

Diseño y Ejecución de Obras Subterráneas

Tema 11. Sostenimiento de túneles



Rubén Pérez Álvarez

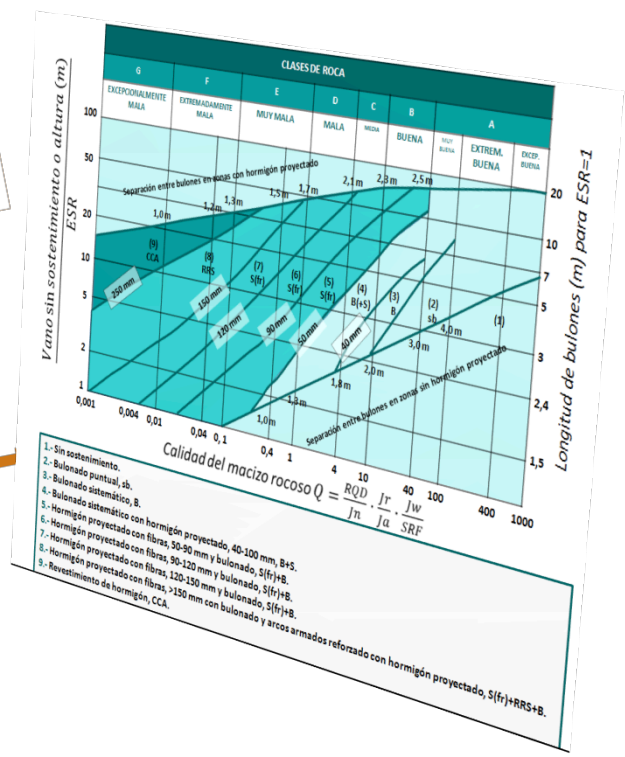
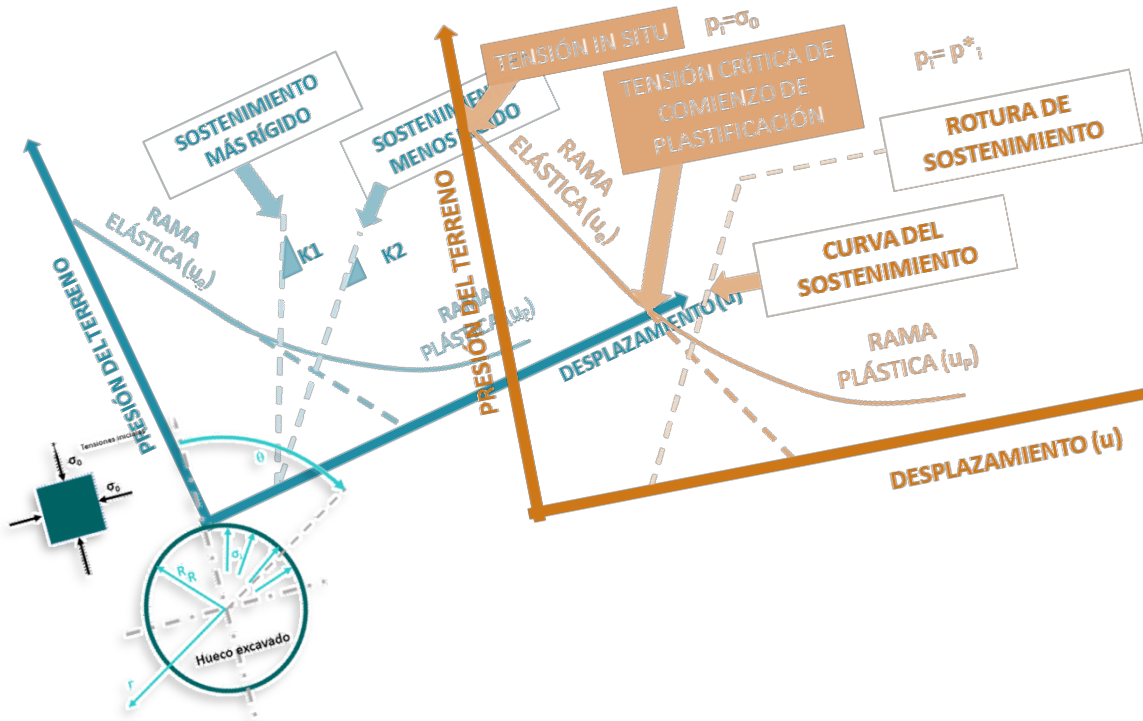
Departamento de Transportes y Tecnología
de Proyectos y Procesos

Este tema se publica bajo Licencia:

[Creative Commons BY-NC-SA 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

TEMA 11: SOSTENIMIENTO DE TÚNELES

- 11.1. Introducción.
- 11.2. Tipos de sostenimiento.
- 11.3. Diseños de sostenimiento.



El sostenimiento de túneles según el R.G.N.B.S.M.

DEFINICIÓN DEL NIVEL DE PROYECTO

«El nivel del proyecto se debe corresponder con el comportamiento previsible del terreno y con el tiempo de utilización de la obra. Para cumplir estos objetivos se establecen dos parámetros de clasificación: el tiempo de utilización de la obra y el cociente $\sigma(c) / h$, siendo: $\sigma(c)$ = resistencia a compresión simple del litotipo más representativo de la excavación, expresada en MPa. h = profundidad medida de la excavación respecto a la superficie exterior, expresada en metros. Si la obra proyectada puede verse afectada por una explotación minera, como valor de h debe tomarse el doble de la profundidad.

Los proyectos se clasifican en cuatro niveles, de acuerdo con las características especificadas en el cuadro 1».

$\sigma(c) / h$ (MPa/m)	Menor de 15 años	Mayor de 15 años
$> 0,1$	A	B
$0,1 - 0,05$	B	C
$< 0,05$	C	D

El sostenimiento de túneles según el R.G.N.B.S.M.

«Las características mínimas que deben cumplir los proyectos encuadrados en cada uno de los cuatro niveles en que se han clasificado, son las que se indican a continuación»:

NIVEL A

«Los datos sobre las características de los terrenos pueden estimarse a partir de experiencias en obras subterráneas similares o a partir de datos disponibles en la bibliografía especializada. El sostenimiento puede diseñarse a partir de experiencias anteriores similares o en base a recomendaciones de clasificaciones geomecánicas acreditadas. En el caso de que sea previsible la caída de bloques de roca, el coeficiente de seguridad del sostenimiento, considerando exclusivamente la acción estática de la gravedad, debe ser superior a 4».

NIVEL B

«Cada litotipo debe ser caracterizado por su resistencia a compresión simple, que puede evaluarse mediante ensayos de laboratorio o ensayos in situ de rotura bajo carga puntual o con el martillo Schmidt. El sostenimiento puede dimensionarse utilizando modelos empíricos acreditados o numéricos, y admitiéndose la simplificación de la sección de excavación, considerándola un círculo, a los efectos de facilitar los cálculos de estabilidad. Debe hacerse un levantamiento de discontinuidades estimando sus propiedades resistentes mediante los procedimientos empíricos habitualmente admitidos. El coeficiente de seguridad del sostenimiento debe ser mayor que 3, considerando exclusivamente la acción estática de la gravedad».

Introducción

El sostenimiento de túneles según el R.G.N.B.S.M.

NIVEL C

«Cada litotipo debe caracterizarse determinando su curva intrínseca, mediante los siguientes ensayos: Compresión simple. Tracción. Compresión triaxial. Debe realizarse un levantamiento de discontinuidades y, si se estima que puede producirse caída de bloques, los parámetros resistentes de las discontinuidades deben determinarse mediante ensayos de corte. Los cálculos deben efectuarse mediante métodos numéricos que tengan en cuenta la sección real de excavación y el comportamiento previsto del terreno. El coeficiente de seguridad del sostenimiento debe ser mayor que 2, considerando exclusivamente la acción estática de la gravedad».

NIVEL D

«Estos proyectos deben redactarse con el mismo nivel de exigencia que los de nivel C, pero, además, estudiando la estabilidad de la excavación durante todas las fases constructivas y definiendo las medidas necesarias para asegurarla. También debe estudiarse el comportamiento del terreno a largo plazo, considerando el efecto de una posible circulación de agua por el macizo rocoso, diseñando el sostenimiento y el método de drenaje de tal forma que la estabilidad de la excavación no se vea afectada por ello. El coeficiente de seguridad del sostenimiento, considerando exclusivamente la acción estática de la gravedad, debe ser superior a 1,5 en cualquiera de las fases constructivas y en la situación final».

El sostenimiento de túneles según el R.G.N.B.S.M.

4.2.8. SOSTENIMIENTO DE TERRENOS NOTORIAMENTE INCOMPETENTES

Naturaleza de la roca	Litotipo	Resistencia a la compresión simple (MPa)
Sedimentaria	Arcilla	0,5 - 1,5
Sedimentaria	Argilita	2,0 - 5,0
Sedimentaria	Lutita	30,0 - 70,0
Sedimentaria	Lutita arenosa	60,0 - 110,0
Sedimentaria	Limolita	60,0 - 120,0
Sedimentaria	Arenisca paleozoica	80,0 - 160,0
Sedimentaria	Arenisca secundaria	5,0 - 30,0
Sedimentaria	Arenisca terciaria	3,0 - 5,0
Sedimentaria	Pudinga paleozoica	140,0 - 200,0
Sedimentaria	Sedimentaria Fusca o pastión	0,5 - 1,0
Sedimentaria	Marga arcillosa	2,0 - 10,0
Sedimentaria	Marga	20,0 - 50,0
Sedimentaria	Caliza	90,0 - 140,0
Sedimentaria	Caliza terciaria	60,0 - 90,0
Sedimentaria	Dolomía	110,0 - 220,0
Sedimentaria	Sal gema	30,0 - 60,0
Sedimentaria	Silvinita	30,0 - 60,0
Sedimentaria	Lignito negro	0 - 10,0
Sedimentaria	Hulla	0 - 15,0
Metamórfica	Antracita	0 - 30,0
Metamórfica	Pizarra	30,0 - 80,0
Metamórfica	Pizarra grafitosa	5,0 - 20,0
Metamórfica	Esquisto	50,0 - 90,0
Metamórfica	Gneis	130,0 - 190,0
Metamórfica	Mármol	60,0 - 110,0
Metamórfica	Cuarcita	160,0 - 260,0
Metamórfica	Corneana	100,0 - 180,0
Metamórfica	Material milonitizado	1,0 - 25,0
Ignea	Granito sano	120,0 - 210,0
Ignea	Granito alterado	40,0 - 90,0
Ignea	Jabre o saulo	3,0 - 10,0
Ignea	Toba volcánica	100,0 - 160,0

«El sostenimiento de terrenos notoriamente incompetentes, en los que se cumpla $\sigma(c) / h$ (MPa) $< 0,01$, o de aquellos sometidos a fenómenos dinámicos, debe realizarse antes de iniciar la excavación, con la ayuda de métodos especiales. Entre esos métodos especiales cabe citar: Empi-quetado. Paraguas ligeros. Paraguas pesados. Inyecciones de cemento. Inyecciones químicas. Congelación. En estos casos, en el proyecto que se realice se incluirá la justificación del método de tratamiento o refuerzo seleccionado y el dimensionado de la solución adoptada, especificando claramente el ciclo de trabajo previsto».

Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

GENERALIDADES

El empleo de mortero y hormigón juega un papel importante en el Nuevo Método Austríaco. Se entiende por gunitado la proyección neumática a gran velocidad de un hormigón o mortero sobre una superficie concreta, aplicado mediante manguera. La distinción entre mortero y hormigón vendrá determinada por el tamaño del árido (hormigón, superior a 8 mm; mortero, menor o igual a 8 mm).

Puede distinguirse entre gunitado por **vías seca y húmeda**. En el caso de la vía seca, se mezclan todos los componentes salvo el agua, que se incorpora en la boquilla antes de la proyección, siendo el transporte a través de la manguera neumático. En el caso de la vía húmeda el agua se incluye en la mezcla.



«Shotcrete wall finish». Timothy Brown.
https://www.flickr.com/photos/atelier_fliir.
<https://flic.kr/p/4zSoWX>.
<https://creativecommons.org/licenses/by/2.0/>.

Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

GENERALIDADES

La consideración de la composición permite, además, distinguir entre hormigón y mortero **convencional o especial**, caracterizándose éste último por incluir cementos o áridos especiales (cemento aluminoso, áridos pesados, refractarios, etc.), incluyéndose en esta última categoría los hormigones refractarios en esta última categoría. Con independencia de pertenecer a la primera o a la segunda, el hormigón o mortero podrá incluir **fibras** como refuerzo, mejorando su resistencia a tracción o determinadas propiedades físico-mecánicas, como por ejemplo la **tenacidad** (cantidad de energía susceptible de ser absorbida por un hormigón con anterioridad a la rotura, siendo asimilable al área encerrada por la curva carga-deformación del ensayo a flexión).



«Liquid strength». Highways Agency.
<https://www.flickr.com/photos/highwaysagency>.
<https://flic.kr/p/9TZMfC>.
<https://creativecommons.org/licenses/by/2.0/>.

Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

GENERALIDADES

Es importante considerar determinados parámetros de la operación de proyección, como por ejemplo la velocidad de salida de las partículas, o la distancia de proyección entre la boquilla y la superficie, que podrán condicionar el porcentaje de rebote o rechazo (material rechazado por la superficie). Puede afirmarse que los aspectos determinantes en el porcentaje de rebote son la cantidad de cemento, el caudal de aire, la longitud de las mangueras, la distancia a la pared, el ángulo de proyección, el radio de abertura, o la frecuencia de giro de la boquilla.

Considerando la velocidad, existe gunitado de **alta velocidad** (con boquilla pequeña y alta presión, alcanzando 90 - 120 km/h, con compactación extraordinaria pero rendimiento de colocación bajo) y de **baja velocidad** (manguera de gran diámetro y boca ancha, con menor grado de compactación en aplicación).

En la actualidad se aplican tres procesos distintos: **mezcla seca**, **mezcla semi-húmeda** (dosificación del agua 5 m antes de la boquilla, evitando dispersión del cemento y evita el polvo) y **mezcla húmeda** (mayores requisitos), siendo el primero el de uso más general.



«Tunnel construction». Highways Agency.
<https://www.flickr.com/photos/highwaysagency>.
<https://flic.kr/p/9TZCmQ>.
<https://creativecommons.org/licenses/by/2.0/>.

Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

MATERIALES

ÁRIDOS

Los áridos podrán ser naturales, de machaqueo, o mezcla de ambos. Árido fino, para mortero, será aquel constituido por partículas duras, finas y resistentes con un mínimo en peso pasante por tamiz nº4 ASTM del 95%, mientras que el grueso, para hormigón, presentara un mínimo en peso retenido por dicho tamiz del 70%.



«Washed aggregates». Peter Craven.
<https://www.flickr.com/photos/cdeimages>.
<https://flic.kr/p/6sJ2PD>.
<https://creativecommons.org/licenses/by/2.0/>.

CEMENTO

El tipo de cemento debe incluirse en los planos o en el Pliego General, por lo general del Tipo I, categorías 35-25, siendo aconsejable mantener el tipo y marca a lo largo de toda la obra, y debiendo considerar la posible presencia de sulfuros para la incorporación de cemento resistente a sulfatos.



By Emadrazo (own work).
GFDL:
<http://www.gnu.org/copyleft/fdl.html> or
CC BY-SA 4.0-3.0-2.5-2.0-1.0:
<http://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0-3.0-2.5-2.0-1.0>.
Vía Wikimedia Commons.

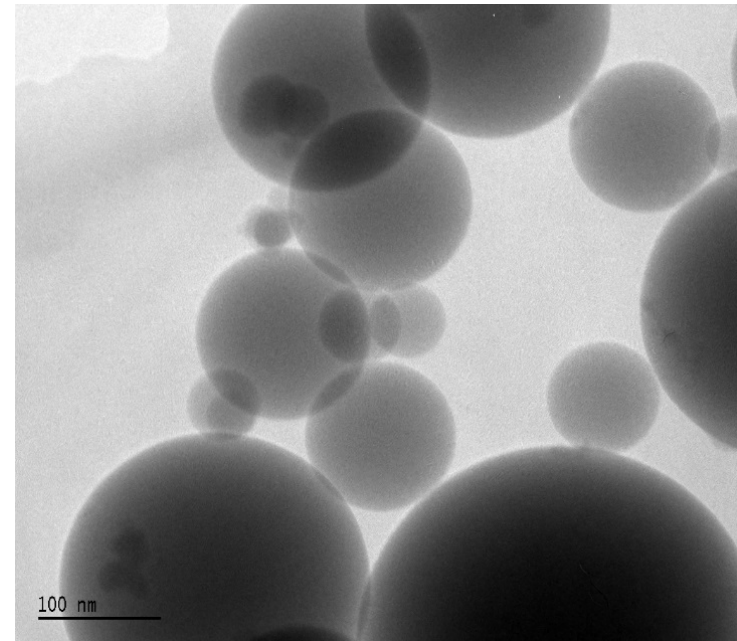
Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

MATERIALES

AGUA Y ADITIVOS

Deben vigilarse las concentraciones máximas en sulfuros y cloruros del agua. Entre los aditivos a considerar están los acelerantes (silicatos, aluminatos, libres de álcalis), plastificantes, superfluidificantes, retardadores, impermeabilizantes, estabilizadores, reductores de rechazo y reductores de polvo. Puede considerarse la inclusión de puzolanas naturales (debidas al enfriamiento rápido de sílice en lava volcánica) o artificiales (cenizas volantes de centrales térmicas, humo de sílice, subproducto obtenido en los hornos de arco eléctrico de producción de sílice o silicato de hierro). El humo de sílice, que debe utilizarse junto a un superfluidificante para mejorar su reparto la pasta de cemento, estabiliza la cal libre del cemento y contribuye a mejorar la resistencia a compresión.



«Silica fume agglomerate, Transmission Electron Microscopy». By Silicaman (own work). Licensed under CC BY-SA 3.0. Vía Wikimedia Commons: <http://commons.wikimedia.org/wiki/>. File: Silica_fume_agglomerate,_Transmission_Electron_Microscopy.jpg#/media. File: Silica_fume_agglomerate,_Transmission_Electron_Microscopy.jpg.

Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

MATERIALES

FIBRAS

Las fibras podrán ser de varias naturalezas (metálicas, nylon, fibra de vidrio, polipropileno, polietileno,...), y contribuyen a mejorar la resistencia a tracción y la tenacidad del hormigón o mortero proyectado. Esta mejora de las propiedades reduce la rotura por retracción, reduce la propagación de fisuras, y mejorar las resistencias a impacto y cizalla, si bien la inclusión de fibras incrementa el desgaste en las mangueras y favorece posibles atranques. Las fibras pueden variar en forma (sección circular y rectas, sección circular con ganchos en los extremos, sección redonda y dobles ganchos, sección redonda con extremos aplastados, sección rectangular con extremos ovalados/girados) y tamaño (destacando por su empleo las de 30 - 40 mm de longitud y 0,50 de diámetro). Las fibras más largas suelen resultar más eficaces, mientras que los diámetros más reducidos incrementan el número de fibras por kg y dificultan la aplicación. La proporción habitual para no comprometer la trabajabilidad de la mezcla se sitúa entre 30 y 90 kg/m³, debiendo estar completamente embebidas en la mezcla y repartidas uniformemente.

<https://www.youtube.com/watch?v=jbTYkM2hMEg>

Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN

Como ensayos para la caracterización del mortero pueden practicarse los de tracción, compresión simple, flexión, y determinación de la energía de fracturación. Tanto en vía seca como en húmeda se incluyen en la mezcladora.

Considerando un criterio de utilización para el mortero y el hormigón proyectado, suele estimarse que 20 cm de espesor suponen 400 kg/cm² de forma aproximada. Es importante no tener en cuenta únicamente la resistencia a compresión a los 28 días, sino también los valores iniciales e intermedios, destacando por ejemplo los valores asociados a la edad de 24 horas (tope de consideración de un hormigón o mortero como joven).

Ensayo	Tiempo desde aplicación	Resistencia a compresión
PROCTOR	0 - 8 HORAS	Hasta 60 kg/mm ²
HILTI-KAINDL/MECO - Arrancamiento	8 - 24 HORAS	Hasta 120 kg/mm ²
PROBETAS	24 HORAS - 365 DÍAS	A partir de 120 kg/mm ²

Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

MEZCLA SECA

FASES

- ☛ Mezcla de cemento (normalmente Portland) y áridos, añadiendo humo de sílice al 4% en peso de cemento (15 kg/m³) para facilitar el flujo diluido y reducir rebote.
- ☛ Introducción de la mezcla en alimentador.
- ☛ Inserción de la mezcla en la manguera mediante alimentador o rotor, añadiendo entonces acelerantes (incrementa resistencia inicial y reduce rebotes).
- ☛ Transporte neumático hasta boquilla, donde se pulveriza agua a presión que se mezcla con el resto, y proyección.

MEZCLA HÚMEDA

FASES

- ☛ Mezcla homogénea de hormigón, cemento (por lo general Portland) y agua. Se añade humo de sílice al 4% en peso de cemento, añadiendo por lo general superfluidificantes, estabilizadores o retardadores, en función de los requisitos de plasticidad.
- ☛ Introducción de la mezcla húmeda en el alimentador.
- ☛ Inserción de la mezcla en manguera mediante rotor (flujo diluido) o émbolos de bombeo (flujo denso). Se añaden acelerantes: silicatos en la boquilla, aluminatos y acelerantes libres de álcalis (alternativa que reduce el pH del ambiente de trabajo derivado de la generación de aerosoles) a 5 m de ella.
- ☛ Transporte neumático o hidráulico de la mezcla a la boquilla o pistola, que mediante un distribuidor de aire se proyecta.

Tipos de sostenimiento

Hormigón y mortero proyectados (gunita)

MEZCLA SECA VS. MEZCLA HÚMEDA

Comparada con la vía húmeda, la vía seca ofrece como ventaja el mejor control del agua y la consistencia de la mezcla, las mayores longitudes admitidas de tubería o manguera de trabajo, equipos menos voluminosos y más económicos, adaptabilidad a las condiciones de obra, ofrecen una velocidad de proyección elevada (80 - 100 km/h frente a los 60 - 70 m³), pero presenta como desventajas, el mayor rebote, unos mayores requisitos de aire comprimido, la menor producción como consecuencia del tamaño de los equipos o la mayor generación de polvo. El empleo de un proceso semi-húmedo reduce la incidencia de dicho factor, y existen igualmente aditivos derivados de la celulosa que reducen el polvo, si bien incrementan los costes.



«Shotcrete wall finish». Timothy Brown.

https://www.flickr.com/photos/atelier_fliir.

<https://flic.kr/p/4zSoWX>.

<https://creativecommons.org/licenses/by/2.0/>.

Tipos de sostenimiento

Sostenimiento mediante vigas/cuadros metálicos

GENERALIDADES

Modalidad clásica de sostenimiento pasivo, de gran versatilidad por la posible aplicación a un amplio abanico de terrenos, siendo conveniente para situaciones con tendencia a colapso y cierre. Son resistentes tanto a tracción como a compresión, soportando solicitaciones importantes a flexión, y pudiendo ofrecer propiedades favorables superado el límite elástico. Ofrece resistencia apreciable. En obra civil frecuentemente se combina con hormigón encofrado in situ, ya que se requieren paredes regulares y estéticas. Como principales características se pueden destacar las siguientes:

- 🔗 **Excelentes propiedades mecánicas frente a solicitaciones de tracción/compresión.**
- 🔗 **Elevado módulo de elasticidad/ductilidad.**
- 🔗 **Facilidad de fabricación/modelado.**
- 🔗 **Mayor resistencia y estabilidad de las propiedades resistentes con el tiempo que la madera.**
- 🔗 **Homogeneidad y facilidad de control de calidad.**
- 🔗 **Recuperables y reconformables en frío para reutilización superado el límite elástico.**
- 🔗 **Entre las principales formas de aplicación destacan los cuadros (formando secciones trapezoidales, indicados en la actualidad para labores mineras) o cimbras (curvilíneos, constituyendo un sistema que podrá ser rígido o deslizante.**

Tipos de sostenimiento

Sostenimiento mediante vigas/cuadros metálicos

VARIANTES

Es posible plantear sostenimientos de **acero rígidos** o **deslizantes**. Los sostenimientos rígidos se aplican en terrenos de poca expansión y presiones relativamente reducidas, destinándose a evitar la caída de bloques. En su constitución se emplean:

- 🔧 **Vigas** (sostenimiento de techos de galerías bajas, apoyándose en postes o muros), arcos (de dos, o más segmentos curvos sin articulaciones, unidos por juntas y roblonados, constituidos por vigas laminadas de sección **I** o **H**, y arriostramiento o apuntalado si existen presiones laterales que hagan asentar o expandir el terreno. Existen variantes de de tres barras, de tres barras reforzadas o de cuatro barras).
- 🔧 **Anillos o arcos circulares** (con tres o más segmentos de **perfiles pesados I/H** unidos por bridas y pernos entre sí, son indicados para zonas de altas presiones desarrolladas alrededor de la periferia por estrechamientos o expansión de la excavación, especialmente en pisos poco resistentes o tendentes a hincharse).

Tipos de sostenimiento

Sostenimiento mediante vigas/cuadros metálicos

VARIANTES

https://www.durofelguera.com/catalogo_tedesa/prod/prod_cat/cercha-h/cercha-h.pdf

Los **sostenimientos rígidos con perfiles H** se emplean en túneles en roca como sostenimiento previo, siendo posteriormente recubierto por hormigón encofrado.

La **entibación deslizante TH** se compone de tres segmentos que deslizarán entre sí, ajustados con uniones de tornillo. Si la presión del terreno supera determinado valor, los elementos deslizan al vencerse la fuerza de rozamiento existente, modificando la curvatura, permitiendo actuar antes de que la presión del terreno se eleve en exceso y agote la entibación. Debe existir paralelismo entre los elementos, adaptación a las paredes, conveniente resistencia del conjunto, y longitud para el deslizamiento en las uniones mayor de 40 cm.

TH	H
Más cara.	Más barata.
Alta resistencia a esfuerzos transversales y longitudinales.	Tiende a la deformación lateral.
Desliza antes de deformar plásticamente.	Con soportes cedentes podría deslizar hasta cierto punto.
Fácil desmantelamiento y conformado en frío.	Deformadas difíciles de retirar/reutilizar.
Versatil y amplio rango de tamaños	
Excelente resistencia en uniones por solapamiento.	Resistencia débil en juntas.
Soporta cargas elevadas de deformación.	Con postes cedentes se podría ampliar el límite de carga.
Dificultad de ajustar acodados y otros accesorios.	Fácil de cadora y unir a otros accesorios.
Podrían llegar a presentar agarrotamiento.	Con postes cedentes pueden permitir predecir cargas.

Comparativa arcos deslizantes TH y rígidos H.

Fuente: López Jimeno, C. & López Jimeno, E. (1997): «Manual de Túneles y Obra Subterránea». Madrid: Entorno Gráfico.

Tipos de sostenimiento

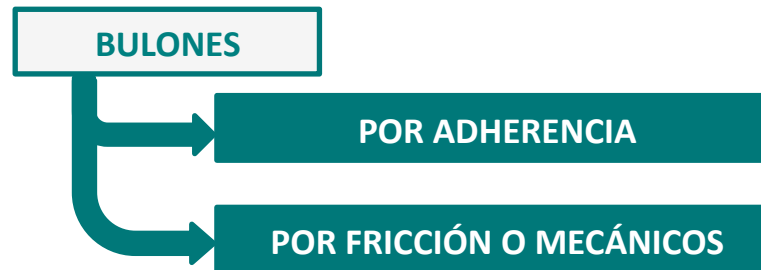
Sostenimiento mediante bulones

La técnica de aplicación de bulones consiste en coser la roca mediante una barra que incrementa la resistencia a tracción del conjunto, confinando el macizo rocoso y aprovechando las características intrínsecas de las propias rocas. Cuentan con gran aplicación tanto en interior como a cielo abierto.

https://www.youtube.com/watch?v=OAg4p_NCbd0

CLASIFICACIÓN

La primera clasificación aplicada a los bulones se ha basado tradicionalmente en el tipo de **anclaje**, pudiendo éste ser **puntual** (en un extremo, jugando en este caso un papel importante la placa de carga, debiendo por lo general proporcionar resistencias iguales a las del propio bulón), o **repartido** (a lo largo de toda la barra), si bien en la actualidad se tiende a hablar de **adherencia** y **fricción**. Los bulones anclados por adherencia ven el espacio entre la barra y las paredes del barreno relleno con resina o cemento, que una vez fraguados garantizan la adherencia buscada.



Tipos de sostenimiento

Sostenimiento mediante bulones

BULONES ANCLADOS POR ADHERENCIA

DE RESINA

Se colocan en el taladro cartuchos que contienen de forma separada la propia resina y un catalizador de fraguado. Seguidamente la introducción del bulón por rotación y avance favorecerá la mezcla de la resina y el catalizador, produciéndose el fraguado en un periodo esperable de 2 minutos, para diferencias de diámetro de perno-taladro máximas de 10 mm, consiguiendo adherencias de entre 4 y 6 MPa.

DE CEMENTO

Implica una introducción previa de los cartuchos de cemento en agua para su hidratación, la colocación de los cartuchos, y finalmente la introducción del perno por percusión. Este método resulta más seguro en terrenos de mala calidad, si en teoría bien la tensión de adherencia que se consigue es menor (0,5 - 3 MPa), con tiempos de fraguado de horas (en la práctica salvo terrenos muy malos en los que la aplicación de anclaje con resina es complicado, pueden considerarse equivalentes).

Tipos de sostenimiento

Sostenimiento mediante bulones

BULONES POR FRICCIÓN O MECÁNICOS

En casos de importante plastificación, la mayor rigidez del complejo mortero-bulón puede conllevar la rotura de éste, por lo que en tal caso resultan más adecuados los bulones por fricción o mecánicos.

DE ELEVADA PRESIÓN DE CONTACTO

Bulones de anclaje puntual por expansión de una cuña metálica que se ajustaban penetrando en el terreno (resultan baratos, si bien la fuerza axial que proporcionan no es superior a 20 t, y su uso está más restringido a minería).

DE BAJA PRESIÓN DE CONTACTO

<https://www.youtube.com/watch?v=LCWt-nA0wQk>

SPLIT SET

Tubo ranurado de 2-3 cm de espesor que se introduce por percusión en el taladro, entrando en carga de forma inmediata y permitiendo un importante deslizamiento previo a rotura, si bien presenta baja capacidad de anclaje que no sobrepasa las 11 t por bulón.

<https://www.youtube.com/watch?v=QWQ1R81WcDE>

SWELLEX

Doble tubo de chapa que se infla con agua a presión una vez se ha introducido en el terreno, adaptándose al terreno, pudiendo alcanzar en variantes avanzadas fuerzas axiales de 19 t.

<https://www.youtube.com/watch?v=dQ-jENswBkc>

Tipos de sostenimiento

Sostenimiento mediante bulones

MATERIALES DE LOS BULONES

Los bulones podrán estar constituidos por redondos corrugados, barras de resina de vidrio, o en el caso de los bulones autoperforantes, incorporar una broca perdida de perforación en un extremo, contando además con un canal central que permite inyectar agua en la perforación o incluso inyectar la lechada de cemento. En coste pueden duplicar a los redondos corrugados, por lo que se suelen restringir a terrenos que se desmoronen durante la perforación, posibilitando además colocar bulones de hasta 18 metros. La alternativa de generar anclajes mediante la introducción de cables en taladros en los que se haya inyectado lechada, tendencia bastante extendida en taludes a cielo abierto, sólo ha tenido un empleo más extendido en excavaciones subterráneas asociadas a minería, no así en obra civil.



«Beacon Hill Tunnel, Halifax». Rock bolting next to tunnel ventilation shaft eye in 1995.
Andrew Boggett.

<https://www.flickr.com/photos/andyb1963>.

<https://flic.kr/p/5NwZwh>.

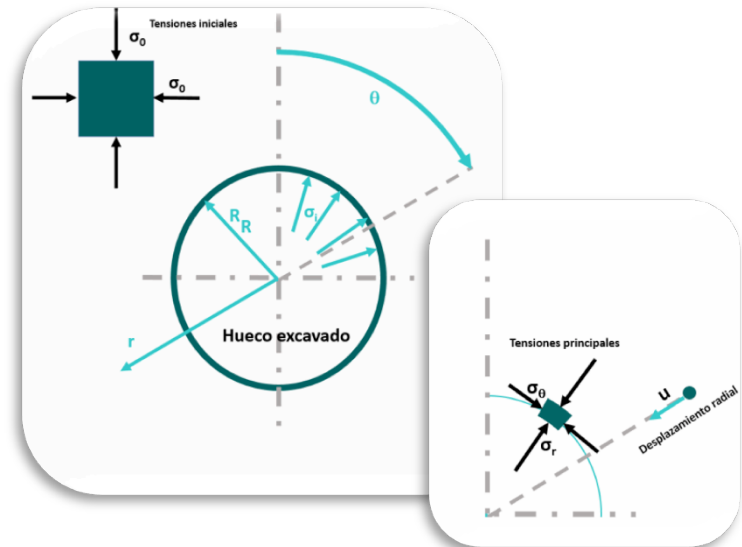
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.0/>.

Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

Inicialmente el terreno se encuentra en un estado de equilibrio, que se ve modificado como consecuencia de la descompresión del terreno debida al avance de la excavación del túnel, por lo que han de aplicarse métodos constructivos que limiten dichos fenómenos en el perímetro del túnel. La descompresión conlleva dilatación y disminución notable de las propiedades geotécnicas del terreno, requiriéndose la adopción de medidas específicas de sostenimiento.

La introducción en la actualidad de las herramientas informáticas permite desarrollar cálculos más ajustados a las condiciones geométricas/tensionales del túnel, pero es conveniente analizar modelos más simples para comprender el comportamiento del terreno como consecuencia de la generación de la excavación. Partiendo de la particularización de las fórmulas de Kirsch para un campo hidrostático ($K = 1$), en el que se aplica un sostenimiento susceptible de aplicar sobre el terreno una presión radial σ_i , se tienen las expresiones:



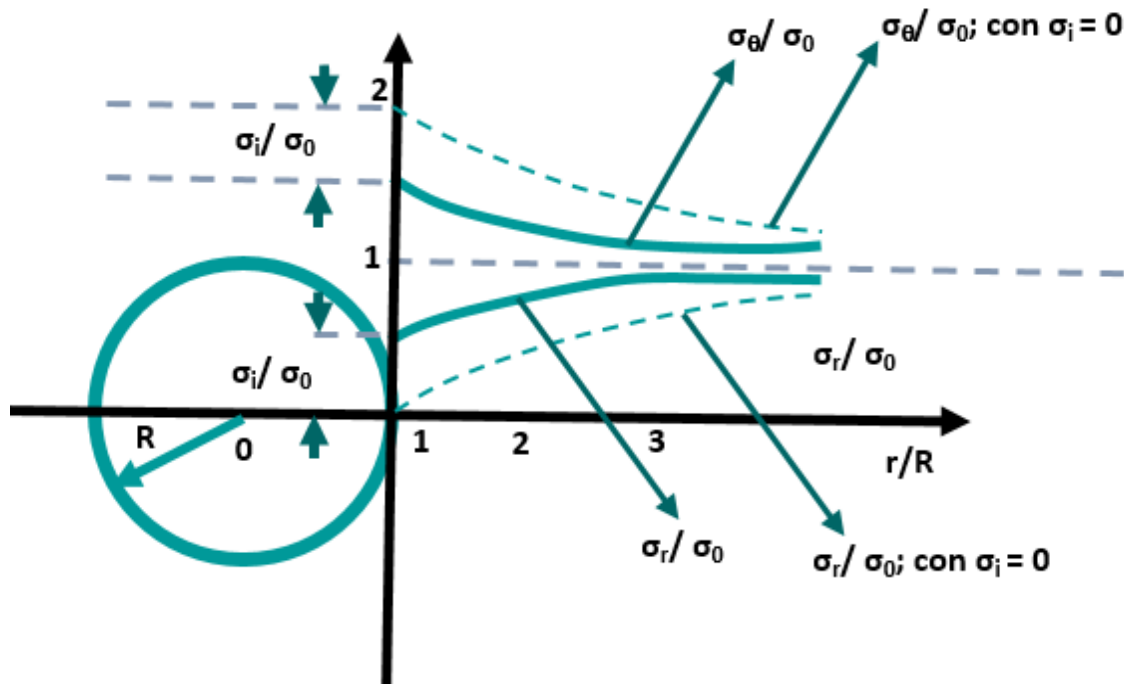
$$\sigma_r = \sigma_0 \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + \sigma_i \frac{R^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - \sigma_i \frac{R^2}{r^2}$$

$$\tau_r = 0$$

Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELÁSTICO



$$\sigma_r = \sigma_o \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + \sigma_i \frac{R^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_o \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - \sigma_i \frac{R^2}{r^2}$$

$$\tau_r = 0$$

El mayor valor de tensión circunferencial se obtiene en el perímetro de la excavación. La menor tensión radial se produce también en el perímetro de la excavación ($r = R$).

Diseño de sostenimiento

Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

El mayor valor de tensión circunferencial se obtiene en el perímetro de la excavación. La menor tensión radial se produce también en el perímetro de la excavación ($r = R$).

$$\sigma_{\theta R} = \sigma_o \left(1 + \frac{R^2}{R^2} \right) - \sigma_i \frac{R^2}{R^2} = 2 \cdot \sigma_o - \sigma_i$$

$$\sigma_r = \sigma_o \left(1 - \frac{R^2}{R^2} \right) + \sigma_i \frac{R^2}{R^2} = \sigma_i$$

Si no se aplica sostenimiento, la excavación será estable si el terreno en el perímetro de la misma soporta un estado tensional tal que:

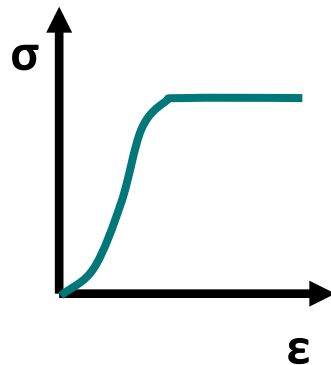
$$\sigma_{\theta} = \sigma_o \left(1 + \frac{R^2}{R^2} \right) - 0 \cdot \frac{R^2}{R^2} = 2\sigma_o$$

$$\sigma_r = \sigma_o \left(1 - \frac{R^2}{R^2} \right) + 0 \cdot \frac{R^2}{R^2} = 0$$

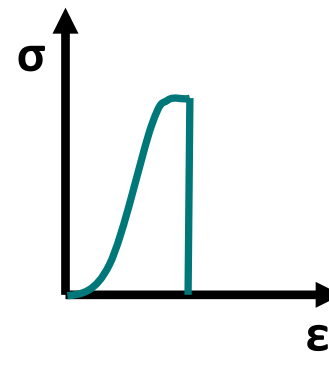
Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO

La plastificación se produce en aquellos casos en los que durante el incremento de la tensión circunferencial hasta el doble de la de campo el terreno no lo resiste elásticamente, pudiendo llegar a producirse la rotura si el fenómeno de incremento de la carga es lo suficientemente intenso. Tras producirse la rotura, pueden darse dos comportamientos fundamentales, la rotura dúctil, por lo que alcanzada la máxima tensión que el terreno puede soportar, la resistencia se pierde de forma brusca, o bien la rotura dúctil, por la que una vez alcanzada la tensión máxima ésta se mantiene hasta alcanzar un grado de deformación unitario tal que conlleva la disgregación. Para calcular la distribución de tensiones en una excavación en terreno elasto-plástico, han de definirse las condiciones en las que da comienzo la plastificación, y el comportamiento que acontezca tras la rotura (frágil, dúctil o mixto), condicionando la distribución de tensiones que se verifique tras la excavación.



COMPORTAMIENTO DÚCTIL



COMPORTAMIENTO FRÁGIL

Diseño de sostenimiento

Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO

Para el tránsito elasto-plástico se debe emplear un criterio de rotura, habiendo sido muy popular el de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}\phi$$

Con respecto a las tensiones normales, se cumple que:

$$\sigma_1 = \sigma_c + K_0 \sigma_3$$

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

$$K_0 = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

Un desplazamiento desde el perímetro de la excavación hacia el interior del terreno permitiría observar la mejora de la capacidad resistente del mismo, de tal manera que a partir una cierta distancia del centro, Radio de Plastificación, el terreno comienza a mostrar un comportamiento elástico.

Diseño de sostenimiento

Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO

ROTURA DÚCTIL

Considerando una excavación circular en terreno homogéneo plastificado, con comportamiento dúctil y estado hidrostático, el estado tensional en el dominio plástico puede darse mediante las expresiones de Fener:

$$\sigma_r = (\sigma_i + c \cdot \cotg\phi) \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^{\frac{2 \cdot \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}} - c \cdot \cotg\phi$$

$$\sigma_\theta = (\sigma_i + c \cdot \cotg\phi) \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^{\frac{2 \cdot \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}} \cdot \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} - c \cdot \cotg\phi$$

$$\tau_r = 0 \quad \text{Siendo el Radio de Plastificación:} \quad R^* = R \cdot \left[(1 - \text{sen}\phi) \frac{\sigma_0 + c \cdot \cotg\phi}{\sigma_i + c \cdot \cotg\phi} \right]^{\frac{1 - \text{sen}\phi}{2 \cdot \text{sen}\phi}}$$

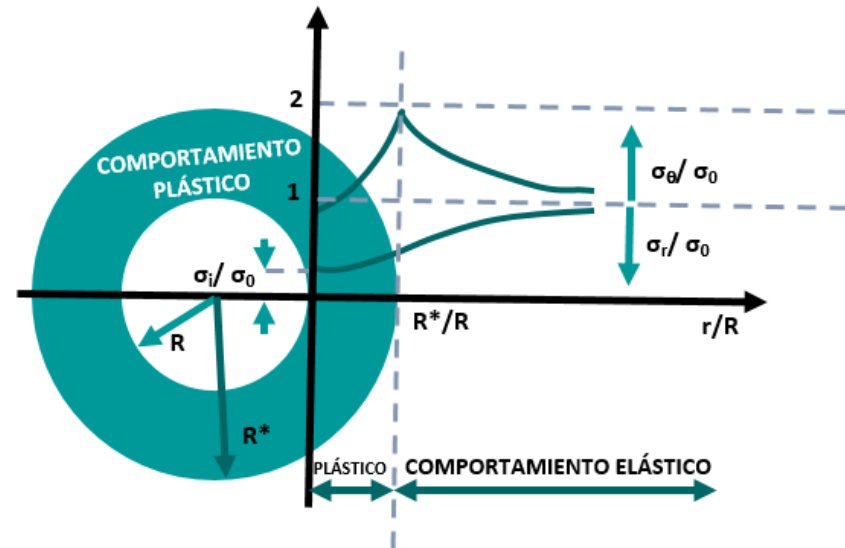
Las expresiones anteriores aplican el criterio de rotura de Mohr Coulomb, que implica que una vez plastifique el terreno, alcanzándose el estado tensional anteriormente mencionado la presión máxima alcanzada se mantendrá, mientras que el terreno seguirá deformándose indefinidamente, situación no muy común al considerar el comportamiento real del terreno, por lo que si la plastificación es intensa, el criterio de Mohr-Coulomb no resulta realista.

Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO

ROTURA DÚCTIL

El valor máximo de tensión circunferencial máximo no se localiza en el perímetro de la excavación, sino en la transición entre las zonas de comportamiento plástico y elástico (definida por el Radio de Plastificación), sin producirse discontinuidad entre los valores de tensión circunferencial al considerar la transición de comportamiento. La tensión circunferencial en el perímetro de excavación seguirá siendo principal, pero resulta inferior a la que se produce en el caso elástico: dado que el terreno no ha soportado de forma elástica el incremento de presión circunferencial, produciéndose la rotura, ha de soportar un nivel tensionar menor al que debería soportar en caso de no haber plastificado. La tensión radial coincidirá con la soportada por el sostenimiento (σ_i). Si no se coloca sostenimiento, la excavación resultará estable si el terreno soporta el estado tensional resultante.



Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO

ROTURA FRÁGIL

En aquellos terrenos cuyo comportamiento elasto-plástico sea frágil, ha de definirse bien el comportamiento posterior a la rotura. En terrenos estrictamente frágiles puede admitirse la pérdida instantánea de resistencia a compresión simple tras alcanzarse la máxima tensión admisible por parte del terreno. Considerando el criterio de Mohr-Coulomb, en los terrenos plastificados que rodean la excavación se cumplirá la siguiente relación entre las tensiones principales en el terreno plastificado:

$$\sigma^*_1 = (K_0 \cdot \sigma^*_3)$$

Aceptando dichas premisas, el radio de plastificación podrá venir definido mediante la expresión siguiente:

$$R^* = R \cdot \left[\frac{\sigma_0 \left(\frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{\operatorname{sen}\phi} \right) - c \cdot \operatorname{cotg}\phi}{\sigma_i} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{2 \cdot \operatorname{sen}\phi}}$$

La distribución de tensiones en la zona plástica puede calcularse:

$$\sigma_r = \sigma_i \cdot \left(\frac{R}{r} \right)^{-\frac{2 \cdot \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}} \quad \sigma_\theta = \left(\frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \right) \cdot \sigma_i \cdot \left(\frac{R}{r} \right)^{-\frac{2 \cdot \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}}$$

Reparto de tensiones

COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO

ROTURA FRÁGIL

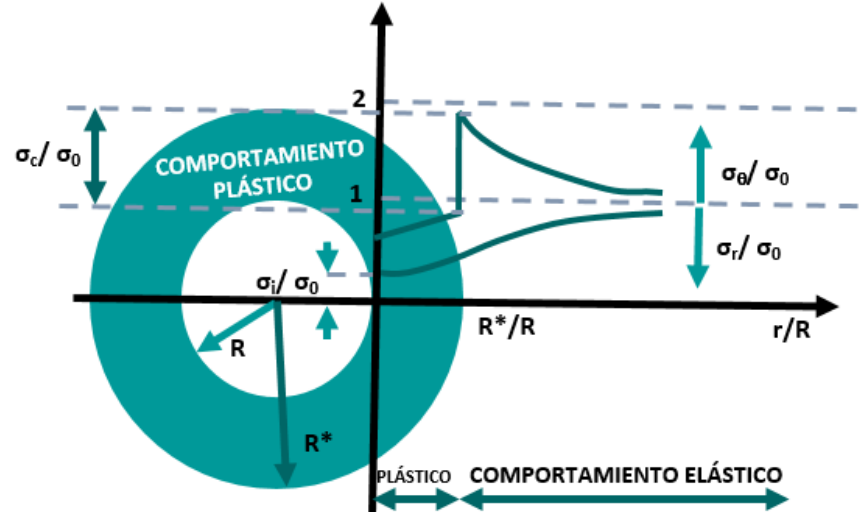
El máximo valor de la tensión circunferencial se ubica en la zona de tránsito de dominio plástico a elástico, existiendo una discontinuidad en dicha tensión coincidente en valor con la resistencia a compresión simple, guardando concordancia con el cambio en el criterio de rotura, que para la zona en la que el terreno tiene un comportamiento plastificado es:

$$\sigma_1^* = (K_0 \cdot \sigma_3^*)$$

y para el tramo elástico es:

$$\sigma_1 = \sigma_c + K_0 \sigma_3$$

En el perímetro de la excavación el valor de la tensión circunferencial resulta inferior al que existe en un terreno dúctil, debido a la pérdida de toda la resistencia a compresión simple del terreno frágil plastificado. La tensión radial coincidirá con la que soporta el sostenimiento. Si no se coloca sostenimiento, la excavación colapsará.



Diseño de sostenimiento

Influencia del frente en el grado de confinamiento

Es habitual que el sostenimiento se ubique a una cierta distancia del frente, por lo que existe una determinada longitud del túnel sin sostenimiento y por tanto sin aplicarse sobre el perímetro del mismo presión radial. En cualquier caso se observa una cierta estabilidad, que Panet relacionó con la proximidad del frente, considerando éste como un agente que ejerce un cierto confinamiento, que representa en la forma de una tensión ficticia que disminuirá conforme avance la distancia al frente, pero que actuará a favor de la propia presión ejercida por el sostenimiento. Si el sostenimiento se ubica a una distancia del frente igual a tres veces el radio, asume la práctica totalidad de la carga, ya que el efecto del frente se reduce a $0,01\sigma_0$, siendo a una distancia de una vez el radio de $0,16\sigma_0$.

$$\sigma_f = \frac{2\sigma_0}{3} e^{\frac{-x}{0,7R}}$$

Esta expresión únicamente es aplicable en excavaciones circulares en terreno elástico.

El desplazamiento

Las presiones se miden de forma indirecta a través de los desplazamientos que provocan tanto en el terreno, como en el propio sostenimiento. Para la determinación de los desplazamientos, tomando como base la teoría de la elasticidad, deben conocerse los módulos de Young y Poisson, a partir de los que pueden definirse el módulo volumétrico y el de corte.

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

En cualquier caso, la situación real es más compleja, debiendo tener otras circunstancias en cuenta: la no homogeneidad del terreno (materiales distintos, discontinuidades), comportamientos no elástico-lineales durante la ejecución, comportamientos mixtos no ajustados tras la rotura a los modelos dúctil o frágil, la influencia del agua intersticial debido a la presencia de poros (que además influyen en la memoria tensional del terreno), o posibles fenómenos diferidos en determinados materiales (fluencia/squeezing, hinchamiento/swelling o fenómenos súbitos de liberación de energía/rock burst).

Diseño de sostenimiento

El desplazamiento

INFLUENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES

Hoek distingue entre roca intacta y macizo rocoso, conforme a l concepto de escala: a mayor sea el volumen de la muestra de terreno circundante a la excavación considerado, mayor será el número de discontinuidades, tendiendo a igualar las del terreno al incrementar suficientemente el volumen de dicha muestra considerado, pudiendo extrapolar las propiedades mecánicas del terreno a la muestra. Se introduce por tanto el concepto de factor de escala (ratio entre la propiedad mecánica considerada de la muestra y la del terreno, oscilando habitualmente entre 1 y 10). Existen metodologías para evaluar el factor de escala en base a clasificaciones geomecánicas.

INFLUENCIA DE LAS HETEROGENEIDADES

Considerar soluciones analíticas cerradas en el caso de terrenos constituido por terrenos distintos resulta útil, debiendo recurrir a elementos establecidos en base a modelos finitos, que establezcan una discretización del medio a estudiar.

Diseño de sostenimiento

El desplazamiento

INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL CONFINAMIENTO

Se suele admitir que en circunstancias normales, la tensión principal mayor a la que un terreno confinado está sometido es la asociada al peso de los terrenos suprayacentes, resultando las tensiones actuantes en un plano horizontal una fracción de la tensión vertical. La excavación conlleva una pérdida de confinamiento, conllevando por lo general una reducción en la tensión radial actuante sobre el terreno ubicado en las inmediaciones de la excavación. La influencia del confinamiento puede ponerse de manifiesto al plantear ensayos de compresión triaxial, siendo determinante tanto en la resistencia de las probetas, como en la deformación unitaria (incrementando ambas al hacerlo la presión de confinamiento). Esto dificultaría establecer una adecuada explicación del comportamiento del terreno a partir del criterio lineal de Mohr Coulomb.

INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL VOLUMEN TRAS ROTURA

Tras la rotura, una muestra ensayada a compresión triaxial muestra un incremento de volumen que da comienzo con el agrietamiento de la muestra como consecuencia de la plastificación. El incremento volumétrico unitario se denomina «dilatancia». El ángulo de dilatancia está relacionado con la pendiente de la curva de dilatancia con la post-rotura. La dilatancia es por tanto importante al considerar los desplazamientos.

Diseño de sostenimiento

El desplazamiento

PARTICULARIDADES EN TERRENOS BLANDOS

En terrenos blandos (hard soils/soft rocks), la resistencia a compresión simple de la muestra de roca intacta es inferior a 10 MPa y presentan un índice de huecos superior al de las rocas convencionales. Con cargas suficientemente elevadas podrá disminuirse de forma apreciable el índice de huecos, que pueden rellenarse de agua si existe en el terreno. Teniendo en cuenta el factor de escala, dadas las débiles propiedades de la matriz y la degradación por presencia de agua, puede ocurrir que las propiedades reales del terreno sean **SUPERIORES** a las establecidas en los ensayos de laboratorio. La mejor forma de lidiar con esta situación es recurrir a la determinación de las propiedades mecánicas in situ.

Los materiales blandos de zonas sometidas a procesos erosivos importante presentan consolidación, a niveles tensionales pequeños el módulo de deformación sea mucho más elevado que el registrado a partir de un determinado nivel de tensión: con anterioridad esos terrenos han estado sometidos a una tensión vertical mucho mayor que la existente en la actualidad, de tal forma que la tensión de **sobreconsolidación** ha reajustado el volumen de huecos, por lo que **el terreno se comporta con mucha más rigidez a valores tensionales inferiores a dicha tensión de sobreconsolidación**, pudiendo como primera aproximación considerarse la existencia de dos módulos de deformación.

Los huecos del terreno blando pueden rellenarse de agua, con fenómenos distintos en procesos de carga y descarga a corto y largo plazo, por la transferencia de carga del agua (instantáneo) al terreno (con una cierta inercia): las presiones del agua suelen ser en terrenos muy blandos del mismo orden que la resistencia del terreno, por lo que puede influir mucho en la estabilidad. En terrenos blandos bajo freático deben analizarse las tensiones totales y efectivas a corto y largo plazo, además de la producida durante la transición.

Los modelos constitutivos

Los modelos constitutivos comprenden las relaciones tensionales que permiten definir las cargas a las que someter un material para lograr un comportamiento en plastificación tan realista como sea posible, obteniéndose cálculos relativos al desplazamiento de los terrenos al realizar la excavación fieles a la realidad. A mayores sean la carga y la proximidad a la plastificación, mayor es la importancia del modelo constitutivo. En terrenos elásticos, cualquier modelo puede ser adecuado, como por ejemplo el criterio de Mohr Coulomb.

El criterio de Hoek y Brown, empírico, busca explicar el comportamiento de muchos tipos de rocas, esencialmente competentes, con un amplio espectro de tensiones de confinamiento. Para ello se partió de los resultados de las investigaciones de Hoek con rocas intactas, y de un modelo de estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown: partiendo de las propiedades de la roca intacta, se aplican factores reductores a las mismas en base a las propiedades del macizo rocoso, relacionando el criterio empírico con el RMR de Bieniawski, extendiéndose su empleo rápidamente. Con posterioridad se introducirían modificaciones para obligar a la resistencia a compresión a tender a cero en macizos de calidad muy mala. Se asumió igualmente que el RMR no constituía un vehículo adecuado para relacionar las observaciones en campo con el criterio de rotura, introduciéndose el índice de resistencia geológica, GSI.

Los modelos constitutivos

<p>A partir de la litología, la estructura, y las condiciones superficiales de las discontinuidades se estima un valor promedio para el GSI. No debe tratarse de ser muy preciso: un rango 33-37 es más realista que un GSI=45. Macizos estructuralmente controlados por fallas, donde los planos estructurales débiles están presentes en una dirección desfavorable con respecto al frente de excavación, estos podrían dominar el comportamiento del macizo rocoso. Las zonas de falla son propensas a alteración por cambios de humedad que pueden producirse en presencia de agua. Cuando se trabaja en rocas de regular o baja calidad, las condiciones por el cambio de unidad cambian.</p>	CONDICIONES DE LA SUPERFICIE				
	MUY BUENAS: Superficies muy rugosas, no meteorizadas, frescas.	BUENAS: Superficies rugosas, meteorizadas, ligeramente manchadas	REGULAR: Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas	POBRES: Superficies con espejos de falla, alto grado de meteorización y rellenos compactos o de fragmentos.	MUY POBRES: Superficies con espejos de falla, alto grado de meteorización y rellenos de arcillas.
	DECRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE →				
<p>INTACTA/MASIVA: Especímenes de roca intacta o masiva in-situ, roca con discontinuidades amplias y espaciadas.</p>	DECRECE EL ENTRELAZAMIENTO O ENCLAVAMIENTO DE LOS BLOQUES				
<p>FRACTURADA: Macizo rocoso con bloques entrelazados, bloques cúbicos formados por tres intersecciones.</p>	90	80	70	N/A	N/A
<p>MUY FRACTURADA: Macizo parcialmente perturbado con bloques entrelazados y angulares, formados por cuatro o más familias</p>	60	50	40		
<p>MUY FRACTURADA: Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares formados por la intersección de varios planos de discontinuidad.</p>	30	20	10		
<p>DESINTEGRADA: Macizo rocoso ampliamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados.</p>					
<p>FOLIADA O LAMINADA: Sin bloques, debido al débil material, con presencia de planos de foliación o de cizalla.</p>	N/A	N/A			

La curva intrínseca del terreno será una parábola en el plano σ_1, σ_3 . El criterio de Hoek-Brown generalizado responde a la expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

m_b es un valor reducido de la constante del material, m_i (parámetro de la roca intacta), relacionado con la naturaleza friccionante del terreno dado por:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)^a$$

Adaptado de: Marinos, V. & Marinos, P (2007): «El índice de resistencia geológica, GSI: Aplicaciones y limitaciones». En López Jimeno, C. (Ed.): «Ingeotúneles, Vol. 12».

Los modelos constitutivos

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)^a$$

Fuente: E. Hoek, C. Carranza-Torres & B. Corkum (2002): «El criterio de rotura de Hoek-Brown». Hoek-Brown failure criterion:
<https://www.rocsience.com/assets/files/uploads/7713.pdf>.

VALORES USUALES DE MI ENSAYADOS EN PERPENDICULAR AL PLANO DE FOLIACIÓN						
TIPO DE ROCA	CLASE	GRUPO	TEXTURA			
			Grueso	Medio	Fino	Muy fino
Sedimentarias	Clásica		Gonglomerado (22)	Arenisca 19	Limonita 9	Argilita 4
	No clásica	Orgánicos	Grauvaca (18)			
			Marga (7)			
		Carbonatos	Carbón (8-21)			
			Químicos	Brecha (20)	Caliza esparítica (19)	Caliza micrita (8)
Metamórficas	No foliada		Mármol 9	Corneana (19)	Cuarcita 24	
	Ligeramente foliada		Migmatita (30)	Anfibolita 31	Milonitas (6)	
	Foliada		Gneiss 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9
Ígneas	Clara		Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
			Diorita (28)		Andesita 19	
	Oscura		Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norita (22)			
	Extrusiva piroclástica		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Tufa (15)	

Los modelos constitutivos

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Fuente: E. Hoek, C. Carranza-Torres & B. Corkum (2002): «El criterio de rotura de Hoek-Brown». Hoek-Brown failure criterion: <https://www.rocsience.com/assets/files/uploads/7713.pdf>.

S y a son constantes del macizo rocoso:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)^a \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

D depende del grado de alteración al que haya sido sometido el macizo rocoso, como consecuencia de voladuras o por la relajación de tensiones, variando de 0 en macizos rocosos inalterados a 1 en macizos muy alterados.

VALOR SUGERIDO DE D	MACIZO
D = 0	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, resultados de alteración mínima en el macizo rocoso confinado que circunda al túnel.
D = 0, D = 0,5 (sin contrabóveda)	Excavación mecánica o manual sin voladuras en terrenos rocosos de mala calidad, con alteración mínima en el macizo rocoso circundante. Si aparecen problemas de deformación en el piso en el avance, la alteración puede ser severa salvo que se coloque contrabóveda temporal.
D = 0,8	Voladura de muy mala calidad en túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 ó 3 m en el macizo rocoso circundante.

CONDICIONES DE LA SUPERFICIE	DESCRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE →				
	<p>MUY BUENAS: Superficies muy rugosas, no meteorizadas, frescas.</p> <p>BUENAS: Superficies ligeramente meteorizadas, manchadas</p> <p>REGULAR: Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas</p> <p>POBRES: Superficies con espejos de falla, alto grado de meteorización y rellenos compactos o de fragmentos.</p> <p>MUY POBRES: Superficies con espejos de falla, alto grado de meteorización y rellenos de arcillas.</p>				
DESCRECE EL ENTRELAZAMIENTO O ENCLAVAMIENTO DE LOS BLOQUES ↓	<p>INTACTA/MASIVA: Especímenes de roca intacta o masiva in-situ, roca con discontinuidades amplias y espaciadas.</p>	90	80	N/A	N/A
	<p>FRACTURADA: Macizo rocoso con bloques entrelazados, bloques cúbicos formados por tres intersecciones.</p>	70	60		
	<p>MUY FRACTURADA: Macizo parcialmente perturbado con bloques entrelazados y angulares, formados por cuatro o más familias</p>	50	40		
	<p>MUY FRACTURADA: Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares formados por la intersección de varios planos de discontinuidad.</p>	30	20		
	<p>DESINTEGRADA: Macizo rocoso ampliamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados.</p>	10			
	<p>FOLIADA O LAMINADA: Sin bloques, debido al débil material, con presencia de planos de foliación o de cizalla.</p>	N/A	N/A		

Los modelos constitutivos

Si se expresa S en base a la compresión simple de la roca intacta y la del macizo rocoso, se obtiene la expresión siguiente, valiendo como es obvio $s = 1$ si la roca está intacta:

$$S = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{c(\text{macizo rocoso})}}}$$

La resistencia a compresión uniaxial se determinará a través de la consideración de $2\sigma_3 = 0$, obteniendo:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot S^a$$

La resistencia a tracción responde a la expresión:

$$\sigma_t = -\frac{S \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

En rocas de calidad oscilante entre normal y buena, $a = 0,5$, con lo que se adopta la forma original de la expresión de Hoek-Brown:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^{0.5}$$

Los modelos constitutivos

El procedimiento de determinación de los parámetros del criterio de Hoek-Brown para macizos de calidad normal a buena ($a = 0,5$, $D = 0$), pasa por la realización de ensayos uniaxiales, traxiales y de tracción indirecta sobre probetas de rocas, ajuste del parámetro m_i conforme a la expresión:

$$m_i = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 - \sigma_{ci}}{\sigma_{ci} \cdot \sigma_3}$$

Obtenido m_i para la roca intacta, se estimarán m y s para el macizo rocoso:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)^{0,5}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)^{0,5}$$

Metodologías de diseño

El problema del sostenimiento de túneles no presenta una única solución, ya que existen tanto distintos elementos de soporte, como distintas metodologías constructivas. Es por ello que podrán variar las cargas sobre el sostenimiento, lo que hará que manteniendo los coeficientes de seguridad constantes, cambiarán los dimensionamientos de los diversos sostenimientos a emplear en función del método constructivo. De las diversas soluciones posibles debe buscarse aquella que resulte más económica y efectiva para la aplicación a la que la excavación se destine. El proceso de diseño debe entenderse por tanto como una iteración conducente a la determinación de una solución satisfactoria, tras ir comprobando la eficiencia de sucesivas soluciones intermedias propuestas, previas a la consecución de la aceptada.

Pueden plantearse tres etapas de diseño de complejidad y coste creciente: aproximación mediante métodos empíricos (en base a las clasificaciones geomecánicas), aplicación de las curvas características de la excavación y el sostenimiento, y obtención de soluciones mediante métodos numéricos.

Otra posible clasificación de los métodos para el sostenimiento de un túnel es aquella que los divide en analíticos, numéricos, empíricos y observacionales.

Metodologías de diseño

- Los **métodos analíticos** tienen como punto de partida la hipótesis de elasticidad, y suponen que el comportamiento del túnel es elástico hasta alcanzarse una determinada presión interna crítica, momento en el cual se produce la plastificación. Se acepta una correspondencia entre la presión interna y la deformación radial de la excavación, en base a la curva o línea característica. El sostenimiento seleccionado deberá ser capaz de soportar dicha presión interna. En base al conocimiento de la ley presión/deformación del sostenimiento, se puede determinar el punto de equilibrio entre ambas curvas.
- Los **métodos numéricos** discretizan el macizo en base a los métodos de elementos finitos, elementos discretos o diferencias finitas, permitiendo modelizar de forma detallada los procesos de deformación que afectarán el terreno debido a la excavación, y considerar diversos parámetros y factores que pueden intervenir en el propio proceso constructivo, favoreciendo la toma de decisiones ante el diseño de la excavación o, por ejemplo, frente un problema de inestabilidad.
- Los **métodos observacionales** se fundamenta en la medición de tensiones deformaciones producidos durante la excavación, determinando los sostenimientos con el auxilio de métodos analíticos o numéricos, constituyendo uno de los principales exponentes el Nuevo Método Austriaco.
- Los **métodos empíricos** proporcionan una determinación aproximada al sostenimiento de túneles, pudiendo ser de utilidad en macizos rocosos fracturados, y un vehículo interesante para el establecimiento de las propiedades del macizo y de los propios sostenimientos, o para la estimación de costes en anteproyecto.

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas

En la actualidad, tras cuatro décadas de aplicación de las clasificaciones geomecánicas, las recomendaciones más extendidas para el sostenimiento en túneles son las establecidas en base a la Q de Barton y al RMR de Bieniawski.

En el caso de recurrir a la Q de Barton, se debe definir el diámetro equivalente del túnel. Para ello ha de dividirse el ancho, diámetro o altura por el ESR (excavation support ratio). Una vez definido dicho parámetro, y en base al propio valor de Q, entrando en la gráfica se puede determinar el sostenimiento. Otros parámetros susceptibles de obtener en base a la Q de Barton son los recogidos seguidamente:

$$\text{Máximo vano sin sostener} = 2 \cdot \text{ESR} \cdot Q^{0,4}$$

Carga de roca sobre la clave del túnel (P_r , kp/cm²):

$$P_r = \frac{2 \cdot \sqrt{J_n}}{3 \cdot J_r \cdot \sqrt[3]{Q}}$$

con menos de tres familias de discontinuidades.

$$P_r = \frac{2}{J_r \cdot \sqrt[3]{Q}}$$

con tres o más familias de discontinuidades.

Carga de roca en los hastiales (P_h , kp/ cm²):

Para $Q > 10$ $P_h = 5Q$

Para $10 > Q > 0,1$ $P_h = 2,5Q$

Para $0,1 > Q$ $P_h = Q$

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

- 🔍 **RQD**: porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud (en su eje) sin considerar las roturas frescas del proceso de perforación con respecto a la longitud total del sondeo. Este procedimiento fue desarrollado por Deere (1963 a 1967).
- 🔍 **Jn**: parámetro para describir el número de familias de discontinuidad.
- 🔍 **Jr**: parámetro para describir la rugosidad de las juntas. *
- 🔍 **Ja**: parámetro para describir la alteración de las juntas. *
- 🔍 **Jw**: factor asociado al agua en juntas.
- 🔍 **SRF**: factor asociado al estado tensional (zonas de corte, fluencia, expansividad, tensiones «in situ»). **Stress Reduction Factor**.

% RQD	CALIDAD
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Media
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena

* Los valores de Jr y Ja se han de referir a la familia de juntas que con más probabilidad puedan permitir el inicio de la rotura.

González de Vallejo, I. et al. (2002): «Ingeniería Geológica». Madrid: Pearson Education. 744 pp.

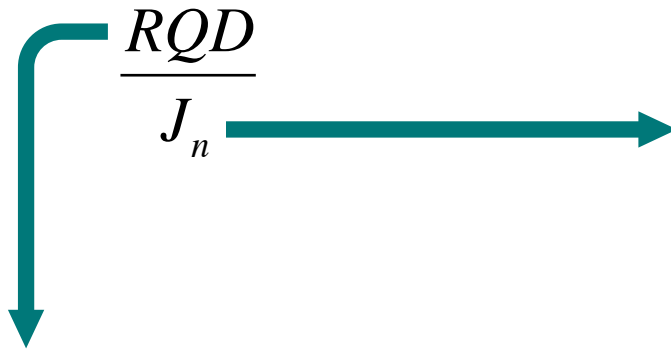
$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Representa el tamaño del bloque medio.

Combina condiciones de agua y tensión y, por tanto, puede representar una tensión activa o eficaz.

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON



1. CALIDAD DEL TESTIGO		% RQD
A	Muy mala	0 - 25
B	Mala	25 - 50
C	Media	50 - 75
D	Buena	75 - 90
E	Excelente	90 - 100
Si se tiene un valor inferior o igual al 10%, se adoptará el 10% para calcular la Q de Barton.		
Una consideración con intervalos del 5% al determinar el RQD será suficiente.		

2. ÍNDICE DE DIACLASADO		J_n
A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuras escasas.	0,5 - 1,0
B	Una familia de diaclasas.	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias.	3
D	Dos familias de diaclasas.	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias.	6
F	Tres familias de diaclasas.	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias.	12
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrores, etc.	15
J	Roca triturada, terrosa.	20
En intersecciones de túneles se utiliza la expresión $3 J_n$		
En las bocas de los túneles se emplea la expresión $2 J_n$		

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

J_r

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

3. ÍNDICE DE RUGOSIDAD DE LAS DISCONTINUIDADES		J_r
a) Contacto entre las dos caras de las discontinuidad		
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm		
A	Diaclasas discontinuas.	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares.	3
C	Diaclasas onduladas, lisas.	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas.	1,5
E	Diaclasa rugosas o irregulares.	1,5
F	Diaclasas planas, lisas.	1
G	Diaclasas perfectamente lisas.	0,5
Las descripciones se refieren a caracterizaciones a escalas pequeña e intermedia, por ese orden		
c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad.	1
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad.	1
Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, debe aumentarse J_r en una unidad.		
En caso de diaclasas planas perfectamente lisas con lineaciones orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor $J_r = 0,5$.		

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

J_a

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

4. ÍNDICE DE ALTERACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES		f_r	J_a
a) Contacto entre los planos de discontinuidad, sin minerales de relleno intermedio			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo.	–	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas.	25 - 35°	1
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Preentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25 - 30°	2
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda).	20 - 25°	3
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción (caolinita o mica). Clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	8 - 16°	4
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad entre un desplazamiento cortante inferior a 10 cm minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25 - 30°	4
G	Fuertemente sobreconsolidadas, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm).	16 - 24°	6
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm).	12 - 16°	8
J	Rellenos de arcillas expansiva (montmorillonita). Continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm. El valor de J_a depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas.	6 - 12°	8 - 12

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

J_a

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

4. ÍNDICE DE ALTERACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES		f_r	J_a
c) No se produce contacto entre los planos de discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
K, L, M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas).	6 - 24°	6, 8 ó 8 - 12
N	Zonas o bandas de arcillas liosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles.	–	5
O, P, R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas).	6 - 24°	10, 13 ó 13 - 20

Los valores expresados para los parámetros J_r y J_a se aplican a las diaclasas o discontinuidades menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por orientación de las mismas como por resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \cong \sigma_n \cdot [\text{tg}(J_r/J_a)]^{-1}$)

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

 J_w

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

5. REDUCCIÓN POR LA PRESENCIA DE AGUA		Presión de agua (kg/cm ²)	J_w
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada.	< 1	1
B	Afluencia a presión medida, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades.	1 - 2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno.	2,5 - 10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas.	2,5 - 10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo.	> 10	0,2 - 0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable.	> 10	0,1 - 0,05

Los valores de las clases C, D, E y F son estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor J_w . No se han considerado problemas especiales derivados de la formación de hielo.

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

SRF

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

6. CONDICIONES TENSIONALES DE LA ROCA		SFR
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando		
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad).	10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación ≤ 50 m).	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50 m).	2,5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad).	7,5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación ≤ 50 m).	5
F	Zonas de fractura aislada en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50 m).	2,5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (con independencia de la profundidad).	5

Se reducen los valores expresados del SFR entre un 20% y un 50% si las zonas de fractura ejercen cierta influencia pero no intersectan la excavación.

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

SRF

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

6. CONDICIONES TENSIONALES DE LA ROCA			
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas tensiones litostáticas		sq/sc	SRF
O	Presión de deformación baja.	1 a 5	5 a 10
P	Presión de deformación alta.	> 5	10 a 20
<p>Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades $H > 350Q^{1/3}$ (Singh <i>et al</i>, 1992 en González de Vallejo, L.I. , 2002). La resistencia a compresión del macizo rocoso se pueden estimar a través de la expresión $q(\text{MPa}) = 7 \cdot g \cdot Q^{1/3}$, donde g es la densidad de la roca expresada en g/cm^3. (Singh, 1993 en González de Vallejo, L.I. , 2002).</p>			
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua			SRF
R	Presión de deformación baja.		5 a 10
S	Presión de deformación alta.		10 a 15

Diseño de sostenimiento

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

TIPO DE MACIZO ROCOSO	ÍNDICE Q
Excepcionalmente malo	0,001 - 0,01
Extremadamente malo	0,01 - 0,1
Muy malo	0,1 - 1
Malo	1 - 4
Medio	4 - 10
Bueno	10 - 40
Muy bueno	40 - 100
Extremadamente bueno	100 - 400
Excepcionalmente bueno	400 - 1000

Diseño de sostenimiento

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

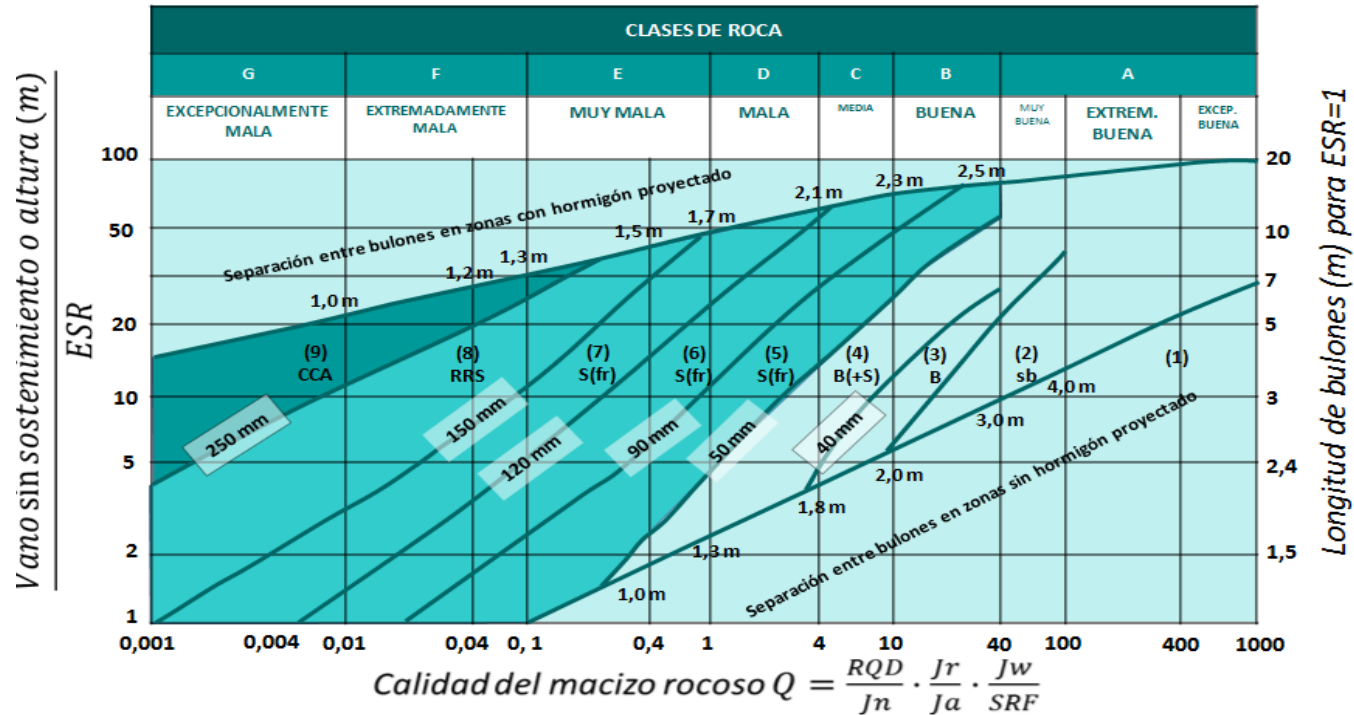
CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON

	TIPO DE EXCAVACIÓN	ESR
A	Labores mineras con carácter temporal, etc.	2 - 5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,6 - 2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y ferrocarril, túneles de acceso.	1,2 - 1,3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0,9 - 1,1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0,5 - 0,8

Diseño de sostenimiento

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (Q de Barton)

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE A LA Q DE BARTON



- 1.- Sin sostenimiento.
- 2.- Bulonado puntual, sb.
- 3.- Bulonado sistemático, B.
- 4.- Bulonado sistemático con hormigón proyectado, 40-100 mm, B+S.
- 5.- Hormigón proyectado con fibras, 50-90 mm y bulonado, S(fr)+B.
- 6.- Hormigón proyectado con fibras, 90-120 mm y bulonado, S(fr)+B.
- 7.- Hormigón proyectado con fibras, 120-150 mm y bulonado, S(fr)+B.
- 8.- Hormigón proyectado con fibras, >150 mm con bulonado y arcos armados reforzado con hormigón proyectado, S(fr)+RRS+B.
- 9.- Revestimiento de hormigón, CCA.

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (RMR)

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE AL RMR

1	Resistencia de la roca sana	Ensayo de carga puntual (Mpa)	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	En valores bajos, ensayos a compresión simple (MPa)		
		Compresión simple (MPa)	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1
	Valoración	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD (%)	100 - 90	90 - 75	75 - 50	50 - 25	< 25			
	Valoración	20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas (m)	> 2	2 - 0,6	0,6 - 0,2	0,2 - 0,06	< 0,06			
	Valoración	20	15	10	8	5			

Diseño de sostenimiento

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (RMR)

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE AL RMR

4	Estado de las discontinuidades	Longitud	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
		Puntuación	6	4	2	1	0
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 – 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
		Puntuación	6	5	3	1	0
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave
		Puntuación	6	5	3	1	0
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm
		Puntuación	6	4	2	2	0
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
		Puntuación	6	5	3	1	0

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (RMR)

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE AL RMR

5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel (l/min)	Nulo	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125
		Ratio Presión de agua / Tensión principal mayor	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo
	Valoración	15	10	7	4	0	

INFLUENCIA DE LA ORIENTACIÓN DE LAS DIACLASAS

Dirección y Buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Tipología de obra	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Dirección de las diaclasas perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0° - 20° cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buzamiento 45 - 90	Buzamiento 20 - 45	Buzamiento 45 - 90	Buzamiento 20 - 45	Buzamiento 45 - 90	Buzamiento 20 - 45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

Diseño de sostenimiento

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (RMR)

CRITERIO DE PUNTUACIÓN EN BASE AL RMR

RMR	Clase	Calidad	Cohesión (Mpa)	Ángulo de rozamiento (°)
81-100	I	Muy buena	> 0,4	> 45
61-80	II	Buena	0,3 - 0,4	35 - 45
41-60	III	Media	0,2 - 0,3	25 - 35
21-40	IV	Mala	0,1 - 0,2	15 - 25
0-20	V	Muy mala	< 0,1	< 15

Diseño de sostenimiento

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (RMR)

RECOMENDACIONES EN BASE AL RMR DE BIENIAWSKI

CLASE RMR	EXCAVACIÓN	SOSTENIMIENTO		
		Bulones	Gunita	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No	No
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1,5 m.	Bulonado local en clave, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente mallazo.	5 cm en clave para impermeabilización.	No
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5 – 3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en clave y hastiales. Mallazo en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1,5 – 3 m. Sostenimiento inmediato. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m cuando sean requeridas
V ≤20	Fases múltiples. Avances de 0,5-1m. Gunitar inmediatamente el frente después de cada avance	Bulonado sistemático con 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo. Bulonado en solera.	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata tras cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máxima tensión vertical 250 kp/cm².

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (RMR)

RECOMENDACIONES EN BASE AL RMR DE ROMANA

- Las unidades para el bulonado son: L, longitud en metros (m); densidad de bulones por m² (b/m²) y s, espaciamiento en metros (m).
- La unidad para e, espesor mínimo de hormigón proyectado, cm. No se ha tenido en cuenta la sobreexcavación.
- El número de capas de hormigón proyectado incluye la de sellado.
- La unidad para S, separación entre cerchas, es el metro (m).
- Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente.
- Las líneas discontinuas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces.

RMR	CLASE	BULONADO			HORMIGÓN PROYECTADO			ARMADURA		CERCHAS		MÉTODOS ESPECIALES
		L(m)	b/m ²	S'(m)	e(cm)	CAPAS	SELLADO	MALLAZO	FIBRAS	TIPO	S'(m)	
100	Ia	-	-	-	-	-	-					
90	Ib	2/3	0.10	Ocasional	2	Ocasional	No	SENCILLO OCASIONAL			No	
80	IIa	3	0.10/0.25	Ocasional	5	1	Ocasional					No
70	IIb	3	0.25/0.44	2x2/1.5x1.5	6-10	½	Sí	SENCILLO OCASIONAL	FIBRAS	TH-21 TH-29 HER	No	
60	IIa	¾	0.44/0.66	1.5x1.5/1x1.5	8-15	2/3	Sí				Ocasional	
50	IIIb	4	0.66/1	1x1.5/1x1	12-20	2/3	Sí	DOBLE SENCILLO OCASIONAL			1.5	
40	IVa	4/4.5	0.80/1	1x1.25/1x1	16-24	3	Sí					1
30	IVb	4.5/5	1	1x1	20-30	3	Sí	DOBLE SENCILLO OCASIONAL			0.75/1	
20	Va	-	-	-	30-40	3/4	Sí					0.5/0.75
10	Vb	SISTEMAS ESPECIALES										BERNOLD PARAGUAS
0		SISTEMAS ESPECIALES										

Diseño de sostenimiento

Diseño en base a las clasificaciones geomecánicas (RMR)

RECOMENDACIONES EN BASE AL RMR DE ROMANA EN EMBOQUILLES

CLASIFICACIÓN		EXCAVACIÓN		TRATAMIENTO DEL TALUD FRONTAL				
RMR	CLASE	PARTICIÓN DEL EMBOQUILLE	PARAGUAS	BULONES			HORMIGÓN PROYECTADO e(cm)	RED/MALLA
				L(m)	b/m2	s(m)		
100		SECCIÓN COMPLETA						
90	Ia		Opcional	No	No	No	No	Opcional
80	Ib		Opcional	3/4	<0.10	Ocasional	No	Sí
70	IIa		Ligero	3/4	0.11	3x3	No	Sí
60	IIb		Ligero o medio	3/4	0.25	2x2	Ocasional	Sí
50	IIIa		Medio	4	0.44	1.5x1.5	Ocasional	Sí
40	IIIb		Medio	4/5	0.70	1.2x1.2	Ocasional	Sí
30	IVa		Medio	5/6	1.00	1x1	0.10-0.15	No
20	IVb		Pesado	6	1.50	0.8x0.8	0.15-0.20	Mallazo opcional
10	Va		Pesado	No	No	No	0.20-0.25	Mallazo simple
0	Vb	Pesado	No	No	No	0.25-0.30	Mallazo simple o doble	

CALOTA Y DESTROZA
 GALERÍAS MÚLTIPLES
 CONTRABÓVEDA

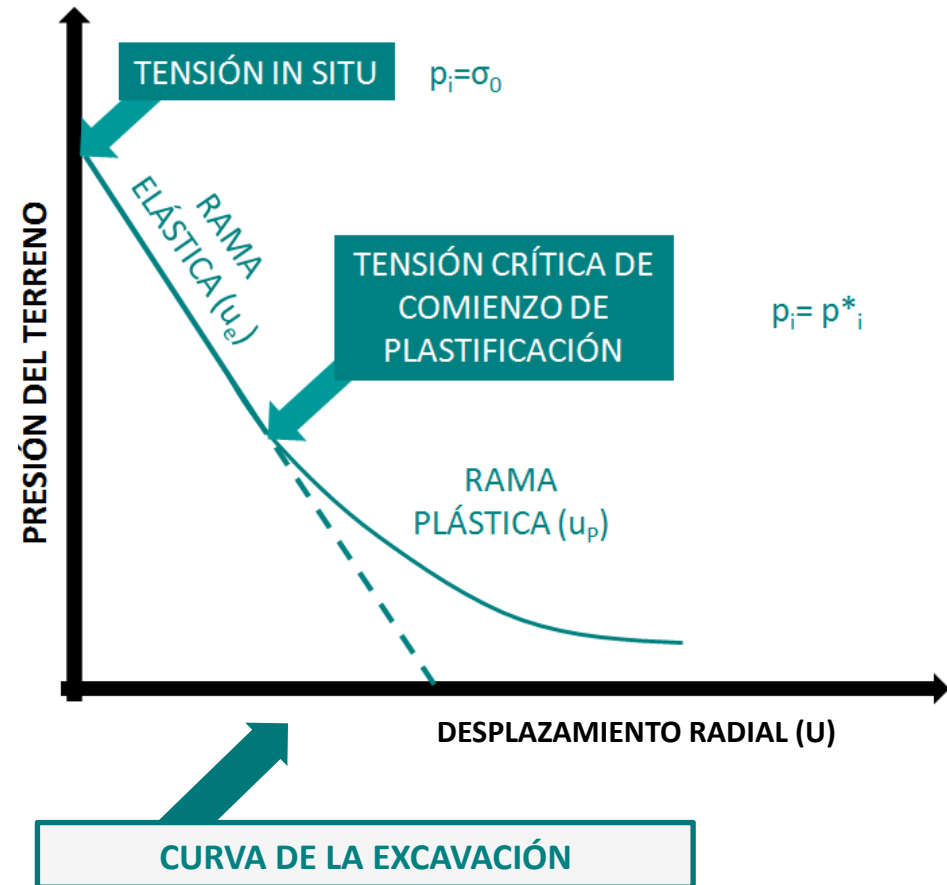
Fuente: Romana, M. (2000): «Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas».
http://www.stmr.es/recursos/downloads/STMR_Art_NuevasRecomendaciones.pdf.

Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

Panet (1985) desarrolló el método de Convergencia-Confinamiento, o de las curvas o líneas características, que da respuesta a algunas de las limitaciones de la aproximación a través de las Clasificaciones Geomecánicas. Su determinación puede realizarse mediante soluciones analíticas o cálculo numérico.

Las soluciones analíticas se popularizan en la década de los 70, asumiendo geometrías circulares (de radio R), estado tensional natural hidrostáticos.

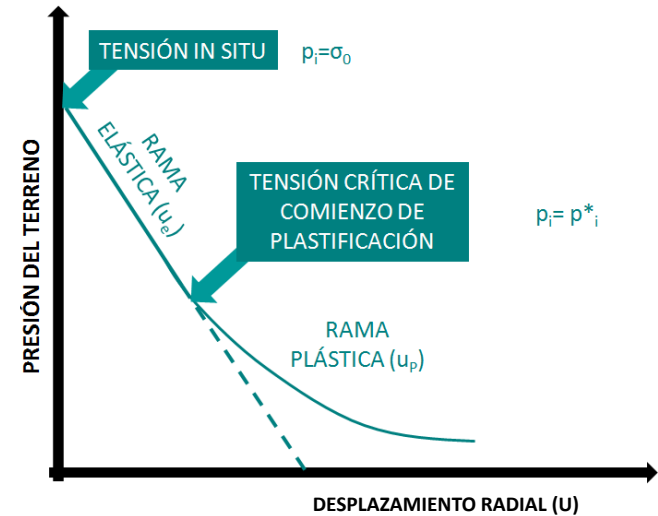
Las soluciones numéricas se basan en la determinación del desplazamiento del perímetro una vez alcanzado el equilibrio, tras aplicar una presión radial, debiendo desarrollar un modelo de elementos finitos del terreno circundante a la excavación, determinando la situación tensodeformacional para varias tensiones radiales aplicadas.



Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

La **curva característica del terreno** se define como la representación de la presión radial aplicada en el perímetro de la excavación y el desplazamiento radial del perímetro al estabilizarse de la excavación (la convergencia total será el doble del desplazamiento radial).

Se asume la excavación circular, de radio R ; estado natural del terreno hidrostático, definido por σ_0 . Se adopta el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, ajustado por tramos al de Hoek-Brown, con comportamiento dúctil.



Tramo elástico

$$u_e = \frac{R(1 + \nu)}{E} \cdot (\sigma_0 - \sigma_i)$$

Tramo plástico

$$u_p = \frac{R(1 + \nu)}{E} \cdot (2 \cdot (1 - \nu)(\sigma_0 - \sigma_{iCR}) \cdot \left(\frac{R^*}{R}\right)^2 - (1 - 2\nu) \cdot (\sigma_0 - \sigma_i))$$

E : Módulo de Young del terreno, ν : coeficiente de Poisson del terreno, σ_i : presión interna radial ejercida en la excavación, R : Radio de la excavación, R^* : Radio de plastificación, σ_{iCR} : Presión interna crítica (tránsito elasto-plástico).

Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

Tramo elástico

$$u_e = \frac{R(1 + \nu)}{E} \cdot (\sigma_0 - \sigma_i)$$

Tramo plástico

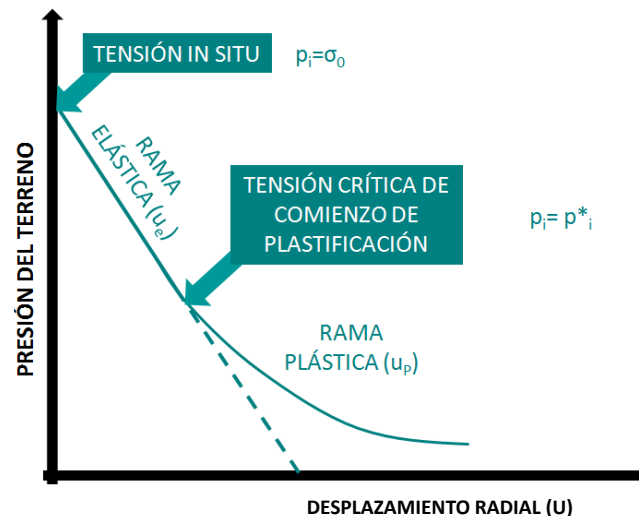
$$u_p = \frac{R(1 + \nu)}{E} \cdot (2 \cdot (1 - \nu)(\sigma_0 - \sigma_{iCR}) \cdot \left(\frac{R^*}{R}\right)^2 - (1 - 2\nu) \cdot (\sigma_0 - \sigma_i))$$

σ_{iCR}

$$\sigma_{iCR} = \frac{2 \cdot \sigma_0 - \sigma_{CM}}{1 + K_0}$$

R^*

$$R^* = R \cdot \left[\frac{2 \cdot (\sigma_0(K_0 - 1) + \sigma_{CM})}{(K_0 + 1)[(K_0 - 1)\sigma_i + \sigma_{CM}]} \right]^{\frac{1}{(K_0 - 1)}}$$

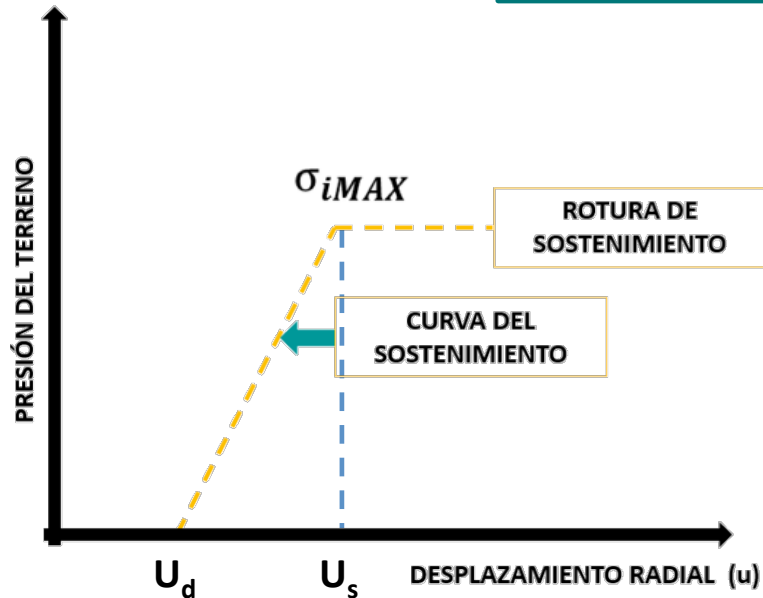


E: Módulo de Young del terreno, ν : coeficiente de Poisson del terreno, σ_i : presión interna radial ejercida en la excavación, R: Radio de la excavación, R^* : Radio de plastificación (distancia con respecto al centro de la excavación a la que el terreno se comporta de forma plástica), σ_{iCR} : Presión interna crítica (tránsito elasto-plástico).

Diseño de sostenimiento

Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

RIGIDEZ DEL SOSTENIMIENTO (K_s):
Pendiente de la curva característica.

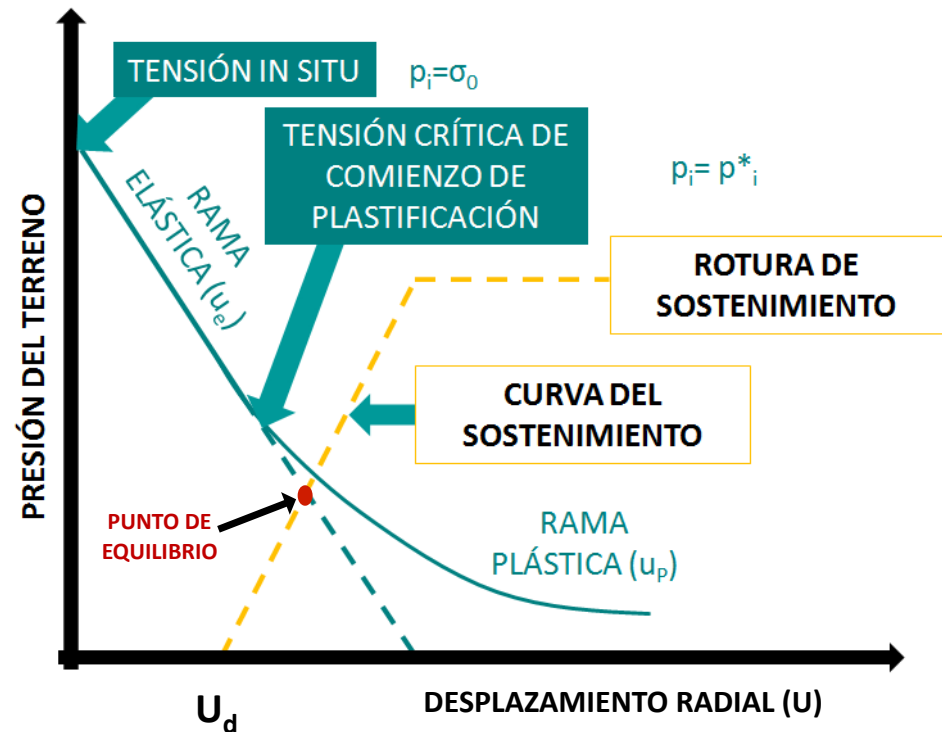


$$K_s = \frac{\sigma_{iMAX}}{U_s}$$

- ☪ U_d : desplazamiento radial de la excavación al colocar el sostenimiento.
- ☪ σ_{iMAX} : tensión máxima del sostenimiento.
- ☪ U_s : desplazamiento máximo que puede admitir.

Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

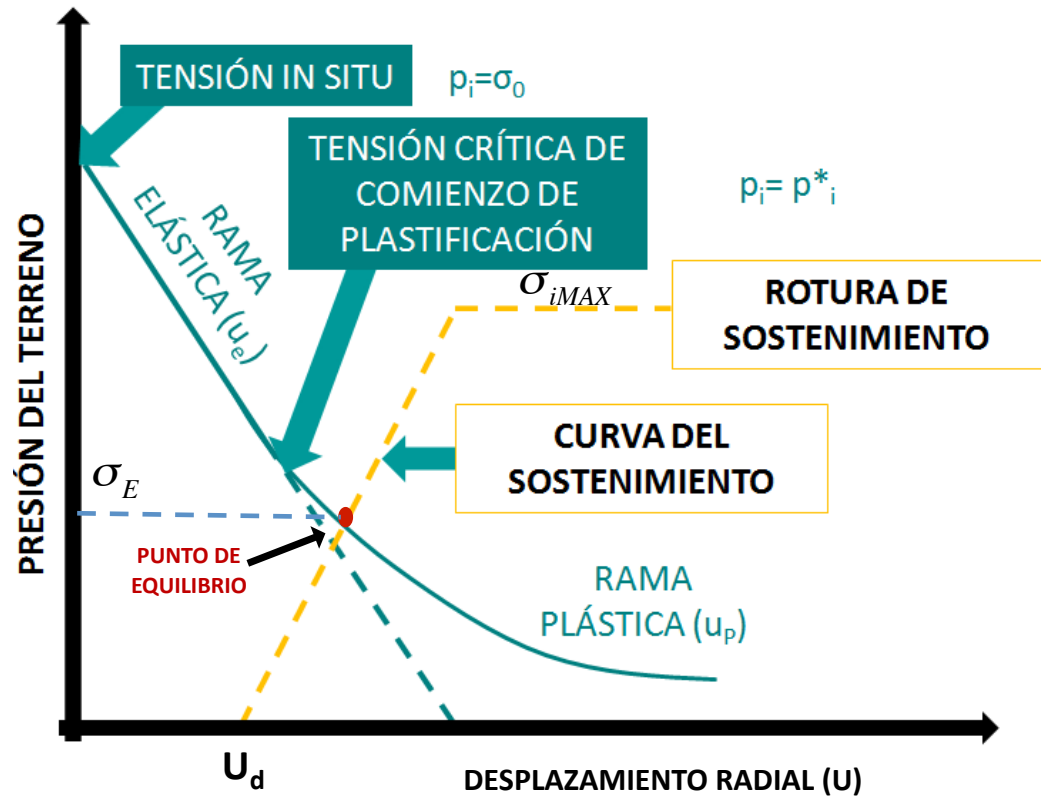
El desplazamiento U_d hace alusión al existente a distancia con respecto al frente de excavación a la que se coloca el sostenimiento considerado, y de forma indirecta, a la deformación que se ha producido con anterioridad a la colocación del mismo. Conforme avance la excavación, a través de la auscultación debe controlarse la convergencia del túnel (reducción de la sección como consecuencia de la deformación), debiendo representar los desplazamientos en función del tiempo, y determinando si se tiende a alcanzar un equilibrio (asíntota). En el momento más adecuado habrá de colocarse el sostenimiento, cuyo comportamiento se conoce con anterioridad, de tal modo que se conozcan las máximas deformaciones esperables. En caso de comportamiento anómalo, deberá colocarse el sostenimiento secundario lo antes posible.



Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

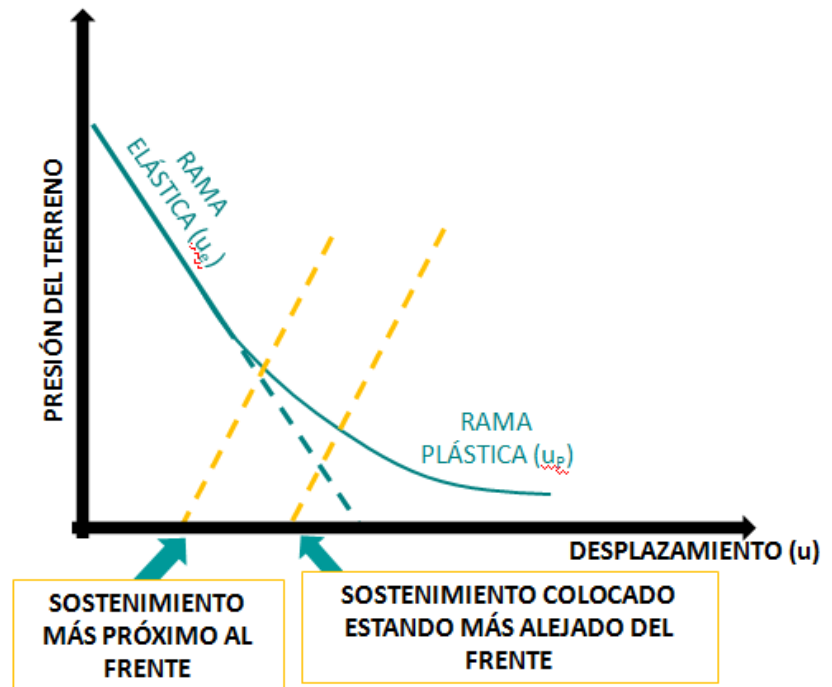
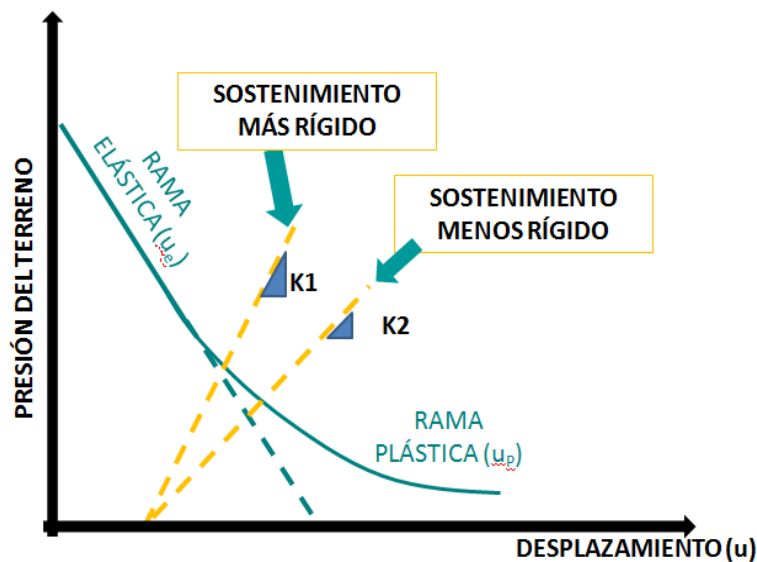
La superposición de ambas curvas proporciona el punto de equilibrio, y a partir del mismo se puede conocer el coeficiente de seguridad del sostenimiento.

$$FS = \frac{\sigma_{iMAX}}{\sigma_E}$$



Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

Sostenimientos más rígidos implican un mayor coste económico, por lo que resulta importante hacer una adecuada selección del mismo y de la distancia de colocación (o tiempo), con respecto al frente.



Diseño de sostenimiento

Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

SOSTENIMIENTO DE GUNITA

La rigidez de un revestimiento de hormigón proyectado de espesor t colocado en un túnel de radio R puede expresarse:

$$K_{gunita} = \frac{E_h}{1 + \nu_h} \cdot \frac{[R^2 - (R - t)^2]}{[(1 - 2 \cdot \nu_h) \cdot R^2 + (R - t)^2]} \cdot \frac{1}{R}$$

Siendo ν_h y E_h los módulos de Poisson y elástico del hormigón. La presión máxima en el extradós que podrá asumir el sostenimiento de gunita, siendo σ_h la resistencia a compresión simple del hormigón. Será:

$$p_{gunitaMAX} = \frac{2\sigma_h}{2} \cdot \frac{[R^2 - (R - t)^2]}{(R)^2}$$

La deformación máxima del sostenimiento de gunita, en base a la deformación de rotura del hormigón $\epsilon_{rot,h}$ (Orestes, 2003):

$$u_{gunitaMAX} = u_{el,gunita} + \epsilon_{rot,h} \cdot (R - t) - \frac{2(1 - \nu_h) \cdot R \cdot (R - t)}{[(R - t)^2 + (1 - 2\nu_h) \cdot R^2]} \cdot \frac{p_{gunitaMAX}}{K_{gunita}}$$

Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

SOSTENIMIENTO DE CUADROS METÁLICOS

La rigidez del sostenimiento con cuadros metálicos acuñaos con cuñas de madera puede determinarse mediante la expresión simplificada:

$$k \sim \frac{1}{\frac{S \cdot \left(R - t_b - \frac{x}{2}\right)^2}{E_{acero} \cdot A_{cuadro}} + \frac{2S\theta t_b}{E_{mad} \cdot w_b^2} \cdot R}$$

Siendo K la rigidez del sistema de sostenimiento (en unidades de fuerza/longitud); E_{ac} el módulo elástico del acero, E_{mad} el de la madera, R el radio del túnel, S el espaciado en la dirección de avance de los cuadros, A_{cuadro} la sección del perfil del cuadro empleado, x su altura, 2θ la distancia angular entre cuñas de madera (cuyas dimensiones en anchura serán w_b en la dirección de la circunferencia y t_b en la dirección radial). Si no se cuenta con las cuñas de madera, k de los cuadros quedará:

$$k = \frac{E_{acero} \cdot A_{cuadro}}{S \cdot \left(R - \frac{x}{2}\right)^2}$$

La presión máxima asumible por los cuadros será, siendo $\sigma_{ac,elias}$ el límite elástico del acero:

$$p_{cuadrosMAX} \sim \frac{\sigma_{ac,elias} \cdot A_{cuadro}}{S \cdot \left(R - \frac{x}{2}\right)}$$

La deformación máxima asumible por los cuadros, en base a la deformación de rotura del acero ($\varepsilon_{rot,acero}$) (Orestes, 2003) es:

$$u_{cuadrosMAX} = u_{el,gumita} + \varepsilon_{rot,acero} \cdot \left(R - \frac{x}{2}\right)$$

Diseño de sostenimiento

Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

SOSTENIMIENTO DE BULONES

Las siguientes expresiones pueden aplicarse a pernos anclados mecánicamente o con resina, dependiendo de las características del propio anclaje, la placa y el perno. El desplazamiento debido a la deformación elástica del perno será:

$$u_{eb} = \frac{4lT_b}{\pi \cdot d_b \cdot e_b}$$

Siendo l la longitud no anclada del perno d_b su diámetro, T_b la carga a la que está sometido y E_b el módulo elástico del material del perno. Al desplazamiento elástico ha de sumarse u_{ab} , relativa a las características del anclaje y el enlace existente entre éste y el propio terreno:

$$u_{ab} = Q \cdot T_b = \frac{[u_2 - u_{2,eb} - u_1 + u_{1,eb}] \cdot T_b}{[T_2 - T_1]}$$

Dependiente de los parámetros obtenidos a partir del ensayo de arranque de pernos.

La rigidez del sostenimiento mediante bulones con anclaje mecánico o químico puede expresarse:

$$k = \frac{E_{acero} \cdot A_{cuadro}}{S_c \cdot S_i \cdot \left(\frac{4l}{\pi \cdot d_b^2 \cdot e_b} + Q \right)}$$

Diseño de sostenimiento

Curvas de la excavación y del sostenimiento: métodos analíticos

SOSTENIMIENTO DE BULONES

La presión máxima de sostenimiento que puede generar un sistema de bulonado, por la deformación del macizo, viene dada por la expresión siguiente, siendo T_{bf} la resistencia final del perno obtenida mediante ensayo de arranque:

$$p_{max,b} = \frac{T_{bf}}{S_c \cdot S_i}$$

El colapso del sistema mediante bulones tiene lugar cuando se alcanza la deformación de rotura del acero o del material del perno (Orestes, 2003):

$$u_{bMAX} = u_{el,b} \cdot \varepsilon_{rot,material}$$

Los sostenimientos conjugados que se comportan como un sistema elástico presentan una rigidez de conjunto que puede estimarse como la suma de rigideces individuales. Conforme aumenta la deformación, se puede alcanzar el límite elástico de alguno de los materiales del sostenimiento, cesando la contribución. Se puede asumir que el colapso o rotura del sistema coincide con el elemento más débil en términos de deformación. Este valor de deformación máxima total marcará el final de la línea de reacción del sostenimiento.