



**UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID
FACULTAD DE CIENCIAS GEOLÓGICAS**

**EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS
MASTER DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**

**TEMA III
COMPORTAMIENTOS SINGULARES
EFECTO TENSIÓN GEOSTÁTICA**

Versión 2015

**Francisco J. Castanedo Navarro
Ingeniero de Caminos
UCM**

TEMA III

COMPORTAMIENTOS SINGULARES. EFECTO TENSIÓN GEOSTÁTICA.

INDICE

1.- INTRODUCCIÓN.....	2
2.- INCIDENCIAS EN TÚNELES.....	4
2.1. Squeezing y Rock bursting.....	8
2.1.1.- Criterios de valoración del riesgo de squeezing.....	13
2.1.2.- Criterios de valoración del riesgo de rock -bursting.....	22
3. CRITERIOS INTEGRADOS DE COMPROBACIÓN	34
3.1.- Criterio de Goricki, Shubert, Hoek, Marinos et al	35
3.2.- Criterio de Russo.....	39
3.3.- Aplicación de los criterios de comprobación.....	43

TEMA III

COMPORTAMIENTOS SINGULARES. EFECTO TENSIÓN GEOSTÁTICA.

1.- INTRODUCCIÓN

Las clasificaciones geomecánicas consideran las necesidades de soporte para contener las roturas por esfuerzos de cortantes aprovechando las superficies de debilidad que constituyen las juntas.

Únicamente, la última versión de la clasificación de Barton y Grimstad considera la carga geostática, y por tanto el aumento de necesidades de soporte por efectos de rotura o fluencias por esfuerzos de compresión, aunque el procedimiento sea muy grosero y discutible ya que sigue manteniendo la misma recomendación de longitud de bulones, dependientes solo del ancho de la sección.

En los cálculos por E.F según métodos racionales se considera el terreno elástico con criterio de rotura de Hoek y Brown o Mohr-Coulomb, que corresponde a la rama de rotura por cortante.

En los túneles profundos (coberteras mayores de 200m), el efecto de la tensión geostática de compresión puede provocar en macizos de menor resistencia, comportamientos en rotura y deformacionales diferentes, que es lo que se denomina como comportamientos singulares.

En los últimos criterios para la previsión del comportamiento del túnel, se propone gráficos con la integración del efecto de la tensión geostática, aunque no se cuenta con aplicación de los mismos en suficiente número de casos para que puedan considerarse utilizables con viabilidad (“versión beta”)

2.- INCIDENCIAS EN TÚNELES

La definición del comportamiento y necesidades de sostenimiento de un túnel obtenidos, por ejemplo, a partir de las clasificaciones geomecánicas analizan según el grado de fracturación el riesgo de colapso parcial (campana) o total de la sección excavada, según el esquema de la figura 2.1.

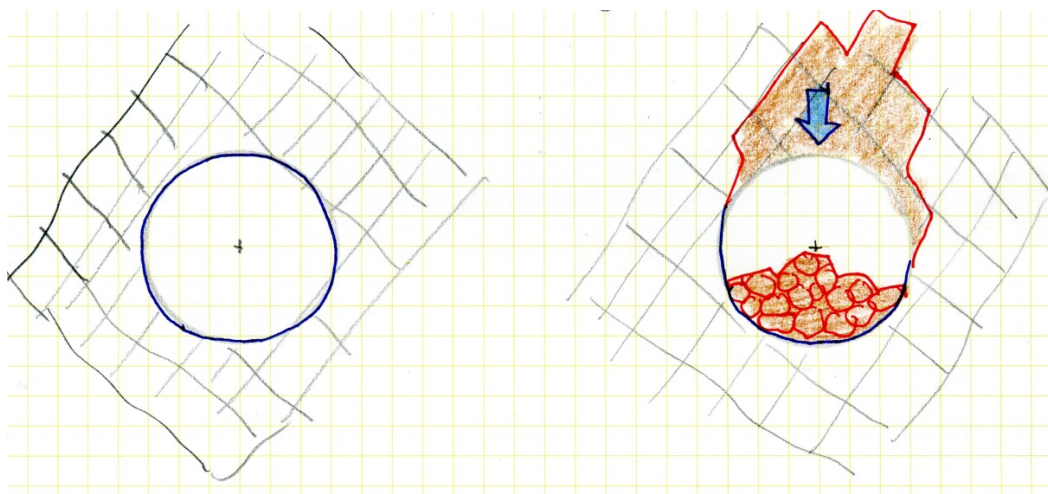


Figura 2.1.- Colapso cavidad según fracturación

La rotura considerada y respecto a la cual se dimensiona el sostenimiento sería por tanto:

- Debido a los esfuerzos cortantes
- Según las superficies de las juntas
- La acción del agua sería reblandecer el contacto en las juntas y dar presión a los bloques que se desprenderían en el colapso.

Estos criterios serían suficientes para túneles someros en roca, en que la carga geostática es inferior a la resistencia a compresión del macizo y muy inferior a la resistencia a compresión de la roca intacta.

Sin embargo, en el caso de túneles profundos o de roca muy débil, la tensión geostática puede superar la resistencia a compresión del macizo o incluso de la roca intacta, y en ese caso aparecen las incidencias singulares, ya reseñadas por Terzaghi, y que serían:

- **Squeezing**, o elevado cierre de la sección por sobretensión del contorno. Un ejemplo de squeezing puede verse en la foto 2.1, correspondiente a un túnel del L.A.V en Galicia



Foto 2.1.- Vista grietas sostenimiento por squeezing al paso de falla (Maximal closure del 8%)

- **Rock-bursting**, estallido de la roca del contorno de la excavación al presentar un comportamiento frágil (strainsoftening) y estar sobretensionada. En la foto 2.2 tomada del libro de Hoek puede verse un hundimiento en galería de mina por el efecto del Rock-Bursting



Foto 2.2.- Rotura galería minera por Rock-bursting

- **Ravelling**, que es el desmenuzamiento del terreno por falta de cohesión y su caída a la cavidad excavada del material del contorno de la excavación. En general, solo obliga a disminuir el pase o en el peor de los casos a la colocación de empquetado o paraguas. En la foto 2.3 puede verse una foto de Ravelling tomada de la última publicación de Hoek



Foto 2.3.- Ejemplo de lajeo por Ravelling

- **Flooding**, que sería la incidencia de mayor gravedad, y consiste en la invasión súbita del túnel a partir del frente de un flujo de barro o de derrubios, debido a la presencia de presión de agua y baja resistencia del macizo.
- **Swelling** o hinchamiento, que debe considerarse sobre todo en el dimensionado de la contrabóveda, y que es debido a la expansividad de los minerales arcillosos, anhidritas o piritas que se incluyen en el macizo. Es un riesgo fácilmente acotable mediante la realización de ensayos de expansividad en roca, con o sin estudio mineralógico previo para detectar arcillas expansivas.

2.1. Squeezing y Rock bursting

Cuando las cargas geostáticas actuantes son muy elevadas respecto a la resistencia a la compresión no confinada del macizo rocoso, dependiendo de su curva tensodeformacional de rotura se produce squeezing o rock-bursting.

La justificación de este fenómeno es fácilmente entendible, incluso recurriendo al concepto de círculo de Mohr por su carácter didáctico.

De acuerdo con la solución elástica para la realización de una cavidad circular en un cuerpo bidimensional elástico en deformación plana, la distribución de los valores de la tensión principal mayor sería la que se representa en la figura 2.2

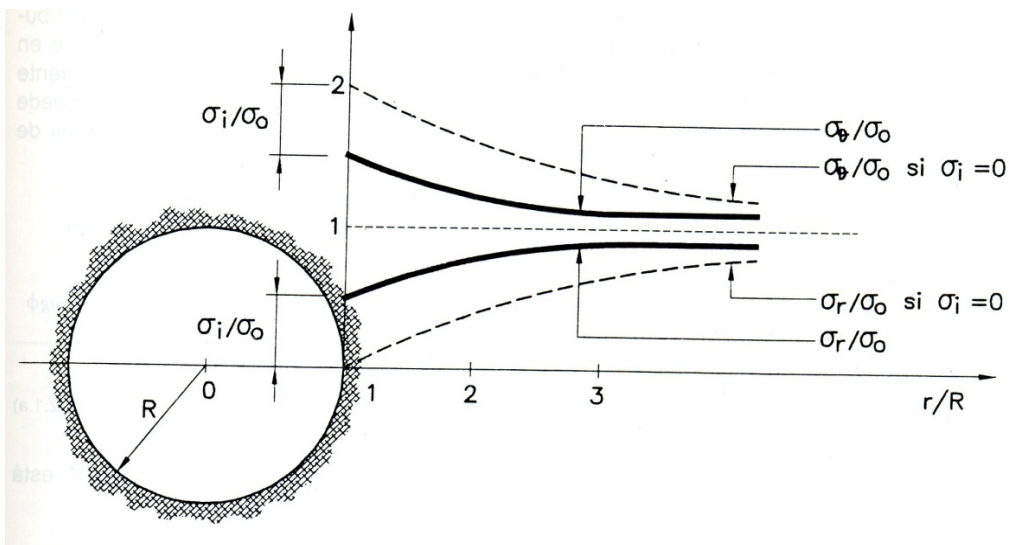


Figura 2.2- Distribuciones tensiones máximas en el entorno de una cavidad circular

Por tanto, para una distribución hidrostática de cargas la evolución de tensiones en el contorno sería la del esquema adjunto, que se representa en la figura 2.3

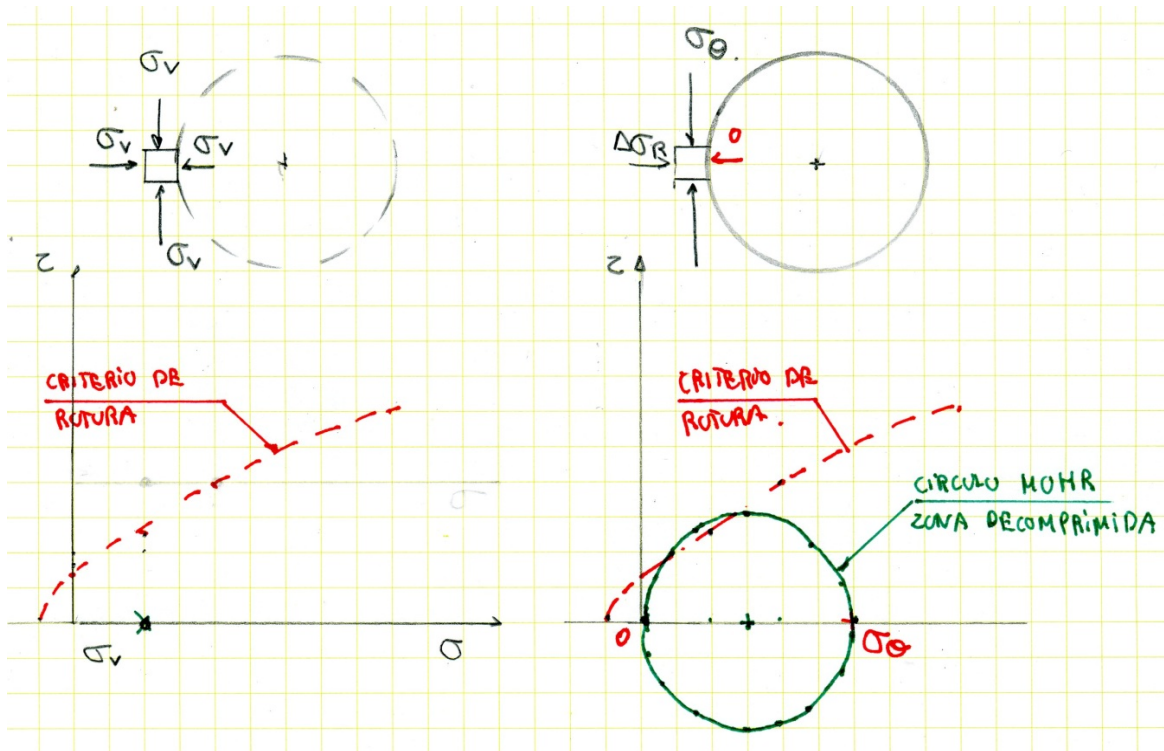


Figura 2.3.- Esquema tensiones en contorno del túnel

Si el círculo de Mohr en el contorno alcanza la superficie del criterio de rotura, pueden producirse dos tipos de comportamiento:

- Una deformación plástica de la zona de contorno en que se alcanza la superficie de rotura, si el material es de rotura dúctil.

Este hace que penetre la plastificación hacia el exterior la zona excavada, **y que aumenten progresivamente la velocidad y valor de las convergencias.**

Este es el fenómeno de squeezing, que es más usual, ya que la mayoría de los macizos tienen un comportamiento de rotura dúctil, sobre todo si están fracturados.

- En materiales frágiles, esto es, con criterio de rotura reblandecible (strainsoftening), se alcanza la resistencia pico y se produce la rotura violenta al disminuir drásticamente la resistencia hasta el valor de la residual en el

postpicoy con un paso de energía elástica a energía cinética de proyección de los fragmentos rotos.

Este sería el fenómeno de rock-bursting o estadillo del contorno perimetral de coronas en el perímetro de la excavación.

Igualmente la ISMR califica el grado de squeezing y su relación con la relación entre la resistencia a compresión del macizo y carga inicial geostática según el siguiente cuadro (Barla, 1995)

Grado de squeezing	$\sigma_{\theta}/q_{c\text{mass}}$ (ISMR)	$q_{c\text{mass}}/(\gamma H)$ (Barla 1995)
Sin riesgo squeezing	< 1,0	> 1,0
Suave squeezing	1,0 – 2,0	0,4 – 1,0
Moderado squeezing	2,0 – 4,0	0,2 – 0,4
Elevado squeezing	> 4,0	< 0,2

Siendo σ_{θ} la máxima tensión normal según la dirección tangente a la superficie del túnel excavado (tensión principal mayor).

La magnitud de las tensiones tangenciales (σ_{θ}) depende del nivel global de tensiones, de la anisotropía tensional y de la formación de la cavidad y se puede hallar a partir de mediciones de la tensión en la roca y de las ecuaciones de kirsch. Las tensiones alrededor de cavidades en roca masiva pueden también estimarse mediante las siguientes expresiones simplificadas presentadas por Hoek y Brown (1980).






- En el techo $\sigma_{\theta}=p_v (A \times k - 1)$ (MPa)
- En los hastiales $\sigma_{\theta}=p_v (B-k)$ (MPa)

Siendo:

k: Tensión horizontal/vertical.

p_v : Tensión vertical en MPa al nivel del túnel, frecuentemente obtenida de $p_v \approx 0,027 \times z$ (z=recubrimiento en metros).

A y B son factores del túnel dados en la tabla adjunta.

FACTOR DEL TÚNEL	FORMA DEL TÚNEL				
					
A	4.0	3.2	3.1	3.0	1.9
B	1.5	2.3	2.7	3.0	1.9

Donde primero se producen estos fenómenos, con la tensión principal mayor superando la de rotura, es en el frente, **con lo que en este tipo de fenómenos es normal la inestabilidad sistemática de frente, lo que puede condicionar la colocación y tipo de sostenimientos.**

Para determinar la frontera entre el riesgo de inestabilidad del túnel tanto por squeezing como por rock-bursting, puede ser mejor definir una deformación crítica del macizo ϵ_{cr} partir de la cual se entraría en la rotura o plastificación.

La deformación crítica se define como la relación entre la resistencia a compresión del macizo ($q_{c\text{mass}}$) y su módulo de deformación, y según Sakurai (1997) sería casi independiente de juntas, temperatura y carga hidrostática.

Singh y Chaudhan obtuvieron la siguiente correlación a partir de 30 casos de túneles en el Himalaya.

$$\epsilon_{cr}(\%) = \frac{5,84 \times q_c^{0,88}}{Q^{0,12} \times E_d^{0,63}} \geq \frac{100 \times q_c}{E_d}$$

$$\varepsilon_{cr} \geq \varepsilon_{\theta} = \frac{100 \times \mu_a}{a}$$

Siendo “a” el radio del Túnel y “ μ_a ” el descenso de la clave.

Sakurai (1997) relacionó el riesgo de inestabilidad del túnel con el descenso de la clave según la resistencia a compresión del macizo, como puede verse en la figura 2.4.

Este criterio ha sido verificado por Swarup, Goel y Prasad (2000) en 19 túneles en rocas débiles (pizarras, filitas y esquistos) en el Himalaya.

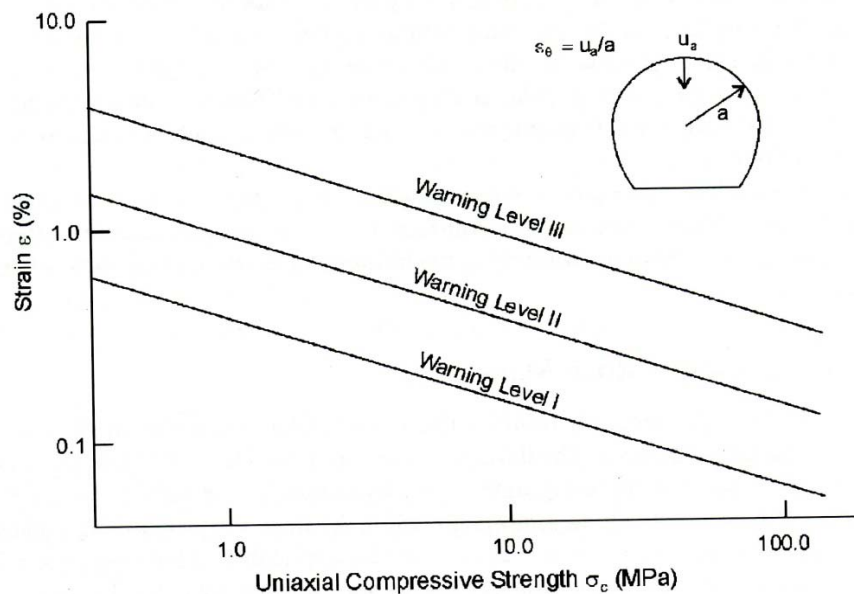


Figura 2.4.- Niveles de prevención de inestabilidad de la cavidad

Con descensos de clave por debajo del nivel I, no se ha producido riesgo de inestabilidad, mientras que en el entorno del nivel III siempre han aparecido problemas de estabilidad en el túnel.

2.1.1.- Criterios de valoración del riesgo de squeezing

De acuerdo con la definición de squeezing de la ISMR “El squeezing de la roca es la gran deformación dependiente del tiempo que tiene lugar alrededor del túnel y se encuentra esencialmente asociado con la fluencia causada al exceder el límite de resistencia al corte. La deformación puede terminar durante la construcción o continuar durante un largo periodo”

Para determinar la frontera entre el squeezing y el rock-bursting existen diversos criterios normalmente reflejados en los gráficos de definición de riesgo de incidencias.

Kumar (2002), como puede verse en la figura 2.5 clasificó los modos de rotura en función de los valores:

Jr: Parámetro de rugosidad de juntas

Ja: Parámetro de alteración de juntas

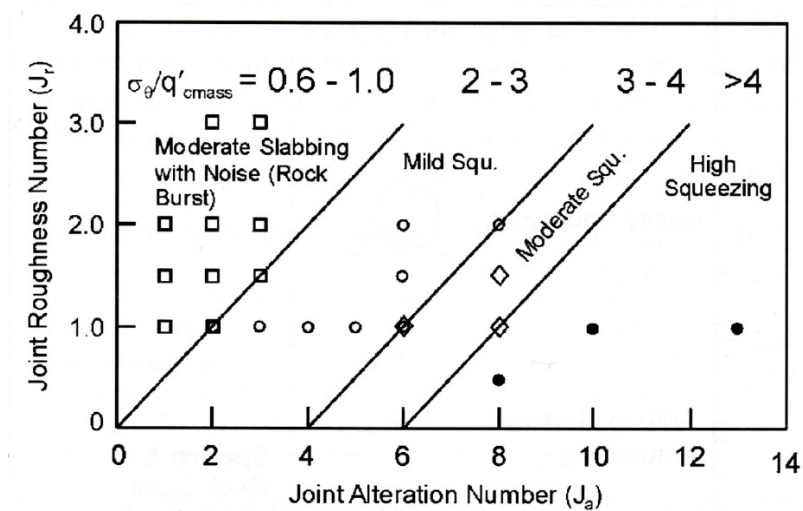


Figura 2.5.- Frontera entre Squeezing y Rock bursting

Como puede verse del gráfico anterior, el riesgo de rock-bursting comenzaría a partir de $J_r/J_a > 0,50$, y siempre que se cumplan además otras condiciones de fragilidad (rotura reblandecible de la roca) y rigidez (elevado módulo de deformabilidad de la roca matriz)

Esto podría justificarse en base a que para que el comportamiento del macizo en rotura sea “strainsoftening”, el material debe presentar dilatación negativa (sin aumento de volumen en rotura), estando el valor y signo de la dilatación del macizo relacionado con la relación J_r/J_a

El squeezing de los macizos rocosos puede aparecer:

- Squeezing de la propia roca intacta.
- Squeezing de las discontinuidades con relleno
- Squeezing de la foliación
- Squeezing de shearzones y fallas.

De acuerdo con lo anterior debe destacarse:

- El squeezing es la deformación progresiva por una situación de sobretensión del macizo, **y por tanto de su plastificación con fluencia**. Los módulos obtenidos de deformación elástica del macizo, no son por tanto aplicables.
- El comportamiento posrotura puede ser viscoso, con progresión en el tiempo de la extensión de macizo plastificado, y por tanto sin tendencia a la estabilización de movimientos, sobre todo en 2 casos:
 - o Cuando los refuerzos del sostenimiento frente al squeezing son insuficientes y permiten una progresión creciente de la extensión de volumen de macizo sobretensionado (esto es en posrotura), incluso hasta llegar al colapso de la cavidad al producirse la rotura progresiva de los elementos de sostenimiento.

- Cuando con los elementos de refuerzo, intuitivamente definidos, se van reforzando y debido a ésto, modificando los signos de las tensiones actuantes en el macizo sobretensionado, lo que conduce a una rotura posterior que puede llegar a ser frágil.

Por tanto, la primera recomendación es que, en caso de que se produzcan incrementos de desplazamientos compatibles con squeezing, se solicite la colaboración de un especialista reconocido en túneles y estructuras de contención, y evitar la colocación intuitiva y no justificada de elementos de refuerzo que puede dar lugar a la creación de puntos duros en que se concentran las reacciones del sostenimiento.

Para los criterios de valoración del riesgo de squeezing, se tendría:

a) Criterio de Barla

Es el criterio más sencillo e intuitivo de aplicación. Si el squeezing es debido a la sobretensión no confinada del macizo en el contorno de la excavación, esta sobretensión dependerá de la relación:

$$\sigma_{cmax}/\gamma Z$$

O de su inverso, siendo:

σ_{cmas} : Resistencia a compresión del macizo rocoso que puede obtenerse de cualquiera de las clasificaciones (por ejemplo mediante el empleo del programa Roc-lab)

γ : Densidad media de la montera.

z : Montera del túnel.

Según el valor de esta relación, se predice el grado de squeezing según la tabla de la figura 2.6

GRADO DE FLUENCIA	RATIO
Sin Fluencia	> 1,0
Fluencia Ligera	0,4 – 1,0
Fluencia Moderada	0,2 – 0,4
Fluencia Alta	< 0,2

Figura 2.6.- Grado de fluencia por squeezing según Barla

b) Criterio de Hoek (2000)

En la figura 2.7 puede verse la clásica gráfica de Hoek (2000) para la previsión del riesgo y valoración del squeezing

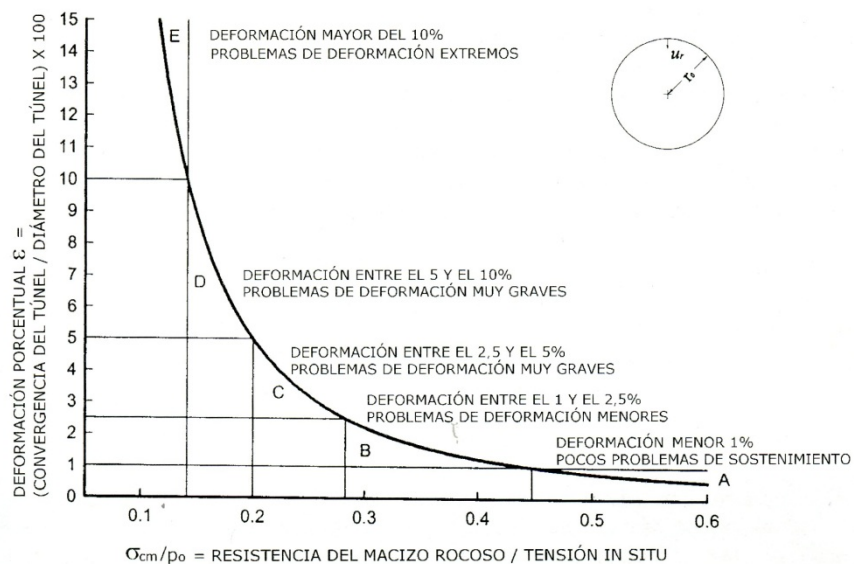


Figura 2.7.- Clasificación del comportamiento de deformación por squeezing (Hoek 2000)

Para cada una de las clases de riesgo de squeezing, los problemas y necesidades de sostenimiento se indican en la tabla de la figura 2.8

CLASE	CONVERGENCIA ε (%)	SQUEEZING
A	< 1 %	No se desarrollan fenómenos de <i>squeezing</i>
B	1 % – 2,5 %	<i>Squeezing</i> ligero: problemas de sostenimiento resolubles con gunita, cerchas ligeras y bulones.
C	2,5 % – 5 %	<i>Squeezing</i> moderado: problemas resolubles con hormigón proyectado y cerchas pesadas.
D	5 % – 10 %	<i>Squeezing</i> severo: sostenimiento muy pesado, problemas de estabilidad del frente, enfilajes y paraguas.
E	> 10 %	<i>Squeezing</i> extremo: sostenimientos especiales, graves problemas de estabilidad del frente

Figura 2.8.- Tabla de Hoek y Marinos para valoración de grados de squeezing

El principal problema para la aplicación de este criterio, es que para obtener el cierre de la sección debe suponerse un valor del módulo de deformación secante incluyendo posrotura, cuyo valor y método de obtención no está definido.

La obtención del porcentaje de cierre de la sección se define en función de la razón entre la resistencia o compresión del macizo rocoso $\sigma_{\text{cmás}}$ y la tensión geostática inicial $p_0 = \gamma z$, siendo según los anteriores autores.

$$\tau_{\text{cmás}} = (0,0034 m_i^{0,8}) \times \tau_c \times [1,029 + 0,025 \exp(-0,1 \times m_i)]^{\text{GSI}}$$

$$\text{Convergencia } \varepsilon \text{ (\%)} = 0,20 \times (\sigma_{\text{cmás}} / p_0)^{-2}$$

c) Criterio de Singh, Jethwa, Dubey Singh (1992)

Este criterio está totalmente basado en experiencias de cámaras y túneles hidroeléctricos con gran cobertera en el bajo Himalaya (Regiones de HimachalPradesh y Uttaranchal), con lo que su fiabilidad para la aplicación en macizos de materiales similares (esquistos, filitas e intrusiones volcánicas de tipo metabasitas) en el Himalaya es muy alta.

Según estos criterios, el límite de profundidad “H” para que se produzca squeezing en un macizo de calidad definida por el índice Q de Barton, **con SRF=2,5**, será:

Riesgo de squeezing $H(m) \geq 350 \times Q^{1/3}$

Sin riesgo de squeezing $H(m) < 350 \times Q^{1/3}$

d) Criterio de Goel (1994)

Este criterio está también fundamentalmente basado en las experiencias de túneles profundos de aprovechamientos hidroeléctricos en el bajo Himalaya, aunque incorpora también las experiencias de túneles profundos realizados en Suecia y Reino Unido.

El criterio de aparición y valoración del squeezing se obtiene en función de dos parámetros:

- El índice Q de Barton para **SRF=1**, que denominan N (Goel, Jethwa y Paithankar, 1995) pero que en este documento seguiremos denominando $Q_{SRF=1}$
- Ancho de la excavación B

Siendo igualmente “H” la profundidad máxima para que no se alcance un riesgo de aparición de squeezing.

En la figura 2.9, puede verse la posición de tramos de túneles analizados en un gráfico N ($Q_{SRF=1}$) y $H \times B^{0,1}$

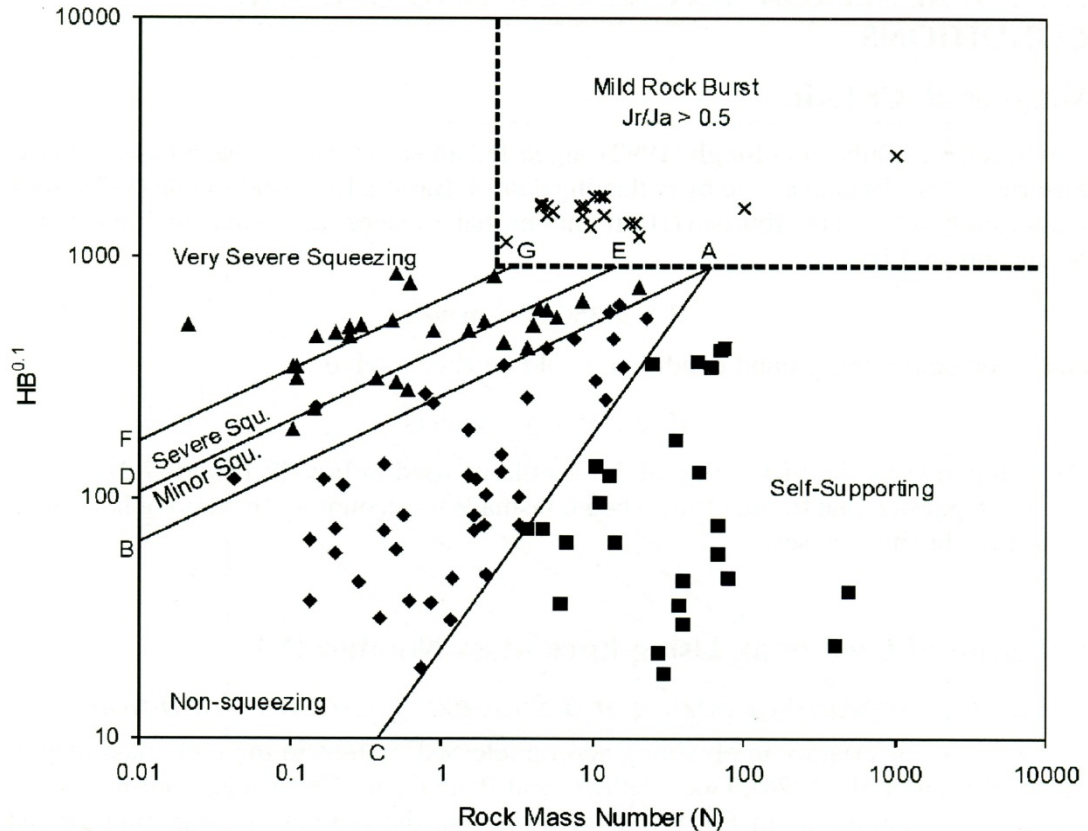


Figura 2.9.- Relación entre riesgo de squeezing, el $RQD_{SRF=1}$ y el producto $HxB^{0,1}$

De acuerdo con los límites que aparecen en la figura anterior, se obtendrían los siguientes criterios que se representaban en la tabla de la figura 2.10, donde la denominación de la intensidad de squeezing sería asociable a los siguientes porcentajes de cierre de la sección.

- Suave o bajo squeezing Cierre del 1-3% del diámetro túnel
- Moderado a severo squeezing Cierre del 3-5% del diámetro

- o Elevado a muy severo squeezing Cierre mayor del 5% del diámetro

Nº Caso	Comportamiento túnel	Correlación para predicción comportamiento
1	Autoperforante	$H(m) < 23,4 \times Q_{SRF=1}^{0,88} \times B^{-0,1}$ $1000 B^{-0,1}$ y $B(m) < 2Q^{0,4}$
2	Sin squeezing	$23,4 \times Q_{SRF=1}^{0,88} \times B^{-0,1} \leq H(m) <$ $275 \times Q_{SRF=1}^{0,33} \times B^{-0,1}$
3	Suave squeezing	$275 \times Q_{SRF=1}^{0,33} \times B^{-0,1} \leq H(m) <$ $450 \times Q_{SRF=1}^{0,33} \times B^{-0,1} J_r / J_a < 0,50$
4	Moderado squeezing	$450 \times Q_{SRF=1}^{0,33} \times B^{-0,1} \leq H(m) <$ $630 \times Q_{SRF=1}^{0,33} \times B^{-0,1} J_r / J_a < 0,50$
5	Elevado squeezing	$H(m) \geq 630 \times Q_{SRF=1}^{0,33} \times B^{-0,1} J_r / J_a < 0,25$
6	Suave estallido de rocas	$H \times B^{0,1} > 1000m$ $J_r / J_a > 0,50$ $Q_{SRF=1} > 1,0$

Figura 2.10.- Predicción de squeezing en túneles profundos

Otra limitación para que se produzca squeezing debe ser $J_r / J_a < 0,50$, incluida en la publicación de Singh y Goel (2002), y que viene contrastada por el estudio ya referenciado realizado por Kumar (2002), para diferenciar la frontera entre squeezing y rock-bursting.

e) Criterio de Bhasin y Grimstad (1996)

Basado en el mayor desarrollo de la aplicación del índice Q de Barton con SRF= 2.5, elaboraron el criterio de riesgo de incidencias en túneles profundos que se representa en la figura 2.11

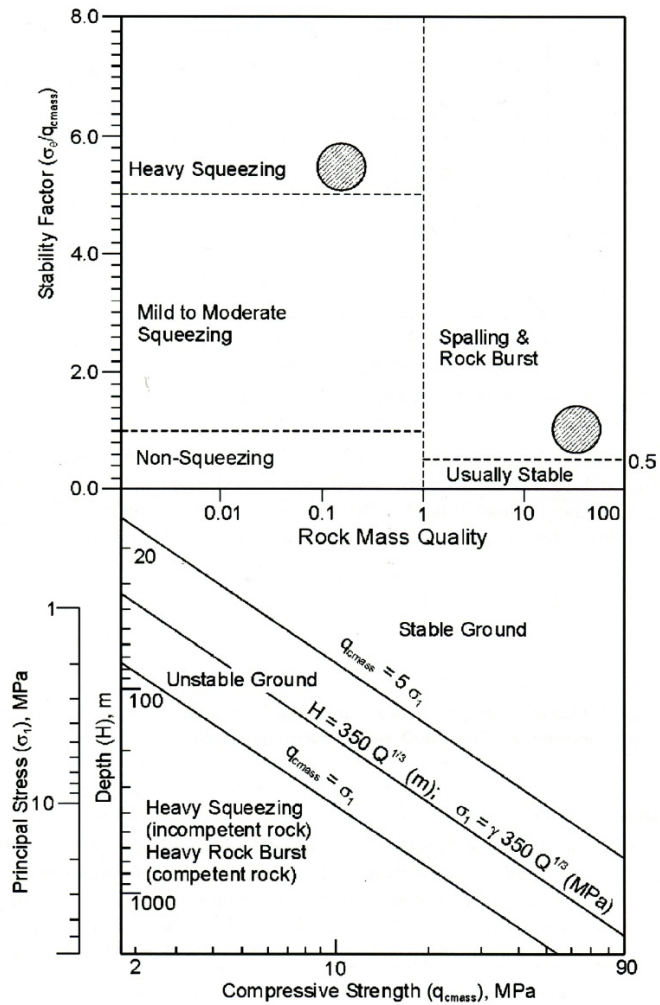


Figura 2.11.- Predicción de estabilidad de un túnel (Bhasin y Grimstad, 1996)

f) Criterio teórico

Del análisis teórico en deformación plana de una cavidad circular en un campo hidrostática de presiones ($K_0=1$), se obtiene en el contorno del túnel:

- Tensión ppal mayor: $\sigma_1 = \sigma_0$
- Tensión ppal intermedia: $\sigma_2 = p_0$

- Tensión ppal menor: $\sigma_3=0$

Para que se produzca squeezing se debe cumplir:

$$\sigma_{\theta} > q_{cmas} + A \times p_o / 2 = q'_{cmas}$$

Palstrom et. al (1995) comprobaron que para que se produzca squeezing $\sigma_{\theta} / q_{cmas}$ debe estar comprendido entre 1.5 y 3 y la constante A debe ser menor que 1.5.

Por otro lado, en once túneles construidos en el Himalaya se observaron las siguientes condiciones para que se produjera squeezing:

- Ángulo de rozamiento pico $< 30^\circ$
- $J_r / J_a < 0,50$
- Montera superior a $350 \times Q^{\frac{1}{3}}_{SRF=2,5}$

2.1.2- Criterios de valoración del riesgo de rock -bursting

Aunque este fenómeno geomécanico viene siendo observado en la minería desde el siglo XVIII, no ha sido hasta los años sesenta cuando ha comenzado a comprenderse su naturaleza.

Este tipo de comportamiento del macizo puede definirse con una violenta y súbita fracturación del macizo rocoso (estallido), cuando el macizo acumula un exceso de energía deformacional elástica en la posrotura (Linkov, 1996)

Para que un macizo rocoso pueda presentar este comportamiento, deben concurrir simultáneamente las siguientes circunstancias:

- Que la roca sea capaz de acumular suficiente energía deformacional, lo cual generalmente implica que el macizo posea determinadas propiedades mecánicas y que el nivel tensional sea elevado.
- Que el macizo rocoso no se encuentre muy fracturado, ya que la fracturación disipa las tensiones y reduce la acumulación de energía.

La interpretación del fenómeno de la fractura debe realizarse a partir de la mecánica de propagación de la fractura inicialmente desarrollada por Griffith y completada por Irwin.

De acuerdo con esta teoría el macizo en el contorno excavado de un túnel, y en mayor grado si la excavación es por voladura, está microfracturado lo que produce dos efectos en el comportamiento:

- El comportamiento es anisótropo (ortótropo) con su dirección de anisotropía dependiendo de la orientación predominante de las microfracturas.
- En los extremos de una microfractura se produce una concentración de tensiones, según el esquema de la figura 2.12 que permite la progresión o aumento de longitud de ésta, para tensiones medias actuantes muy por debajo de la considerada como tensión de rotura según el criterio de Hoek y Brown.

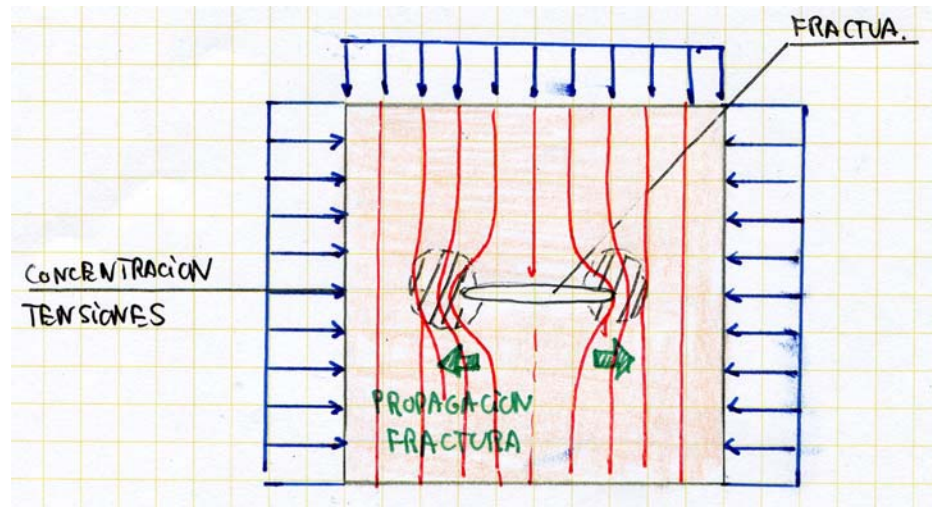


Figura 2.12.- Esquema de propagación fractura por sobretensión

- Por progreso de la extensión de las microfisuras, se tendría un proceso de rotura progresiva, que acabaría provocando la rotura del macizo, pero con valores tensionales no coincidentes con los del criterio de rotura de Hoek y Brown.

Igualmente, la propagación de las microfisuras hace si se alcanza el colapso por parte del contorno de la cavidad, el material roto se encuentre muy triturado, como se ve en la figura 2.13.

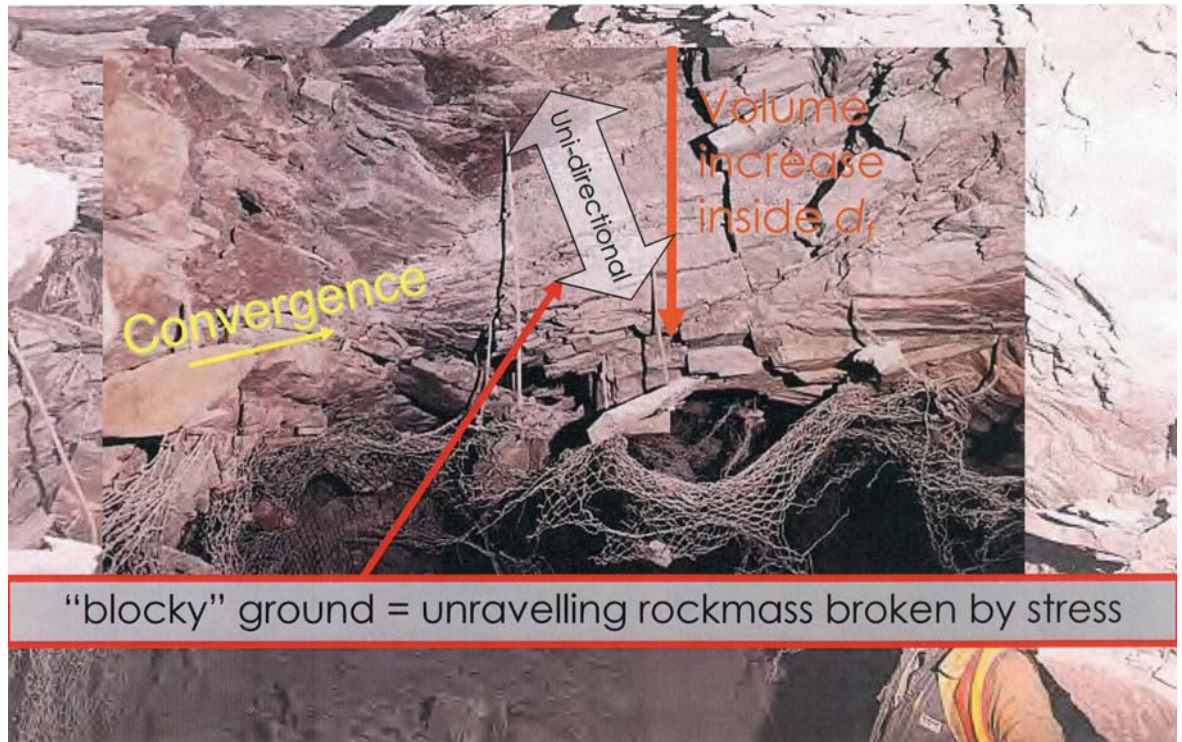


Figura 2.13.- Rotura contorno túnel por rock-bursting

De acuerdo con las últimas teorías elaboradas por Diedrich Kaiser, Schubert, Kim, etc. para justificar este comportamiento, frente al tradicional criterio de rotura para el macizo, se elaboró un nuevo criterio como el de la figura 2.14, viniendo asociado cada tramo a un tipo específico de forma de rotura.

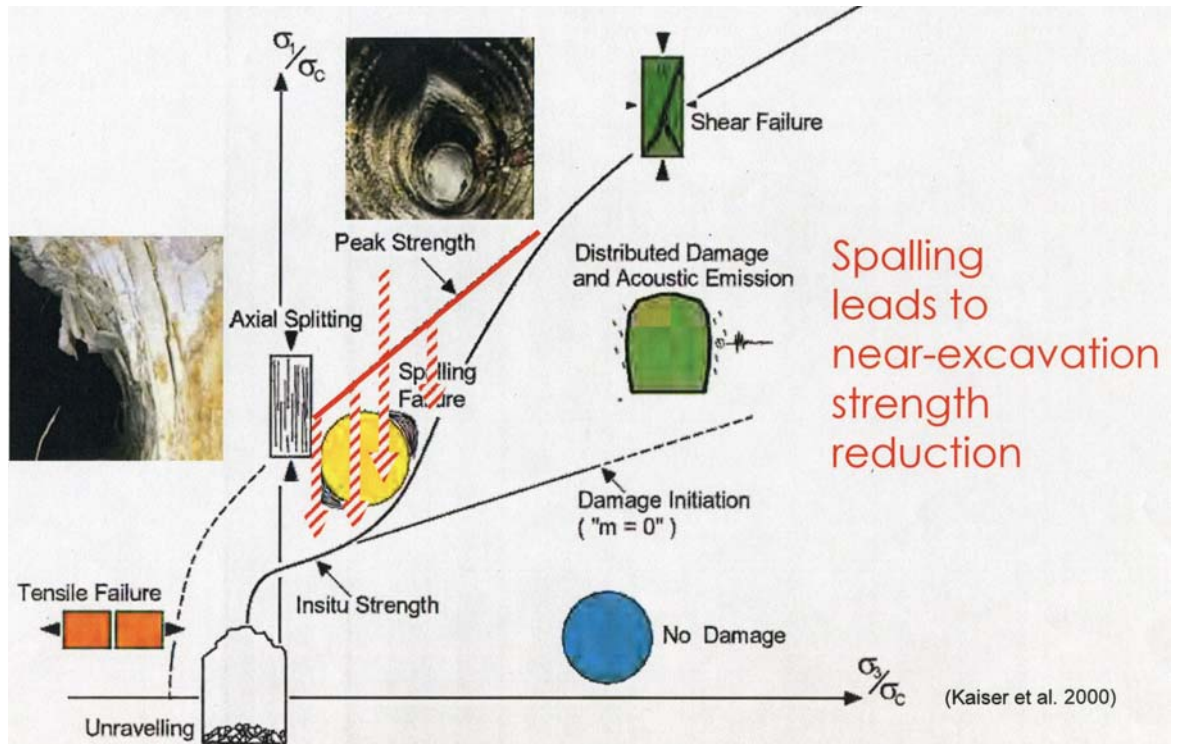


Figura 2.14.- Criterio de rotura macizo (Kaiser, 2010)

Igualmente, en el caso de roca intacta, se comprueba que la forma de la superficie del criterio de rotura es en forma de “S” o trilineal, como puede verse en la figura 2.15.

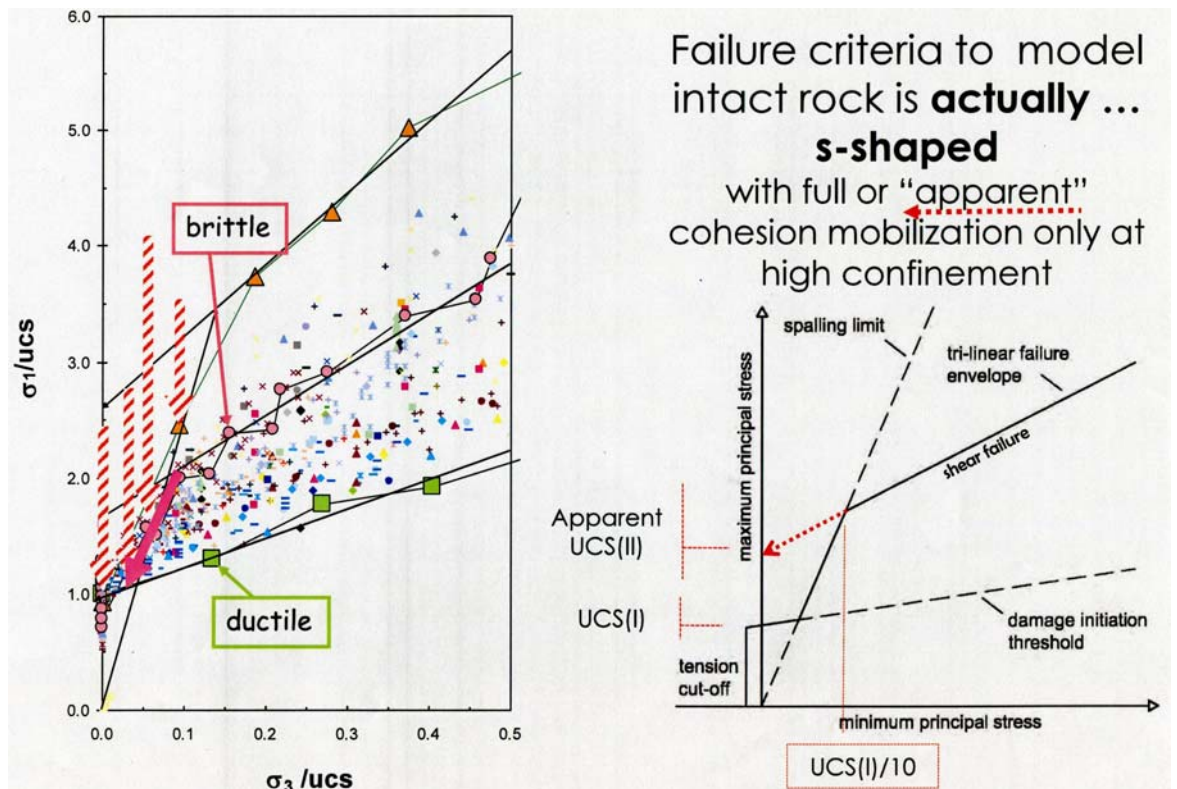


Figura 2.15.- Criterio de rotura roca intacta considerando spalling

Además de criterios más específicos que seguidamente se exponen, ya se han indicado en condiciones y gráficos, las situaciones con riesgo de rock-bursting, y así se tiene:

- Predicción de comportamiento según Kumar (2002)
- Gráfico de Goel, Jethwa y Paithankar (1995)
- Gráfico de Bhasin y Grimstad (1996)

Otros criterios que seguidamente se exponen para valorar el riesgo de estallido de rocas son el criterio polaco, el de la tensión tangencial y el del grado de fracturación.

a) Criterios de la energía de deformación elástica (1994)

Este criterio fue establecido por Kwasniewski y sus colaboradores en Polonia (1994). Estos autores tabulan el riesgo de estallido de roca basándose en la energía

potencial de deformación elástica, que denominan abreviadamente PES, y cuyo valor es:

$$PES = \frac{\sigma_c^2}{2 \cdot E_s}$$

Donde:

PES: Energía potencial de Deformación Elástica de la roca.

σ_c : Resistencia a Compresión Uniaxial de la roca obtenida en laboratorio.

E_s : Módulo de Deformación de la roca obtenido en laboratorio.

Puesto que no se introduce el grado de fracturación, el riesgo se tendría en los tramos de macizo escasamente fracturados (por ejemplo con $RMR_{COR} > 60$ o índice $Q > 10$)

En función del valor de PES, el riesgo de estallido de roca es el indicado en la tabla de la figura 2.16

Energía potencial de deformación elástica (PES) (KJ/m ³)	Valoración del riesgo de estallido
PES ≥ 50	Riesgo muy bajo
100 ≥ PES > 50	Riesgo bajo
150 ≥ PES > 100	Riesgo moderado
200 ≥ PES > 150	Riesgo alto
PES ≥ 200	Riesgo muy alto

Figura 2.16.- Riesgo de estallido. Energía de deformación elástica.

Este criterio, denominado también Criterio Polaco, no valora el estado tensional del terreno en su emplazamiento geológico, sino la aptitud o capacidad de la roca para

almacenar la suficiente energía deformacional como para que se produzca el estallido, al margen del estado tensional que finalmente acabe alcanzando.

b) Criterio de la tensión tangencial (1998)

Este Criterio, debido a Wang (1998) considera tanto el estado tensional del macizo rocoso como las propiedades mecánicas de la roca intacta, y constituye una evolución del Criterio de Hoek de 1980. Este autor calcula el valor T_s , expresado como:

$$T_s = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_c}$$

Donde:

σ_θ = Tensión tangencial en la roca ubicada en la periferia de la excavación

σ_c = Resistencia a compresión uniaxial de la roca del macizo rocoso.

Para obtener el valor de σ_θ puede considerarse que esta tensión es la provocada por el peso de la columna litostática suprayacente, tal como indicaba Hoek en la primera formulación de este criterio (1980). De este modo, el valor de tensión tangencial en la roca sería:

$$\sigma_\theta = \gamma \cdot Z$$

Donde:

γ = Peso específico de la roca

Z = Cobertera de terreno

Según Wang, el riesgo de estallido de roca no fracturada se cuantifica, basándose en el parámetro T_s de acuerdo a la tabla de la figura 2.17

INTERVALOS DE T_s	Valoración del riesgo de estallido
< 0.3	No existe riesgo
0.3 – 0.5	Riesgo de débil estallido
0.5 – 0.7	Riesgo de estallido fuerte
>0.7	Riesgo de estallido violento

Figura 2.17. Riesgo de estallido según Wang

El límite $T_s < 0.3$ es el originalmente propuesto por Hoek (1980), como frontera de los fenómenos de estallido de roca.

c) Influencia de la fracturación sobre el estallido de roca.

La observación experimental en el campo de la minería ha demostrado que, en general, tanto el nivel tensional como el de energía deformacional son menos elevados en los macizos rocosos fracturados, o lo que es lo mismo, la intensidad de fracturación es inversamente proporcional al riesgo de estallido de roca.

Por otro lado, como es bien sabido, el RQD constituye una forma muy simple y cómoda de valorar el grado de fracturación de los macizos rocosos, de manera que valores altos de este parámetro implican macizos poco fracturados y valores bajos macizos muy fracturados. De acuerdo con estos criterios, puede afirmarse que el riesgo de estallido de roca aumenta con el RQD del macizo rocoso, es decir, son directamente proporcionales. Este riesgo viene cuantificado en la tabla de la figura 2.18.

Índice de Fracturación RQD (%)	Valoración del riesgo de estallido
RQD<25	No existe riesgo
25<RQD<50	Riesgo bajo
50<RQD<75	Riesgo moderado
RQD>75	Riesgo alto

Figura 2.18.- Riesgo de estallido según el grado de fracturación

Como se ha indicado en la introducción de este apartado, es importante precisar que esta tabla no constituye en sí misma un criterio de predicción y valoración del riesgo de estallido de roca. Sin embargo, es muy útil para confirmar o descartar el riesgo de estallido en litologías o macizos, en los que otros criterios basados en la energía elástica de la roca intacta o estado tensional han indicado como peligrosas.

d) Profundidad de la zona afectada por el rock-bursting

La relación entre la profundidad de la zona afectada por rock-bursting respecto a la dimensión del túnel (radio o semianchura) depende de la relación entre la tensión máxima y la resistencia a compresión de la roca intacta según una correlación como la representada en la figura 2.19.

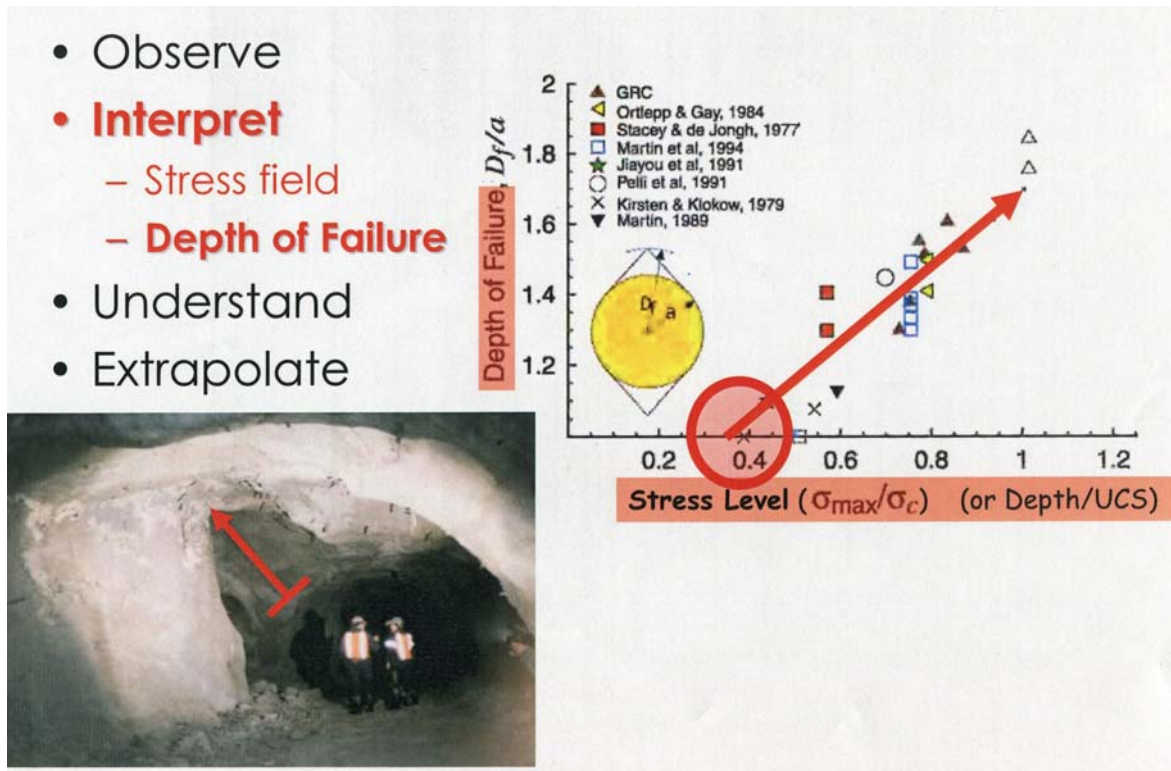


Figura 2.19.- Correlación afección rock-bursting respecto nivel tensional

Pudiendo de forma simplificada extraer la siguiente formula (Kaiser, 2010):

$$\frac{df}{r} = 1,25 \times \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} - 0,51 \pm 0,1 \leq 0$$

Siendo:

df: espesor afección rock-bursting al contorno del túnel.

r: radio del túnel o semiancho.

σ_{max}: Tensión máxima en el contorno (circunferencial)

σ_c: resistencia a compresión roca intacta.

De acuerdo con la profundidad de afección, puede valorarse la severidad del fenómeno según la tabla de la figura 2.20.

<i>Severidad</i>	<i>Profundidad del lajado</i>
Menor	< 0,25 m
Moderada	< 0,75 m
Intensa	< 1,5 m

Figura 2.20.- Tabla severidad del rock-bursting

La aparición inesperada del fenómeno en tramos de túneles ya excavados y la celeridad de la rotura, hacen que en cualquier caso estos incidentes deban considerarse como muy graves. En la foto 2.4 puede verse un ejemplo de rock bursting severo.



Foto 2.4.- Rock-bursting severo con caída cuña en hombro

3. CRITERIOS INTEGRADOS DE COMPROBACIÓN

Como se ha reflejado en los subapartados anteriores, como criterio general, **sobre todo obligado en el caso de túneles profundos**, la previsión del comportamiento del macizo y las necesidades de sostenimiento y adecuación del proceso constructivo, debe realizarse siguiendo dos métodos independientes.

- Un método basado en las clasificaciones geomecánicas, que salvo para asignación de sostenimiento activo y clasificación de Barton, no tendría en cuenta la carga geostática.
- Una comprobación de la relación entre la carga geostática o tensión principal mayor en el contorno del túnel, respecto a la resistencia a compresión del macizo.

La relación entre tensión en el contorno y resistencia a compresión del macizo, puede obtenerse según diversos índices, siendo σ_{cm} la resistencia a compresión del macizo:

*Jethwa (1984)

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}$$

*Barla (1995)

$$\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \quad \text{ó} \quad \frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_{cm}}$$

Esta duplicidad en el empleo de criterios de diseño, ha favorecido los intentos de realizar métodos unificados de comprobación de sostenimientos, teniendo en cuenta ambos condicionantes.

- Colapso de cavidad por rotura a cortante favorecida por la fracturación, que sería equivalente al empleo de las clasificaciones geomecánicas tradicionales.
- Deformación o rotura de la cavidad por las sobretensiones en el contorno debido a las elevadas cargas geostáticas en túneles profundos.

Debe destacarse, que la comprobación de sostenimientos con alguno de estos nuevos métodos, actualmente en experimentación, **se basan en el sostenimiento activo necesario** y por tanto no son aplicables al proceso de ejecución tradicional de N.A.T.M. en que el sostenimiento que se coloca sería el suficiente permitiendo la relajación según el método pasivo.

3.1.- Criterio de Goricki, Shubert, Hoek, Marinos et al

Este método se utilizó en la autopista Egnatia Odos, que queda en la sutura entre las placas Euroasiática – Cimmeriana y la placa Apuliana, al cerrarse el Océano Neothetys, como puede verse en la figura 3.1.

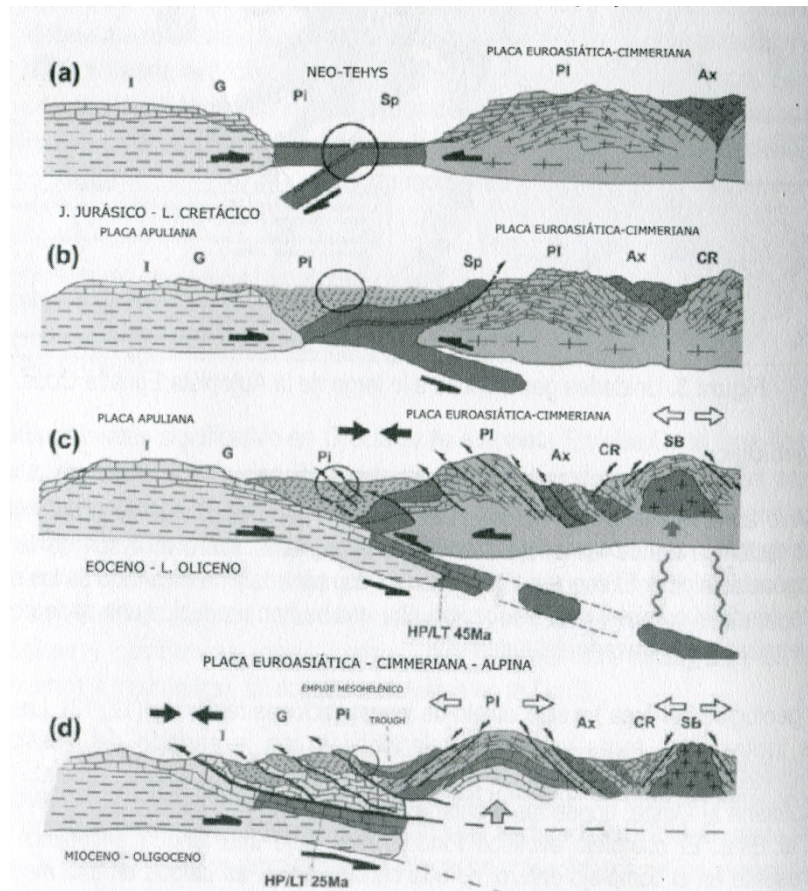


Figura 3.1.- Evolución tectónica de la sutura

Los parámetros que se tienen en cuenta de cara a establecer o comprobar la validez de un sostenimiento son:

- Resistencia a compresión del macizo, que a su vez se obtiene a partir del GSI y de la resistencia a compresión de la roca intacta.
- Orientación de las diaclasas principales (foliación) respecto al eje del túnel (debe tenerse en cuenta que este procedimiento se obtuvo para la previsión del comportamiento de un material tan foliado como el flysch de Pindos).
- Existencia de agua y afección al terreno (igualmente a considerar teniendo en cuenta el riesgo de reducción de la resistencia al corte de materiales foliados)

- Recubrimiento del túnel.

El recorrido del grafico de cuatro ventanas es en sentido de las agujas del reloj, y en principio siguiendo el siguiente organigrama (fig 3.2.).

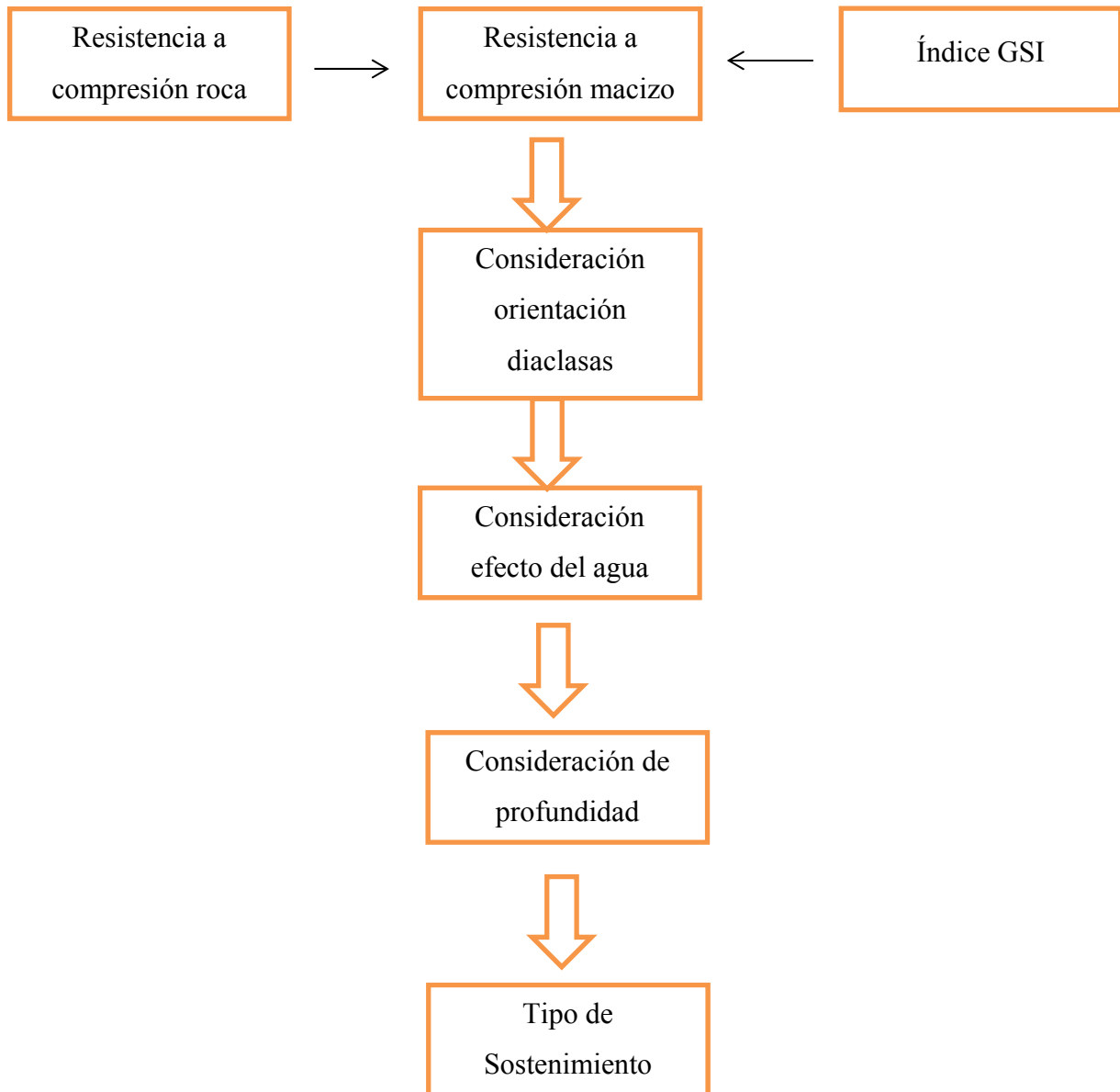


Figura 3.2.- Organigrama evolución sostenimiento

En la figura 3.3, puede verse el ejemplo del gráfico de cuatro ventanas de este método aplicado al túnel de Metsouo en Turquía.

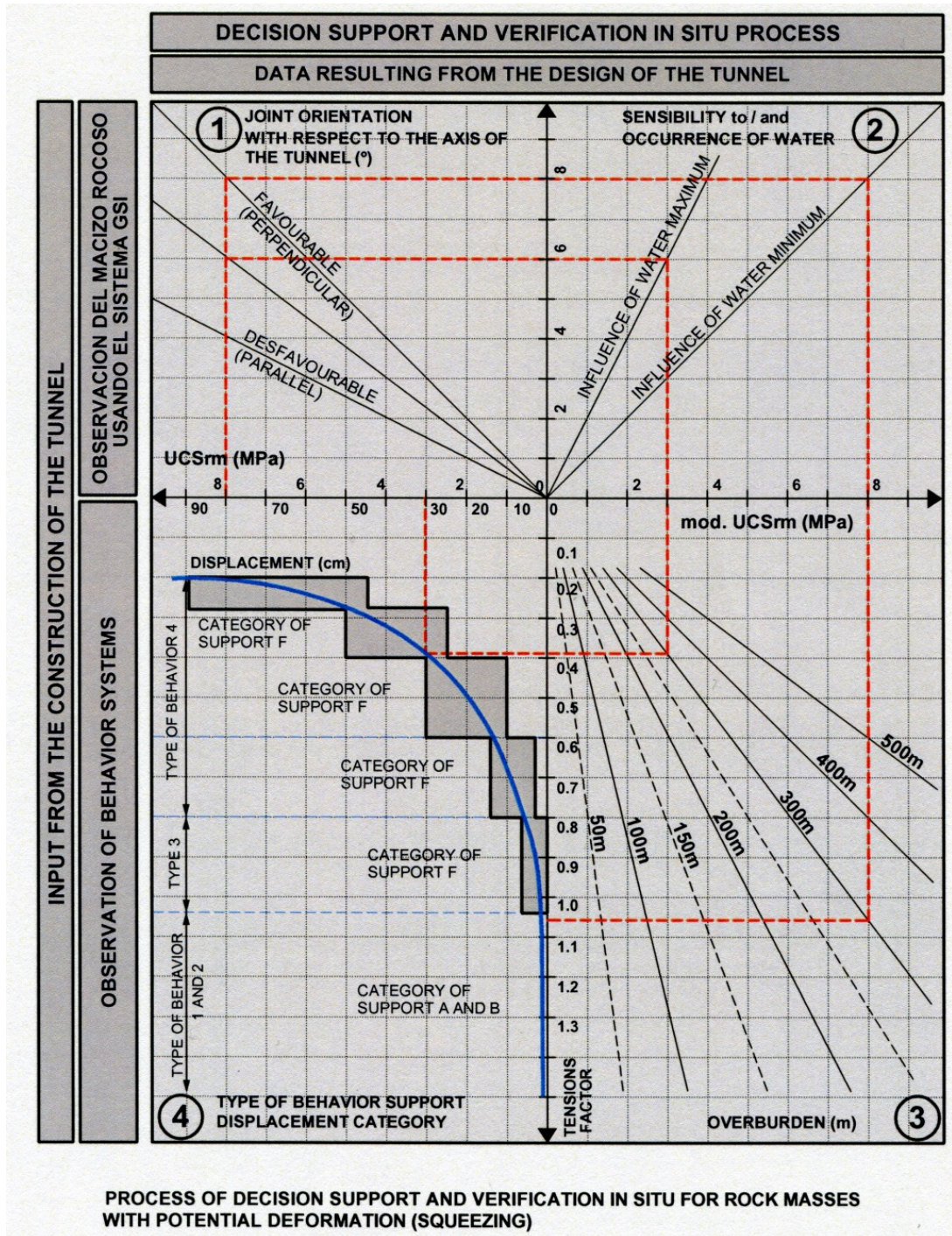


Figura 3.3.- Grafico de Goricki, Hoek, Marinos et Al

3.2.- Criterio de Russo

Consisten en un gráfico múltiple de cuatro ventanas para la estimación preliminar del comportamiento de la excavación de macizos rocosos, y por consiguiente, de los posibles riesgos en la excavación del túnel. Fue publicado en “Tunnels et Ouvrages Souterrains”, en Mayo – Junio de 2008.

Admite la simplificación de túnel circular en macizo homogéneo e isótropo.

Considera de qué cara a la evaluación y/o comprobación del sostenimiento deben tenerse en cuenta los siguientes parámetros:

- Fabrica del macizo rocoso definida en función del GSI y del RMR (Este último para tener en cuenta la presencia de agua y la disposición de la estructura respecto al eje del túnel).

El índice GSI debe obtenerse objetivamente de forma directa, por lo que el criterio más coherente sería considerar el gráfico de Russo en función del volumen del bloque y las condiciones de las juntas (cuadrante inferior derecho).

- La resistencia del macizo rocoso, que se obtendría a partir de la fábrica del macizo rocoso y la resistencia a compresión de la roca intacta (cuadrante inferior izquierda).

De cara al riesgo de rock bursting o spalling (descostramiento superficial) se puede definir en el índice de fragilidad:

$$IF = \frac{\sigma_c}{\sigma_t}, \text{ que en caso de que sea mayor de 8, favorecería el riesgo de rotura frágil}$$

De acuerdo con esto, el criterio de riesgo de rock-bursting es menos elaborado que otros criterios, ya que simplemente lo fija para $GSI > 60$ y σ_c (MPa) > 60 , dentro de lo que entraría casi todos los macizos masivos de roca competente.

- La capacidad del macizo rocoso en función de la resistencia a compresión del macizo y del índice $Ic = \sigma_{cm} / \sigma_{\theta}$.

El valor de σ_{θ} puede tomarse para el túnel circular y $k=1$, $\sigma_{\theta} = 2\gamma H$

El valor de $IC=1$ separa el dominio elástico del plástico para la tensión volumétrica, y de acuerdo con esto, este índice podría relacionarse con algunas de las clases de comportamiento definidos en el NATM.

Este grafico se ubicaría en la ventana superior izquierda.

- Finalmente, el comportamiento de la excavación se obtendría en base a la capacidad del macizo rocoso anteriormente obtenida y la capacidad autoportante del macizo que vendría definida por el índice RMR.

Este grafico ocuparía la ventana superior derecha y dentro del mismo se diferencian las zonas de definición del comportamiento de la excavación, en función del comportamiento GD modificado según Russo y Grasso (2007).

En la figura 3.4, puede verse el esquema de clasificación GD modificada.

↓ ANÁLISIS →		GEOESTRUCTURAL →		MACIZO ROCOSO				
				CONTINUO ↔		DISCONTINUO ↔		EQUIVALENTE C
TENSIONAL ↓				RMR				
RESPUESTA DEFORMACIONAL ↓	δ_0 (%)	Rp/Ro	CATEGORÍA DE COMPORTAMIENTO ↓	I	II	III	IV	V
ELÁSTICO ($\sigma_\theta < \sigma_{cm}$)	DESPRECIABLE	-	a	ESTABLE				
			b					HUNDIMIENTO
ELÁSTO-PLÁSTICO ($\sigma_\theta \geq \sigma_{cm}$)	<0.5	1-2	c	DESCOSTRAMIENTO/ ESTALLIDO DE ROCAS	CUÑAS INESTABLE			
	0.5-1.0	2-4	d					
	>1.0	>4	e					SQUEEZING
				(f)				

Figura 3.4.- Clasificación GD modificada del comportamiento de la excavación

Los criterios lógicos que seguirían los riesgos de las excavaciones en túneles, seguirían un esquema conceptual como el representado en la figura 3.5.

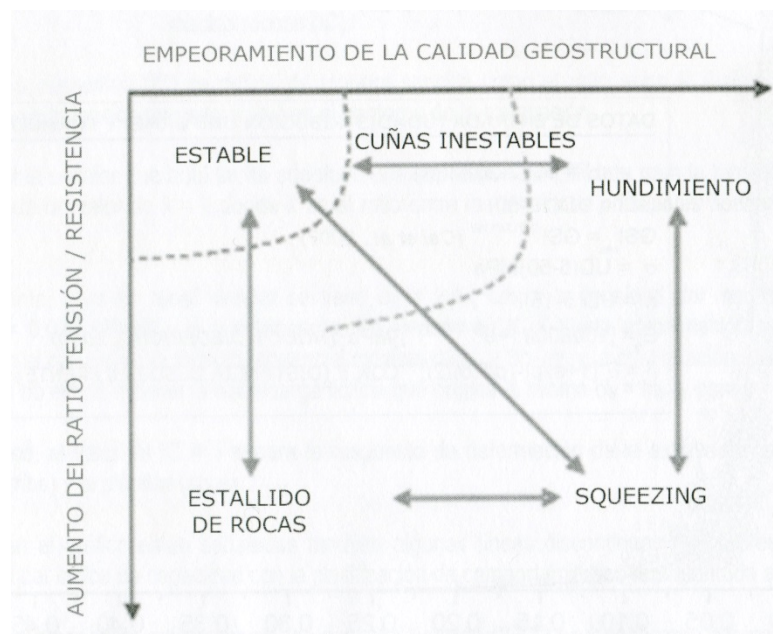


Figura 3.5.- Comportamiento excavación

En conclusión de la utilización de este procedimiento, pueden hacerse los siguientes comentarios:

- No define ni asigna sostenimientos.
- Únicamente define riesgos de comportamiento, en algunos aspectos de forma grosera como en el rock-bursting.
- Permite obtener en función de σ_c , cobertera, GSI, y RMR, la previsión de comportamiento según la clasificación GD de Russo y Grasso.

En la figura 3.6 puede verse este gráfico:

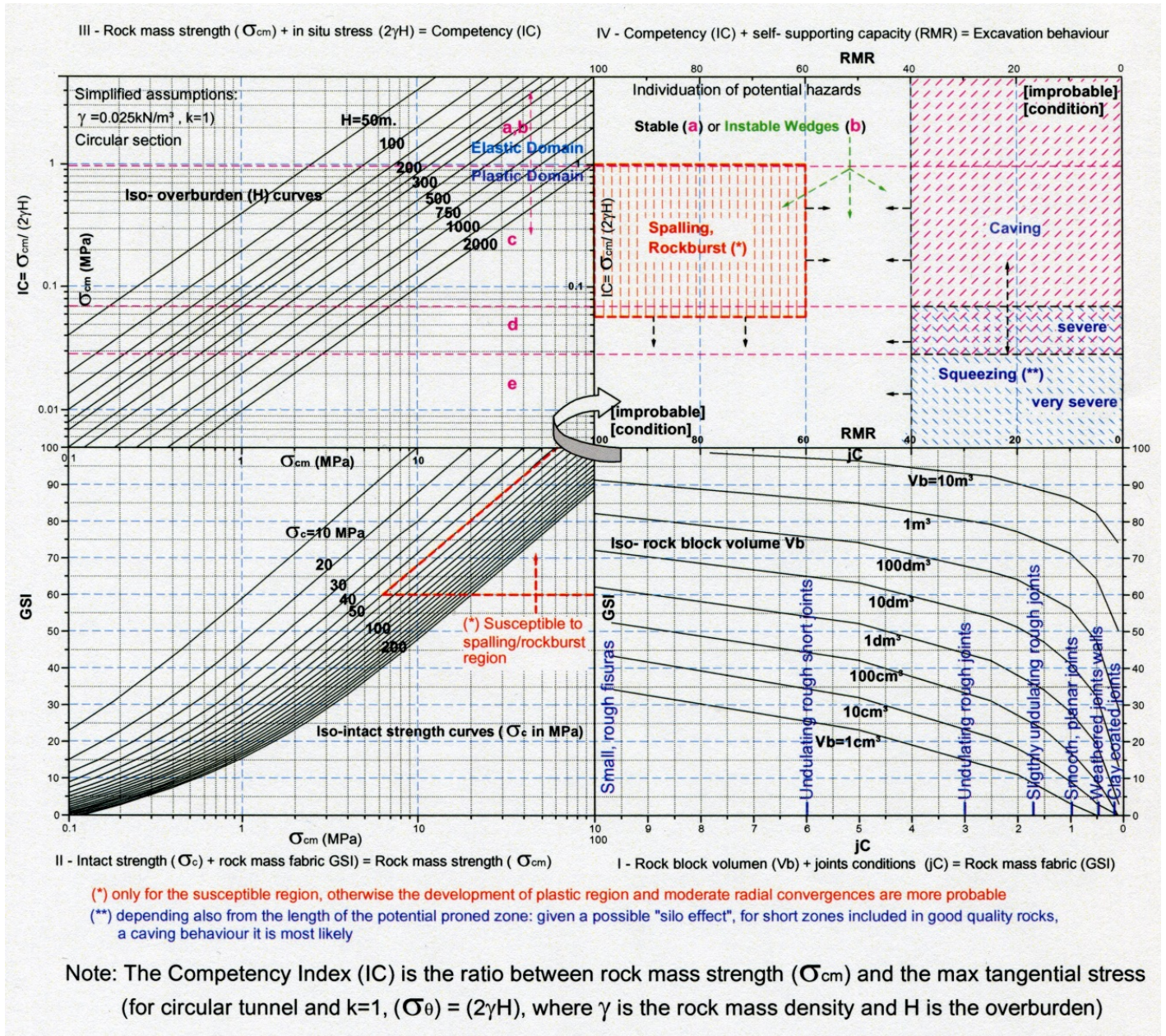


Figura 3.6.- Grafico de previsión comportamiento de Russo

3.3.- Aplicación de los criterios de comprobación

De acuerdo con los apartados anteriores, las características de los criterios citados se resumirían en los siguientes puntos:

- Estos criterios tratan de considerar de forma conjunta el riesgo de inestabilidades en excavaciones, tanto debido a roturas a tracción o cortante según la fracturación, como roturas a compresión del macizo.
- En base a la aplicación de estos criterios únicamente se define el tipo de comportamiento previsible bien sea según la clasificación de los BT del NATM o la clasificación GD de Russo y Grasso.
- Los criterios de valoración del riesgo de rock-bursting, buckling o spalling, están aparentemente menos desarrollados que otros criterios no integrados como los de Singh, Goel, Jethwa, etc.
- Los criterios de valoración del squeezing, en porcentaje y valoración, están mucho menos fundamentados y su resultado es menos preciso que el de otros criterios no integrados, como los de Singh, Goel, Jethwa, etc.
- Sin embargo, estos criterios integrados marcan un esquema lógico de la valoración de todas las acciones que intervienen en la estabilidad y comportamiento de una excavación subterránea, por lo que aunque no esté aun confirmada la validez de su utilización, es recomendable que se utilicen como comprobación, tanto en el Proyecto como en la ejecución.