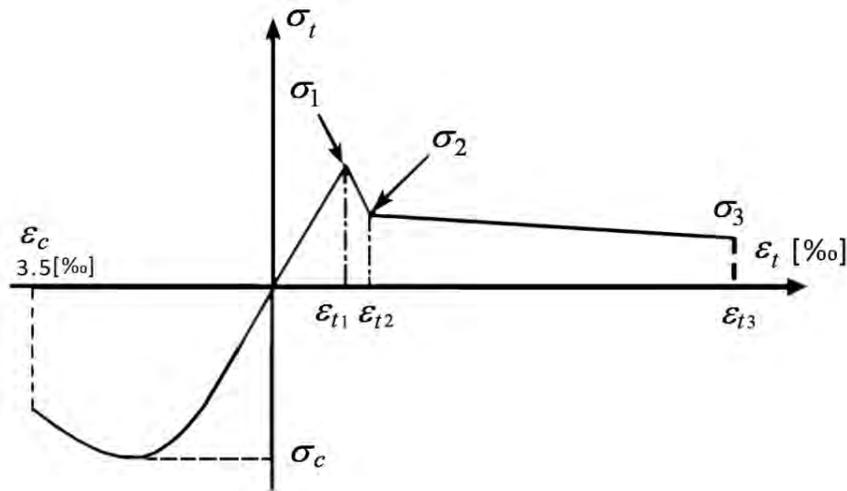


Figura 9.42. Diagrama esfuerzo–deformación del concreto armado con fibras metálicas (método -). A partir de Martínez, 2006.

De acuerdo con la versión 2003 del comité RILEM TC 162-TDF las relaciones para obtener los esfuerzos de diseño (Figura 9.42) y sus correspondientes deformaciones se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = 0.7 f_{ctm,fl} (1.6 - d); \quad \varepsilon_{t1} = \frac{\sigma_1}{E_c} \tag{9.25}$$

$$\sigma_2 = 0.45 f_{R,1} k_h; \quad \varepsilon_{t2} = \varepsilon_{t1} + 0.1 \text{‰} \tag{9.26}$$

$$\sigma_3 = 0.37 f_{R,4} k_h; \quad \varepsilon_{t3} = 25 \text{‰} \tag{9.27}$$

donde d es el peralte efectivo de la sección, en metros y k_h es un factor de tamaño para ajustar la altura del elemento en estudio si ésta no es igual a la considerada en la prueba de laboratorio (Figura 9.40), que es lo más común y se define de acuerdo con la Figura 9.43.

a) Ensayos específicos para concreto lanzado con fibras aplicados a túneles

En el caso del concreto lanzado para aplicación en túneles, la norma europea EN 14487-1, establece los estándares que deben cumplir las mezclas cuyo objetivo es el de crear estructuras que trabajarán en interacción con el terreno (suelos y rocas) y contempla la posibilidad de utilizar vías secas o húmedas para su generación. También hace mención a las diferentes formas de especificar su ductilidad en términos de su resistencia residual y capacidad de absorción de energía, aunque precisa que son conceptos distintos (de Rivaz, 2011).

De acuerdo con de Rivaz (2011) la absorción de energía medida en un panel cuadrado puede ser un valor de diseño adecuado cuando se pone énfasis en cuánta energía debe ser capaz de absorber el sistema durante la deformación de la roca, que es el caso del concreto lanzado combinado con anclas de fricción utilizado como sostenimiento primario.

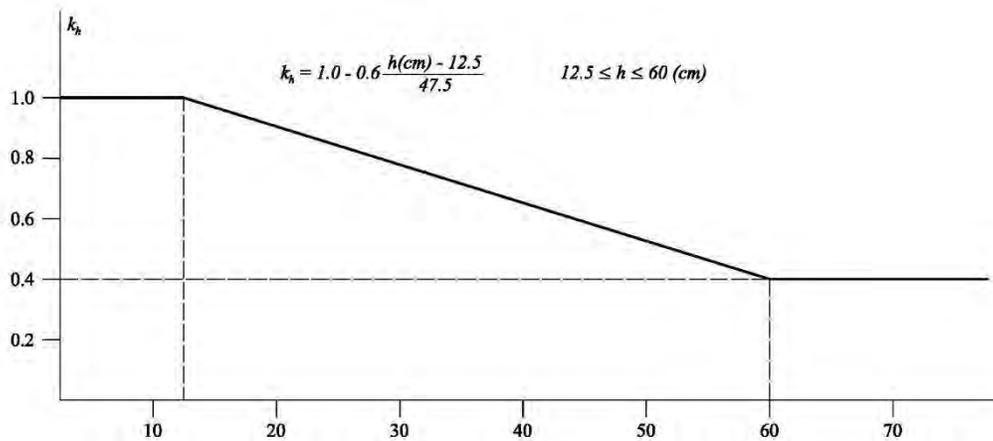


Figura 9.43. Factor de tamaño, según RILEM-TC-162-TDF.

En cambio, las resistencias residuales pueden ser las que rijan en el diseño cuando el concreto lanzado debe cumplir funciones estructurales.

La Compañía Ferroviaria Nacional (SNFC) de Francia y el laboratorio Alpes Essai diseñaron una prueba para medir la absorción de energía específica para sostenimientos de túneles bajo presiones de roca alrededor de los anclajes. Se trata de una prueba de punzonamiento y flexión sobre un panel cuadrado apoyado en los cuatro bordes. Esta prueba está también avalada y recomendada por la EFNARC⁷ y se incluye en la Norma Europea EN 14487 para el concreto lanzado.

El panel mide 600×600×100 mm (EN 14488-5) y al centro se aplica una carga puntual sobre una superficie de contacto de 100×100 mm². En esta prueba se registra la curva carga-deflexión hasta alcanzar los 25 mm al centro del panel.

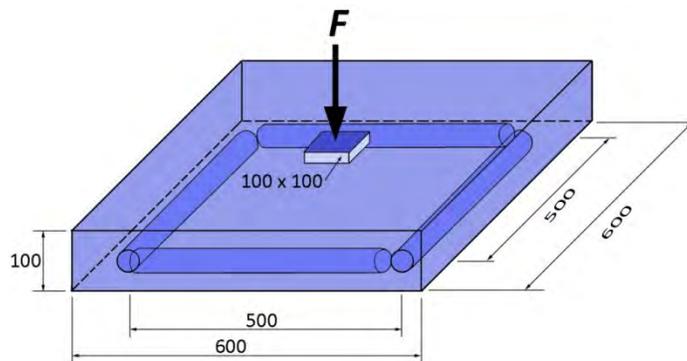


Figura 9.44. Esquema de la prueba de punzonamiento.

La Figura 9.45 muestra un ejemplo de curvas de deflexión y de absorción de energía típicas de una prueba de punzonamiento.

⁷ European Federation of National Associations Representing producers and applicators of specialist building products for Concrete.

De acuerdo con la Norma Europea, a partir de los resultados de las pruebas de punzonamiento, pueden establecerse 3 clasificaciones para el CLRFA: E500, E700 y E1000, que a su vez corresponden con concretos de $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$:

- 500 Joules para terrenos de buena calidad
- 700 Joules para terrenos de calidad intermedia
- 1,000 Joules para condiciones difíciles

De acuerdo con de Rivaz (2012): para la misma matriz de concreto, la cantidad de absorción de energía está significativamente influenciada por el tipo de fibra (p.ej. relación de esbeltez longitud/diámetro, tipo de anclaje) y la dosificación de fibra. Cuanta más elevada sea la relación de aspecto y contenido de fibra, mejor será el comportamiento del CLRFA.

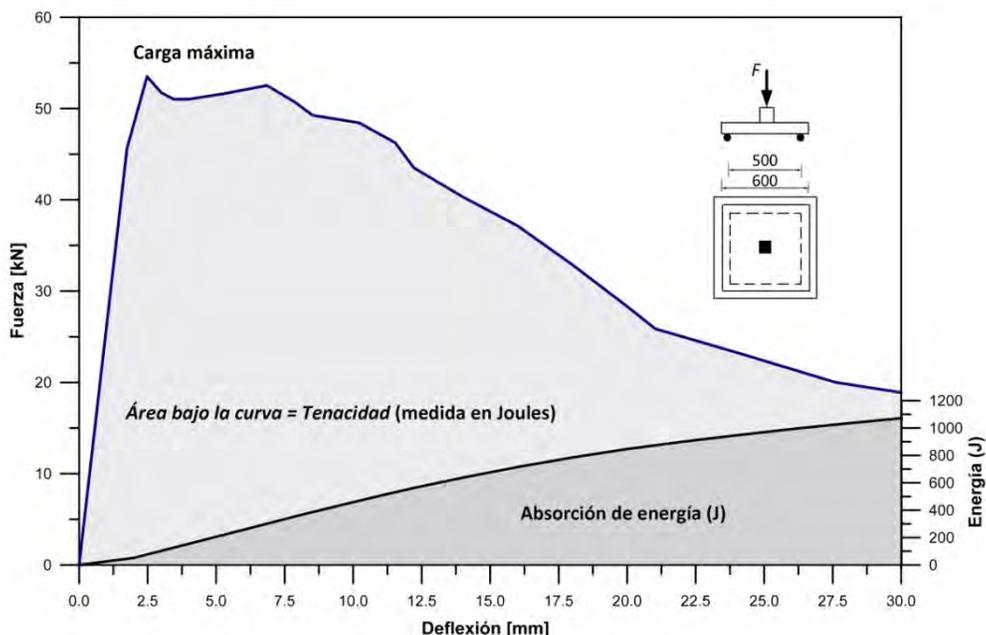


Figura 9.45. Curvas de deflexión y absorción de energía de una prueba de punzonamiento.

En cuanto a la resistencia residual, la Norma EN 14488-3 establece una relación entre distintos niveles de deformación del terreno y la capacidad a flexión que deberá desarrollar la estructura de concreto lanzado. El límite de deflexión correspondiente a cada nivel de deformación se define en términos de la rotación angular equivalente de una viga fisurada al centro de la longitud (p. ej. para una prueba de viga de 450 mm x 125 mm x 75 mm conforme a la Norma EN 14488-3). La notación consiste en combinar el rango de deformación con el nivel de esfuerzo residual. Por ejemplo: D2S2 significa que el esfuerzo residual debe exceder los 2 MPa en el rango entre 0.5 y 2.0 mm (de Rivaz 2012, Tabla 9.7).

La Figura 9.46 muestra un ejemplo de resultados de un ensayo sobre una viga que cumple con las especificaciones D1S3, D2S2 y D2S1.

“Las especificaciones, en lo que respecta a la resistencia residual, están relacionadas con las condiciones de deformación de la masa rocosa. Un mayor grado de deformación de la roca exigirá una mayor capacidad de flexión del sostenimiento de concreto” (de Rivaz 2012).

Escalas de deformación		Nivel de resistencia mínima requerida (MPa)			
Nivel	δ (mm)	S1	S2	S3	S4
D1	entre 0.5 y 1.0 mm (l/250)	1	2	3	4
D2	entre 0.50 y 2.0 mm (l/125)				
D3	entre 0.5 y 4.0 mm (l/56)				

Tabla 9.7. Rangos de deformación y esfuerzos residuales según la Norma EN 14488-3.

De acuerdo con la Norma EN 14488-3, “existirá conformidad en la resistencia residual cuando”:

- El valor medio obtenido de los resultados de 3 pruebas de especímenes cumpla con los requerimientos en el límite de la resistencia residual especificada hasta el límite de deflexión adecuado para los niveles de deformación especificados.
- Ningún resultado de una prueba individual mostrara en ningún punto (correspondiente al nivel de deformación especificado) una resistencia residual que sea menor del 10% del esfuerzo correspondiente al límite de resistencia de la clase especificada.

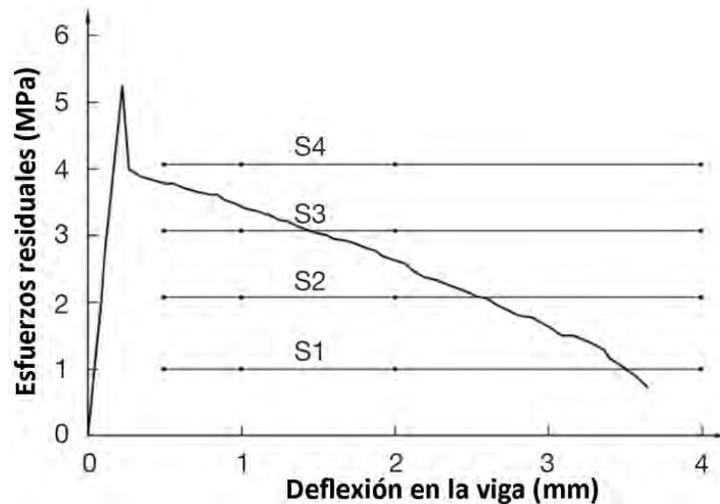


Figura 9.46. Ejemplo de niveles de deformación y esfuerzo. Tomada de Bekaert, 2012.

Según la propia EFNARC, la prueba de flexión de 3 puntos en panel cuadrado (EN 14488-5) es mejor que la de viga para caracterizar el comportamiento del CLRFA ya que corresponde mejor con el sostenimiento (o revestimiento) de un túnel. Esta prueba también se conoce como Prueba EFNARC de tres puntos en panel cuadrado con muesca.

Otra ventaja de esta prueba es que, tal y como sucede en la realidad, las fibras de acero actúan al menos en dos direcciones y no en una sola, que es el caso en una prueba de viga; “el efecto de refuerzo de la fibra en una placa es bastante más parecido al comportamiento real de un revestimiento de CLRFA” (de Rivaz, 2012).

Los valores de deflexión del panel cuadrado difieren de los de la prueba de viga. En la Tabla 9.8 se presentan las equivalencias entre aperturas de muesca y deflexiones para pruebas de viga y prueba de panel cuadrado según EFNARC.

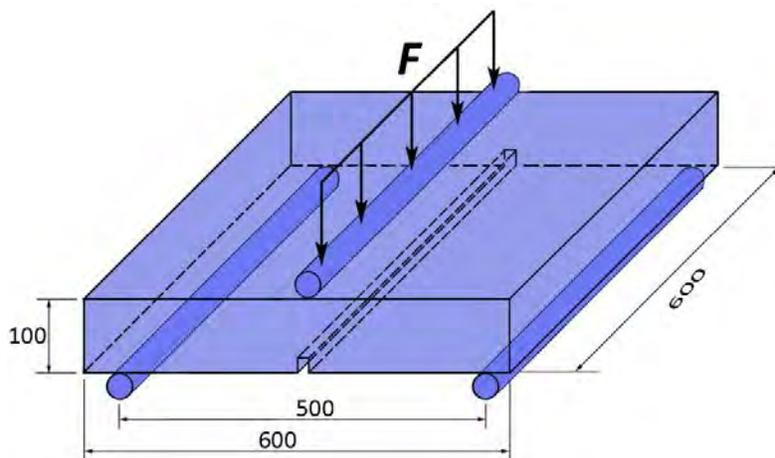


Figura 9.47. Esquema de la prueba EFNARC de 3 puntos.

	Resistencia residual	CMOD (mm)	Deflexión (mm)
EN14651 (prueba de viga)	$f_{R,1}$	0.5	0.454
	$f_{R,2}$	1.5	1.364
	$f_{R,3}$	2.5	2.273
	$f_{R,4}$	3.5	3.182
Prueba de tres puntos en panel cuadrado	$f_{R,1}$	0.5	0.631
	$f_{R,2}$	1.5	1.894
	$f_{R,3}$	2.5	3.156
	$f_{R,4}$	3.5	4.420

Tabla 9.8. Equivalencias entre aperturas de muesca y deflexiones para pruebas de viga y prueba de panel cuadrado según EFNARC (ENC 371 FTC V1.1_18-06-11).

A partir de la prueba de flexión de 3 puntos en panel cuadrado se obtiene un diagrama fuerza vs deflexión (o apertura de muesca, CMOD) similar al de la Figura 9.41, con el que se determinan las fuerzas para CMOD = 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5 mm ($F_{R,1}$ a $F_{R,4}$) y los esfuerzos residuales $f_{R,j}$ [ecuación (9.23)]. Finalmente los esfuerzos de diseño se calculan con las ecuaciones (9.25) a (9.27).

b) Alternativa de prediseño

Tal y como se mencionó en párrafos anteriores, en la etapa de proyecto de un túnel (o de prediseño) y ante la falta de ensayos de caracterización de las mezclas de concreto lanzado con fibras, el diseñador deberá especificar los requerimientos mínimos de desempeño del sistema a modo de preservar la seguridad, la eficiencia y al mismo tiempo, la economía de las excavaciones.

Entonces, una especificación para la mezcla puede comenzar con la definición del nivel de energía que deberá ser capaz de absorber la fibra (Clasificación E500, E700 y E1000):

500 Joules para terrenos de buena calidad; 700 Joules para terrenos de calidad intermedia y 1,000 Joules para condiciones difíciles.

Posteriormente deberán especificarse los valores promedio de los esfuerzos residuales $f_{R,j}$ para una determinada resistencia característica de la mezcla y una determinada dosificación de fibras.

De esta manera podrán determinarse los valores de los esfuerzos de diseño y calcular los correspondientes diagramas de interacción, así como la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante del sistema.

Así, por ejemplo, de acuerdo con la Norma Mexicana PROY-NMX-488-ONNCCE-2013 del Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C., en el proyecto se podrá especificar cuál es la información que deberá suministrarse junto con el producto, de acuerdo con el Número del certificado de conformidad NMX. En la Figura 9.48 se muestra un ejemplo de una ficha con la información técnica especificada.

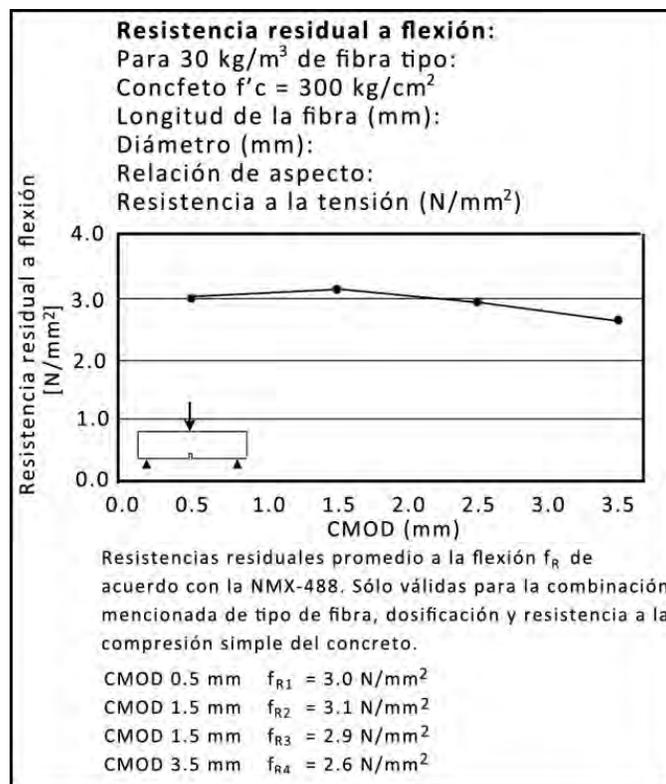


Figura 9.48. Ejemplo de una ficha técnica.

c) Comportamiento a flexocompresión

Para el cálculo de resistencias de elementos armados con refuerzo convencional y/o fibras metálicas, las recomendaciones RILEM-TC-162-TDF asumen las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas después de la deformación (hipótesis de Bernoulli).

- El diagrama de esfuerzo–deformación es como el que se muestra en la Figura 9.49.
- Los esfuerzos en el acero de refuerzo (si existe) se obtienen de un diagrama de esfuerzo–deformación bi-linear que toma como base lo expuesto en el Eurocódigo 2.
- La deformación unitaria máxima a la compresión estará limitada al -3.5‰.
- La apertura máxima de fisura admisible será de 3.5mm para garantizar la capacidad de anclaje de las fibras metálicas.
- Para concreto reforzado con fibras y con acero de refuerzo convencional, la deformación a la altura de las barras se limitará a 25‰.
- En algunos casos la contribución de las fibras de acero deberá ser reducida, dependiendo de la clase de exposición del concreto.

La resistencia de la zona comprimida se asume igual a la del concreto simple. En la rama de tensión el comportamiento del concreto armado con fibras se considera elástico hasta antes del agrietamiento (σ_1). Una vez agrietado, el comportamiento del concreto se caracteriza por dos estados de esfuerzos: σ_2 y σ_3 . La deformación en la zona de tensión se limita al 25‰. Si el elemento además está armado con refuerzo convencional, se limitará la deformación igualmente al 25‰ a la altura del centroide de las varillas de refuerzo (Figura 9.49).

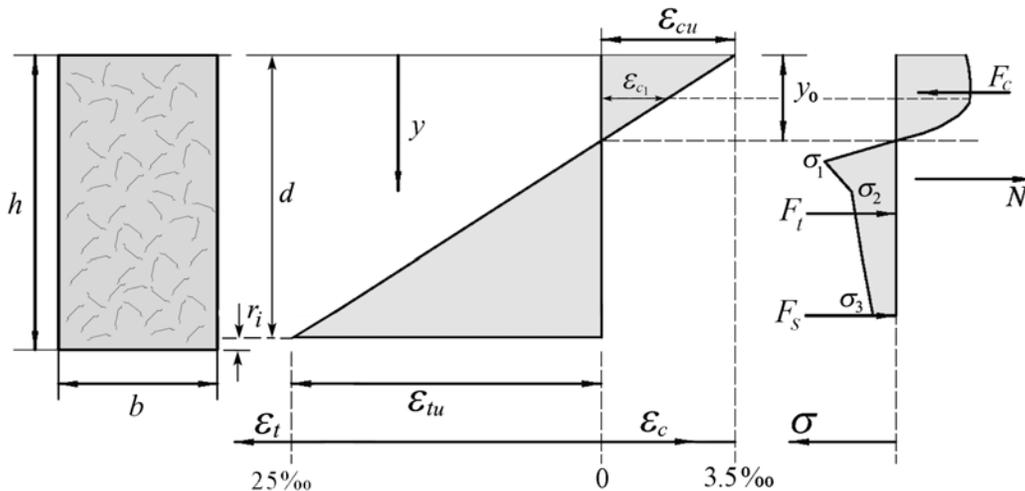


Figura 9.49. Diagrama esfuerzo–deformación (método σ - ϵ) para el estado último de esfuerzos.

De acuerdo con el Eurocódigo-2, la ley esfuerzo-deformación para la rama de compresión del concreto se define como:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{\kappa \eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2) \eta} \right) \text{ para } |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu}| \quad (9.28)$$

donde $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$ y $\kappa = E_{cm} / E_{c1}$ (Figura 9.50).

Los parámetros ϵ_{c1} y E_{c1} pueden estimarse con las siguientes relaciones:

$$\epsilon_{c1} = \frac{0.7(f_{cm})^{(0.31)}}{1000} \quad (9.29)$$

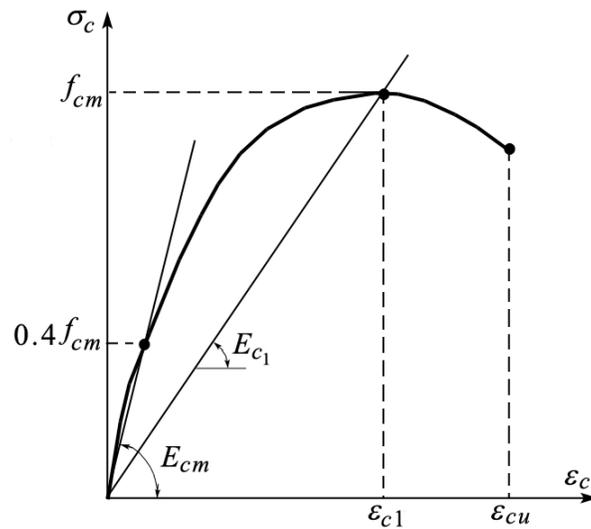


Figura 9.50. Ley esfuerzo-deformación para el concreto en compresión de acuerdo con el EC-2.

$$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} \quad (9.30)$$

donde $f_{cm} = f_{ck} + 8$ en MPa. Para encontrar la relación entre ε_c y y , se establece una relación lineal en el diagrama de deformaciones de la Figura 9.49:

$$\varepsilon_c(y) = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{y}{y_0} \right) \quad (9.31)$$

donde y_0 es la profundidad del eje neutro para un cierto estado de esfuerzos.

Sustituyendo (9.30) en la expresión de κ , se obtiene:

$$\kappa = \frac{E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (9.32)$$

Sin embargo, de acuerdo con la Norma Europea (Model Code 2010), es necesario agregar un factor adicional tal que:

$$\kappa = 1.05 \frac{E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (9.33)$$

Luego, sustituyendo η , κ y (9.31) en (9.28) y reordenando:

$$\sigma_c[\varepsilon_c(y)] = -f_{cm} \left\{ \frac{1.05 \frac{E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \left(1 - \frac{y}{y_0} \right) \right] - \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \left(1 - \frac{y}{y_0} \right) \right]^2}{1 + \left(1.05 \frac{E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \left(1 - \frac{y}{y_0} \right)} \right\} \quad (9.34)$$

Por su parte, para la rama de tensión, de acuerdo con la Figura 9.42, el diagrama de esfuerzos se divide en tres partes:

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{t1}} \varepsilon_t \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_t \leq \frac{\sigma_1}{E_{cm}} \quad (9.35)$$

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} (\varepsilon_t - \varepsilon_{t1}) \quad \text{para } \frac{\sigma_1}{E_{cm}} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t1} + 10^{-4} \quad (9.36)$$

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \sigma_3 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t3})} (\varepsilon_t - \varepsilon_{t3}) \quad \text{para } \varepsilon_{t1} + 10^{-4} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t3} \quad (9.37)$$

donde $\varepsilon_{t3} = \varepsilon_{tu}$. Luego, al igual que para la rama de compresión, se establece una relación lineal entre los niveles de la deformación $\varepsilon_{s,i}$ y la posición y (Figura 9.49):

$$\varepsilon_t(y) = \frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) \quad (9.38)$$

donde d es diferente de h si se considera un cierto espesor (r_t) de concreto en la rama de tensión en el que no trabajan las fibras.

Sustituyendo (9.38) en (9.35), (9.36) y (9.37):

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{t1}} \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{d - y_0} \right) (y - y_0) \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_t \leq \frac{\sigma_1}{E_{cm}} \quad (9.39)$$

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t1} \right] \quad \text{para } \frac{\sigma_1}{E_{cm}} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t2} \quad (9.40)$$

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \sigma_3 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t3})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t3} \right] \quad \text{para } \varepsilon_{t2} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t3} \quad (9.41)$$

Y sustituyendo también las inecuaciones de ε_s (9.35), (9.36) y (9.37) en (9.38), finalmente se obtiene:

$$\sigma_t[\varepsilon_t(y)] = \begin{cases} E_{cm} \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{d - y_0} \right) (y - y_0) & \text{para } y_0 \leq y \leq \frac{\varepsilon_{t1}(d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} + y_0 \\ \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t1} \right] & \text{para } \frac{\varepsilon_{t1}(d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} + y_0 < y < y_0 + \frac{\varepsilon_{t2}(d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} \\ \sigma_2 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t3})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t3} \right] & \text{para } y_0 + \frac{\varepsilon_{t2}(d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} < y \leq d \end{cases} \quad (9.42)$$

Por otro lado, del diagrama de la Figura 9.49 pueden obtenerse las ecuaciones de equilibrio para fuerzas axiales y momentos:

$$F_c + F_t + F_s + N = 0 = \int_0^{y_0} \sigma_c [\varepsilon_c(y)] b dy + \int_{y_0}^d \sigma_t [\varepsilon_t(y)] b dy + N \quad (9.43)$$

$$M_c + M_t + M_s + M = 0 = \int_0^{y_0} \sigma_c [\varepsilon_c(y)] d b dy + \int_{y_0}^d \sigma_t [\varepsilon_t(y)] d b dy + M \quad (9.44)$$

donde F_s y M_s serían nulas si no se incluye acero de refuerzo convencional.

Finalmente, resolviendo las integrales de (9.43) y (9.44) y despejando N y M pueden obtenerse las fuerzas axiales y los momentos flexionantes de una sección de concreto reforzado con fibras de acero de peralte h y ancho b .

d) Esfuerzos y fuerzas en la sección resistente para estados límite de falla

El diagrama de interacción (o diagrama de capacidad de carga) se define como la representación gráfica del lugar geométrico en el que todas las combinaciones de carga axial (N_{ult}) y momento flexionante (M_{ult}) en un elemento estructural se encuentran dentro de sus límites de resistencia.

El procedimiento para construir el diagrama se basa en las hipótesis clásicas de la teoría estructural así como en las recomendaciones provenientes de algún código de diseño. En este diagrama pueden definirse puntos muy característicos como el punto de compresión pura (P_{0c}); los puntos de falla balanceada (P_b, M_b); los puntos de momento puro (M_0) y el punto de tensión pura (P_{0t}).

El punto P_{0c} que corresponde a una carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme (en secciones simétricas) puede calcularse como:

$$P_{0c} = \eta_c f_c' b h \quad (9.45)$$

donde η_c es un factor de reducción de resistencia que de acuerdo con la Norma Mexicana vale 0.80, b el ancho de la sección y h la altura.

Por su parte, la falla balanceada (punto P_b, M_b) se define como la situación en la que la sección llega al límite de su resistencia tanto en compresión como en tensión, para la cual se supone un estado de deformaciones unitarias definido por ε_{cu} en la fibra extrema en compresión y ε_{tu} en el acero de tensión (Figura 9.49). Este estado se tiene cuando el concreto alcanza su deformación máxima útil en compresión así como en tensión, en este caso favorecido por la presencia de las fibras (estado último de resistencia). La obtención de la profundidad de este punto se realiza por triángulos semejantes como se deduce de la Figura 9.49, de modo que:

$$y_0 = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{tu}} \quad (9.46)$$

Para la obtención de las fuerzas normales, la parte de la integral (9.43) que corresponde con de los esfuerzos de compresión en el concreto [ecuación (9.34)] queda como sigue:

$$F_c = \int_0^{y_0} \sigma_c(y) b dy = b \left\{ -\frac{f_{cm} y}{(\kappa - 2)} \left[\kappa - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \left(1 - \frac{y}{2y_0} \right) + \frac{1}{(\kappa - 2)} \right] - \frac{f_{cm} y_0 \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu} (\kappa - 2)^3} (\kappa - 1)^2 \ln \left\{ \left| y_0 [\varepsilon_{cu} (2 - \kappa) - \varepsilon_{c1}] + \varepsilon_{cu} y (\kappa - 2) \right| \right\} \right\}_0^{y_0} \quad (9.47)$$

Mientras que la que corresponde con las fuerzas de tensión se expresa como:

$$\begin{aligned} \int_{y_0}^d \sigma_t [\varepsilon_t(y)] b dy &= \int_{y_0}^{y_1} E_{cm} \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{d - y_0} \right) (y - y_0) b dy + \\ &+ \int_{y_1}^{y_2} \left\{ \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t1} \right] \right\} b dy + \\ &\int_{y_2}^d \left\{ \sigma_2 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t3})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t3} \right] \right\} b dy \end{aligned} \quad (9.48)$$

donde los límites de integración de acuerdo con la ecuación (9.42) se definen como:

$$y_1 = \frac{\varepsilon_{t1} (d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} + y_0; \quad y_2 = y_0 + \frac{\varepsilon_{t2} (d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} \quad (9.49)$$

Entonces, la integral de los esfuerzos de tensión queda de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \int_{y_0}^d \sigma_t [\varepsilon_t(y)] b dy &= \left\{ \frac{E_{cm} \varepsilon_{tu} (y - 2y_0)}{2(d - y_0)} \right\} \times y \times b \Big|_{y_0}^{y_1} + \\ &+ \left\{ \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) [\varepsilon_{tu} (y - 2y_0) - 2\varepsilon_{t1} (d - y_0)]}{2(d - y_0) (\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} \right\} \times y \times b \Big|_{y_1}^{y_2} + \\ &+ \left\{ \sigma_2 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3) [\varepsilon_{tu} (y - 2y_0) - 2\varepsilon_{t2} (d - y_0)]}{2(d - y_0) (\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{tu})} \right\} \times y \times b \Big|_{y_2}^d \end{aligned} \quad (9.50)$$

Como puede apreciarse, la integral de la ecuación (9.44) está referida a la posición del eje neutro (y_0), por lo que no es válida para calcular los momentos respecto a la mitad de la sección resistente. Para calcular el momento respecto a la mitad de la sección resistente resulta más sencillo multiplicar las fuerzas de compresión y tensión por sus respectivas excentricidades (brazos de palanca).

De la Figura 9.49 y de la Figura 9.50 puede apreciarse que la geometría de la curva esfuerzo-deformación es relativamente compleja de tal forma que para determinar los centroides es conveniente recurrir a técnicas semi-gráficas. En el esquema de la Figura 9.51 se muestran las

variables que es necesario determinar para poder calcular los distintos brazos de palanca de las fuerzas actuantes y por ende, los momentos.

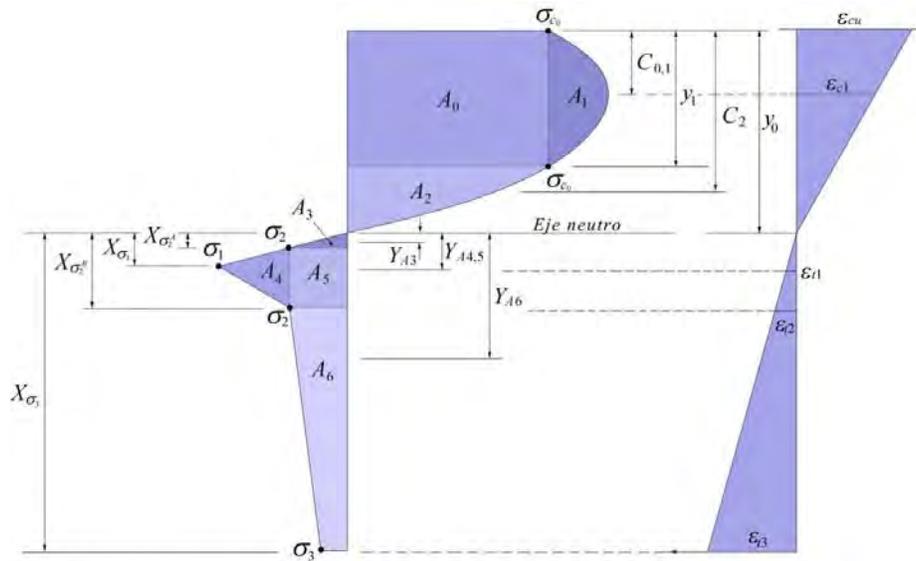


Figura 9.51. Diagramas de esfuerzos y deformaciones para la determinación de centroides.

El esfuerzo de compresión correspondiente con la deformación última ϵ_{cu} se calcula con la expresión (9.34) y con $y=0$. El centroide $C_{0,1}$ se calcula con la siguiente expresión:

$$C_{0,1} = \frac{f_{cm} (2\epsilon_{cu} - \kappa\epsilon_{c1}) + \epsilon_{c1} \left[\sigma_{c0} (2 - \kappa) + \sqrt{\kappa^2 (\sigma_{c0} - f_{cm})^2 + 4\sigma_{c0} (1 - \kappa) (\sigma_{c0} + f_{cm})} \right]}{4f_{cm}\epsilon_{cu}} y_0 \quad (9.51)$$

Las áreas de compresión se calculan como sigue:

$$\begin{aligned} A_0 &= 2C_{0,1}\sigma_{c0} \\ A_1 &= \int_0^{y_1} \sigma_c(y) b dy - A_0 \\ A_2 &= \int_{y_0}^{y_1} \sigma_c(y) b dy \end{aligned} \quad (9.52)$$

donde $y_1=2C_{0,1}$. Luego, el centroide del Área 2:

$$C_2 = \frac{(y_0 - 2C_{0,1})}{3} + 2C_{0,1} \quad (9.53)$$

Y finalmente, el centroide de todo el diagrama de compresión:

$$C_c = \frac{C_{0,1}(A_0 + A_1) + C_2 A_2}{\int_0^{y_0} \sigma_c(y) b dy} \quad (9.54)$$

El brazo de palanca de la parte de compresión es:

$$b_{C_c} = \frac{d}{2} - C_c \quad (9.55)$$

Por su parte, los centroides de la parte de tensión se calculan como sigue: Primero se determinan las distancias X_σ del diagrama de la Figura 9.51:

$$X_{\sigma_2^A} = \frac{X_{\sigma_3} \sigma_2}{E_{cm} \varepsilon_{t3}}; X_{\sigma_1} = \frac{X_{\sigma_3} \varepsilon_{t1}}{\varepsilon_{t3}}; X_{\sigma_2^B} = \frac{X_{\sigma_3} \varepsilon_{t2}}{\varepsilon_{t3}}; X_{\sigma_3} = h - r_i - y_0 \quad (9.56)$$

Y luego los centroides del diagrama de tensión respecto al eje neutro:

$$Y_{A_3} = \frac{2X_{\sigma_2^A}}{3}; Y_{A_{4,5}} = X_{\sigma_1}; Y_{A_6} = X_{\sigma_2^B} + \left[\frac{(2\sigma_3 + \sigma_2)(X_{\sigma_3} - X_{\sigma_2^B})}{3(\sigma_3 + \sigma_2)} \right] \quad (9.57)$$

Por otro lado, las áreas A_3 a A_6 del diagrama de la Figura 9.51, las cuales representan a las fuerzas axiales de tensión:

$$A_3 = \frac{X_{\sigma_2^A} \times \sigma_2}{2} \times b; A_4 = \frac{(X_{\sigma_2^B} - X_{\sigma_2^A}) \times (\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \times b;$$

$$A_5 = (X_{\sigma_2^B} - X_{\sigma_2^A}) \times \sigma_2 \times b; A_6 = \frac{(X_{\sigma_3} - X_{\sigma_2^B}) \times (\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \times b \quad (9.58)$$

Entonces, la resultante de las fuerzas axiales queda como:

$$N_{ult} = F_c \times b - (A_3 + A_4 + A_5 + A_6) \quad (9.59)$$

Y los brazos de palanca respecto a la mitad de la sección:

$$b_{A_3} = \begin{cases} \left| -\frac{d}{2} - (y_0 + Y_{A_3}) \right| & \text{para } (y_0 + Y_{A_3}) > \frac{d}{2} \\ (y_0 + Y_{A_3}) - \frac{d}{2} & \text{para } (y_0 + Y_{A_3}) \leq \frac{d}{2} \end{cases}$$

$$b_{A_{4,5}} = \begin{cases} \left| -\frac{d}{2} - (y_0 + Y_{A_{4,5}}) \right| & \text{para } (y_0 + Y_{A_{4,5}}) > \frac{d}{2} \\ (y_0 + Y_{A_{4,5}}) - \frac{d}{2} & \text{para } (y_0 + Y_{A_{4,5}}) \leq \frac{d}{2} \end{cases} \quad (9.60)$$

$$b_{A_6} = \begin{cases} \left| -\frac{d}{2} - (y_0 + Y_{A_6}) \right| & \text{para } (y_0 + Y_{A_6}) > \frac{d}{2} \\ (y_0 + Y_{A_6}) - \frac{d}{2} & \text{para } (y_0 + Y_{A_6}) \leq \frac{d}{2} \end{cases}$$

Finalmente, los momentos:

$$M_{ult} = F_c \times b_{C_c} + A_3 \times b_{A_3} + A_{4,5} \times b_{A_{4,5}} + A_{6x} \times b_{A_6} \quad (9.61)$$

e) Diagrama de interacción

La formulación hasta aquí presentada está definida en términos de la normativa europea y por lo tanto, emplea las fórmulas y nomenclatura propias de ésta. A continuación se enlistan una serie de pasos para construir el diagrama de interacción de acuerdo con la Norma Mexicana.

- Se especifican los valores de: f'_c , ϵ_{cu} (=0.003, según las NTC de México) y ϵ_{tu} (=0.002, ídem).
- Se define el espesor del elemento de concreto, h , y se decide si se va a considerar un cierto espesor de “recubrimiento”, r_i , es decir, un límite en la sección resistente para las fuerzas de tensión (Figura 9.49).
- Se introducen los esfuerzos f_{R1} y f_{R4} (para CMOD=0.5 y CMOD=3.5, respectivamente) especificadas en proyecto o indicadas en la ficha técnica de las fibras (Figura 9.48).
- Se calcula \bar{f}_t con (9.13) o (9.14) de acuerdo con el tipo de concreto.
- Se calcula \bar{f}_f con (9.15) o (9.16) de acuerdo con el tipo de concreto.
- Se calcula E_c con (9.22).
- Se calcula la deformación en el pico de la resistencia del concreto ϵ_{c1} con (9.29) y sustituyendo f_{cm} por f'_c . Nótese que ϵ_{c1} se refiere al diagrama de resistencia parabólico del Eurocódigo EC-2 y no es equivalente al que utilizan códigos como los del ACI o la AASHTO.
- Cálculo del coeficiente κ con (9.33) sustituyendo E_{cm} por E_c y f_{cm} por f'_c .
- Punto de compresión pura del diagrama de interacción:

$$p_{0c} = f_c^* \times d \times b \quad (9.62)$$

Con $f_c^* = 0.8f'_c$

- Finalmente, haciendo variar y desde 0.0 hasta d , se calculan las fuerzas axiales y los momentos resistentes (N_{ult} , M_{ult}) de siguiendo todo el procedimiento desde (9.47) hasta (9.61), cambiando y_0 por y .

En la Figura 9.52 se muestra el diagrama de interacción que resulta al final de todo este proceso para un concreto lanzado reforzado con fibras de acuerdo con la ficha técnica de la Figura 9.48.

a) Estado límite último de esfuerzo cortante

En cuanto a la resistencia al esfuerzo cortante del concreto reforzado con fibras metálicas, lo que se expone a continuación es válido únicamente para vigas o placas y para cuando el elemento de concreto contiene acero de refuerzo tradicional de flexión trabajando en conjunto con las fibras metálicas. Si el elemento no está armado con refuerzo convencional, la resistencia a cortante se tomará como la de un elemento de concreto simple (Vandevallé, 2003).

Por otra parte, en algunas guías de diseño de concreto reforzado con fibras metálicas, la resistencia a cortante de una sección armada con acero de refuerzo de cortante y fibras de acero, $V_{Rd,3}$, está dada por la siguiente expresión:

$$V_{Rd,3} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd} \tag{9.63}$$

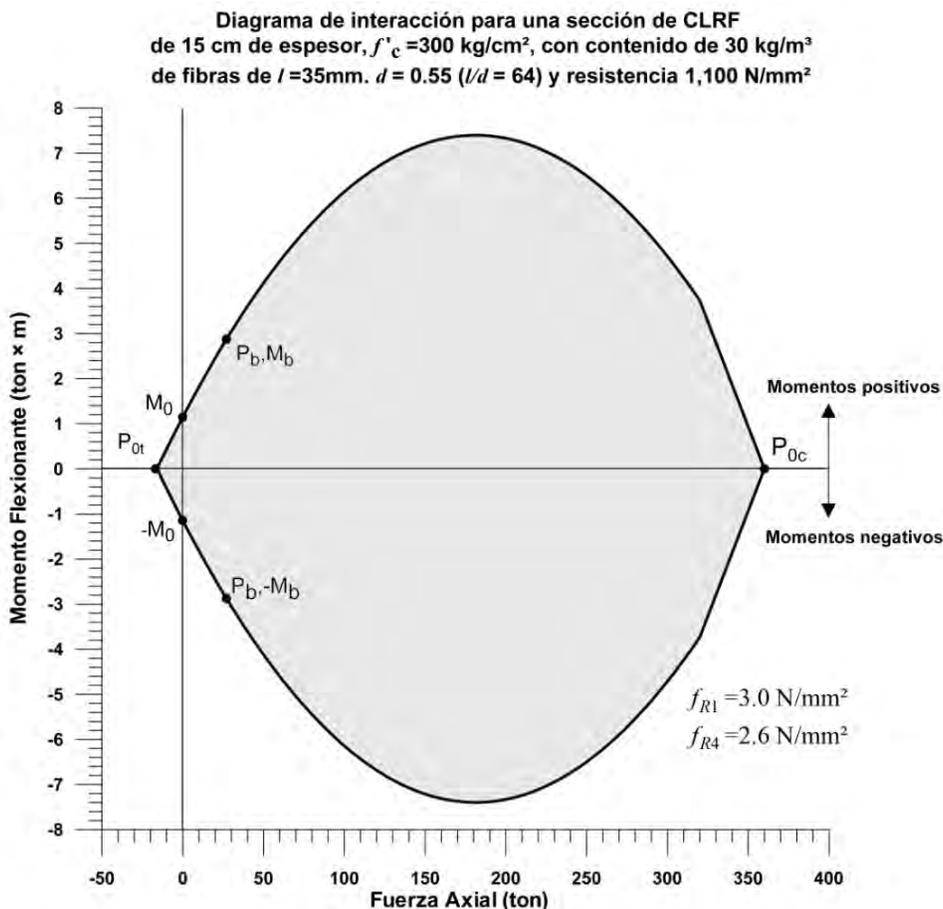


Figura 9.52. Diagrama de interacción para una sección de concreto lanzado reforzado con fibras de acero de $f'_c = 30 \text{ kg/cm}^2$ que contiene 30 kg/m^3 de fibras de $l = 35 \text{ mm}$, $d = 0.55 \text{ mm}$ y resistencia $1,100 \text{ N/mm}^2$.

donde V_{cd} es la fuerza cortante que toma el concreto (las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto la definen como V_{cR}); V_{wd} es la fuerza de diseño que toma el acero de refuerzo transversal (estribos, etc. En las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto se denomina V_{sR}) y V_{fd} la contribución del refuerzo con fibras metálicas, la cual está dada por la siguiente expresión:

$$V_{fd} = \tau_{fd} b_w d \tag{9.64}$$

con τ_{fd} como el valor de diseño del incremento de resistencia a cortante dado por las fibras.

Según algunas guías de diseño, para fibras con ganchos, τ_{fd} puede ser obtenida con la siguiente fórmula:

$$\tau_{fd} = 0.54 f_t * R_t / \gamma_c \tag{9.65}$$

donde $\gamma_c = 1.5$ y

$$R_t = \frac{1.10 W_f \lambda_f}{180C + W_f \lambda_f} \tag{9.66}$$

con $C = 20$; λ_f como la relación de esbeltez de la fibra, que es el cociente de la longitud entre el diámetro (l/d), y W_f la dosis de fibra de acero, en kg/m^3 .

Los valores mínimos de W_f para los diferentes tipos de fibra se presentan en la Tabla 9.9.

Relación de aspecto l/d	$W_f(kg/m^3)$
50/0.50	30
60/0.80	32
60/1.00	40
30/0.50	40

Tabla 9.10. Valores mínimos de W_f para distintos tipos de fibra.

9.4.2.5.1. Estados límite de servicio de agrietamiento

En lo que se refiere al estado límite de servicio por fisuramiento o agrietamiento, para el cálculo de la apertura de fisura, el RILEM-TC-162-TDF se basa en lo expuesto en el EC2: Eurocódigo 2, *Proyectos de estructuras de hormigón, Parte I*:

$$w_k = \beta s_{sm} \epsilon_{sm} \tag{9.67}$$

donde w_k es la anchura de fisura de cálculo; s_{sm} la separación media final entre fisuras; ϵ_{sm} la deformación media producida bajo la correspondiente combinación de cargas, considerando los efectos de rigidización a tensión, retracción, etc. y β el coeficiente que relaciona la anchura media de fisura con el valor de cálculo. Para mayor detalle sobre el cálculo de la anchura de fisura, se recomienda consultar la norma de referencia.

9.4.3. Análisis y diseño estructural de marcos metálicos

9.4.3.1. Consideraciones generales

Los marcos metálicos deben ser considerados como estructuras de soporte. Se trata de estructuras cuyas propiedades pueden ser fácilmente acotadas de acuerdo con sus características geométricas y resistentes. Sin embargo, su desempeño estructural tendrá siempre una dependencia muy grande respecto a la manera en que éstas interactúan con el medio circundante. A su vez, el tipo de interacción que generen dependerá tanto de los procesos de puesta en obra, como de una serie de factores relacionados con el medio en que es excavado el túnel, así como también de los procesos

constructivos (excavación con voladura, excavación mecánica, presencia de otras estructuras de sostenimiento, etc.).

Además del trabajo que desempeñan en el sentido transversal a la excavación, es muy importante considerar su contribución a la estabilidad en el sentido de la longitudinal. Pero para que este tipo de trabajo pueda desarrollarse, siempre será necesaria la colocación de elementos orientados en el sentido de la excavación de tal manera que arriostren al sistema y permitan la transferencia de cargas excéntricas, evitando el pandeo lateral. De esta forma, además de aumentar la capacidad a flexión de cada elemento, es posible reducir su sección.

Para cada tipo de situación existe una metodología de análisis estructural y por ende no deben de perderse de vista las distintas fenomenologías que han sido estudiadas a lo largo de este Manual.

a) Rigidez

En su forma más básica, un soporte formado por marcos de acero en contacto con el terreno, en un túnel circular de radio R y con una separación s , tiene como módulos de rigidez normal y a flexión las siguientes relaciones:

$$K_{sn} = \frac{E_s A_s}{sR}; \quad K_{sf} = \frac{E_s I_s}{sR^3} \tag{9.68}$$

Cuando se utilizan programas de cálculo bidimensional en deformación plana, los módulos de rigidez que se introducen equivalen a una sección de sostenimiento rectangular de base unitaria, $b = 1.0$ m y altura h . Entonces, es necesario encontrar los valores equivalentes de las rigideces de dichos módulos, los cuales deben corresponder con la rigidez que proporcionan los marcos por cada metro longitudinal de excavación. Los módulos de rigidez de una sección rectangular de base $b = 1.0$ m y altura h son:

$$K_n^{\square} = \frac{Eh}{(1-\nu^2)R}; \quad K_f^{\square} = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)R^3} \tag{9.69}$$

Partiendo de la hipótesis de que debe cumplirse la siguiente relación:

$$K_{sn}/K_{sf} = K_n^{\square}/K_f^{\square} \tag{9.70}$$

se obtiene la expresión para la altura equivalente de la sección rectangular (independientes de s y R):

$$h_{eq} = 2 \sqrt{\frac{3I_{xx}}{A_s}} \tag{9.71}$$

Finalmente los valores para los módulos de rigidez equivalente se calculan como:

Rigidez axial: $EA = E_{acero} \times h_{eq}$ **(9.72)**

Rigidez a flexión:
$$EI = E_{\text{acero}} \times \frac{h_{\text{eq}}^3}{12} \quad (9.73)$$

b) Resistencia

Cuando el análisis estructural de los marcos se lleva a cabo por métodos inelásticos, es decir, permitiendo que éstos entren en el rango plástico en algunos puntos de forma que redistribuyan sus esfuerzos hasta que no sea posible mantener más su estabilidad, los parámetros de resistencia requeridos para el cálculo son: la carga axial de plastificación P_p^M y el momento de plastificación M_p^M :

Carga axial de plastificación:
$$P_p^M = \eta_s \times A_s \times f_y = A_s \times \sigma_s \quad (9.74)$$

Momento de plastificación:
$$M_p^M = \eta_s \times Z_{xx} \times f_y = Z_{xx} \times \sigma_s \quad (9.75)$$

donde Z_{xx} es el módulo de sección plástico, A_s el área de la sección de acero, η_s un factor de reducción de resistencia para el acero (normalmente $\eta_s = 1/\gamma_s$, ecuación (9.103)), f_y el esfuerzo de fluencia del acero y $\sigma_s = \eta_s \times f_y$ el límite elástico del acero.

Se recomienda que para el diseño de los perfiles metálicos se sigan las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-RCDF), del American Institute of Steel Construction (AISC LRFD).

Durante el diseño del sistema de soporte temporal con marcos metálicos es fundamental que se tomen en cuenta secciones tales que los trabajos de fabricación, izado y montaje puedan llevarse a cabo de forma eficiente y con maquinaria convencional. Cabe mencionar que si los marcos son colocados y castigados adecuadamente contra la roca, el confinamiento proporcionado por la excavación favorece el desempeño de este sistema de soporte, aun cuando algunos elementos alcancen la plastificación en ciertos puntos: la respuesta del sistema será tal que se crearán rótulas plásticas en aquellos puntos y la estructura redistribuirá el trabajo a elementos que aún se encuentran en el rango elástico.

La resistencia a la flexocompresión se determina según la fórmula de interacción siguiente:

$$F(P_u, M_u) = \frac{P_u}{P_p^M} + \frac{M_u}{M_p^M} < 1.0 \quad (9.76)$$

Es decir, que el elemento se mantiene en el rango elástico mientras se cumpla la relación (9.76); una vez que en el elemento $F(P_u, M_u)$ es igual a uno, éste se comporta plásticamente. Por lo general, la falla del elemento se produce por flexión, entonces, al ir aumentando la carga, el segmento plastificado recibe más fuerza axial y reduce su momento flexionante. La falla de un marco se

produce cuando el número de elementos plastificados es tal que no es posible conservar en equilibrio la estructura.

9.4.3.2. Análisis por cargas de aflojamiento

Para calcular marcos metálicos sujetos a cargas por aflojamiento es posible construir un modelo de vigas y resortes o una malla de elementos finitos bidimensional en la que se reproducen los marcos y su geometría mediante elementos tipo placa de comportamiento elastoplástico y rigidez equivalente, parcialmente embebidos en un medio elástico; sobre la clave se aplica una carga uniformemente distribuida que simula la acción del bulbo de aflojamiento gravitando sobre el marco (Figura 9.53).

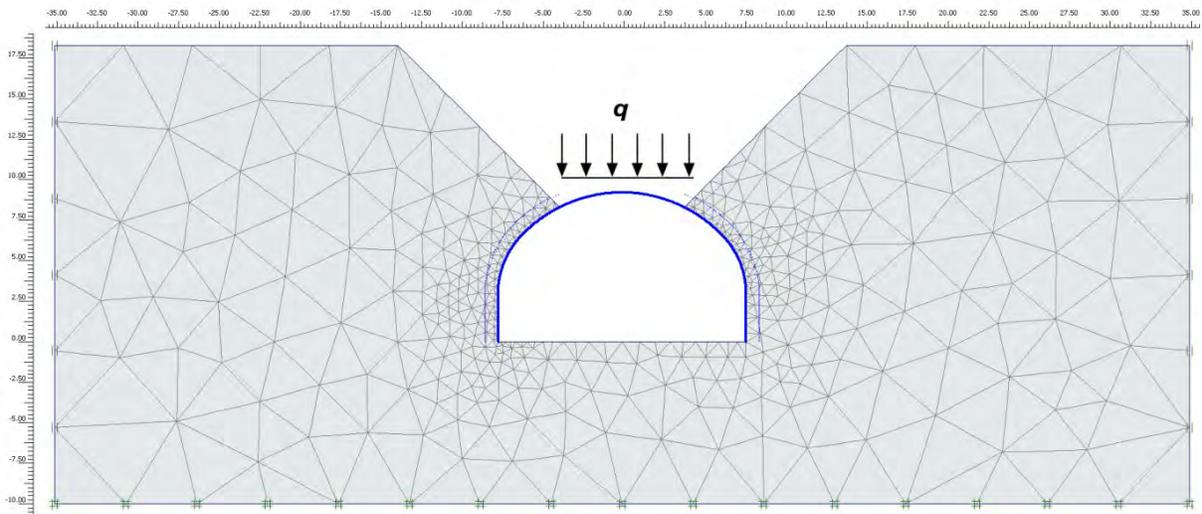


Figura 9.53. Malla de elementos finitos usada en el análisis de marcos

A modo de ejemplo, en la Figura 9.54 se muestran las propiedades geométricas típicas de un perfil IR de 254 × 44.8 kg/m, mientras que en la Figura 9.55 se presenta una sección típica de marcos para un túnel de carretera de tres carriles.

Perfil IR 254 x 44.8 kg/m (W 10 x 30 lb/ft)

- $d = 26.6 \text{ cm}$
- $b = 14.8 \text{ cm}$
- $A = 57.0 \text{ cm}^2$
- $I_x = 7,076 \text{ cm}^4$
- $S_x = 531 \text{ cm}^3$
- $Z_x = 600 \text{ cm}^3$
- $w = 44.8 \text{ kg/m}$

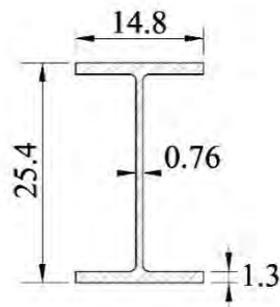


Figura 9.54. Propiedades geométricas de un perfil IR 254 × 44.8 kg/m.

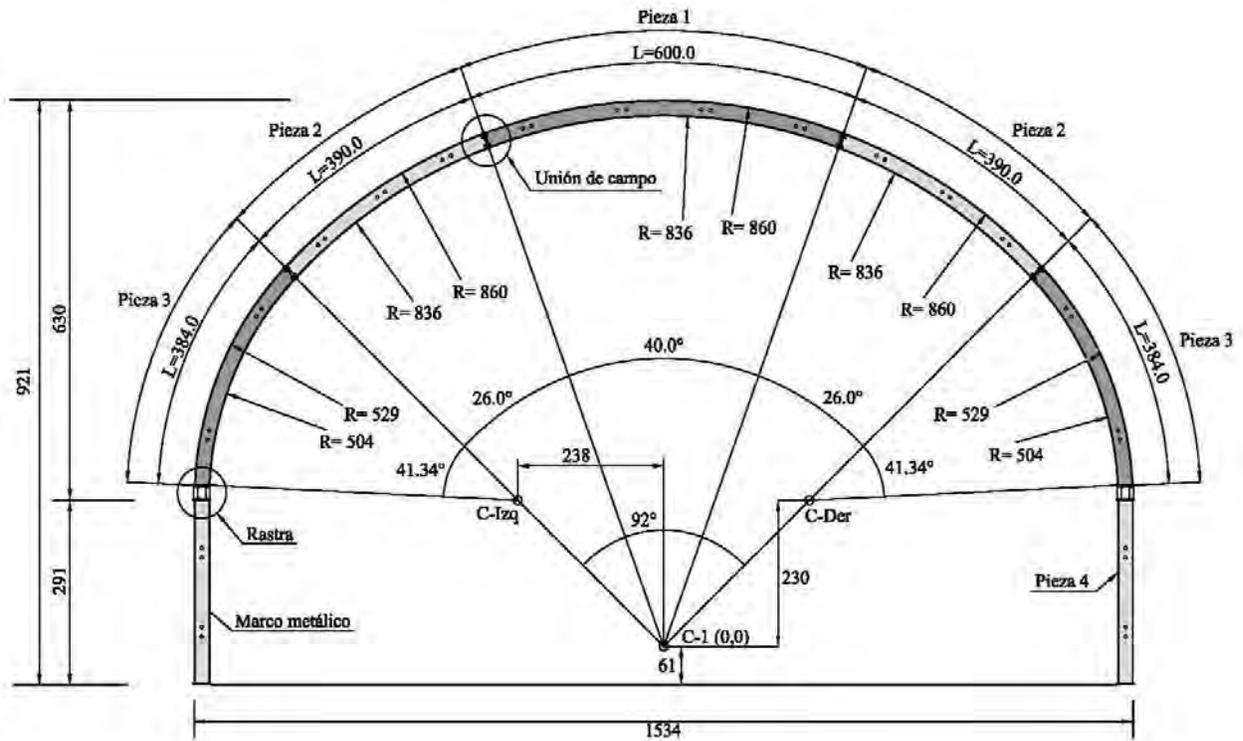


Figura 9.55. Esquema del marco metálico (cotas en centímetros).

La carga axial resistente y el momento resistente de los elementos que simulan los marcos se calculan a partir de las relaciones (9.74) y (9.75). Las propiedades de los materiales típicas que se introducen en un modelo de cálculo aparecen en la Tabla 9.11. Los parámetros del terreno corresponden con las condiciones geotécnicas $D^{(+)}$ y $D^{(-)}$ definidas en el inciso 4.6.2 de este Manual.

Terreno		
Parámetro	Cond. Geo. $D^{(-)}$	Cond. Geo. $D^{(+)}$
E_m (MPa)	200; 700; 1200	1,200; 2,350; 3,500
ν_m	0.20	
Parámetro	Marcos @ 1.0m	Marcos @ 1.5m
EA	1.197e+06 kN/m	7.98e+05 kN/m
EI	1.486e+04 kN/m	9.91e+03 kN/m
ν_s	0.18	0.18
w	0.45 kN/m/m	0.29 kN/m/m
P_r	1,442 kN/m	961 kN/m
M_r	151.8 kN×m/m	101 kN×m/m

Tabla 9.11. Propiedades del terreno y del sostenimiento propuesto para cálculo.

Nótese que los parámetros de rigidez, peso y resistencia de los marcos corresponden con una sección de acero como la que se muestra en la Figura 9.54, espaciados a 1.0 m (Condición Geotécnica $D^{(-)}$) y 1.50 m (Condición Geotécnica $D^{(+)}$).

Como se dijo anteriormente, la falla del elemento se produce por flexión: al ir aumentando la carga de aflojamiento, el elemento plastificado recibe más fuerza axial y reduce su momento flexionante (ver trayectorias en la Figura 9.56 y en la Figura 9.57). La falla del marco se produce cuando el número de elementos plastificados es tal que no es posible conservar en equilibrio la estructura.

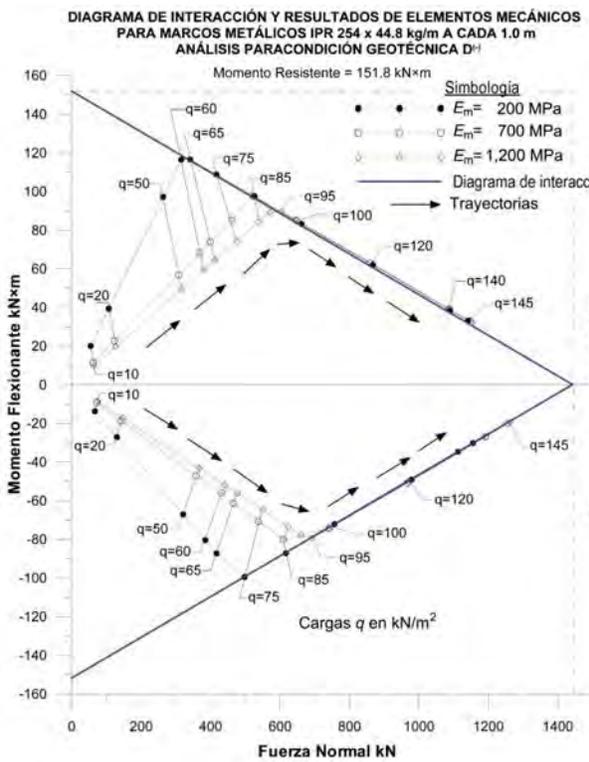


Figura 9.56. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos para los marcos metálicos en la condición geotécnica $D^{(-)}$.

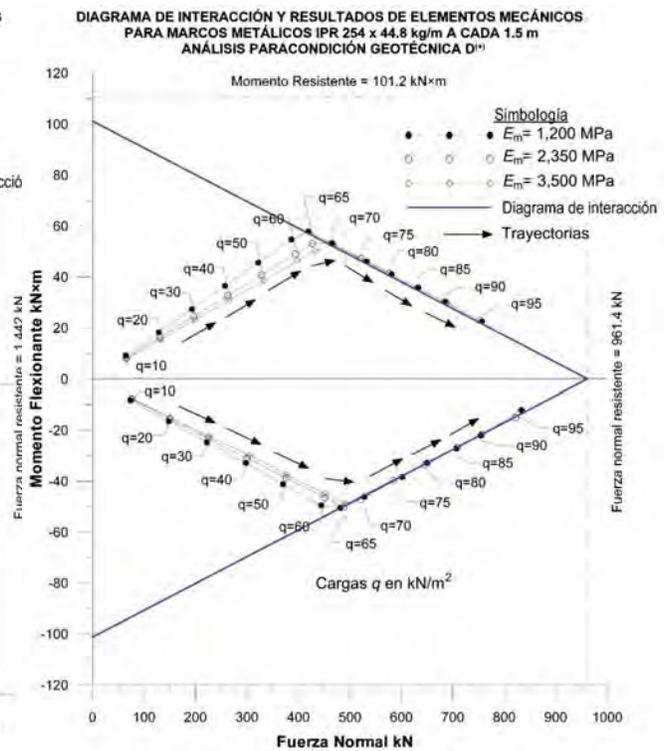


Figura 9.57. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos para los marcos metálicos en la condición geotécnica $D^{(+)}$.

En las gráficas se observa la evolución de las fuerzas en el marco durante el proceso de carga. Nótese como las fuerzas van aumentando, primero en la rama elástica, hasta que en cierto punto tocan el diagrama de interacción. A partir de ese momento los momentos comienzan a disminuir gradualmente mientras que estructura continúa absorbiendo carga axial. Las gráficas corresponden a procesos de carga que van de 1.0 a 14.5 toneladas en el caso de la Condición Geotécnica $D^{(-)}$, y de 1.0 a 9.5 toneladas en el caso de la Condición Geotécnica $D^{(+)}$, que es cuando la estructura colapsa en ambos casos. Los valores de las cargas que se presentan en las gráficas corresponden con los momentos máximos que se presentan en la estructura y están situados en la clave (momentos positivos) y en una región del hastial (momentos negativos). Para la Condición Geotécnica $D^{(-)}$ la

presión sobre el marco para la cual se produjo la falla de la estructura fue de $q^{\max} = 14.5 \text{ ton/m}^2$, mientras que para la *Condición Geotécnica D⁽⁺⁾* fue de $q^{\max} = 9.5 \text{ ton/m}^2$.

Es común que cuando se analizan marcos metálicos aislados (sin la contribución del concreto lanzado) se obtengan resistencias inferiores a las cargas más pesimistas estimadas mediante las ecuaciones (9.2) a (9.5) del inciso 9.3.2.1 para las correspondientes unidades geotécnicas. Sin embargo, hay que recordar que estas estructuras de soporte son de carácter temporal y que la implementación de tratamientos como el concreto lanzado y el propio retaque de los marcos contra el terreno, contribuirán de manera importante a retrasar un posible aflojamiento en la clave. En términos generales estos análisis pretenden demostrar las cargas máximas que resisten los marcos de forma aislada.

La conclusión más importante que debe obtenerse de este tipo de análisis es que los marcos metálicos, a pesar de que desarrollan zonas plásticas durante el proceso de carga, se mantienen estables hasta un nivel de trabajo adecuado acorde con su carácter de soporte temporal.

9.4.3.3. Cargas por desprendimiento de cuñas

Para analizar cargas por desprendimiento de cuñas sobre elementos de soporte existen programas especializados como el UNWEDGE de la casa Rocscience® el cual hoy en día es el más utilizado en el medio de la mecánica de rocas. Este tipo de programas poseen las herramientas básicas necesarias para determinar la geometría de las distintas cuñas posibles que pueden caer o deslizar hacia el interior de túneles de casi cualquier sección. Asimismo, cuentan con elementos de sostenimiento como anclas y concreto lanzado y con base en las propiedades resistentes que se les definen permiten representar de forma simple las fuerzas estabilizadoras que proporcionan y su influencia en el factor de seguridad de los mecanismos.

Sin embargo, en el caso de estructuras tridimensionales formadas por marcos metálicos, no resulta sencilla la determinación de la forma en que se distribuyen las cargas (por lo general asimétricas y excéntricas) sobre los distintos elementos. Más difícil todavía puede resultar el estudio de cómo los distintos marcos interactúan con sus vecinos a través de los elementos de arriostramiento, formando un complejo entramado de piezas conectadas en puntos específicos.

Hoy en día es posible realizar análisis tridimensionales de desprendimientos de cuñas que tengan en cuenta diversos factores del funcionamiento de este tipo de estructuras mediante programas avanzados de cálculo numérico. En estos casos, los marcos pueden, además, simularse como embebidos en el concreto lanzado (parcialmente o retacados hasta el tope), por lo que la interacción con el terreno circundante puede darse sentido normal y tangencial. Esta situación aumenta considerablemente la capacidad de carga del sistema. Adicionalmente, al tratarse de una estructura tridimensional, arriostrada longitudinalmente, es capaz, por un lado, de repartir la presión ejercida por la cuña en varios elementos y, por otro, aquellos marcos que se sobrecarguen transmitirán las cargas excéntricas a los marcos vecinos que se encuentren más relajados.

Para el análisis de sistemas de marcos sometidos a la acción de cargas transmitidas por cuñas pueden construirse modelos tridimensionales de diferencias finitas o de elementos finitos. La estructura tridimensional formada por los marcos (Figura 9.58) se simula mediante elementos tipo

viga. Pueden colocarse los separadores y tensores de acuerdo a proyecto y éstos simularse también con elementos tipo viga, empleando un único elemento que trabaja a compresión y tensión.

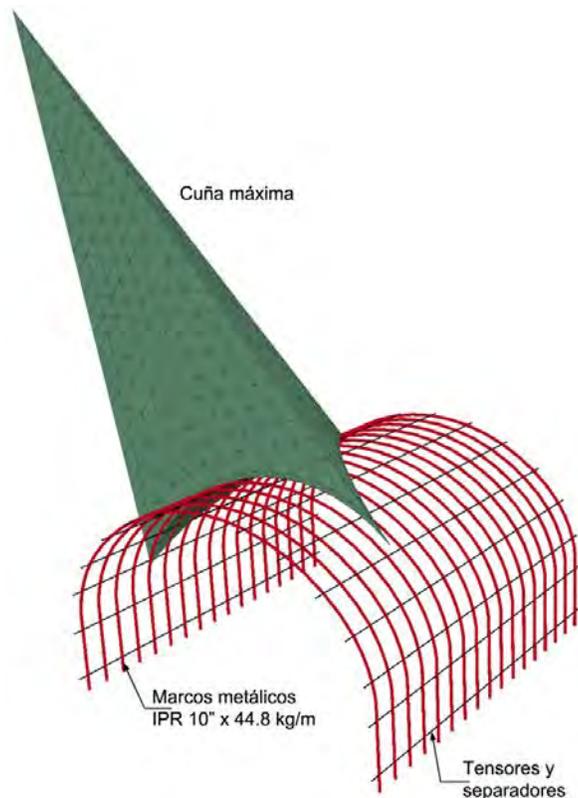


Figura 9.58. Estructura en un modelo tridimensional.

Las discontinuidades que forman la cuña se representan mediante elementos especiales tipo interface, con una ley de resistencia adecuada (Mohr-Coulomb, Barton-Bandis, etc.), definida por los parámetros de resistencia correspondientes.

Las hipótesis de carga se pueden establecer de tal forma que, a partir de un valor de los parámetros de resistencia residual de las juntas que definen las cuñas. (c_j^{res} y $\tan \phi_j^{res}$, por ejemplo) y se realicen corridas para distintos tamaños posibles de cuña previamente definidos (Figura 9.59).

Los análisis pueden realizarse también para distintos rangos de valores de los módulos de elasticidad del terreno, obteniendo distintos tipos de interacción. Los resultados suelen presentarse como parejas de momento máximo (positivo y negativo) y fuerza axial correspondiente al punto de momento máximo, dentro del diagrama de interacción correspondiente a cada condición geotécnica.

Siguiendo con el ejemplo del inciso anterior, la hipótesis de carga puede ser la siguiente: para cada condición geotécnica ($D^{(+)}$ y $D^{(-)}$) se establece un valor de los parámetros de resistencia del macizo (c_m y ϕ_m) y se realizan corridas haciendo variar los parámetros de las discontinuidades como porcentajes de los del macizo:

$$c_j = 100\%, 75\%, 50\%, 25\%, \text{ y } 10\% \text{ de } c_m$$

$$\tan \phi_j = 100\%, 75\%, 50\%, 25\%, \text{ y } 10\% \text{ de } \tan \phi_m$$

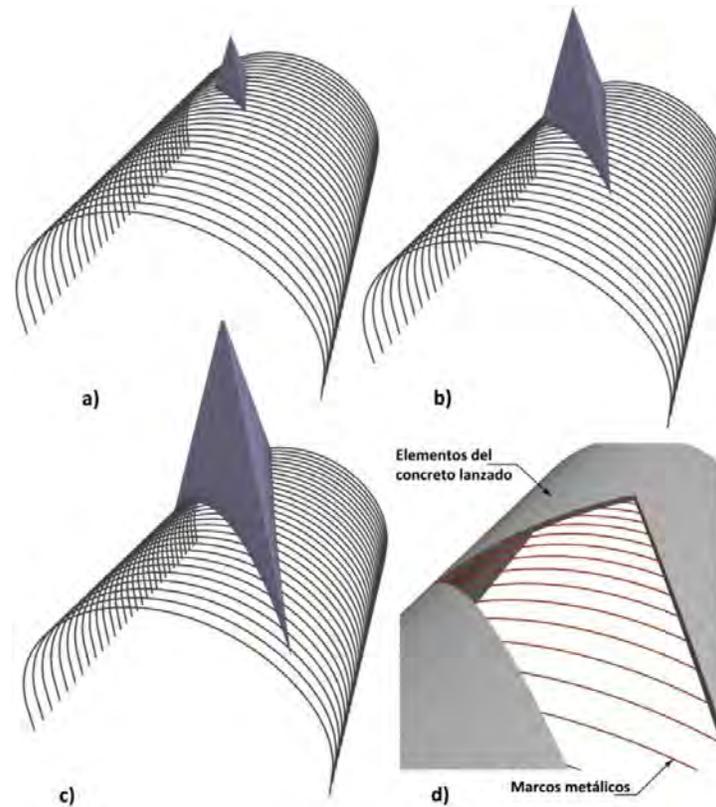


Figura 9.59. Estructura en el modelo: a) cuña pequeña; b) cuña mediana; c) cuña grande; d) detalle de los marcos embebidos en el concreto lanzado.

El objetivo es que, con cada reducción de la resistencia al corte de las discontinuidades la cuña se movilice más, descargando cada vez más presión sobre la estructura de los marcos y al mismo tiempo ir verificando su resistencia. Dado que los marcos se consideran elastoplásticos, sucede lo mismo que en el análisis por cargas de aflojamiento, es decir, que al plastificar un cierto elemento, transmite el trabajo a los elementos vecinos y así sucesivamente hasta que se produce el colapso general de la estructura.

Se realizan los cálculos para cada uno de los módulos de elasticidad empleados en los análisis por cargas de aflojamiento y los resultados se presentan como parejas de momento máximo (positivo y negativo) y fuerza axial correspondiente al punto de momento máximo, dentro del diagrama de interacción correspondiente a cada condición geotécnica.

En la Figura 9.60 se muestran los resultados de los análisis tridimensionales con cuña, para la condición geotécnica $D^{(-)}$, mientras que en la Figura 9.61 se muestran los correspondientes a la condición geotécnica $D^{(+)}$. Los diferentes puntos en los gráficos, para cada módulo de elasticidad del macizo, corresponden a distintos porcentajes de la resistencia al corte de los planos que forman la cuña, siendo que los que tienen menor carga axial están asociados a los valores más altos de resistencia y viceversa.

Nótese en la Figura 9.60 cómo existe una pareja de fuerza axial y momento flexionante que se posiciona sobre el diagrama de interacción. Lo anterior significa que dicho punto está en estado de

fluencia, formando una rótula plástica. Sin embargo, en ninguno de los casos analizados la estructura sufrió un colapso.

En la Figura 9.61 puede verse que, a pesar de que el momento y fuerza axial resistentes son menores respecto de los de la Figura 9.60 (por la separación de los marcos), los elementos mecánicos máximos están más alejados del diagrama de interacción y no hay puntos plásticos. Lo anterior se debe a la mayor rigidez del terreno la cual permite que se desarrollen flexiones menores.

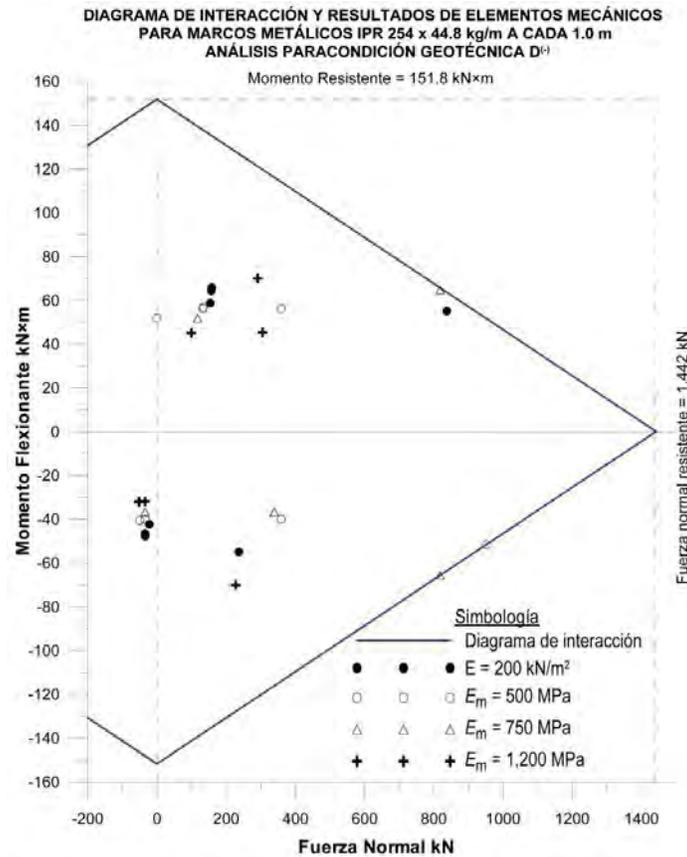


Figura 9.60. Diagrama de interacción de los marcos metálicos y elementos mecánicos de los análisis con cuña, para diferentes módulos de elasticidad del macizo y diferentes resistencias de los planos de deslizamiento. Resultados para la condición geotécnica D^(c).

9.4.3.4. Conclusiones de los análisis y el diseño de los marcos metálicos

Las conclusiones más importantes del estudio de estabilidad de los marcos metálicos se pueden resumir como sigue:

- En los análisis bidimensionales con carga distribuida sobre la clave se aprecia que la capacidad de carga de los marcos se ve favorecida por la interacción con el terreno, aunque ésta sólo se genere en la dirección normal a la sección resistente; los marcos, de forma aislada, podrían llegar a no resistir las solicitaciones más pesimistas calculadas con las aproximaciones empíricas, sin embargo, durante la construcción éstos se deberán cubrir parcial o completamente con concreto lanzado tal forma que se tenga una sección resistente mucho más robusta; estos análisis sólo se emplean para conocer la capacidad de soporte de los

marcos aislados y ante cargas gravitacionales simétricas y perpendiculares al avance de la excavación.

- En los análisis tridimensionales por desprendimiento de cuña, los marcos se simulan como embebidos en el concreto lanzado (parcial o totalmente), por lo que la interacción con el terreno circundante se da en sentido normal y tangencial. Esta situación aumenta considerablemente la capacidad de carga del sistema. Adicionalmente, al tratarse de una estructura tridimensional, arriostrada longitudinalmente, es capaz, por un lado, de repartir la presión ejercida por la cuña en varios elementos y, por otro, aquellos marcos que se sobrecarguen transmitirán las cargas excéntricas a los marcos vecinos que se encuentren más relajados.

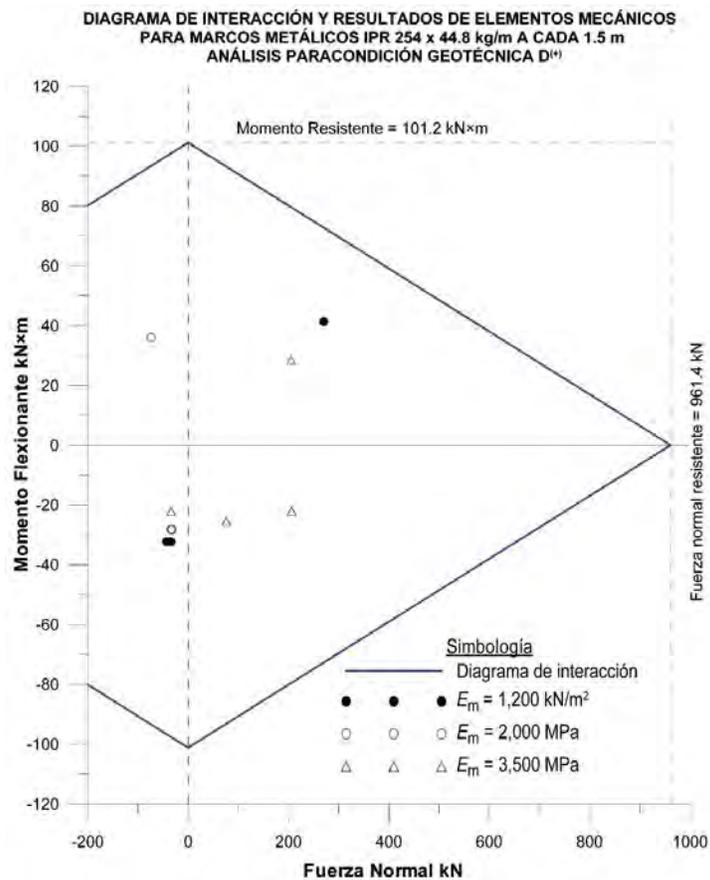


Figura 9.61. Diagrama de interacción de los marcos metálicos y elementos mecánicos de los análisis con cuña, para diferentes módulos de elasticidad del macizo y diferentes resistencias de los planos de deslizamiento. Resultados para la condición geotécnica D^(*).

9.4.4. Análisis y diseño estructural de elementos de concreto colado in situ (Revestimientos)

9.4.4.1. Consideraciones preliminares

Los conceptos básicos del diseño estructural fueron introducidos en el inciso 9.4.1 de este capítulo. En esa sección, se hizo especial énfasis en la necesidad de desarrollar una metodología basada en una

filosofía de *análisis y diseño integral*, que permita establecer los adecuados *niveles de seguridad* que se relaciona directamente con los *niveles de incertidumbre* previsibles en la obra.

Aunque es relativamente común que se empleen elementos de concreto colado para fines específicos de contención o como estructuras auxiliares dentro de un túnel, las estructuras que requieren de un proceso de análisis y diseño más específico son los revestimientos definitivos.

Anteriormente se explicó que en la mayoría de los casos, los revestimientos definitivos son colocados al final de la excavación, en un momento en el que se supone que el túnel es completamente estable a través de los sistemas de sostenimiento y que por ende, estas estructuras “no deberían” estar sujetas a carga. No obstante, es recomendable, que tengan una adecuada resistencia para soportar solicitaciones eventuales o de largo plazo, asociadas a distintos fenómenos posibles y probables.

Dos de las grandes ventajas de los revestimientos colados in situ es que pueden adquirir prácticamente cualquier forma y que gran parte de su estabilidad se debe al tipo de interacción que desarrollan con el terreno; la presión pasiva que ejerce el medio sobre la estructura evita que se pandeen y colapsen, mientras que la ductilidad propia de la estructura hace posible que, en los sitios de mayores momentos, se formen “rótulas plásticas” que alivian los esfuerzos de flexión y por tanto la mayor parte de las cargas se transmitan a modo de fuerzas axiales de compresión.

Un diseño óptimo de revestimiento debe buscar el equilibrio entre flexibilidad y ductilidad; suele decirse que un revestimiento debe ser lo más esbelto posible, sin embargo hay límites prácticos que no pueden excederse y que tienen que ver con la adecuada consolidación de la mezcla y el completo llenado de huecos. Según el Manual de Diseño de Túneles de Carretera de los Estados Unidos, el mínimo espesor funcional para este tipo de túneles sería 25 cm (10”). Además del proceso de colocación (colado, vibrado, etc.) es importante tener en cuenta la presencia del acero de refuerzo, si es que éste es requerido. En revestimientos muy esbeltos el acero de refuerzo puede resultar problemático debido a que obstaculiza el flujo de la mezcla o también debido a que, ante ligeros defectos en su colocación, puede aflorar en las paredes de la estructura; si van a utilizarse dos lechos (que es lo más común), el recubrimiento debe ser lo suficientemente generoso para evitar este problema y por ende, es preciso aumentar el espesor. Adicionalmente, la habilitación del acero de refuerzo en ocasiones daña los sistemas de impermeabilización.

Por todo lo anterior, el Manual de los Estados Unidos recomienda que: “en todos los casos prácticos en los que sea posible, los revestimientos de concreto colado *in situ* deben diseñarse como concreto simple”.

9.4.4.2. Metodología básica

El diseño de un revestimiento de concreto colado *in situ*, para un túnel convencional, necesariamente va ligado al análisis estructural y viceversa. Se trata de un proceso de alguna manera “iterativo” en el que van proponiéndose secciones resistentes mientras se revisan sus capacidades ante solicitaciones distintas en cuanto a tipo y magnitud. La revisión, se realiza, por lo general, ante las siguientes combinaciones de acciones:

- Flexocompresión (en clave)
- Flexocompresión (en paredes)

- Cortante (en paredes)

La revisión por flexocompresión consiste en verificar la resistencia del revestimiento de un cierto espesor, ante el efecto combinado de la fuerza axial (compresión) y el momento flexionante, aprovechando que la compresión disminuye los esfuerzos de tensión producidos por la flexión. Para esto suelen realizarse estudios de sensibilidad sobre la respuesta del revestimiento ante distintas combinaciones de carga y rigidez del terreno.

Determinar la resistencia de elementos de concreto armado sujetos a la acción de carga axial y momento flexionante se basa en procedimientos que tienen origen en el diagrama de interacción, el cual es la representación gráfica del lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen que un elemento alcance su resistencia máxima. De esta forma, si se cuenta con dicho diagrama para un elemento dado, se conocen todas las combinaciones de carga axial y momento que puede soportar (Figura 9.62).

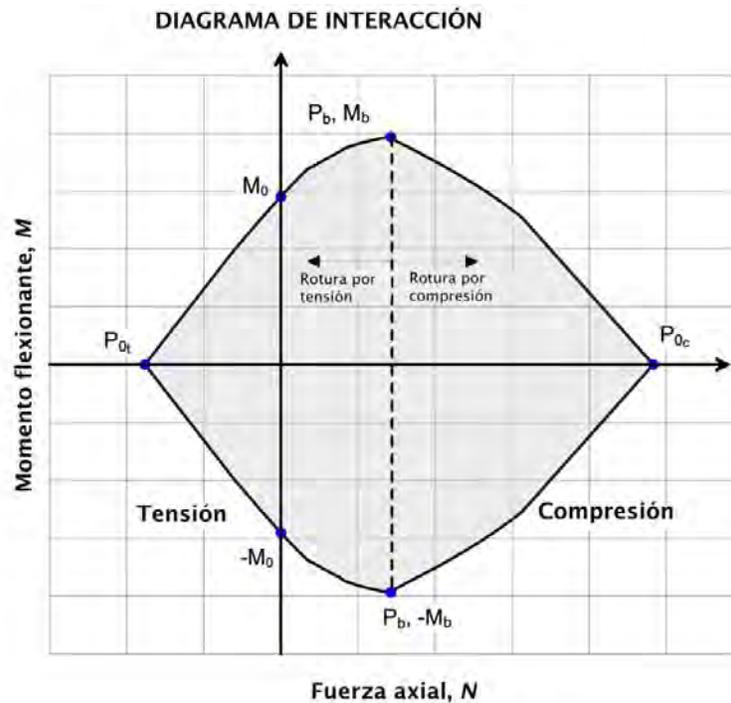


Figura 9.62. Diagrama de interacción de una sección rectangular

9.4.4.3. Concreto simple

Actualmente es bien sabido que, salvo en los casos de macizos rocosos de muy mala calidad, suelos inestables, condiciones de flujo de agua muy adversas o bajo la presencia de estructuras comprometidas en superficie, es posible diseñar revestimientos de concreto simple. Lo anterior implica la consideración de que el sostenimiento tiene la capacidad de soportar la mayor parte de las sollicitaciones que puedan presentarse durante la vida útil del túnel y que, en casos excepcionales, la sección del concreto colado *in situ*, proporcionará la resistencia adicional requerida.

En cuanto al armado por temperatura, se sabe que dentro del macizo rocoso los gradientes térmicos suelen tener poca importancia y por lo general un buen vibrado y curado son más que suficientes para evitar el agrietamiento por contracción del concreto.

Adicionalmente, la tendencia actual de emplear revestimientos de concreto simple en túneles carreteros requiere de las siguientes valoraciones:

- Desde el punto de vista del acomodo del concreto entre la cimbra y el terreno natural, sin duda, los revestimientos de concreto simple tienen ventajas.; las armaduras o refuerzos son un obstáculo que llega a impedir el paso franco del concreto fresco a los sitios donde se requiere e incluso llegan a impedir el llenado al contacto con el terreno.
- Desde el punto de vista de resistencia, en los túneles en montaña se plantean dos situaciones: la primera (menos frecuente), se presenta cuando el revestimiento soporta presiones externas de los terrenos que lo circundan, sea porque estos se encuentran en estado suelto o debido al hinchamiento de materiales expansivos o, en caso extremo, debido a presiones genuinas a grandes profundidades; en la segunda situación, las cargas activas sobre el revestimiento son prácticamente inexistentes (solo se presentan durante la etapa de construcción y antes de la estabilización que ocurre a corto plazo) y la única posibilidad de que el revestimiento reciba cargas es por un mecanismo de aflojamiento.

9.4.4.4. Concreto armado

a) Diseño por flexocompresión

Los datos necesarios para determinar un diagrama de capacidad de carga (diagrama de interacción) son: la geometría del elemento, la resistencia nominal del concreto f'_c , el esfuerzo de fluencia del acero f_y , y la cantidad y distribución del acero de refuerzo A_s .

El procedimiento para construir el diagrama debe basarse en las hipótesis clásicas de la teoría estructural así como en las recomendaciones provenientes de algún código de diseño. En este diagrama se pueden definir puntos muy característicos como el punto de compresión pura (P_{0c}); los puntos de falla balanceada (P_b, M_b); los puntos de momento puro (M_0) y el punto de tensión pura (P_{0t}) (Figura 9.62).

El punto P_{0c} que corresponde a una carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme (en secciones simétricas) puede calcularse como:

$$P_{0c} = 0.85 f'_c A_c + A_s f_y \quad (9.77)$$

Por su parte, el punto (P_b, M_b) de la Figura 9.62 corresponde a la falla balanceada, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias definido por ϵ_{cu} en la fibra extrema en compresión y ϵ_s en el acero de tensión. Este estado se tiene cuando el concreto alcanza su deformación máxima útil y el acero su límite de fluencia (estado último de resistencia). La obtención de este punto se realiza por triángulos semejantes como se deduce de la Figura 9.63, de modo que:

$$c = \frac{\epsilon_{cu} d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s3}} \quad (9.78)$$

donde c se utiliza para obtener los valores de las deformaciones correspondientes a cada posición de esfuerzo del acero: ϵ_{s1} , ϵ_{s2} y ϵ_{s3} .

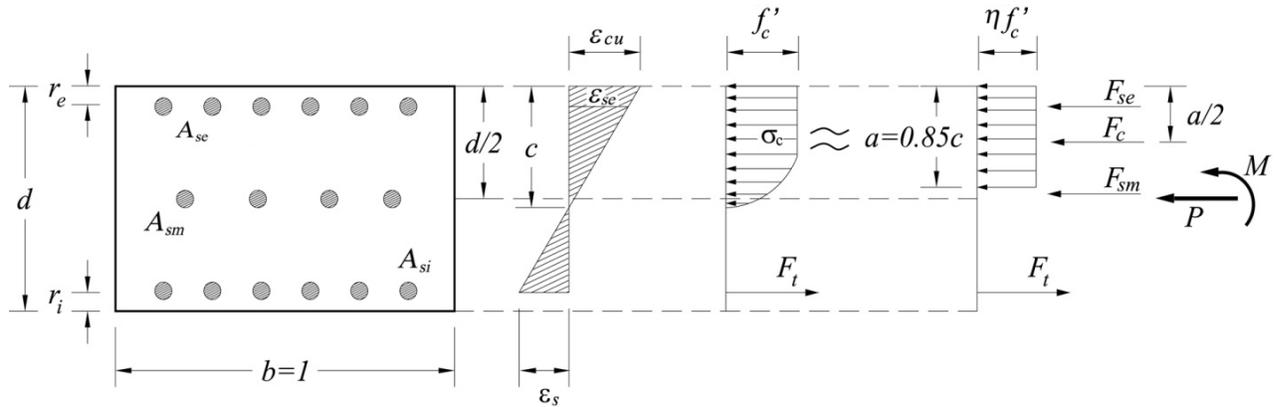


Figura 9.63. Geometría del problema de flexocompresión.

Los esfuerzos en el acero son:

$$f_{s1} = f_y ; f_{s2} = E_s \cdot \epsilon_{s2} ; f_{s3} = f_y \tag{9.79}$$

y las fuerzas en el acero:

$$F_1 = A_{s1} \cdot f_{s1} ; F_2 = A_{s2} \cdot f_{s2} ; F_3 = A_{s3} \cdot f_{s3} \tag{9.80}$$

El cálculo de M_b será la sumatoria de cada esfuerzo por el brazo de palanca, incluido el esfuerzo del concreto (Tabla 9.12)

Fuerza	Brazo	Momento
C_c (resultante de compresión en el concreto)	d_c	M_c
F_1 (lecho de acero a compresión)	d_1	M_1
F_2 (lecho de acero medio)	d_2	M_2
F_3 (lecho de acero a tensión)	d_3	M_3
		M_b

Tabla 9.12. Elementos para el cálculo de los momentos

El punto M_o corresponde a un momento sin carga axial, en el que se supone un estado de deformaciones semejante a los obtenidos para cálculos de resistencia a flexión. Este punto es necesario determinarlo de forma numérica, calculando por aproximaciones la profundidad del eje neutro para el cual la suma de las fuerzas de compresión se iguala a la suma de las fuerzas de tensión.

Para la revisión estructural deben obtenerse diagramas de interacción de una sección transversal del revestimiento de 1.0m de ancho y peralte d , considerando varias combinaciones de barras de acero y espaciamentos y comparando con los puntos de respuesta de la estructura que resultan de los análisis estructurales.

En primer lugar es conveniente analizar una sección sin acero de refuerzo. Como se dijo anteriormente, es bien sabido que bajo ciertas condiciones ideales es posible diseñar revestimientos de concreto simple, considerando que dentro del macizo rocoso los gradientes térmicos suelen tener poca importancia. Este caso puede servir como ejemplo ilustrativo del trabajo a flexocompresión de un revestimiento de tales características.

Por lo general es interesante observar que el revestimiento de concreto simple se desenvuelve adecuadamente para un amplio rango de módulos de elasticidad del terreno y ante presiones de aflojamiento mucho muy superiores al máximo considerado en los análisis de sensibilidad.

Posteriormente se construyen los diagramas de interacción que corresponden con varias configuraciones de armado y se introducen los valores de momento y carga axial obtenidos en los análisis para varios puntos críticos del revestimiento. Se procede de esta manera hasta encontrar una sección de armado óptima que consta de uno, dos o tres lechos de varillas de un cierto diámetro, dispuestas a una cierta distancia y con un cierto recubrimiento. En las gráficas debe verificarse siempre que las fuerzas obtenidas para todas las combinaciones de rigidez del terreno y magnitud de la carga sobre el revestimiento caigan dentro del diagrama de interacción para la sección propuesta.

En la Figura 9.64 se muestran los diagramas de interacción para una sección de revestimiento de 40cm de espesor, de concreto simple y concreto reforzado, con varios armados distintos así como los resultados de elementos mecánicos (M y N) para una carga de aflojamiento sobre la clave de 5 a 40 ton×m y utilizando módulos de elasticidad del terreno que van de 200 a 15,000 MPa. Este ejemplo no considera la contribución a la resistencia del sostenimiento.

Como es posible apreciar, a mayor módulo de elasticidad del terreno, menores son las flexiones que se generan en la estructura, al mismo tiempo que ésta absorbe más carga axial. Sucede lo contrario en los casos de módulos de elasticidad bajos.

Nótese por ejemplo que si se tiene un macizo rocoso de 15,000 MPa de módulo de elasticidad (macizo de calidad media), el revestimiento de concreto simple sería capaz de resistir sobradamente una carga sobre la clave de 40 ton×m, mientras que si se tiene un $E_m = 750$ MPa (macizo de calidad muy mala), se requerirían incluso más de 5 varillas del No. 6 por metro en el lecho inferior para soportar los momentos en la clave producidos por $q=40$ ton×m.

El ejemplo anterior resulta muy ilustrativo de la manera en que el diseño de un revestimiento debe estar ligado a factores muy importantes como la calidad del macizo, la cual se traduce en la rigidez de este y la posible magnitud de las posibles cargas de aflojamiento. Y como se vio anteriormente, el mismo principio aplica a los demás tipos de carga a los que podría estar sujeta la estructura.

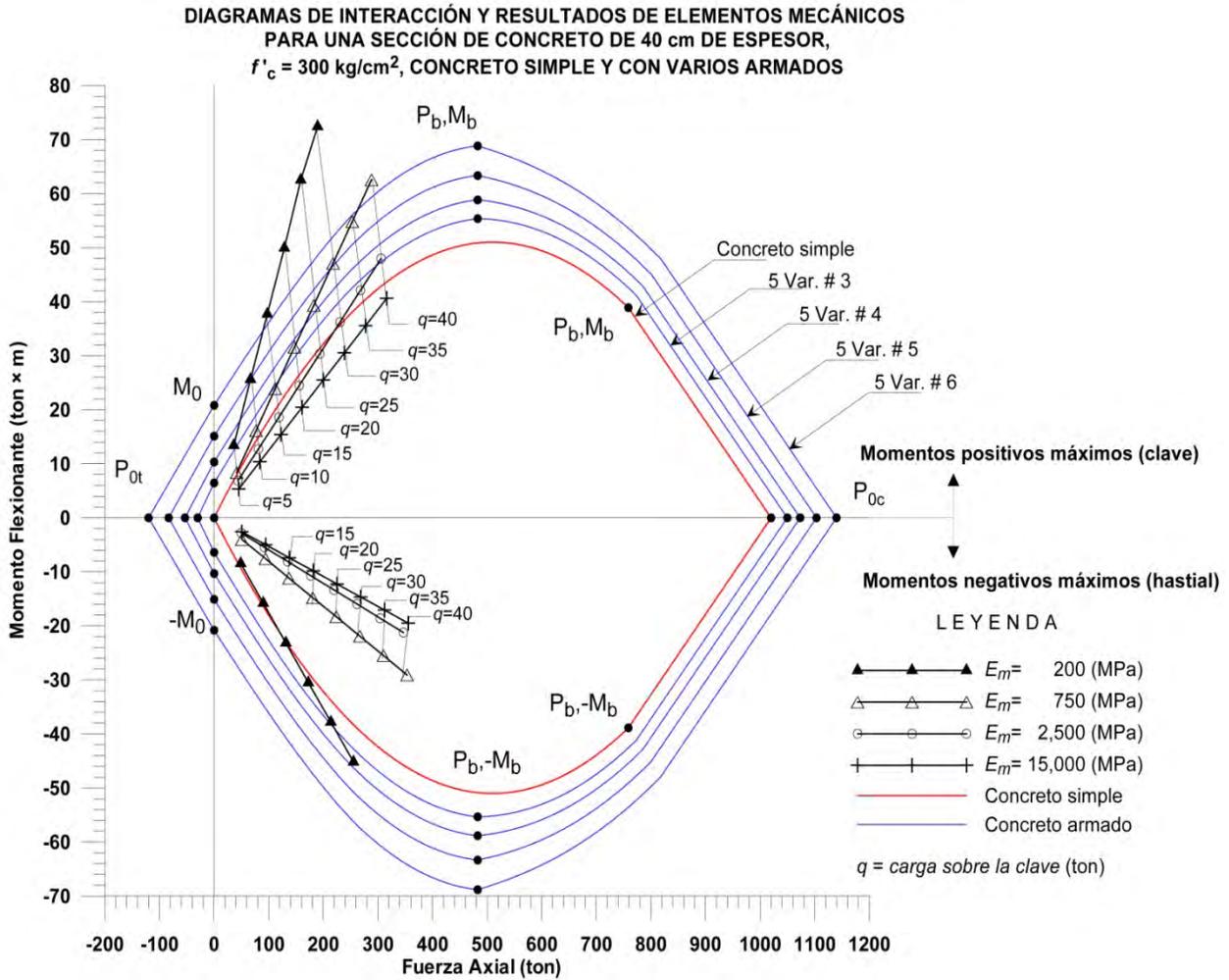


Figura 9.64. Diagramas de interacción para una sección de concreto de 40 cm de espesor, simple y reforzado con varios armados distintos y resultados de elementos mecánicos para una carga de aflojamiento sobre la clave de 5 a 40 ton×m, utilizando módulos de elasticidad del terreno de 200 a 15,000 MPa.

a) Diseño por cortante

La revisión por cortante se lleva a cabo comparando la fuerza cortante máxima que actúa sobre el revestimiento, con la fuerza cortante resistente de la sección.

$$V_R = F_R \cdot \frac{b \cdot d \sqrt{f'_c}}{2} \tag{9.81}$$

donde F_R es un factor de reducción (0.80), f'_c es la resistencia a la compresión simple del concreto, b es la base de la sección considerada (1.0m) y d , el peralte de la sección de concreto.

En todos los análisis realizados durante el estudio de sensibilidad se debe verificar que no se satisfaga la condición:

$$V_u = F_c \cdot V_{max} \geq V_R \quad (9.82)$$

donde F_c es un factor de carga ($F_c = 1.40$) y V_{max} es el valor de cortante máximo obtenido en el análisis por elementos finitos. En los casos el cortante resistente resulta por encima del cortante máximo presente en la estructura, no se requieren estribos en el revestimiento.

9.4.4.5. Secciones compuestas

a) Generalidades

En los casos en los que los sistemas de sostenimiento incluyen marcos metálicos, las estructuras suelen simularse a través del concepto de *sección compuesta*. Para representar una estructura compuesta conviene considerar una sección resistente de altura h en cuyo interior se encuentra alojado un perfil de acero con un recubrimiento en el intradós r_i y en el extradós r_e . En estos casos el refuerzo del concreto lanzado compuesto por fibras de acero no suele ser considerado en el cálculo de la resistencia. En cambio, se establece la hipótesis de que la sección de acero del perfil jugará el papel de acero de refuerzo. Aunque la interacción entre un perfil estructural y el concreto lanzado resulta complicada de modelar, algunos autores sugieren que es posible simular este tipo de secciones compuestas siempre y cuando se establezcan las debidas reservas en cuanto a la resistencia y rigidez asignadas a cada elemento (Wu & Rooney, 2001).

b) Rigideces y resistencias equivalentes

Según Panet (1995), en los casos en que se tienen sistemas de sostenimiento compuestos, si se establece la hipótesis de que los distintos elementos serán puestos en obra simultáneamente, la rigidez del sistema se puede establecer como la suma de las rigideces de cada uno de dichos elementos:

$$K_s = K_{s_1} + K_{s_2} \quad (9.83)$$

Es una práctica común y recomendable retacar los marcos hasta el paño del patín interior con concreto lanzado, de tal forma de crear una superficie regular que permita la colocación adecuada del sistema de impermeabilización (Figura 9.65). Mediante este procedimiento, al final se tendrán dos estructuras independientes, que aportarán resistencia al sistema, pero que no necesariamente interactuarán una con la otra (Figura 9.66). En la Figura 9.67, se muestra el esquema de la sección resistente y la distribución de esfuerzos, deformaciones y fuerzas para diseño por flexocompresión.

Nótese en la Figura 9.67, que para el revestimiento se considera la resistencia a tensión del concreto. En estructuras subterráneas, el confinamiento del medio contribuye a evitar el colapso general de la estructura al crearse puntos aislados en estado de rotura (rótulas plásticas). Por lo tanto, en túneles, el criterio conservador empleado en estructuras aéreas que indica que la resistencia a tensión se debe despreciar, puede no ser aplicado sin que por ello exista algún tipo de riesgo para la estabilidad del revestimiento. Dado el tipo de solicitaciones a las que puede estar sujeto un revestimiento, se puede considerar la resistencia a tensión por flexión, o *módulo de ruptura*, que puede oscilar entre el 8 y el 10% de f'_{c28} .



Figura 9.65. Sistema de impermeabilización en un túnel antes del colado del revestimiento.

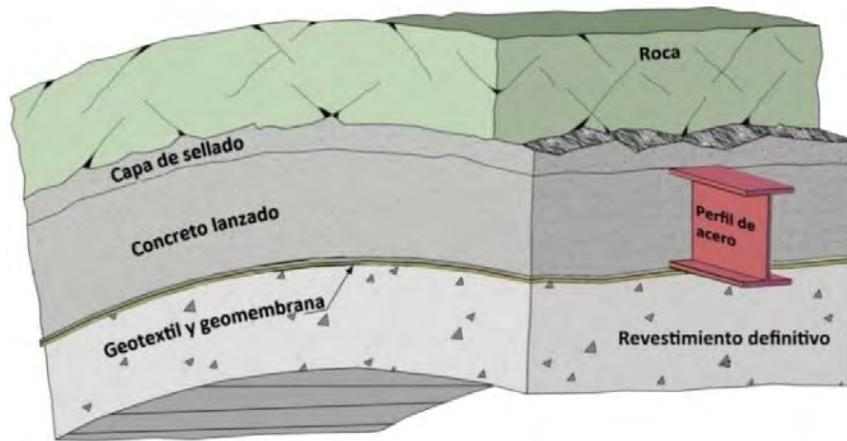


Figura 9.66. Esquema de una sección compuesta.

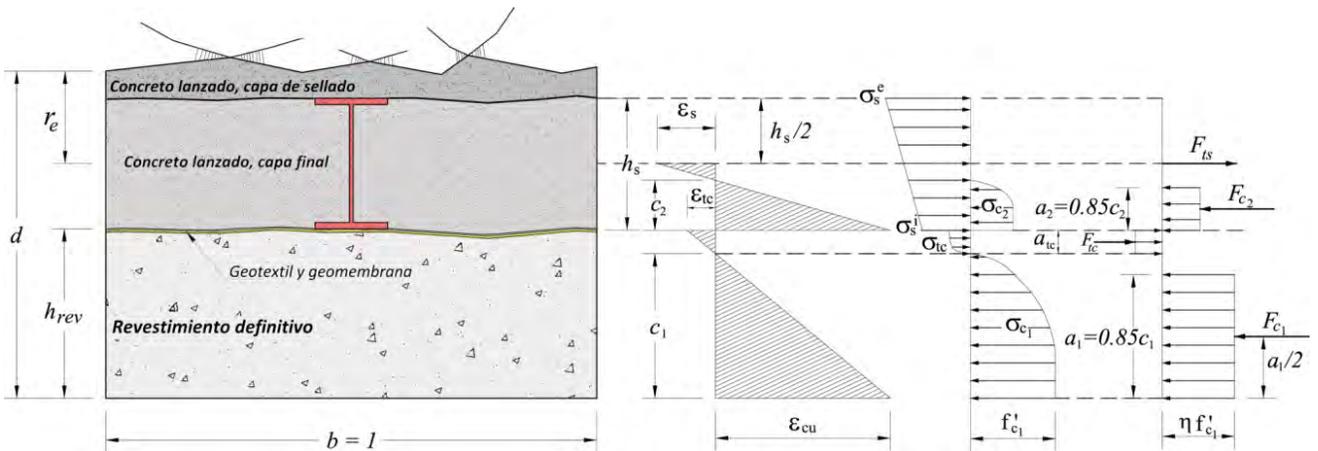


Figura 9.67. Sección resistente y distribución de esfuerzos, deformaciones y fuerzas en el estado último de resistencia.

La forma de simular una estructura compuesta como la que aquí se describe requiere, como ya se dijo, de varias definiciones e hipótesis. En primer lugar se deben definir las características de una única estructura equivalente. Las hipótesis para esta definición son las siguientes:

- Se trata de dos estructuras independientes (sostenimiento y revestimiento) que contribuyen cada una, de acuerdo a su rigidez y capacidad de carga, a soportar presiones y que interactúan con el medio que las confina.
- Entre sostenimiento y revestimiento no se genera transmisión de deformaciones (transversales), ni de momentos, ni de esfuerzos de corte; la única interacción entre ellas se da en sentido perpendicular a sus caras en contacto. Esto debido a la presencia del sistema de impermeabilización (geotextil+geomembrana); se considera despreciable la resistencia por fricción del contacto entre el concreto y el sistema de impermeabilización.
- El perfil estructural del sostenimiento actúa a modo de acero de refuerzo y es el responsable de tomar los esfuerzos de tensión; su contribución a la resistencia a compresión se considera despreciable en comparación con la del concreto. Se supone que el recubrimiento del área de acero es igual a la capa de sellado + 1/2 del peralte del perfil (r_c).
- Para fines de análisis es posible simular la estructura compuesta mediante elementos placa (*shell*) con rigideces equivalentes; para fines de revisión estructural, los elementos mecánicos actuantes se repartirán en las dos estructuras de acuerdo a su *relación de rigideces*.

A partir de las anteriores hipótesis se definen las rigideces de la estructura como sigue:

- a) Rigidez axial del sostenimiento: es igual a la suma de las rigideces del perfil estructural y la sección de concreto; a la sección de concreto se le resta el área de acero del perfil ($e_{cl} = A_{cl}$; $b=1.0$);

$$EA_{sost} = E_s A_s + E_{cl} A_{cl} = E_s A_s + E_{cl} (e_{cl} - A_s) \quad (9.84)$$

- b) Rigidez axial del revestimiento: se considera el área de la sección igual al espesor del revestimiento (e_{reve} ; $b= 1.0$);

$$EA_{reve} = E_{reve} A_{reve} = E_{reve} e_{reve} \quad (9.85)$$

- c) Rigidez a flexión del sostenimiento: es igual a la suma de las rigideces del perfil estructural y la sección de concreto; al momento de inercia de la sección de concreto se le resta el momento de inercia del perfil;

$$EI_{sost} = E_s I_s + E_{cl} I_{cl} = E_s I_s + E_{cl} \left(\frac{e_{cl}^3}{12} - I_s \right) \quad (9.86)$$

- d) Rigidez a flexión del revestimiento;

$$EI_{reve} = E_{reve} I_{reve} = E_{reve} \frac{e_{reve}^3}{12} \quad (9.87)$$

- e) Rigidez axial de la estructura compuesta: es igual a la suma de la rigidez axial del sostenimiento más la rigidez axial del revestimiento;

$$EA_{sc} = EA_{sost} + EA_{reve} \quad (9.88)$$

f) Rigidez a flexión de la sección compuesta: es igual a la suma de la rigidez a flexión del sostenimiento más la rigidez a flexión del revestimiento;

$$EI_{sc} = EI_{sost} + EI_{reve} \quad (9.89)$$

Una vez analizada la estructura, se repartirán los elementos mecánicos de acuerdo con las siguientes relaciones de rigideces:

a) Relación de rigideces axiales;

$$N_{reve} = N_{act} \frac{EA_{reve}}{EA_{sc}}; \quad N_{sost} = N_{act} \frac{EA_{sost}}{EA_{sc}} \quad (9.90)$$

donde N_{act} es la fuerza axial resultado del análisis estructural y N_{reve} , N_{sost} las partes proporcionales que tomará cada estructura.

b) Relación de rigideces a flexión;

$$M_{reve} = M_{act} \frac{EI_{reve}}{EI_{sc}}; \quad M_{sost} = M_{act} \frac{EI_{sost}}{EI_{sc}} \quad (9.91)$$

donde M_{act} es el momento flexionante resultado del análisis estructural y M_{reve} , M_{sost} las partes proporcionales que tomará cada estructura.

Un problema adicional consiste en la evolución de las propiedades de rigidez y resistencia del concreto como función del tiempo. En la realidad las fuerzas externas sobre el concreto lanzado, en particular los momentos flexionantes se ven reducidas de forma muy importante debido al comportamiento de la mezcla fresca (fluencia diferida o *creep*, relajación de esfuerzos y microfisuramiento), En la práctica común no resulta justificable utilizar modelos sofisticados de tipo viscoplástico y por el contrario se suelen implementar modelos elásticos aunque con distintos valores de rigidez para las distintas edades del concreto.

Los parámetros de resistencia requeridos para el análisis inelásticos son, como siempre, la carga axial de plastificación P_p y el momento de plastificación M_p , que en el caso de secciones compuestas se definen como:

Momento de plastificación:
$$M_p = M_p^{Marco} + M_p^{CL} \quad (9.92)$$

donde M_p^{Marco} es el momento de plastificación del marco y M_p^{CL} el momento de plastificación del concreto lanzado.

Carga axial de plastificación:
$$P_p = P_p^{Marco} - P_p^{CL} \quad (9.93)$$

donde P_p^{Marco} es la carga axial de plastificación del marco y P_p^{CL} la carga axial de plastificación del concreto lanzado. Luego:

$$\begin{aligned}
 P_p^{\text{Marco}} &= A_s \times \sigma_u; & P_p^{\text{CL}} &= \eta_p \times f'_c \times a \\
 M_p^{\text{Marco}} &= W_{xx} \times \sigma_u; & M_p^{\text{CL}} &= \eta_p \times f'_c \times a \left(\frac{d-a}{2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{9.94}$$

9.4.5. Análisis y diseño estructural de sistemas de enfilaje frontal

En el Capítulo 8 de este Manual se presenta una amplia descripción de los sistemas de enfilaje frontal. Se trata de un sistema que ha adquirido mucho auge en los últimos años, sin embargo, debido a los complejos estados de esfuerzos que se generan hacia delante del frente de excavación, en la mayoría de los casos, el diseño se basa en la experiencia. En esta sección se desarrollará una metodología simple para el cálculo de este tipo de estructuras.

Los micropilotes pueden usarse como “paraguas” de pre-sostenimiento al avance cuando se atraviesan zonas de terrenos débiles, o cualquier otra circunstancia que requiera una mejora en la capacidad resistente del suelo o roca por delante de la excavación. Pueden emplearse en zonas puntuales, en algunos tramos del túnel o a todo lo largo de la obra. También suelen utilizarse en emportalamientos, donde es común colocar un zuncho o viga de borde perimetral (viga de atado) que sujete las cabezas del extremo exterior de los micropilotes.

Cuando los micropilotes constan de varios segmentos, resultan de especial importancia las uniones entre ellos. Según algunas recomendaciones, no deberán utilizarse las uniones de rosca de tipo machihembrado sin aumento de sección, ni colocarse en un mismo plano más de un 15 o 20% de las uniones, que a su vez deberán distribuirse homogéneamente por toda la sección transversal.

9.4.5.1. Consideraciones de cálculo y diseño

El desempeño estructural de los paraguas de micropilotes es función de un gran número de factores, muchos de los cuales son imposibles de considerar en un cálculo analítico:

- La gran tridimensionalidad de los procesos de redistribución de esfuerzos y de la generación de las zonas movilizadas por delante del frente y por encima de la clave, que son las que, en su caso, ponen en carga a los micropilotes.
- Las solicitaciones que sufre el sistema de paraguas están muy íntimamente relacionadas con el proceso constructivo, es decir, los avances, la colocación de los sostenimientos, los cambios en las propiedades del concreto lanzado, etc.;
- Cuando se moviliza una masa de terreno por delante del túnel se producen estados de plastificación, por lo que no es posible calcular los estados deformacionales de forma analítica.
- La interacción del micropilote con el terreno dependerá mucho del tipo de sistema empleado (micropilotes hincados, autoperforantes, etc) y de los proceso de inyección.

Hoy en día, contar con las herramientas y experiencia suficientes para realizar cálculos numéricos tridimensionales no es el común denominador de los despachos de ingeniería, además de que en muchas ocasiones, los tiempos y costos de modelización y análisis superan los plazos y presupuestos establecidos para proporcionar soluciones. Ante tal escenario, es muy conveniente contar con herramientas de cálculo simples que proporcionen resultados razonables con una carga de tiempo y

trabajo reducida. Para este tipo de métodos, este Manual toma como base parte de la experiencia desarrollada en España, Alemania y Austria (Ver referencias), a la vez que propone una aproximación razonable que puede ser implementada en programas simples de cálculo estructural.

A continuación se mencionan algunas consideraciones generales de diseño relativas a los paraguas de micropilotes:

- En excavaciones en túnel bajo paraguas de micropilotes podrán utilizarse disposiciones en sección transversal como las que se muestran en la Figura 9.68. La longitud de los micropilotes, en general, no será superior a los 25 m ($L \leq 25\text{m}$), con inclinaciones respecto a la horizontal inferiores o iguales a los 15° ($i \leq 15^\circ$). El traslape entre micropilotes de dos avances sucesivos estará en función de la longitud de avance, de las características del terreno y de la configuración geométrica del emplazamiento, pero en ningún caso deberá ser inferior a 3 m ($L \geq 3\text{ m}$).
- La separación entre micropilotes en una misma sección transversal deberá ser de entre 0.30 y 0.60 m medidos a ejes ($0.30 \leq s_i \leq 0.60\text{ m}$).
- La separación entre micropilotes en una misma sección transversal y la armadura tubular a disponer pueden calcularse, en ausencia de datos más específicos y a efectos de prediseño, considerando los micropilotes como vigas sometidas al peso de las tierras que soportan y aplicando los principios de la resistencia de materiales con las observaciones que a más adelante se describen.

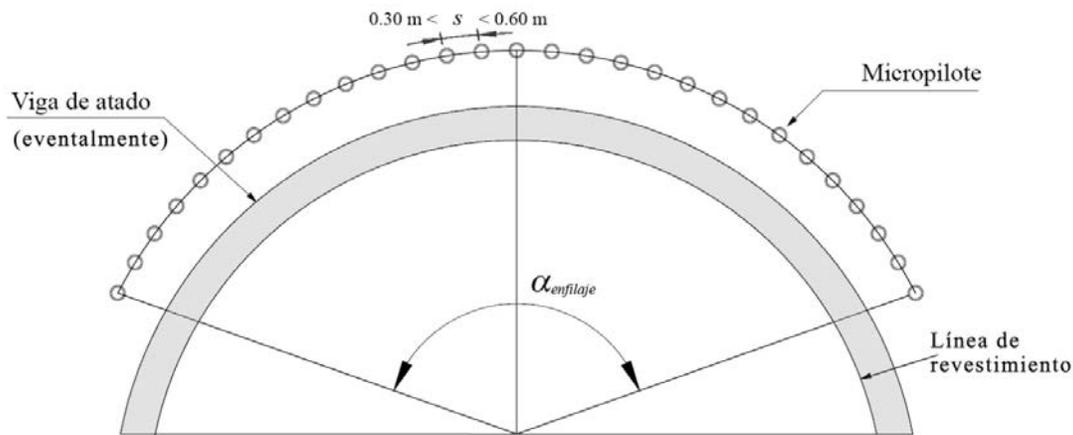


Figura 9.68. Esquema en sección transversal de paraguas de micropilotes.

9.4.5.2. Estados límite: Cálculo analítico de micropilotes

a) Criterio del Ministerio de Fomento de España

Para una situación como la de la Figura 9.69, la longitud del cálculo de la viga L_d , es un valor ficticio que resulta de la suma de tres magnitudes:

$$L_d = L_a + L_f + 1.2L_e \quad (9.95)$$

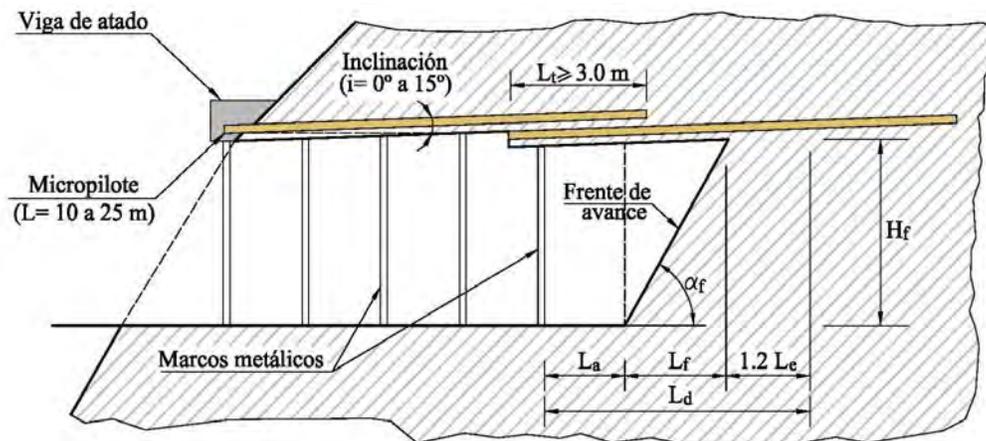


Figura 9.69. Avance típico de un paraguas de micropilotes. Tomado de las Guías para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera (Ministerio de Fomento de España, 2005).

donde L_d es la longitud de cálculo de cada micropilote, considerado como viga; L_a la longitud de avance de la excavación que corresponderá, en general, con la separación entre los marcos metálicos; L_f la longitud en planta del frente de excavación en caso de que este lleve una inclinación y L_e la longitud elástica del micropilote considerándolo empotrado en el terreno:

$$L_e = \left(\frac{3EI_p}{E_m} \right)^{(1/4)} \quad (9.96)$$

donde E_m es el módulo de elasticidad del terreno y EI_p la rigidez a la flexión del micropilote. Luego, L_f se calcula como:

$$L_f = \frac{H_f}{\tan \alpha_f} \quad (9.97)$$

donde H_f es la altura del frente de excavación y α_f el ángulo de inclinación del frente de excavación con respecto a la rasante.

Debido a que los micropilotes se inyectan posteriormente, la rigidez a flexión equivale a la suma de las rigideces de la lechada y del tubo de acero:

$$EI_p = EI_c + EI_s \quad (9.98)$$

siendo EI_c la rigidez a flexión de la lechada y EI_s la rigidez del tubo de acero.

La carga del terreno que gravita sobre cada micropilote puede determinarse, a modo de primera aproximación, mediante la siguiente expresión:

$$q = \gamma_{terr} h s \quad (9.99)$$

donde q es la carga del terreno en la zona de influencia del micropilote; γ_{terr} el peso específico aparente del terreno; h la altura del terreno que se considera gravita sobre el sostenimiento a corto plazo y S la separación entre ejes de micropilotes contiguos (en la sección transversal).

En caso de que el paraguas se utilice como sostenimiento temporal y en ausencia de información más precisa, puede considerarse la siguiente aproximación:

$$0.5D_T \leq h \leq D_T \quad (9.100)$$

donde D_T es el diámetro del túnel.

En emportalamientos, las solicitaciones sobre el paraguas dependerán de la configuración geométrica y geomorfológica del corte del tajo de acceso y de la ladera, así como de del resto de actuaciones de estabilización adoptadas.

Para el cálculo estructural resulta habitual la consideración de una situación intermedia entre la viga biarticulada y la bi-empotrada, por lo que los elementos mecánicos (Momento flexionante y cortante), pueden estimarse de forma aproximada como:

$$M_{ed} = \frac{q_d L_d^2}{10}; \quad V_{ed} = \frac{q_d L_d}{2} \quad (9.101)$$

con q_d como el valor de cálculo de la carga de terreno afectado por algún coeficiente de seguridad.

9.4.5.3. Diseño estructural

Tal y como sucede en muchas estructuras de sostenimiento de túneles, el diseño se limita a una revisión de las condiciones de resistencia de los elementos ante las solicitaciones impuestas por el modelo de cálculo. En el caso de los paraguas de micropilotes, la resistencia estructural suele considerar únicamente la sección resistente de los tubos y es importante revisar también la resistencia de las uniones en el caso de que éstas existan.

a) Resistencia a flexión

En cada sección del micropilote se deberá cumplir la relación:

$$M_{ult} \leq M_R \quad (9.102)$$

donde: M_{ult} es el momento mayor obtenido del cálculo multiplicado por un coeficiente de mayoración (de acuerdo con la norma de diseño que se aplique) y M_R el momento resistente del tubo.

$$M_R = W^p \frac{f_y}{\gamma_s} F_u \quad (9.103)$$

donde: W^p es el módulo plástico de la sección; f_y , el límite elástico del acero; γ_s el coeficiente de seguridad para el acero tubular (de acuerdo con la norma empleada) y F_u un coeficiente de reducción para considerar la resistencia de las uniones. Si no se cuenta con ensayos sobre las uniones de los tubos, puede usarse $F_u = 0.5$ (Normativa Española).

El momento plástico del tubo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$W^p = \frac{d_e^3 - d_i^3}{6} \tag{9.104}$$

donde: d_e es el diámetro exterior del tubo y d_i el diámetro interior. En algunas recomendaciones proponen incluir un factor de corrosión para disminuir el espesor efectivo de la pared del tubo, por lo que la ecuación (9.104) queda:

$$W^p = \frac{(d_e - 2r_e)^3 - d_i^3}{6} \tag{9.105}$$

con r_e como el espesor reducido de la pared del tubo. La norma europea UNE EN 14199 propone las siguientes reducciones de espesor del tubo para diferentes tipos de suelos en función de la vida útil que se le quiera dar a los micropilotes:

Tipo de terreno	Vida útil (en años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales inalterados	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
Suelos naturales contaminados o suelos con residuos industriales	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Suelos naturales agresivos (turbas, ciénagas, etc)	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
Rellenos no agresivos sin compactar	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.)	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

Tabla 9.13. Reducción del espesor de tubería según la vida útil. Norma UNE EN 14199.

b) Resistencia al corte

Al igual que en el caso de la flexión, en cada sección del micropilote se deberá cumplir la relación:

$$V_{ult} \leq V_R \tag{9.106}$$

donde: V_{ult} es el cortante mayor obtenido del cálculo multiplicado por un coeficiente de mayoración (de acuerdo con la norma de diseño que se aplique) y V_R el cortante resistente del tubo.

$$V_R = \frac{2A_s f_y}{\sqrt{3}\pi \gamma_s} \tag{9.107}$$

donde A_s es el área de acero del tubo. En el caso del área de acero, también puede considerarse la corrosión, con lo que dicha área se calcula como:

$$A_s = \frac{\pi \left[(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2 \right]}{4} \tag{9.108}$$

donde r_e puede estimarse a partir de la Tabla 9.13.

c) Flexocompresión

A diferencia de otros sistemas de micropilotes, en el caso de los sistemas de enfilaje frontal para túneles, es prácticamente imposible que los tubos lleguen a estar sometidos a un estado de fuerzas combinadas de flexión y compresión que comprometan su resistencia, por lo que esta revisión puede ser omitida.

REFERENCIAS⁸

- 1 "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal"
- 2 "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Distrito Federal (NTCDCECDF)".
- 3 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, AISC (1999). LRFD Load and Resistance Factor Design, Specification for Structural Steel Buildings, December 27, 1999
- 4 Asociación Española de Normalización y Certificación, (2006). "UNE-EN 14199, Diciembre 2006: ejecución de trabajos geotécnicos especiales : micropilotes"
- 5 Asociación Española de Normalización y Certificación, (2007). "UNE-EN 14488-5: ensayos de hormigón proyectado. Parte 5, Determinación de la capacidad de absorción de energía de probetas planas reforzadas con fibras"
- 6 Asociación Española de Normalización y Certificación, (2007). "UNE-EN 14488-3: ensayos de hormigón proyectado. Parte 3, Resistencias a flexión (primer pico, última y residual) de probetas prismáticas reforzadas con fibras"
- 7 Asociación Española de Normalización y Certificación, (2008). "UNE-EN 14487-1: hormigón proyectado. Definiciones, especificaciones y conformidad, Part 1"
- 8 B. de Rivaz: FIBRE REINFORCED SPRAY CONCRETE FOR COMPLIANCE WITH SITE SAFETY REQUIREMENT; Revista concreto y Cemento, enero-junio de 2011, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
- 9 Banthia, N. and Trotter, J.-F., 'Test methods for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: some concerns and a proposition', ACI Materials Journal 92 (1) (Jan.-Feb. 1995) 48-57.
- 10 Barros, J. & Antunes, J. 2003. Experimental Characterization of Flexural Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete According to RILEM-TC-162-TDF Recomendatios; series: Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforces Concrete.
- 11 Barton N., Lien R. & Lunde J.: Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, Springer Verlag, vol. 6, 1974
- 12 Barton, N., Grimstad, E., Aas, G., Opsahl, O.A., Bakken, A., Pedersen, L. & Johansen, E.D. 1992. Norwegian Method of Tunnelling. WT Focus on Norway, World Tunnelling, June/August 1992.
- 13 Bieniawski Z.T. (1979): The geomechanics classification in rock engineering applications. Proc. 4th. Congr. Int. Soc. Rock Mech., Montreux 2, pp. 41-48.
- 14 Bieniawski Z.T. (1989): Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons, New York, 251 p.
- 15 Bieniawski, Z.T. 1974. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In Advances in Rock Mechanics 2 , part A: pp.27-32. Washington, D.C.: National Academy of Sciences
- 16 Brown, E. T., Bray. J. W., Landanyi. B. and Hoek. E. (1983). Ground response curves for rock tunnels. J. Geotechnical Engng .109, 15-39.
- 17 BS 8081:1989 British Standard code of practice for Ground Anchorages. BSI, 2 Park St, London.
- 18 Coates, D.F. Rock Mechanics Principles, Mines Branch Monograph 874 (Revised 1970), Department of Energy, Mines and Resources, Canada. 1970.
- 19 De Rivaz, B. (2002). "Dramix® el refuerzo seguro para estructuras de concreto lanzado". Editado por Bekaert.

⁸ Los textos originales de este capítulo corresponden con la referencia [47]

- 20 E. Hoek & E. T. Brown, *Underground Excavations in Rock*, Institutions of Mining and Metallurgy, London, 1980
- 21 E. Hoek: *Practical Rock Engineering*; A.A. Balkema 1995.
- 22 Eurocode 2, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 p
- 23 Finn, D.J., Teasdale, P., and Windsor, C.R. *In situ trials and field testing of two polymer restraint membranes*, *Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*, ed. E. Villaescusa, C.R. Windsor and A.G. Thompson, A.A. Balkema, 1999. pp. 139–153.
- 24 Grunicke U., Walter H. (2004) *Design of Tunnel Linings in Swelling Rock 2nd Colloquy Rock Mechanics - Theory and Practice*. Vienna University of Technology. March 2004
- 25 Grunicke U., Walter W. and Hofstetter G. (2002), *Design of Tunnels in Swelling Rock*, *Felsbau* 20, No. 6, pp. 25- 34.
- 26 Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. – *Support of Underground Excavations in Hard Rock*; A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield (1995)
- 27 Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. – *Support of Underground Excavations in Hard Rock*; A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield (2000).
- 28 ITASCA (2009). “*Manual Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions FLAC3D*”
- 29 Kompen R. (1989): *Wet process steel fibre reinforced shotcrete for rock support and fire protection, Norwegian practice and experience*. In *Proc. underground city conf.*, Munich, (ed. D. Morfeldt), pp. 228–237.
- 30 Kooiman, A.G.: *Modelling Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design*. Optima Grafische Communicatie, Rotterdam, 2000.
- 31 Kovari k. – *Tunnelling in Squeezing Rock – Tunnel 5/98*; Zurich.
- 32 L. Vandewalle: *Recomendations of RILEM TC 162-TDF: Test and desing methods for Steel fibre reinforced concrete, bending test*, *Mat. & Struct.*, Jan./Febr. 2000.
- 33 Littlejohn, G S (1979). *Ground anchors: state-of-the-art*. Symposium on Prestressed Ground Anchors, Johannesburg, October. The Concrete Society of South Africa, Prestressed Concrete Division, Johannesburg. Littlejohn, G
- 34 M. Panet: *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*; Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- 35 Martínez, D (2006): *Analysis of Fibre-reinforced Concrete Elements*, Suiza, faltan datos
- 36 Ministerio de Fomento de España, (2005). “*Guía para el Proyecto y Ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera*”, Gobierno de España.
- 37 *Model Code 2010*, International Federation for Structural Concrete (fib). Lausanne, Switzerland
- 38 Moens, J., & Nemegeer, D. (1991). *Designing fiber reinforced concrete based on toughness characteristics* (11 ed., Vol. 13). Concrete international.
- 39 Oreste P.P., Peila D. (1996), *Radial passive rockbolting in tunnelling design with a new convergence-confinement model*, *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 33(5), Pergamon, 443-454
- 40 Oreste P.P., Peila D. (1997), *Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence-confinement approach for tunnelling design*, *Tunnelling and Underground Space Tecnology*, 12(3), Pergamon Press, 425-431
- 41 Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación, S.C., ONNCCE (2013). “*Publicación de Normas Mexicanas Onncce*”, México D.F.
- 42 Peila D. Oreste P.P. (1995). “*Axisymmetrical analysis of ground reinforcing in tuinnelling desing*. Vol. 17, N.2, pp. 253-274.
- 43 Pimentel, E. (1996). *Quellverhalten diagenetsich verfestigtem Tonstein*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität (TH) Fridericana in Karlsruhe, Heft 139.

- 44 Pimentel, E. (2003). Swelling behaviour of sedimentary rocks under consideration of micromechanical aspects and its consequences on structure design. Proc. GTMM 2003, Karlsruhe: 367-374.
- 45 PLAXIS (2000,2002,2011). Finite Element Code for Soli and Rock Analyses Manual. R.B.J. Brinkgreve, Ed.
- 46 Pound C. (2006) 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics- 2006 – Hart and Verona (eds.). “The performance of FLAC zones in bending”.
- 47 Sánchez, F. (2014): “Ingeniería de Túneles”. Reg. # 03-2015-012110003000-1, SEP-INDAUTOR.
- 48 Stacey, T.R., 2001: Review of membrane support mechanisms, loading mechanisms, desired membrane performance, and appropriate test methods; The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy. Octubre 2001.
- 49 Stille H. Holmberg M. and Nord G. (1989): Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete. Int. Journal on Rock Mechanics, Min. Sci. Vol. 26, No. 1
- 50 Vandewalle, L. 2003: Design with - method; Proceedings of the RILEM TC 162-TDF Workshop: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete. Schnütgen, B. & Vandewalle, L. Editors.
- 51 Windsor CR (1998) Structural design of shotcrete linings. In: Proceedings of Australian shotcrete conference, IBC conferences, Sydney, pp 1–34
- 52 Wu, W. and Rooney, P.O. (2001). The role of numerical analysis in tunnel design. In Kolimbas, D., editor, Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling 5, Eurosummer School on Tunnelling Mechanics, pages 87-168, Innsbruck, Austria.