

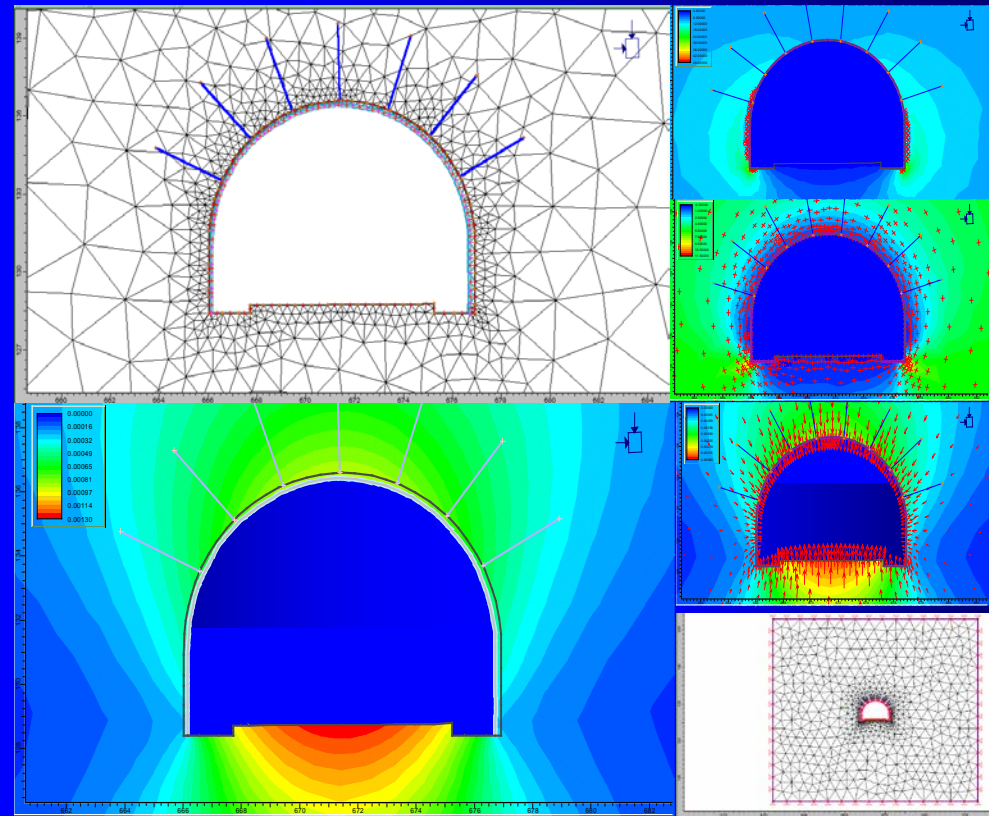
Diseño de Túneles: conceptos básicos e innovaciones tecnológicas

prof. Gianfranco Perri
www.gianfrancoperri.com

MACCAFERRI San José de Costa Rica

29 y 30 septiembre 2015

Agosto 2013 y Agosto 2012



DISEÑO DE TÚNELES

Conceptos básicos e innovaciones tecnológicas

San José de Costa Rica 29 y 30 Septiembre 2015

Prof. Gianfranco Perri

Primer día (8.30-10.00 y 10.30-12.00)

ESTÁTICA DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

- Estado de solicitaciones naturales y redistribución de esfuerzos
- Nuevo equilibrio estático ó desequilibrio
- Estabilidad e inestabilidad geoestructural

POSIBLE COMPORTAMIENTO DE LAS EXCAVACIONES

- Comportamiento a frente estable o, de tipo lapídeo
- Comportamiento a frente estable a corto plazo, o de tipo cohesivo
- Comportamiento a frente inestable, o de tipo incoherente

Primer día (13.30-15.00 y 15.30-17.00)

ESTABILIZACIÓN Y SOPORTE DE LA EXCAVACIÓN

- Intervenciones de protección
- Intervenciones tradicionales de contención radial
- Intervenciones parcialización, pre-consolidación y pre-contención

DISEÑO GEOTECNICO ESTRUCTURAL DE TÚNELES

- Determinación de la clase de comportamiento y preselección del soporte
- Determinación de las cargas actuantes sobre soportes y revestimientos
- Diseño estructural de soportes primarios y revestimientos definitivos

Segundo día (8.30-10.00 y 10.30-12.00)

TECNOLOGÍAS E INNOVACIONES TECNOLÓGICAS TUNELERAS

- Marcos metálicos
- Pernos metálicos y de vidrioresinas
- Micropilotes metálicos y de vidrioresinas
- Inyecciones de consolidación y jet grouting
- Concreto proyectado fibroreforzado
- Drenaje e impermeabilización

EXCAVACIÓN DE TÚNELES EN ROCAS Y EN SUELOS CON TBMs

Segundo día (13.30-15.00 y 15.30-17.00)

EJEMPLOS: Proyecto Túnel Florida – Proyecto Túnel Maldonado – Estaciones subterráneas construidas con método invertido.

Ingeniería de Túneles: Criterios de Diseño e innovaciones tecnológicas tuneleras

San José de Costa Rica 2013

Prof. Gianfranco Perri

Tópicos del Curso de 14 horas

ESTÁTICA DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

- Estado de Solicitaciones Naturales y Redistribución de Esfuerzos
- Estabilidad e Inestabilidad Geoestructural
- Geomecánica y clasificaciones geomecánicas para los túneles

CLASES DE COMPORTAMIENTO DE LAS EXCAVACIONES

- Comportamiento a frente estable o, de tipo lapídeo
- Comportamiento a frente estable a corto plazo, o de tipo cohesivo
- Comportamiento a frente inestable, o de tipo incoherente

SOPORTE DE LA EXCAVACIÓN

- Intervenciones de contención radial y de pre-consolidación y/o pre-contención
- Cargas Vs. Cobertura Clase de Comportamiento y Método Constructivo
- Retroalimentación del diseño y Diseño del Revestimiento

INNOVACIONES TECNOLOGICAS EN LA INGENIERÍA DE TÚNELES

- El concreto fibro-reforzado (proyectado, vaciado y prefabricado)
- Tecnologías innovadoras relativas a los marcos metálicos
- Las vitroresinas para estabilizar (elementos tubulares, y planos)

EXCAVACIONES MECANIZADAS DE TÚNELES CON USO DE LAS TBMs

- Las máquinas excavadoras TBMs: Escudos y Topas
- Problemáticas y tecnologías de las excavaciones con TBMs
- Las excavaciones mecanizadas con TBMs escudadas en ambiente urbano



Ingeniería de Túneles: Criterios de Diseño e innovaciones tecnológicas tuneleras

San José de Costa Rica 2012

Prof. Gianfranco Perri

Tópicos del Curso de 15 horas

ESTÁTICA DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

- Estado de Solicitaciones Naturales y Redistribución de Esfuerzos
- Estabilidad e Inestabilidad Geoestructural
- Geomecánica y clasificaciones geomecánicas para los túneles

CLASES DE COMPORTAMIENTO DE LAS EXCAVACIONES

- Comportamiento a frente estable o, de tipo lapídeo
- Comportamiento a frente estable a corto plazo, o de tipo cohesivo
- Comportamiento a frente inestable, o de tipo incoherente

PROTECCIÓN Y SOPORTE DE LA EXCAVACIÓN

- Intervenciones de protección
- Intervenciones tradicionales de contención radial
- Intervenciones de pre-consolidación y/o pre-contención

DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS ACTUANTES SOBRE EL SOPORTE

- Cargas Vs. Cobertura
- Cargas Vs. Clase de Comportamiento
- Cargas Vs. Método Constructivo

INNOVACIONES TECNOLOGICAS EN LA INGENIERÍA DE TÚNELES

- El concreto fibro-reforzado (proyectado, vaciado y prefabricado)
- Tecnologías innovadoras relativas a los marcos metálicos
- Las vitroresinas para estabilizar (elementos tubulares, y planos)

EXCAVACIONES MECANIZADAS DE TÚNELES CON USO DE LAS TBMs

- Las máquinas excavadoras TBMs: Escudos y Topas
- Problemáticas y tecnologías de las excavaciones con TBMs
- Las excavaciones mecanizadas con TBMs escudadas en ambiente urbano

Aspectos Fundamentales

ANALISIS

- Que ocurre cuando se excava un túnel
- Como se puede comportar la excavación
- Como (con que) se controla la excavación

DISEÑO

- Como se determina el comportamiento de la excavación
- Cuales son las funciones de los soportes de un túnel
- Como se diseñan los soportes de un tunel

Aspectos Fundamentales

ANALISIS

- **Que ocurre cuando se excava un túnel**
- Como se puede comportar la excavación
- Como (con que) se controla la excavación

DISEÑO

- Como se determina el comportamiento de la excavación
- Cuales son las funciones de los soportes de un túnel
- Como se diseñan los soportes de un tunel

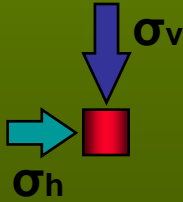
Estática de las Excavaciones Subterráneas

- ◆ Estado de Solicitaciones Naturales
- ◆ Redistribución de Esfuerzos y Deformaciones
- ◆ Nuevo Equilibrio Estático ó Desequilibrio
- ◆ Estabilidad e Inestabilidad Geoestructural

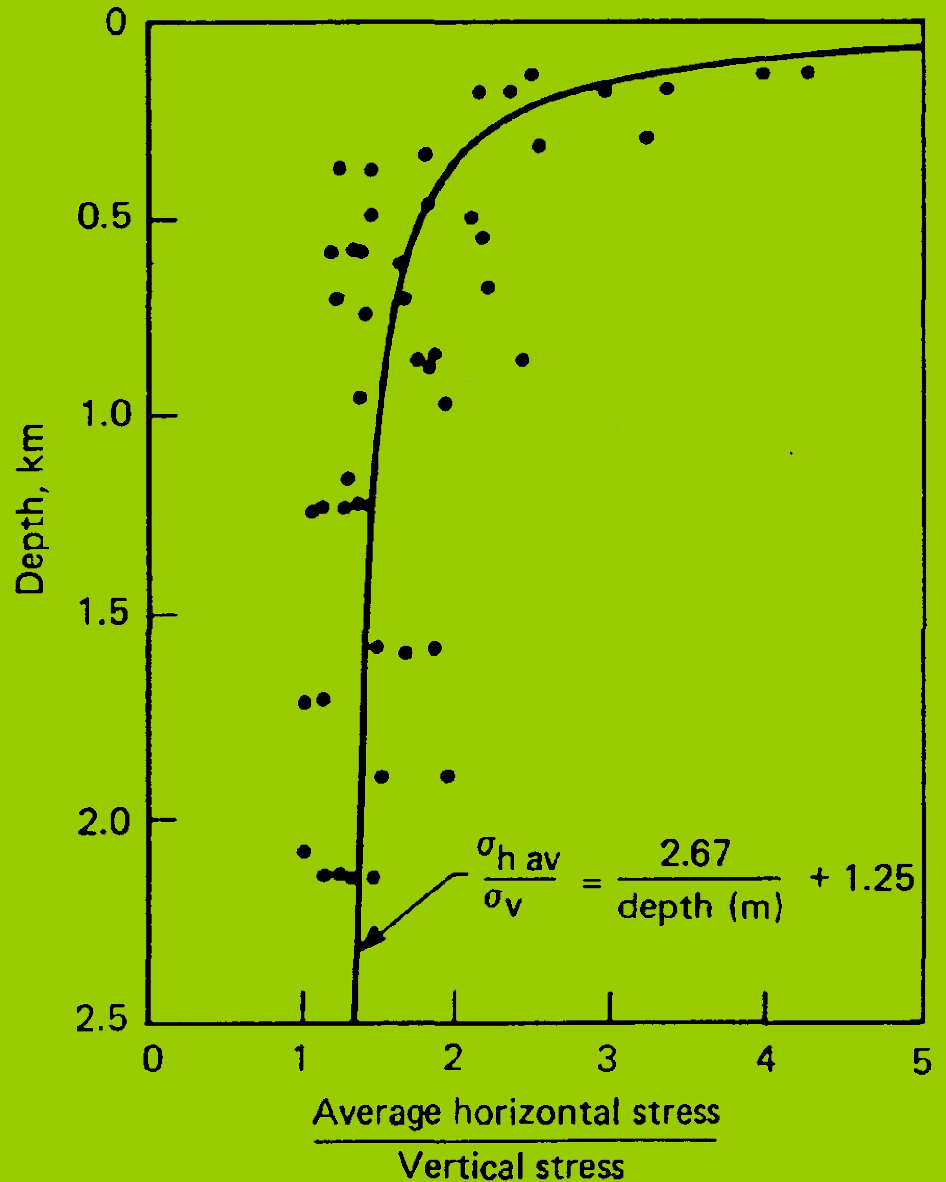
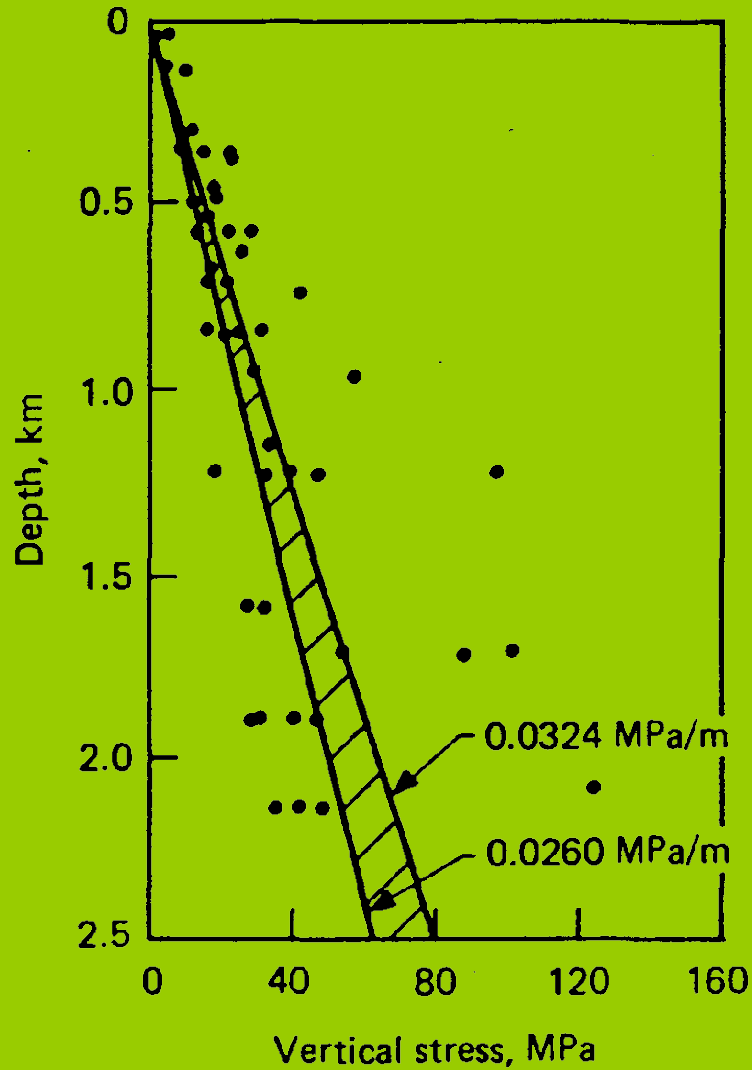


H

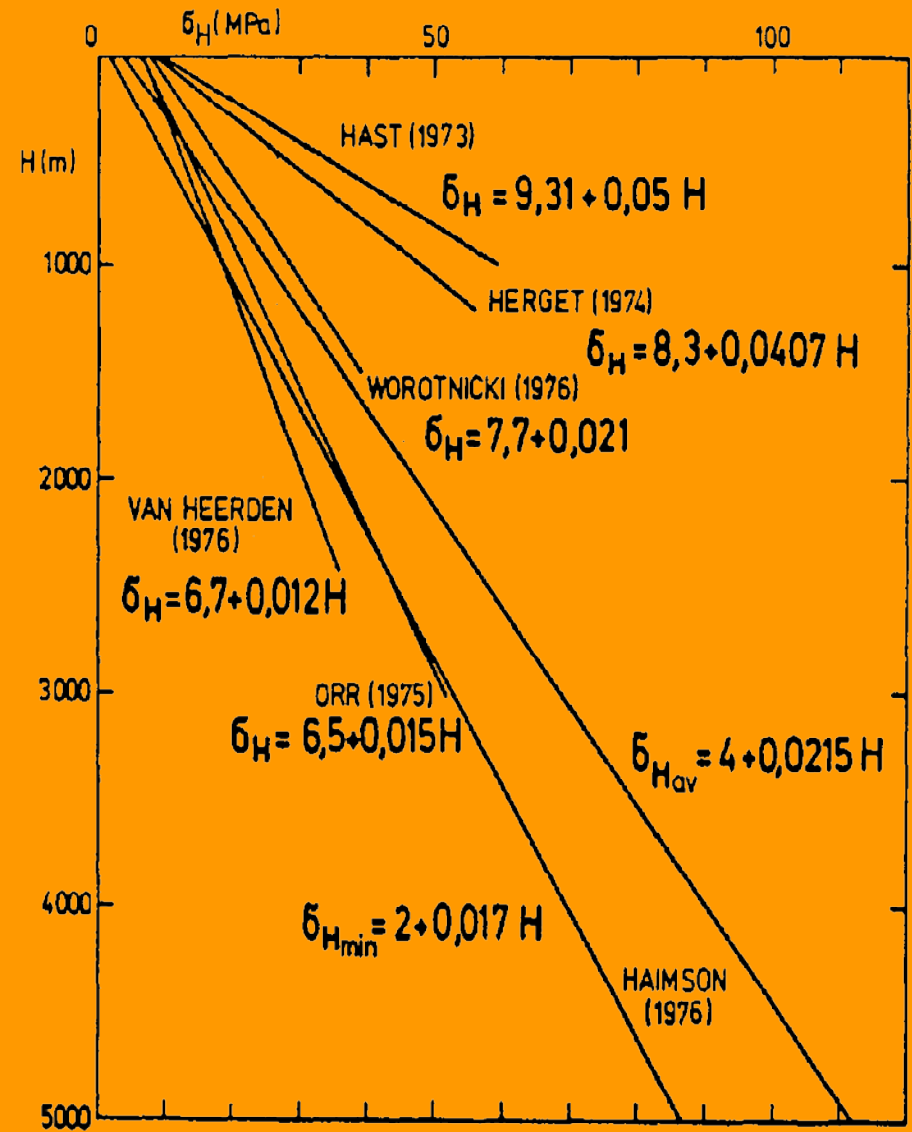
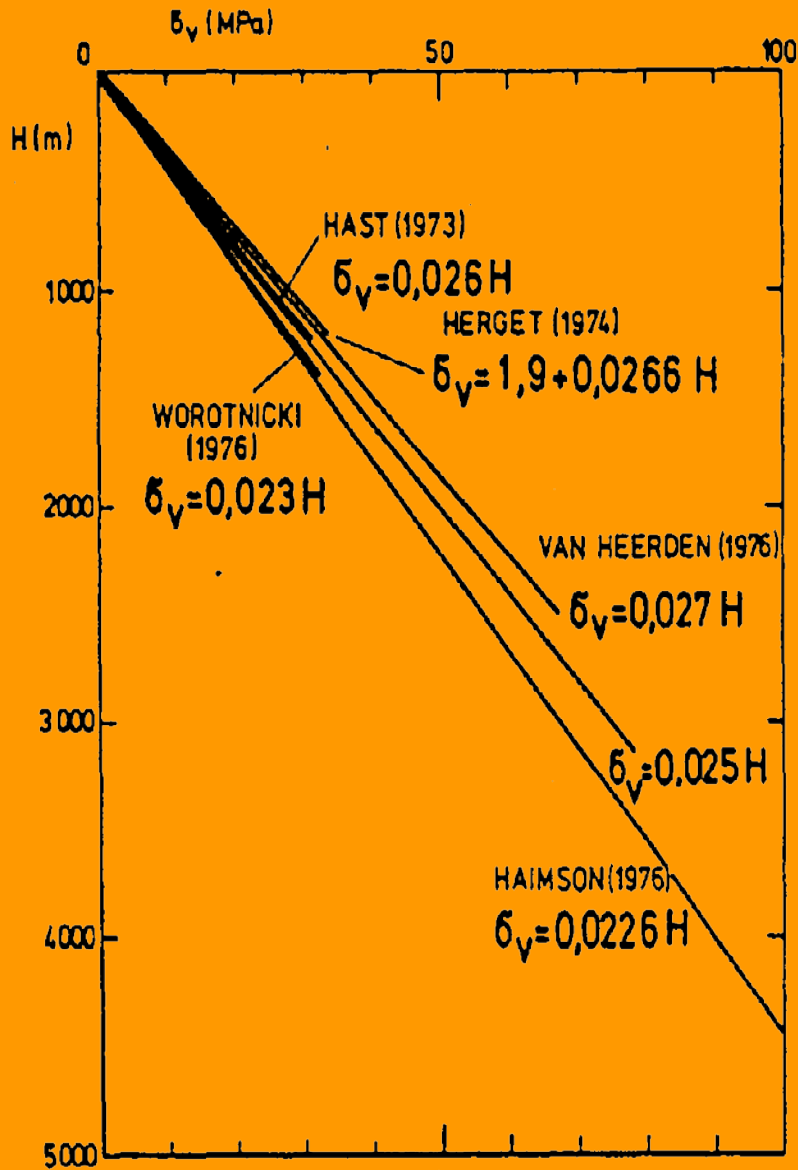
$$\sigma_v = \gamma H$$
$$\sigma_h = K_o \sigma_v$$



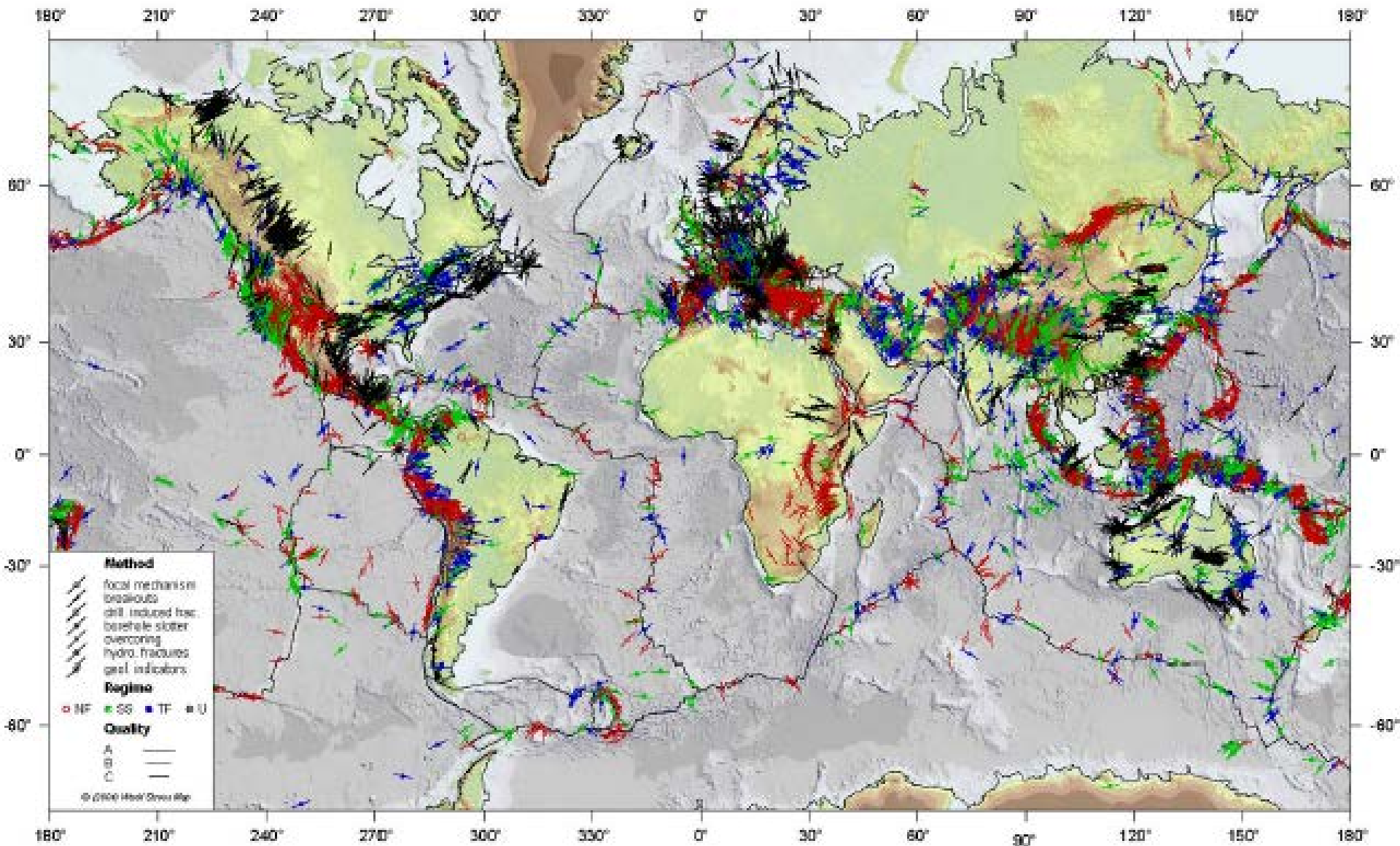
ESTADO DE LAS SOLICITACIONES NATURALES



ESTADO DE LAS SOLICITACIONES NATURALES



World Stress Map

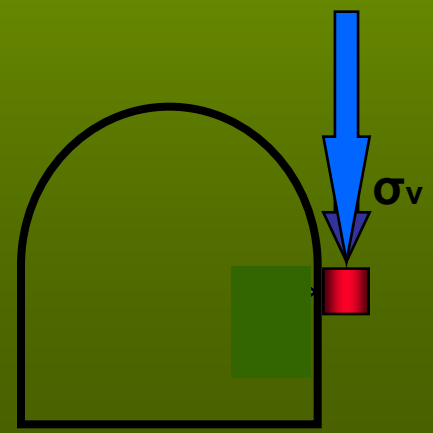




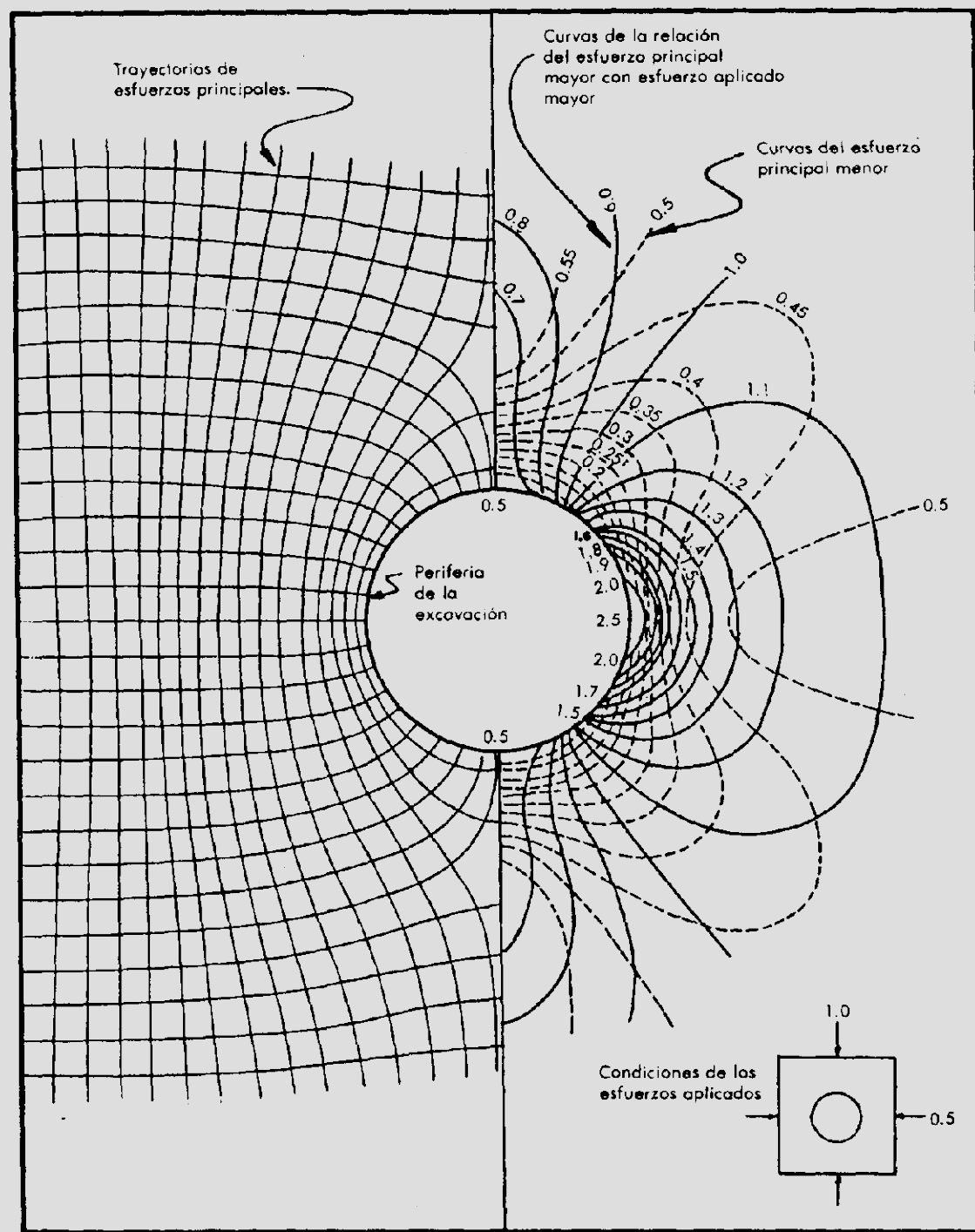
H

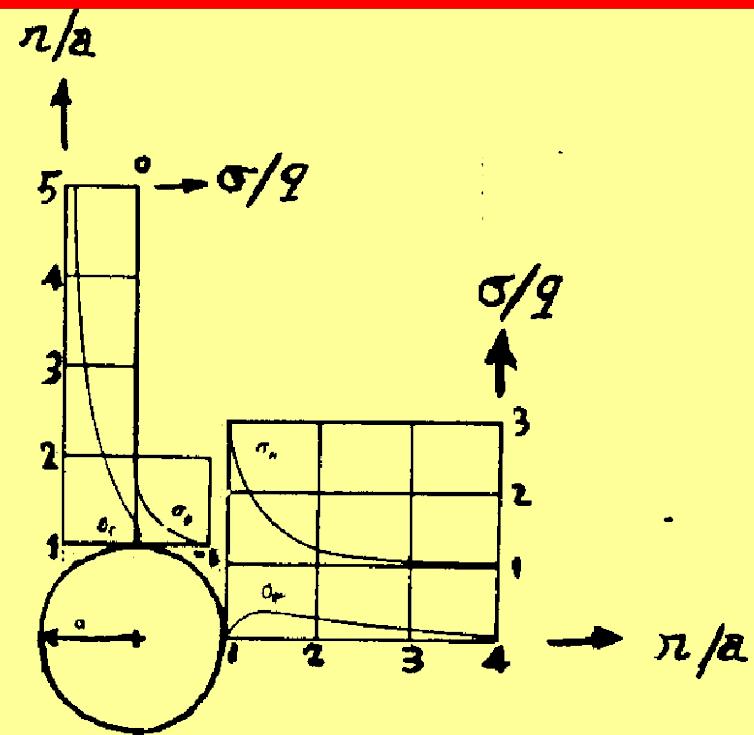
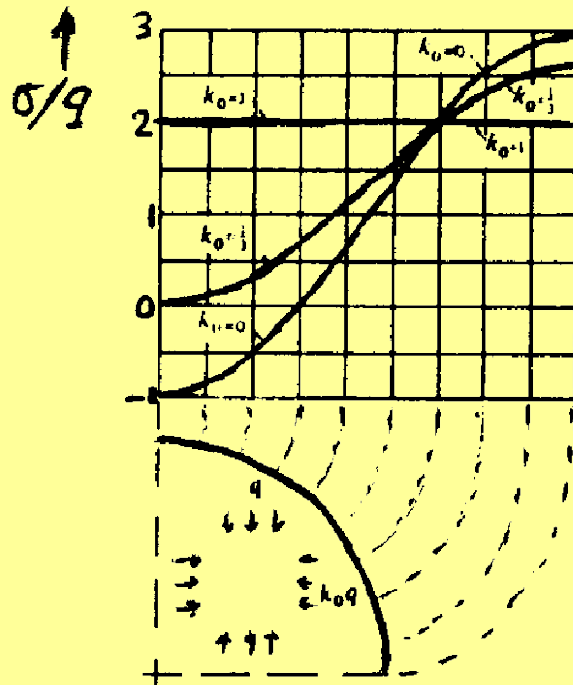


$\sigma_v = \gamma H$
 $\sigma_h = K_o \sigma_v$



SOLICITACIONES INDUCIDAS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR



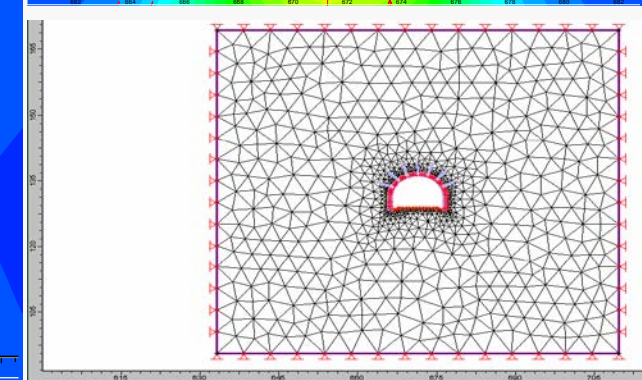
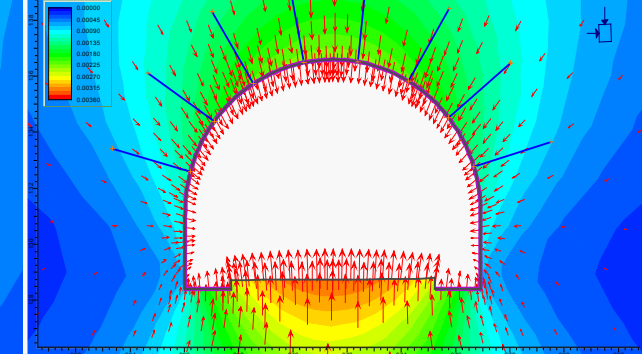
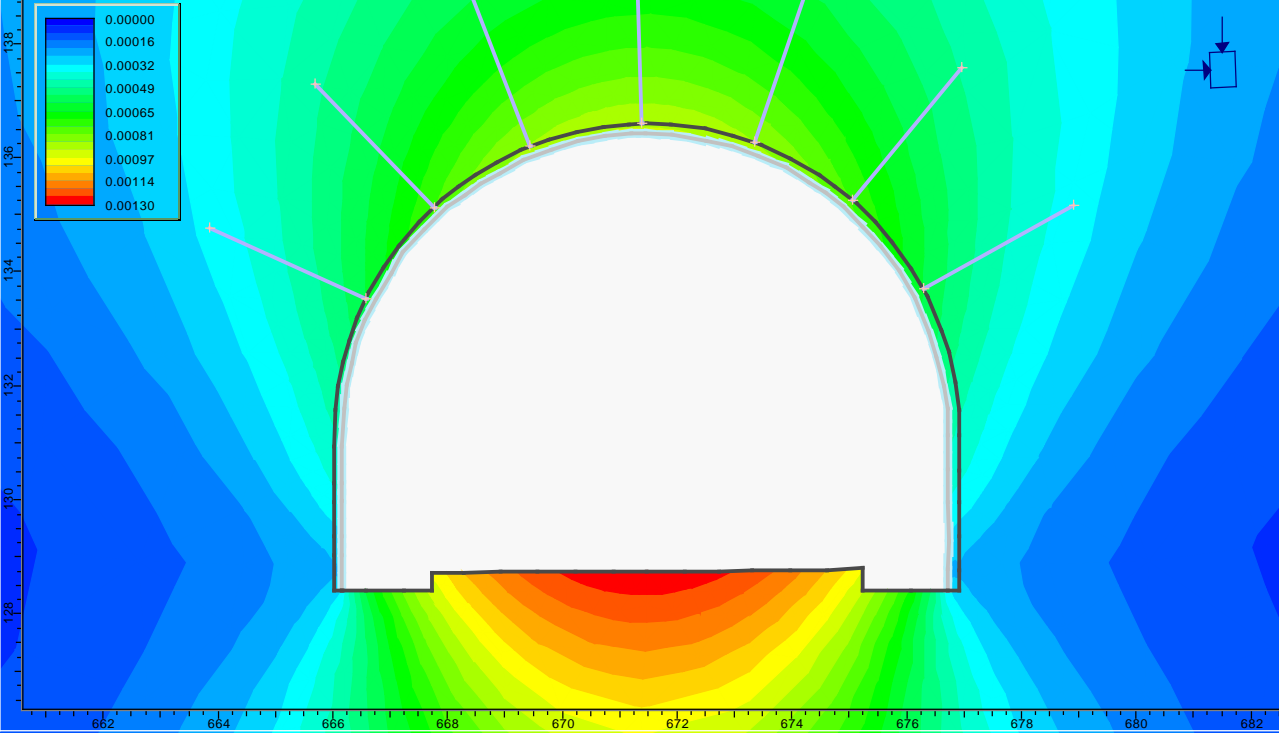
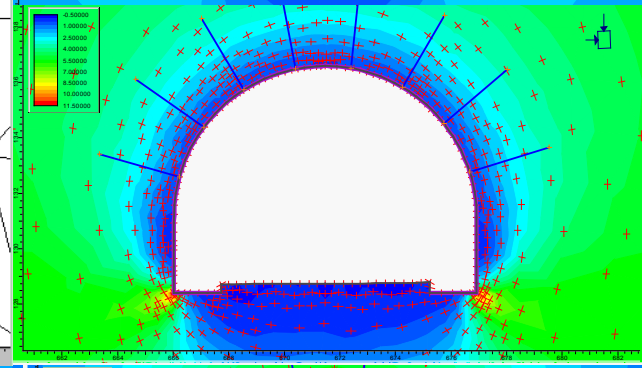
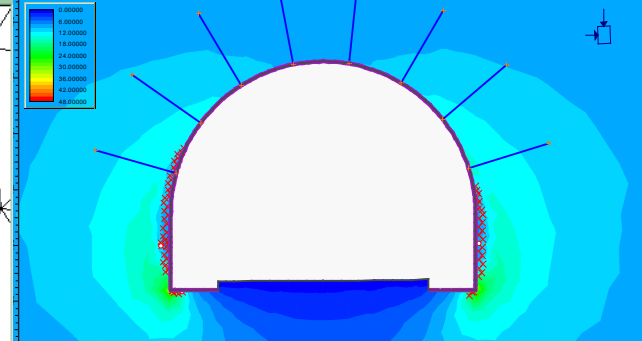
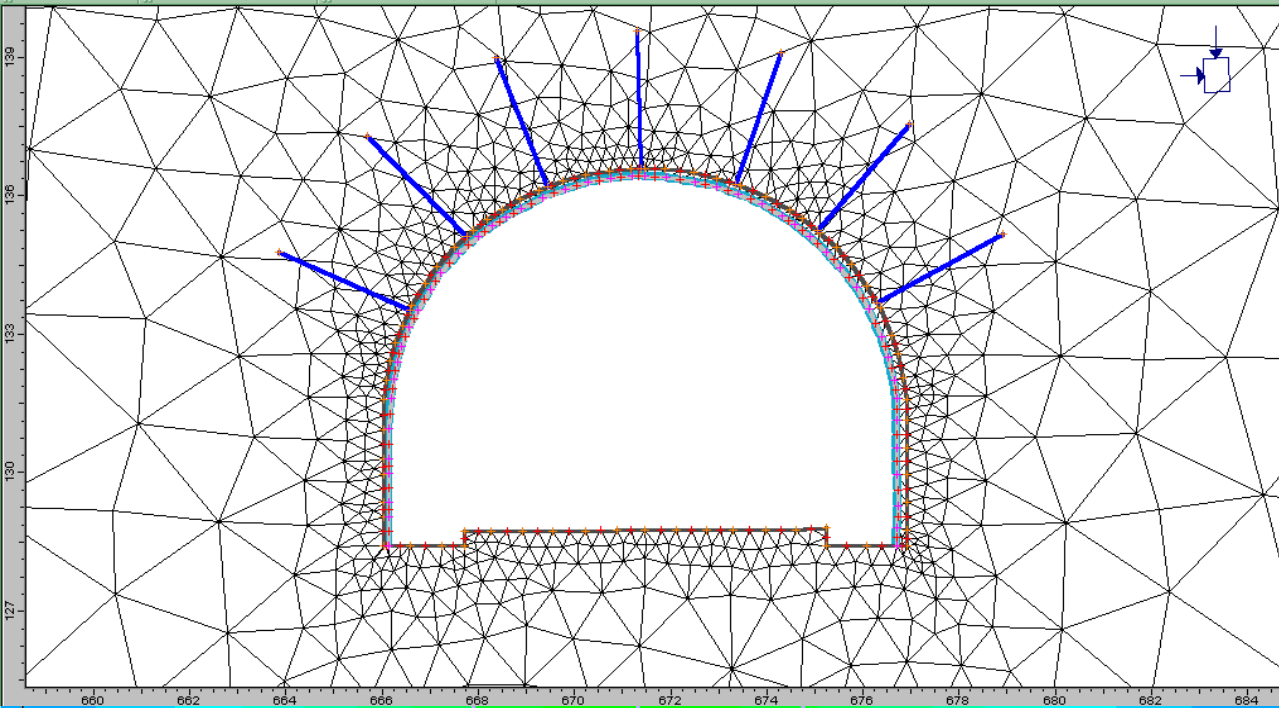


ESTADO DE LAS SOLICITACIONES REDISTRIBUIDAS

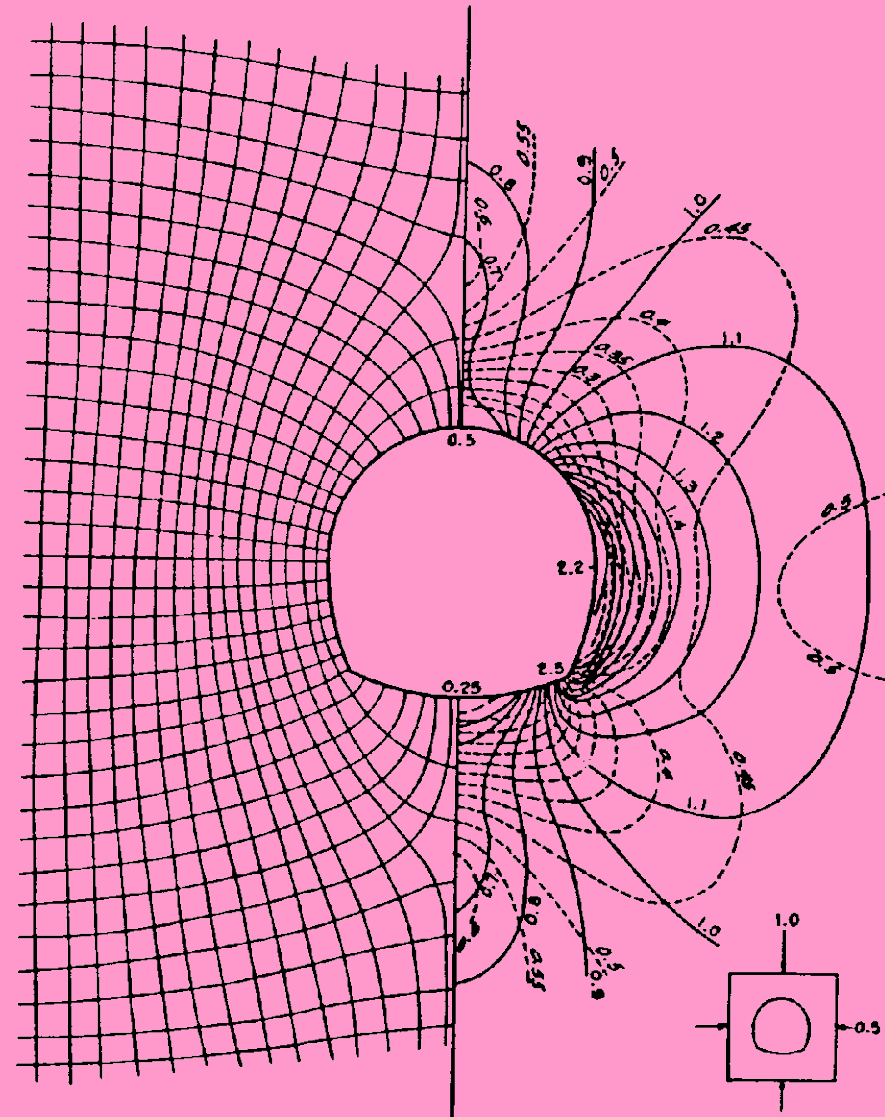
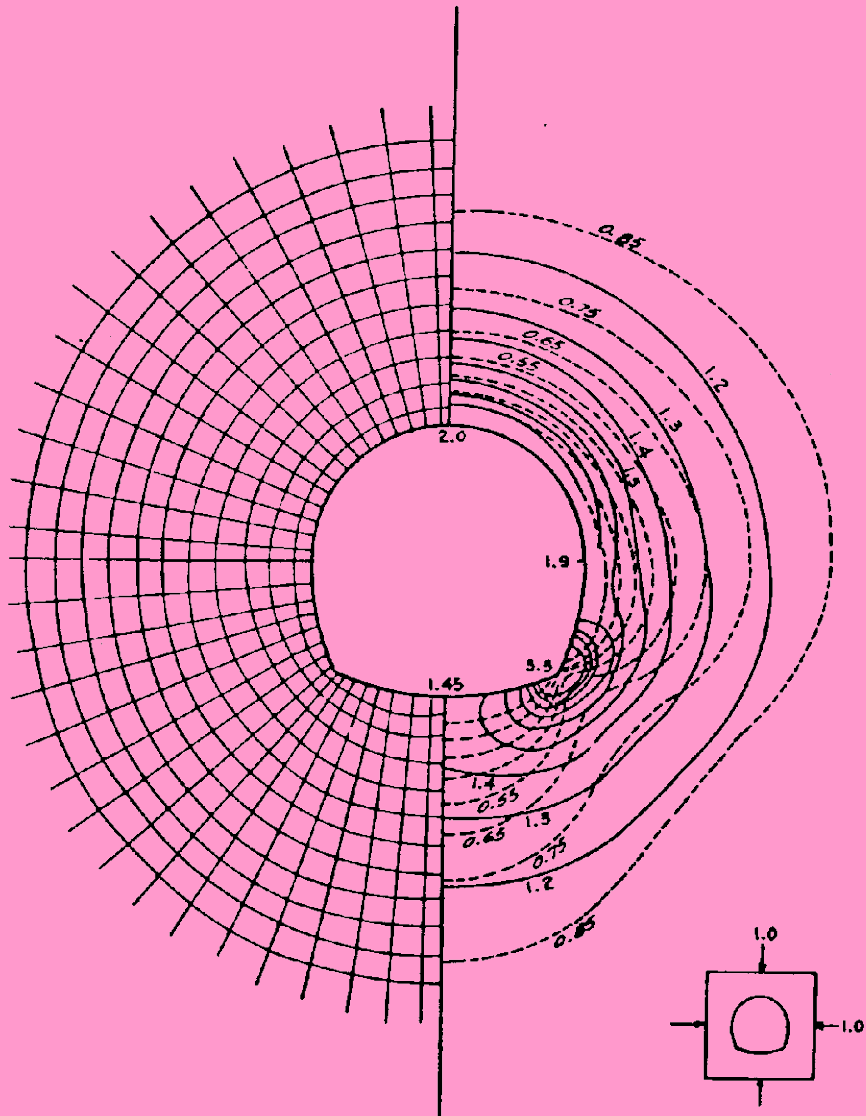
$$\frac{\sigma_r}{q} = \frac{1+K_0}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) - \left(\frac{1-K_0}{2}\right) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\frac{\sigma_\theta}{q} = \frac{1+K_0}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) + \left(\frac{1-K_0}{2}\right) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

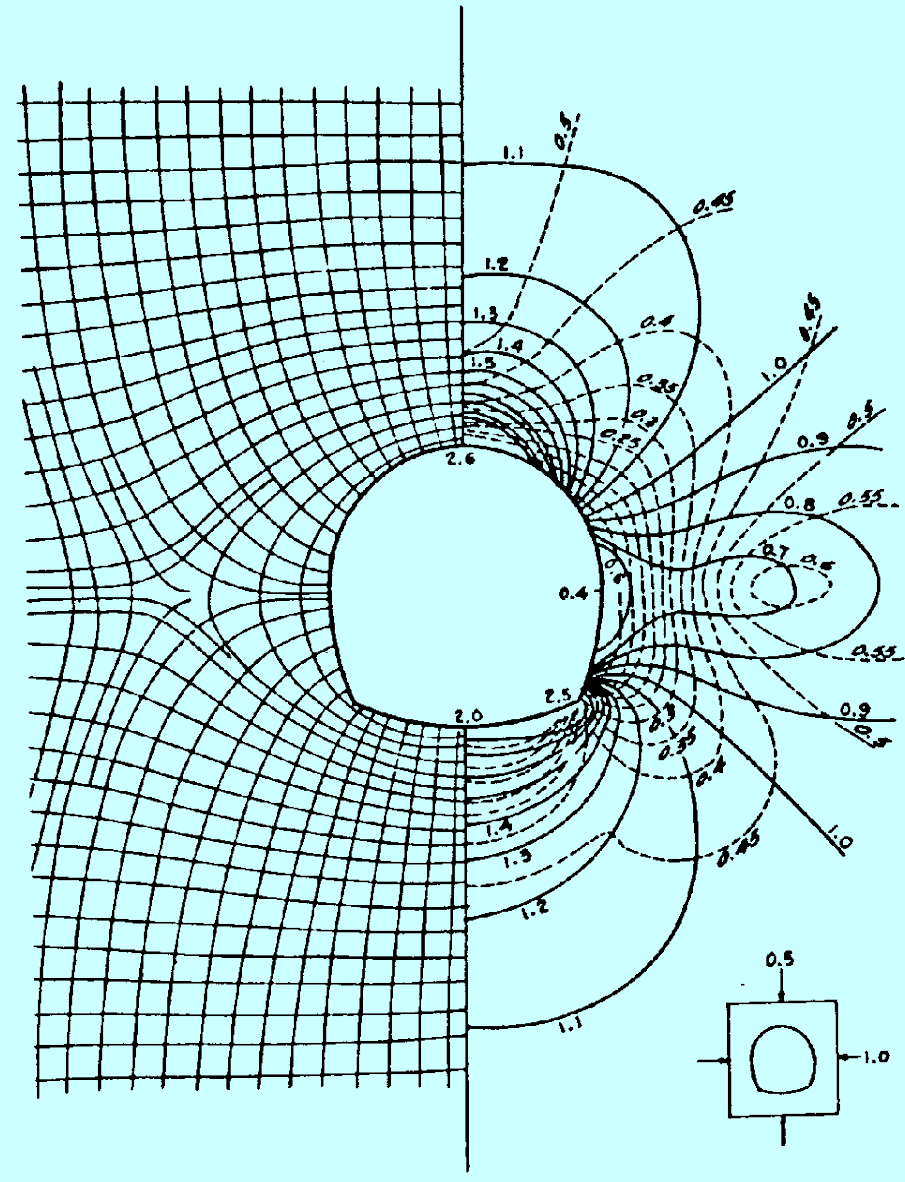
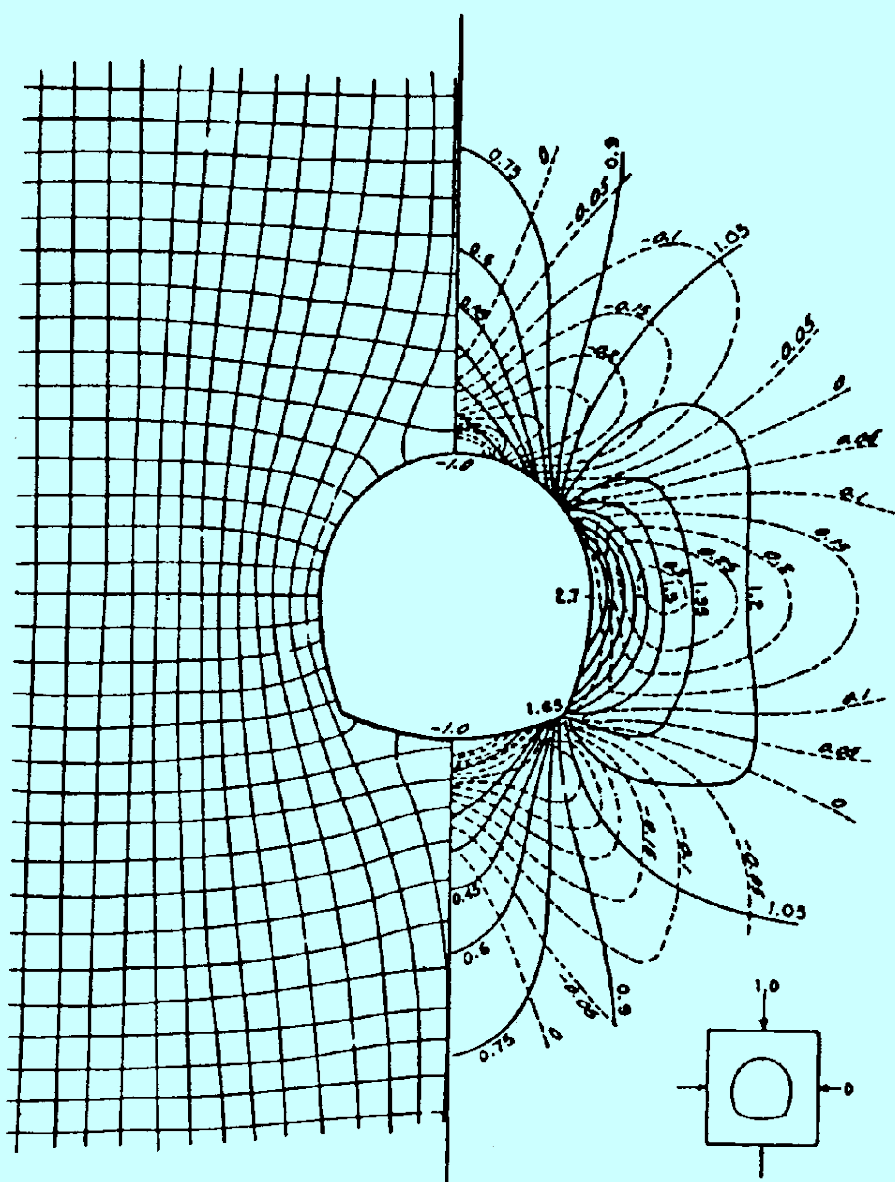
$$\frac{\tau_{r\theta}}{q} = \frac{1-K_0}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

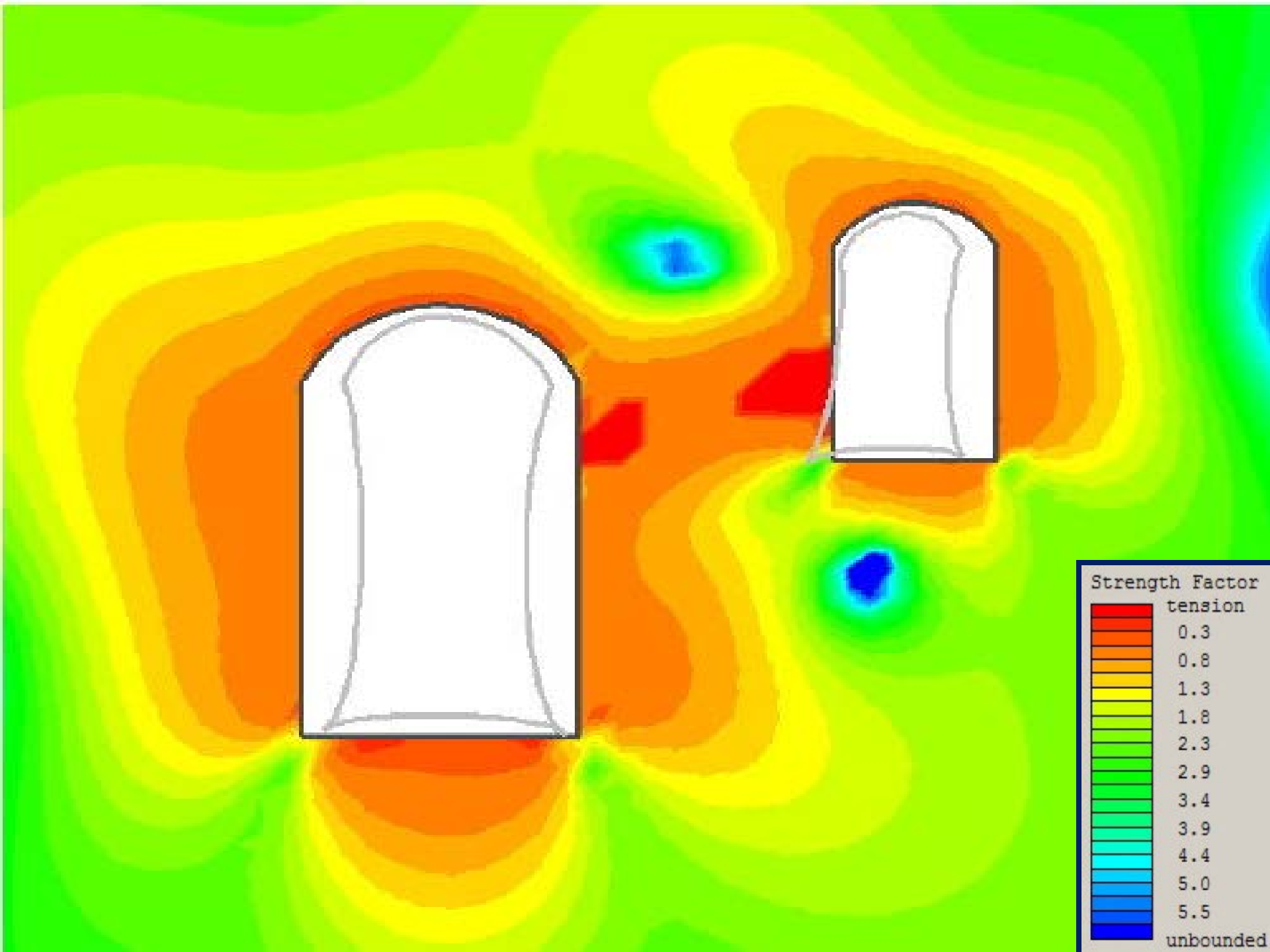


SOLICITACIONES INDUCIDAS ALREDEDOR DE UN TUNEL



SOLICITACIONES INDUCIDAS ALREDEDOR DE UN TUNEL





- in roof: $\sigma_{\theta} = p_v (A \times k - 1)$ (MPa)






- in walls: $\sigma_{\theta} = p_v (B - k)$ (MPa)

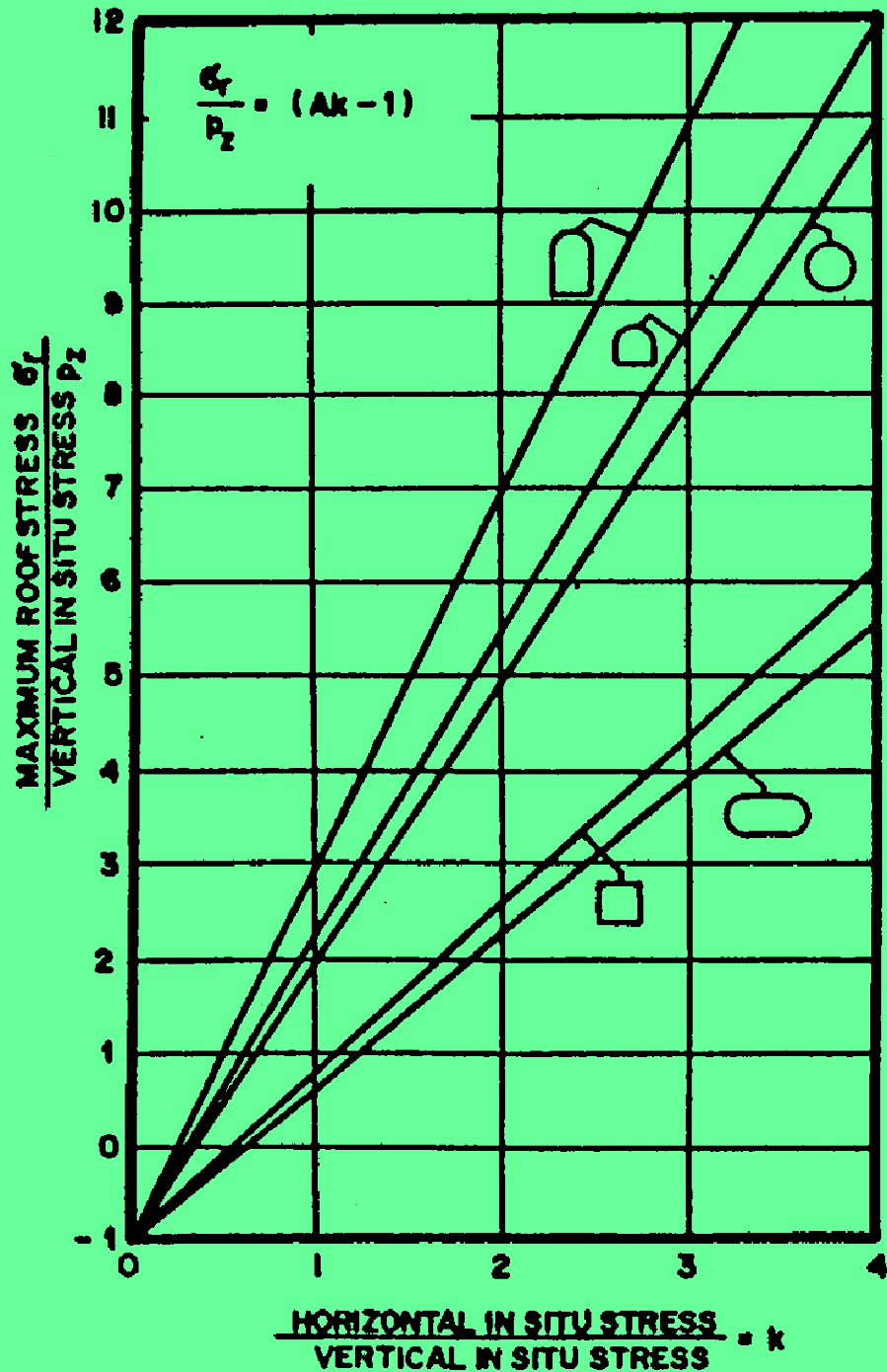
Here k = horizontal stress/vertical stress






p_v = the vertical stress in MPa at tunnel level

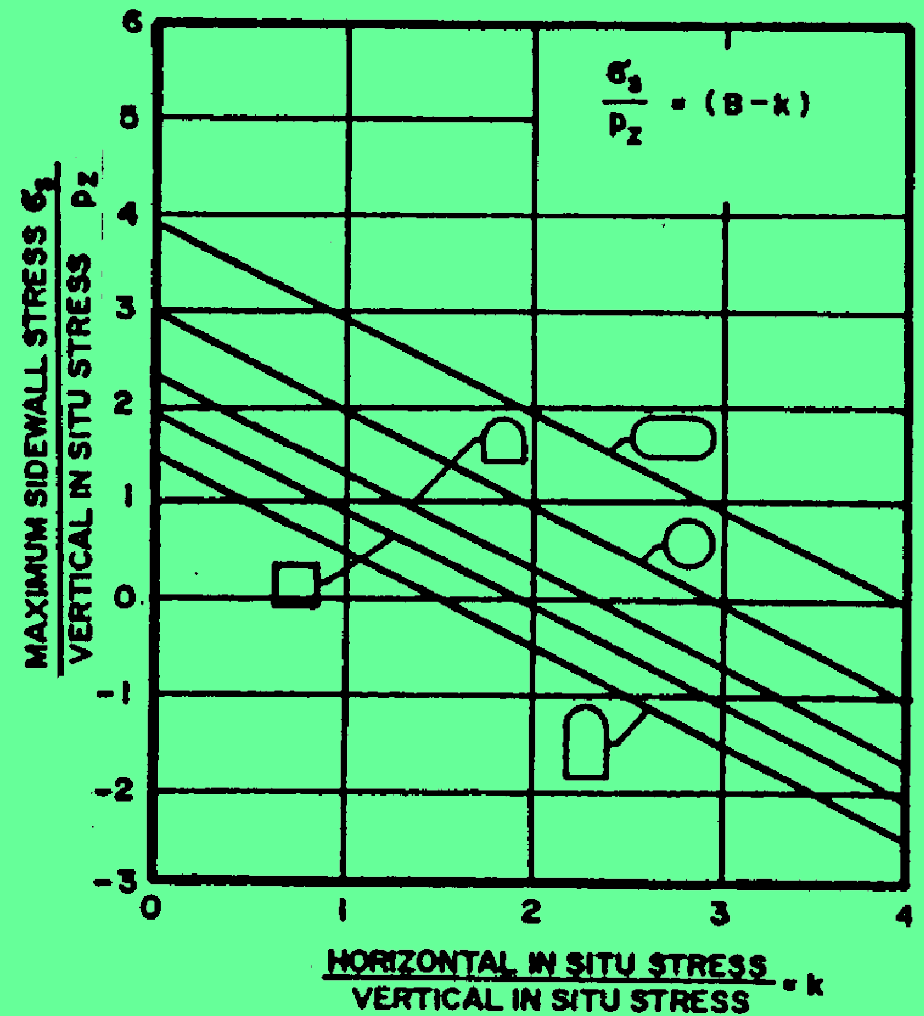
A and B are tunnel factors given in Table A3.

Values of the tunnel shape factor

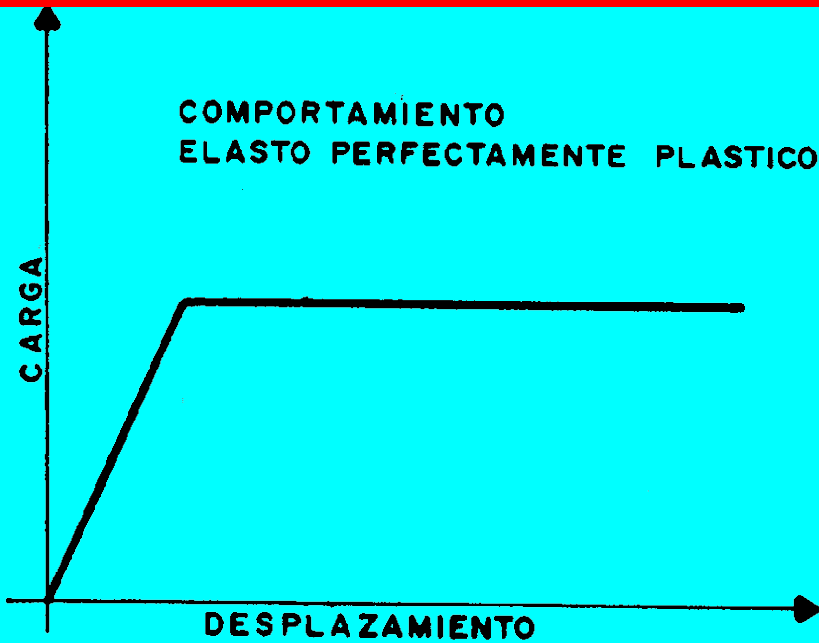
Tunnel factor	Tunnel shape				
					
A	4.0	3.2	3.1	3.0	1.9
B	1.5	2.3	2.7	3.0	1.9



VALUES OF CONSTANTS A B					
					
A	4.0	3.2	3.0	1.9	1.8
B	1.5	2.3	3.0	1.9	3.9



COMPORTAMIENTO
ELASTO PERFECTAMENTE PLASTICO



COMPORTAMIENTO
ELASTOPLASTICO FRAGIL



COMPORTAMIENTO
ELASTOPLASTICO CON ENDURECIMIENTO



COMPORTAMIENTO
ELASTOPLASTICO CON ABLANDAMIENTO



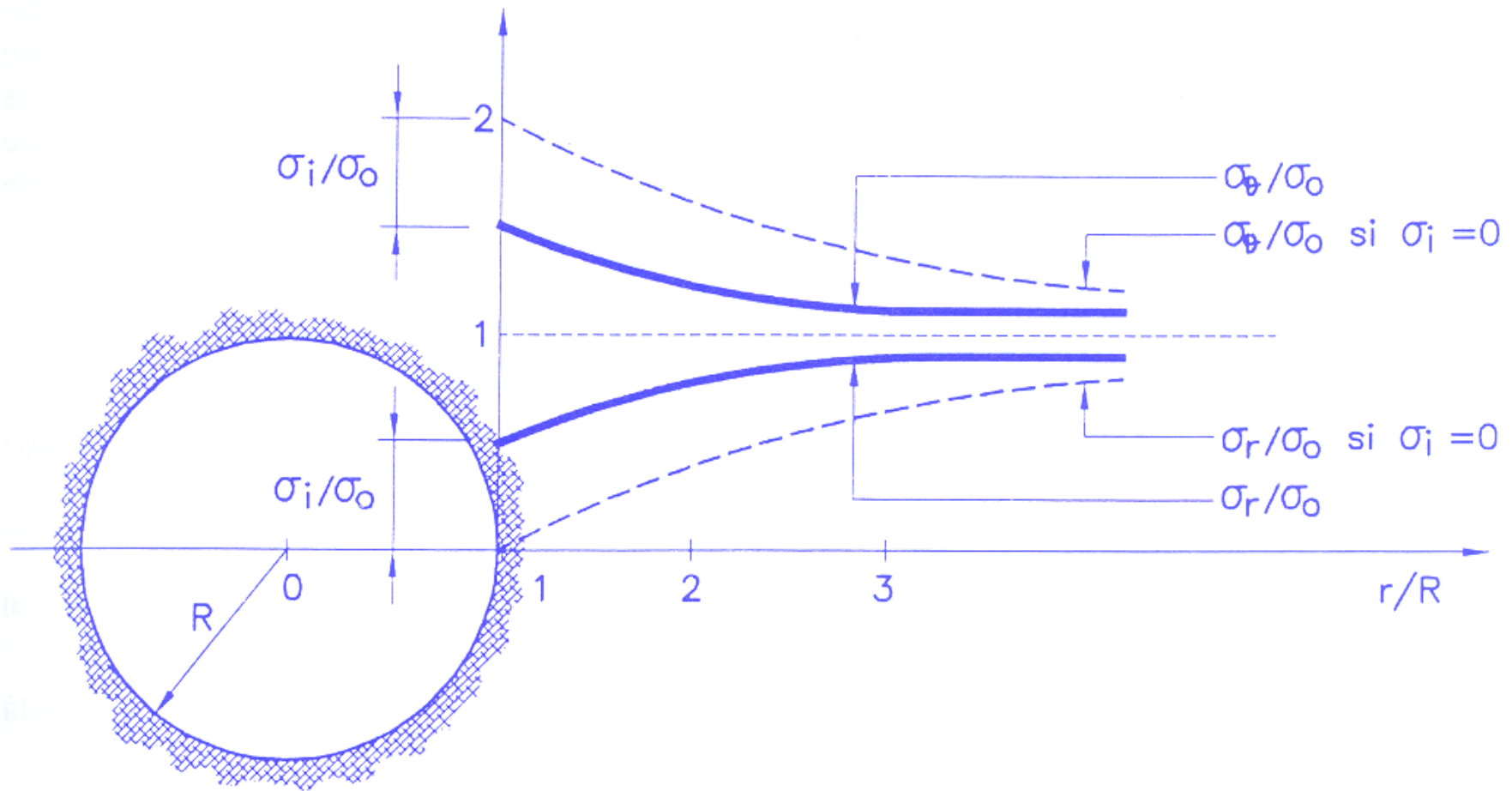


Figura 1. Distribución de tensiones alrededor de una galería circular excavada en un medio elástico con campo hidrostático de tensiones (Romana, M., 1984).

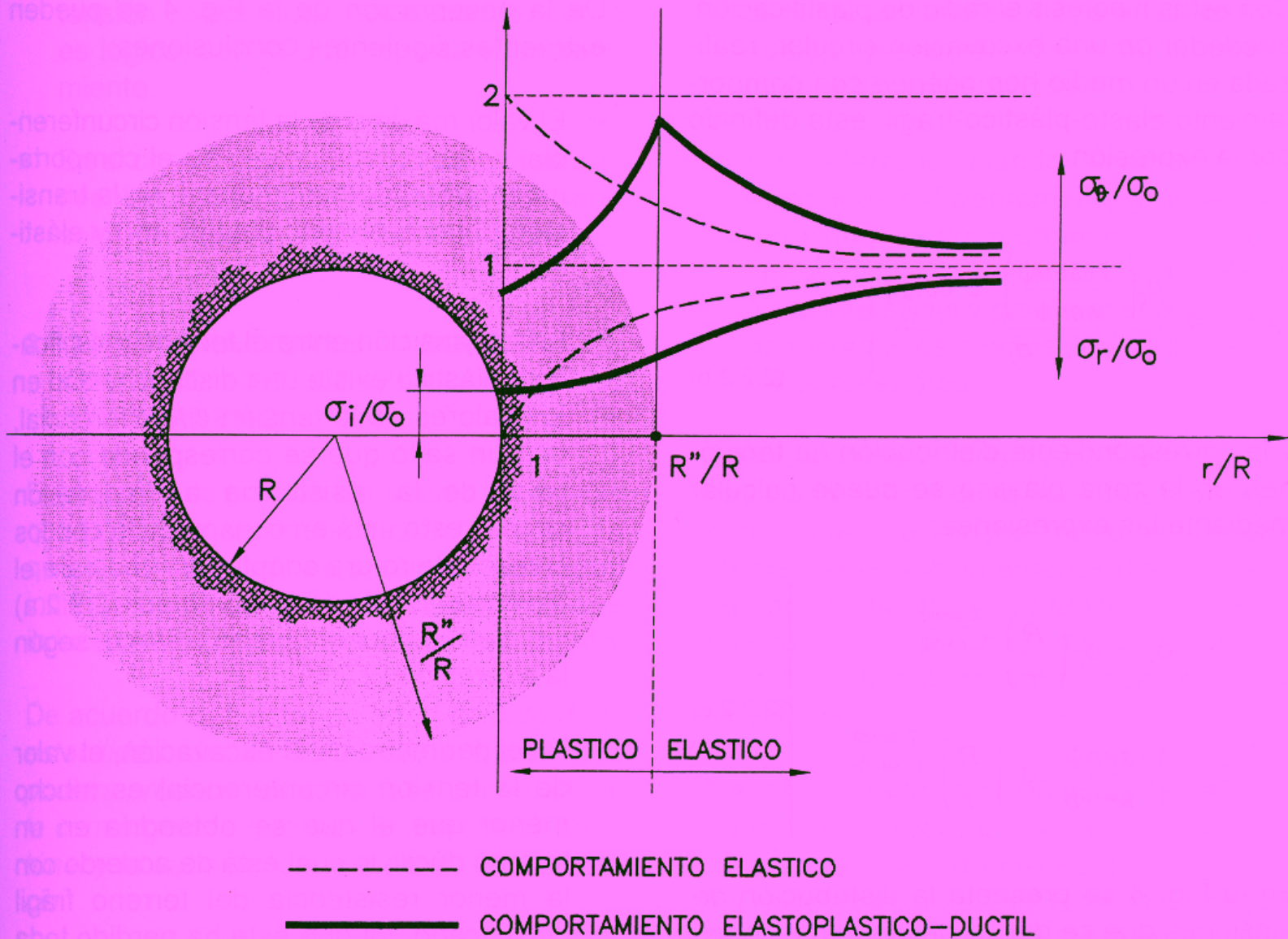


Figura 3. Distribución de tensiones alrededor de una galería circular excavada en un medio homogéneo, con comportamiento elasto-plástico dúctil en un campo hidrostático (Romana, M., 1984).

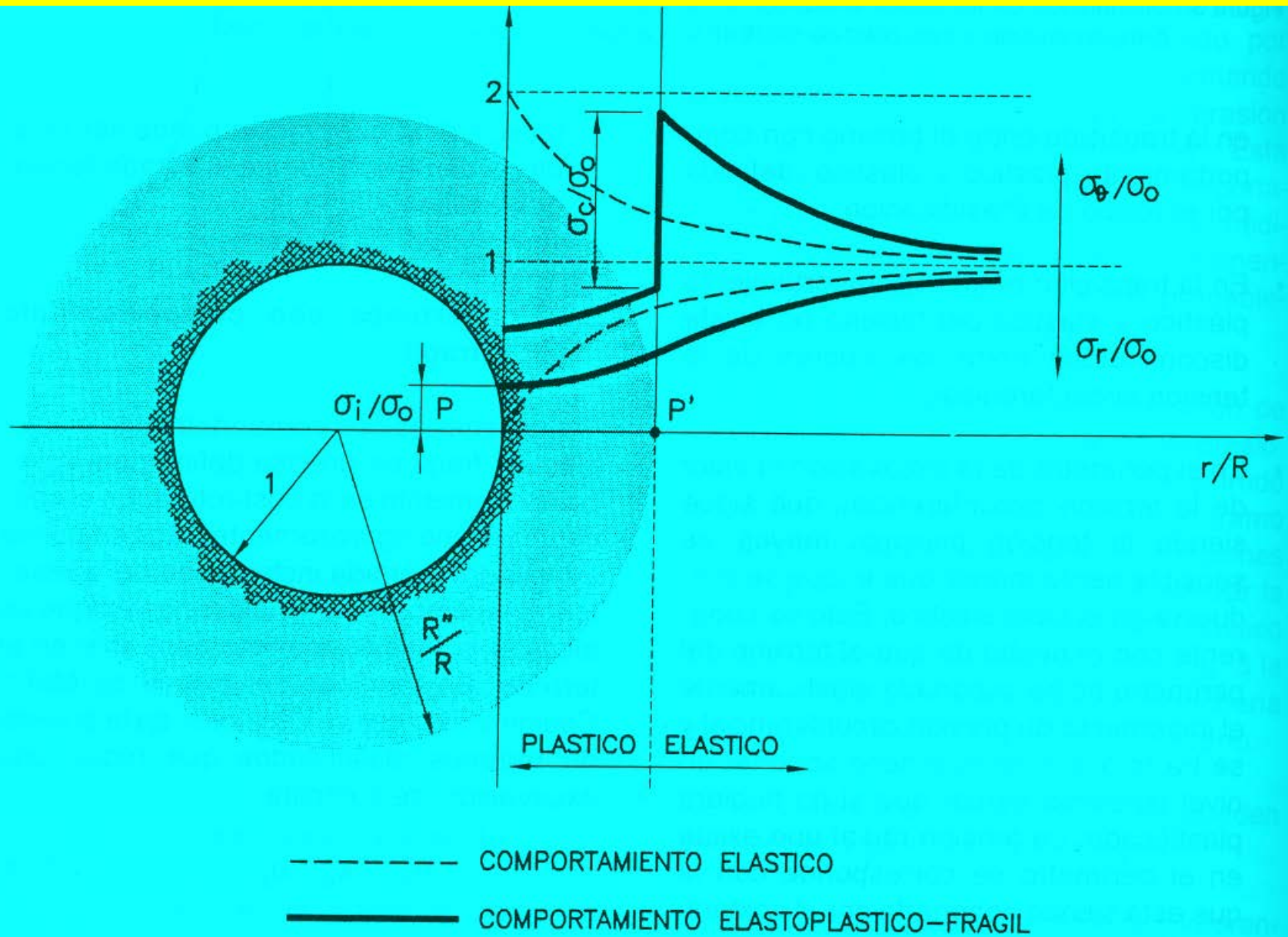


Figura 4. Distribución de tensiones alrededor de una galería circular excavada en un medio homogéneo, con comportamiento elasto-plástico frágil en un campo hidrostático (Romana, M., 1984).

DEFORMACIONES INDUCIDAS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR en un medio elástico lineal

Las tensiones se aplican después de perforado el túnel:

$$\frac{Eu}{qa} = (1 - \nu^2) \left\{ \frac{1 + K_0}{2} \left(\frac{r}{a} + \frac{a}{r} \right) - \frac{1 - K_0}{2} \left(\frac{r}{a} - \frac{a^3}{r^3} + \frac{4a}{r} \right) \cos 2\theta \right\} \\ - \nu(1 + \nu) \left\{ \frac{1 + K_0}{2} \left(\frac{r}{a} - \frac{a}{r} \right) + \frac{1 + K_0}{2} \left(\frac{r}{a} - \frac{a^3}{r^3} \right) \cos 2\theta \right\}$$

$$\frac{Ev}{qa} = \frac{1 - K_0}{2} \left\{ (1 - \nu^2) \left(\frac{r}{a} + \frac{2a}{r} + \frac{a^3}{r^3} \right) + \nu(1 + \nu) \left(\frac{r}{a} - \frac{2a}{r} + \frac{a^3}{r^3} \right) \right\} \sin 2\theta$$

Las tensiones se aplican antes de perforado el túnel:

$$\frac{Eu}{qa} = (1 + \nu) \left\{ \frac{1 + K_0}{2} \frac{a}{r} - \left(\frac{1 - K_0}{2} \right) \left[(1 - \nu) \left(\frac{4a}{r} - \frac{a^3}{r^3} \right) \right] \cos 2\theta \right\}$$

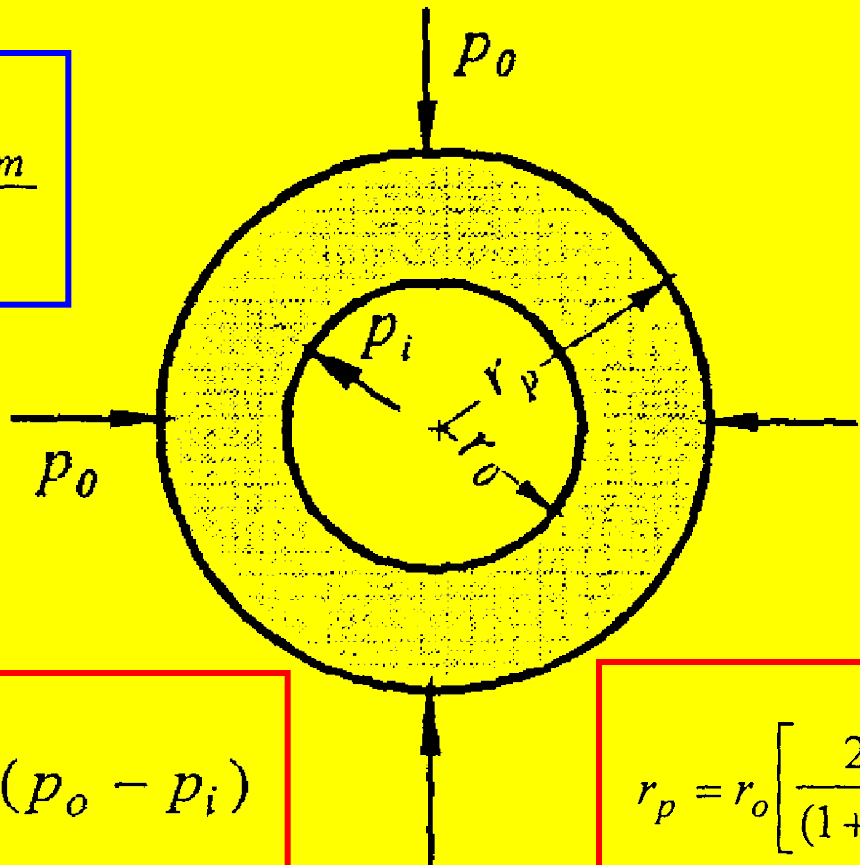
$$\frac{Ev}{qa} = (1 + \nu) \left\{ \frac{1 - K_0}{2} \left[(1 - 2\nu) \frac{2a}{r} + \frac{a^3}{r^3} \right] \sin 2\theta \right\}$$

DEFORMACIONES INDUCIDAS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR en un medio elasto-plástico

$$p_{cr} = \frac{2p_o - \sigma_{cm}}{1+k}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{(1 - \sin \phi')}$$

$$k = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')}$$



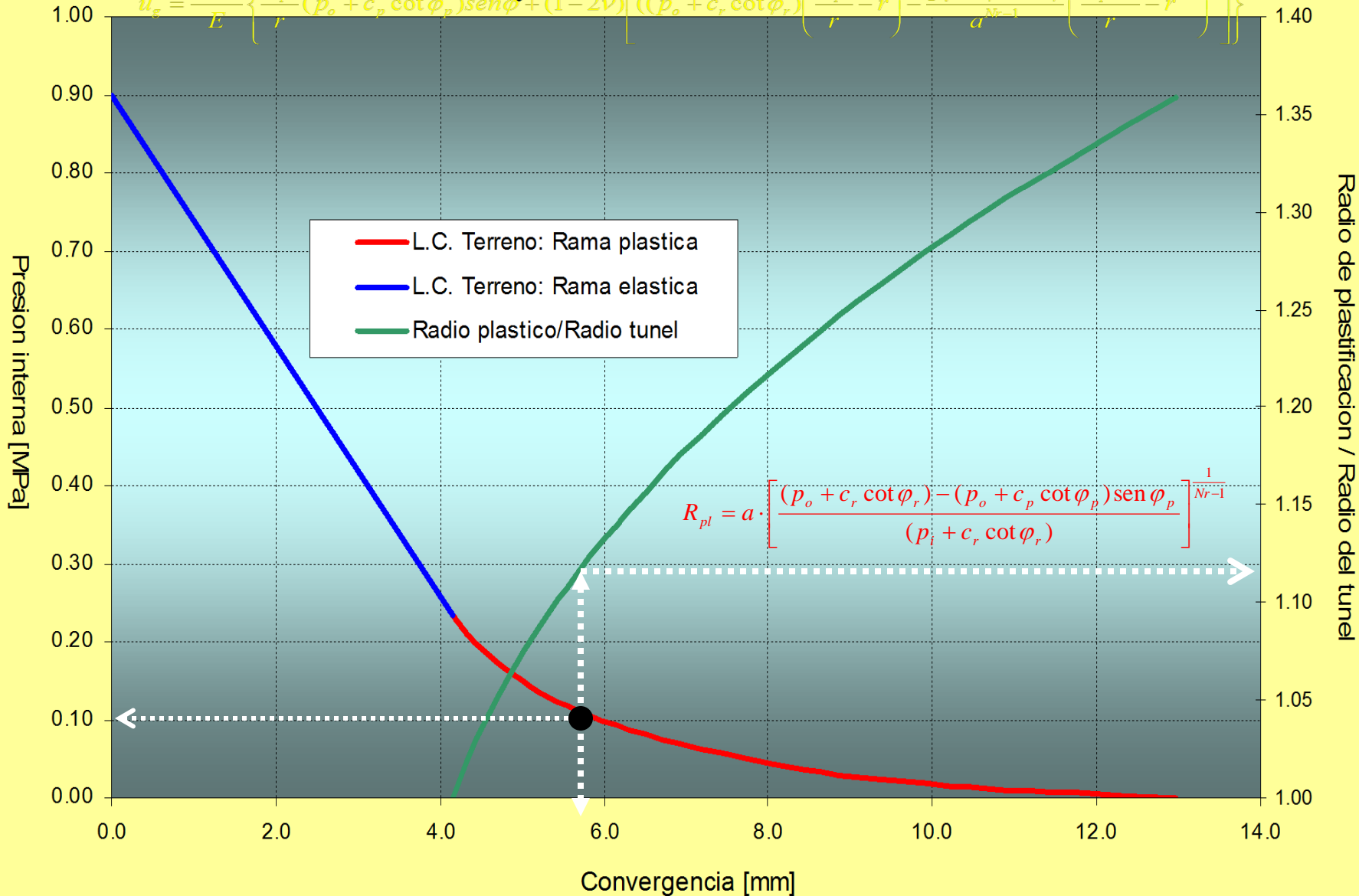
$$u_{ie} = \frac{r_o(1+\nu)}{E}(p_o - p_i)$$

$$r_p = r_o \left[\frac{2(p_o(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)((k-1)p_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

$$u_{ip} = \frac{r_o(1+\nu)}{E} \left[2(1-\nu)(p_o - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1-2\nu)(p_o - p_i) \right]$$

Deformación de la Excavación y Extensión de la Plastificación Vs Presion Interna al Tunnel

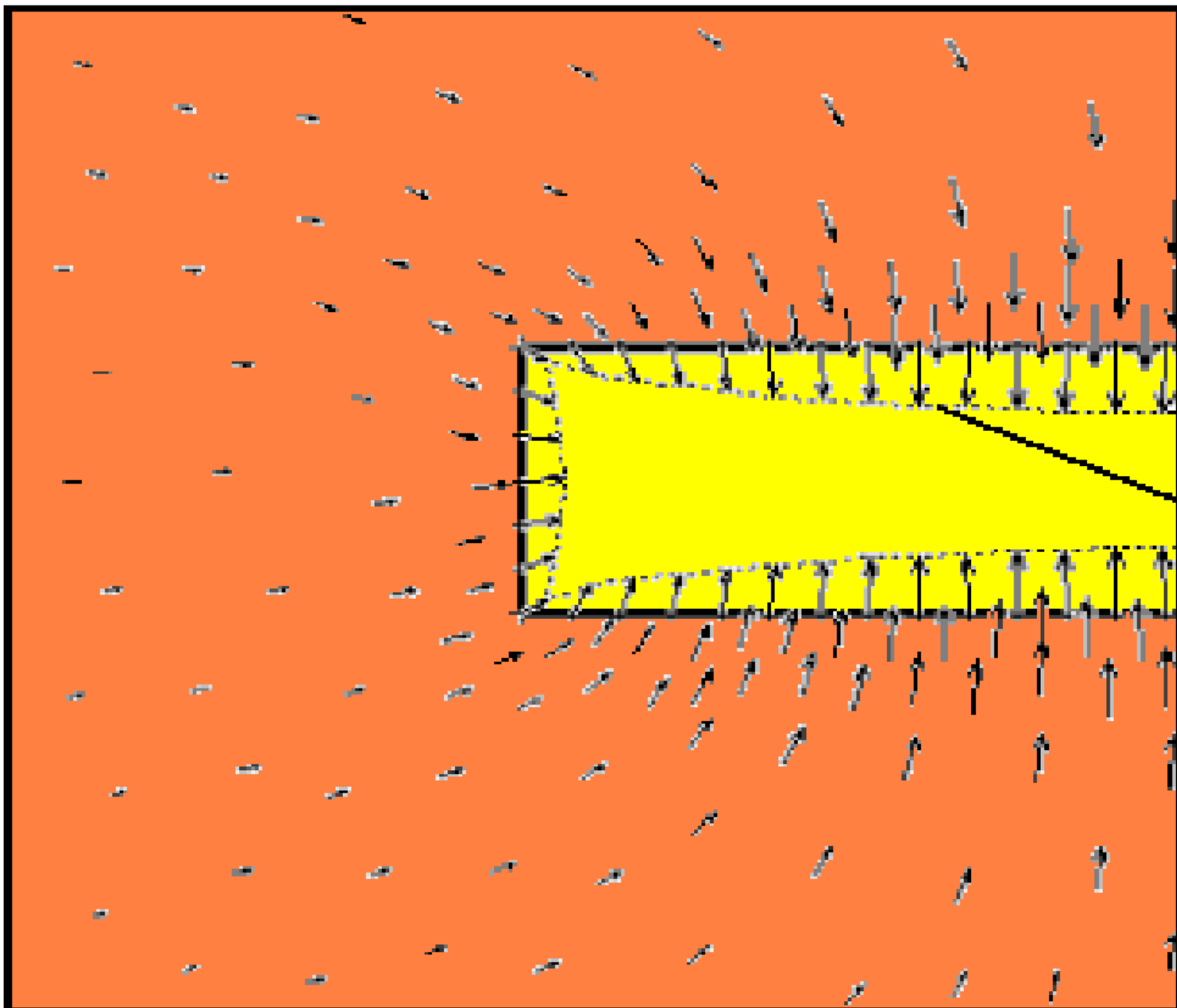
$$u_r = \frac{p_i}{E} \left\{ \frac{c_p}{r} (p_o + c_p \cot \phi_p) \operatorname{sen} \phi_p + (1 - 2\nu) \left[(p_o + c_p \cot \phi_p) \left(\frac{c_p}{r} - r \right) - \frac{p_i}{a^{N-1}} \left(\frac{c_p}{r} - r^{N-1} \right) \right] \right\}$$



- L.C. Terreno: Rama plastica
- L.C. Terreno: Rama elastica
- Radio plastico/Radio tunnel

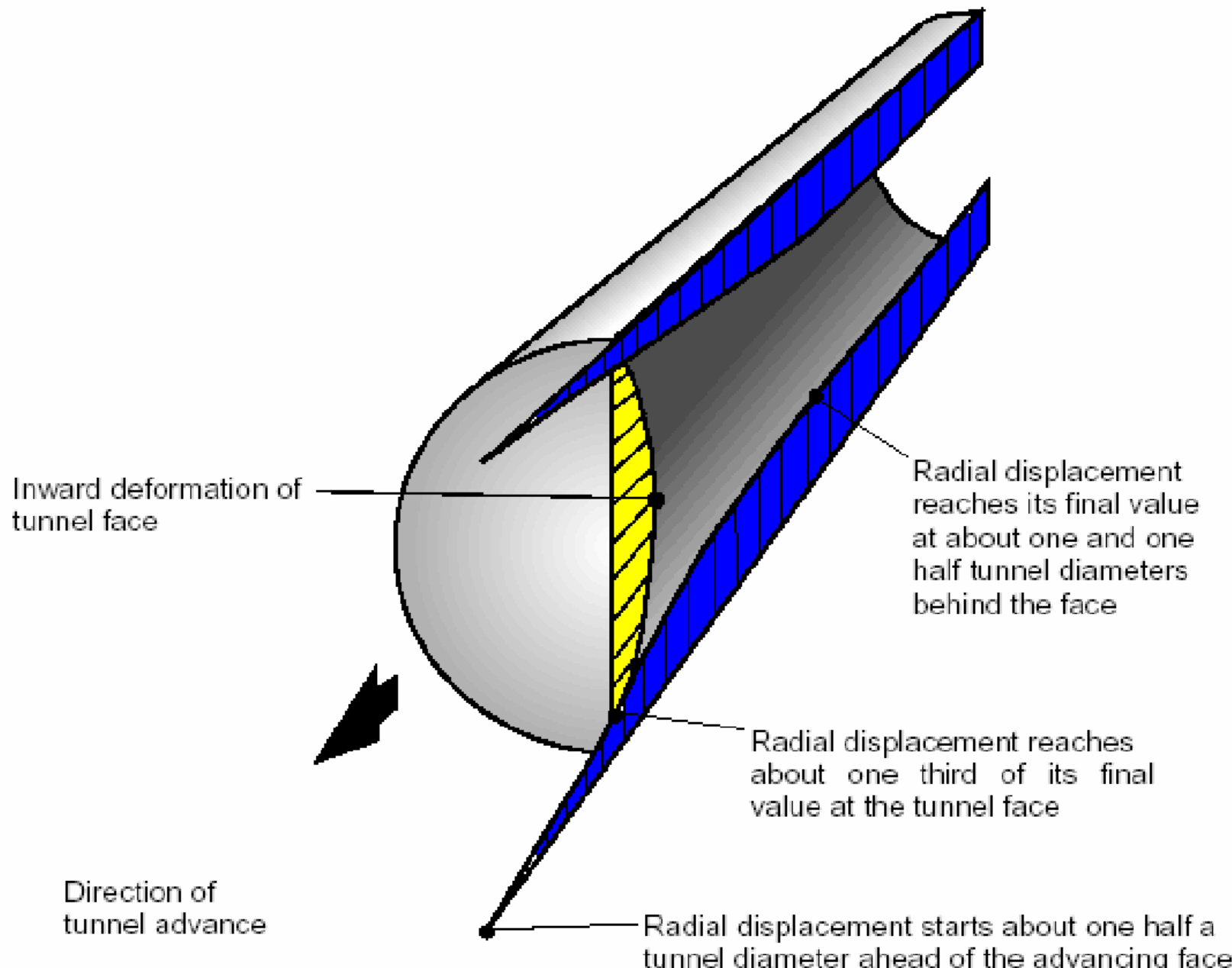
$$R_{pl} = a \cdot \left[\frac{(p_o + c_r \cot \phi_r) - (p_o + c_p \cot \phi_p) \operatorname{sen} \phi_p}{(p_i + c_r \cot \phi_r)} \right]^{\frac{1}{N-1}}$$

Analysis of tunnel behaviour

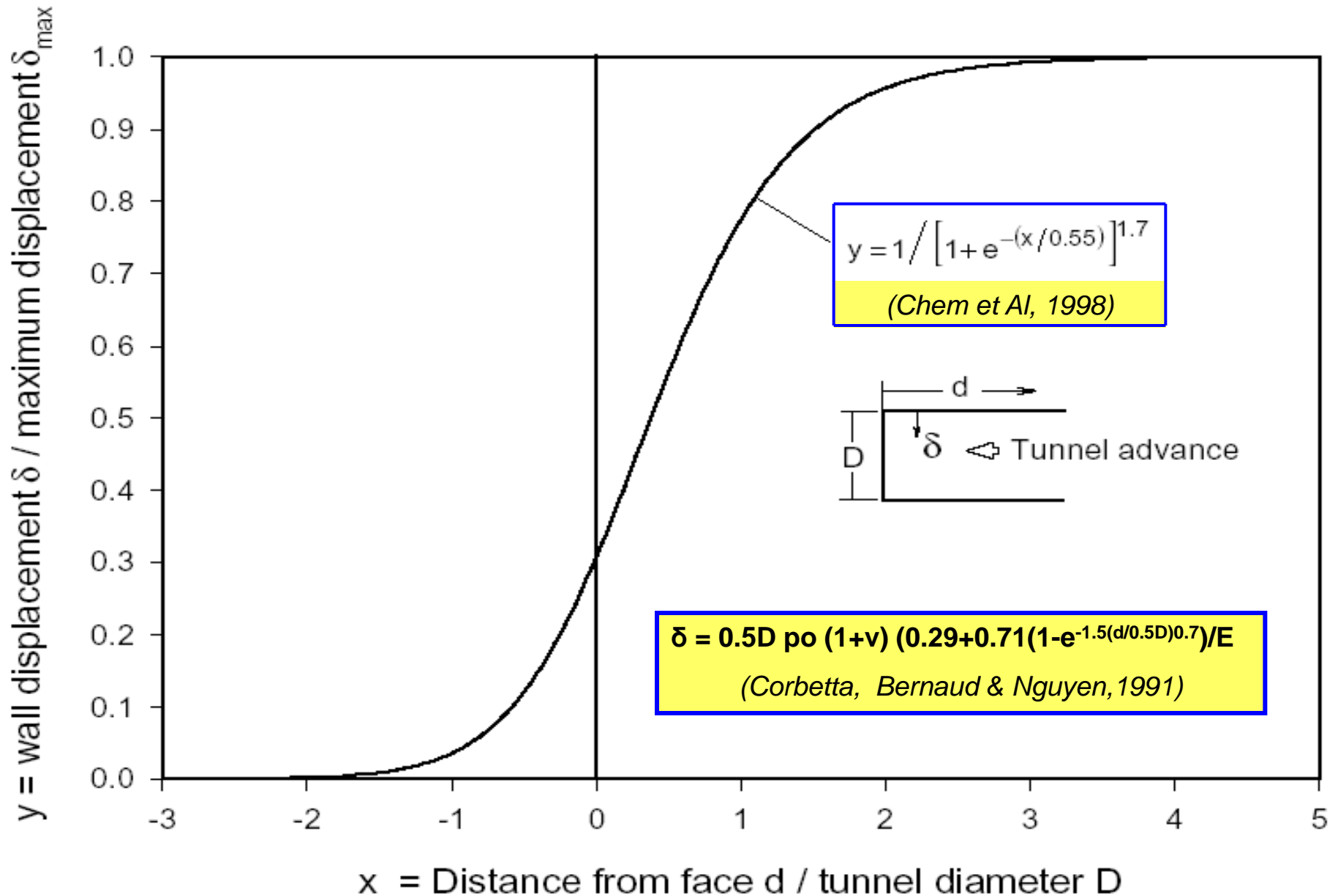


Deformed profile

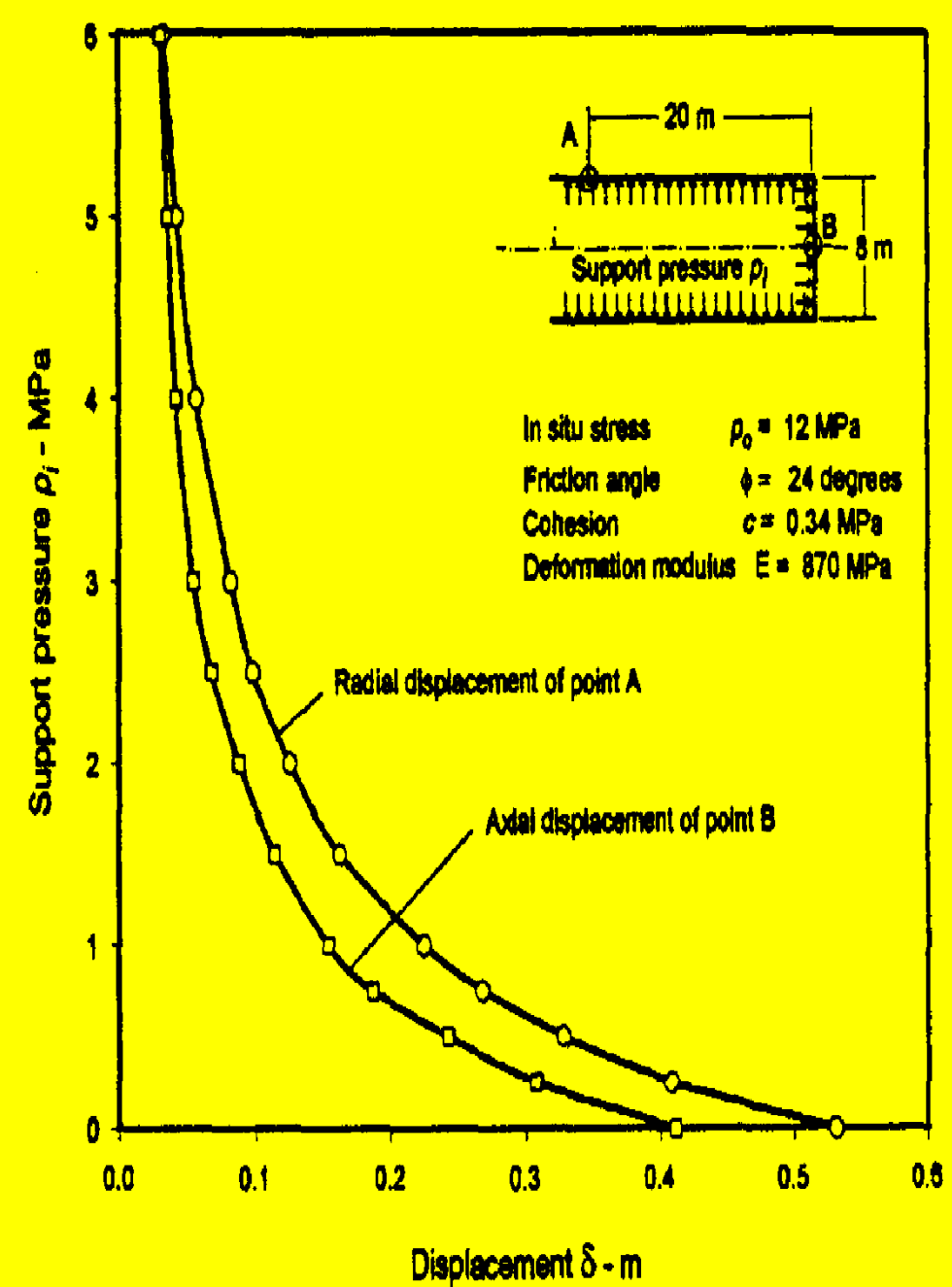
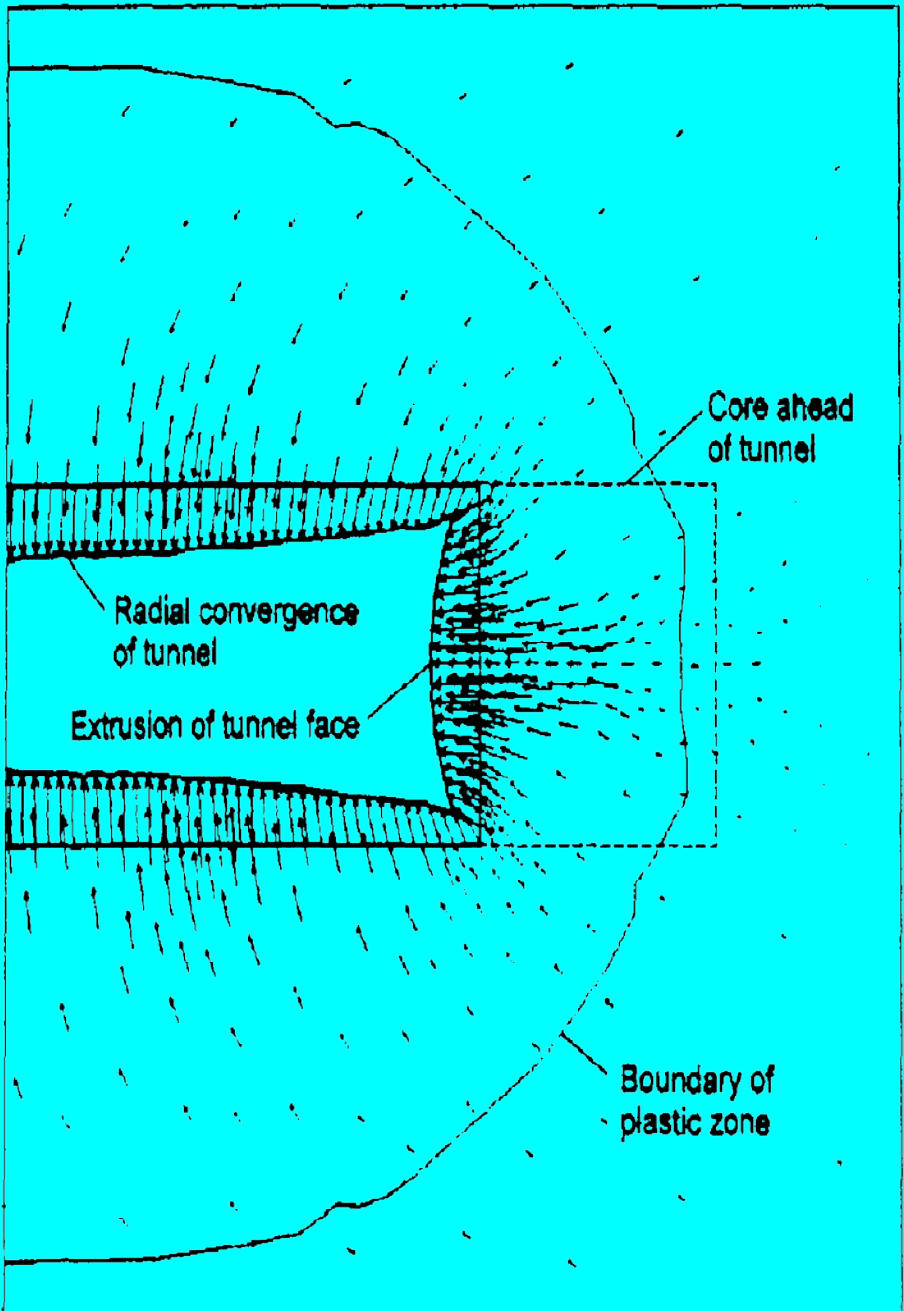
Analysis of tunnel behaviour



Analysis of tunnel behaviour

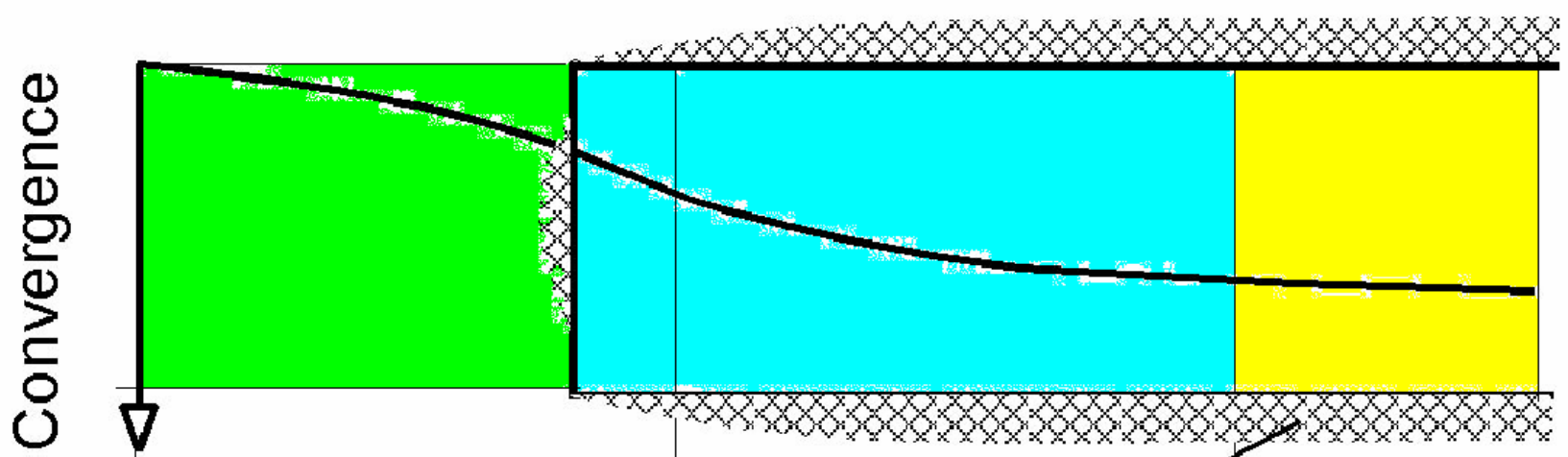


Analysis of tunnel behaviour

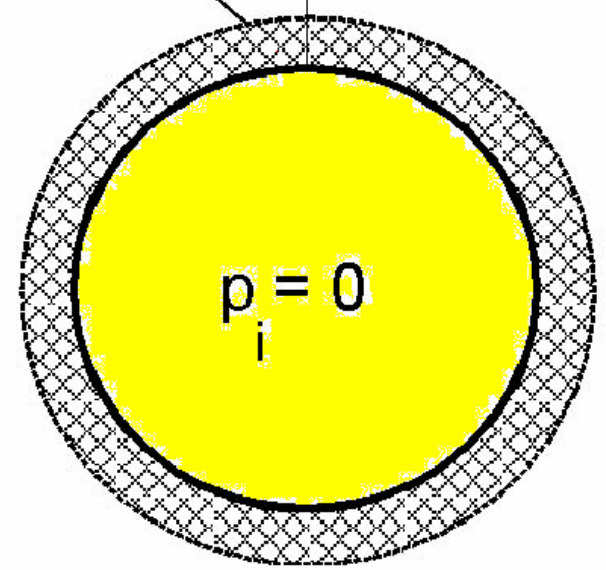
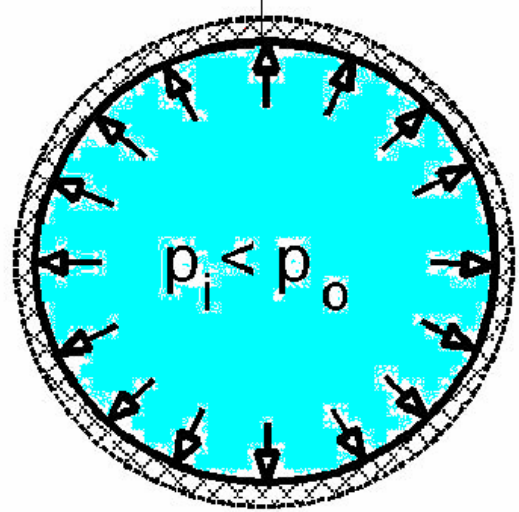
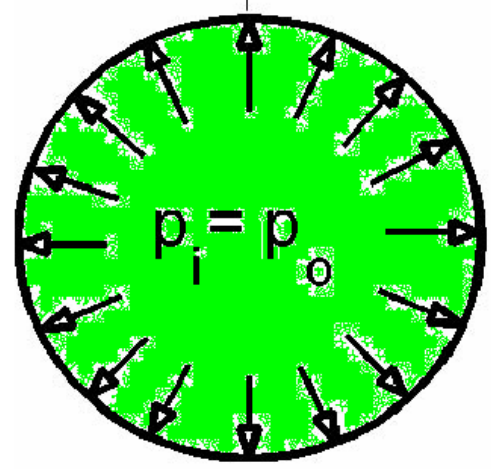


Analysis of tunnel behaviour

← Advancing tunnel

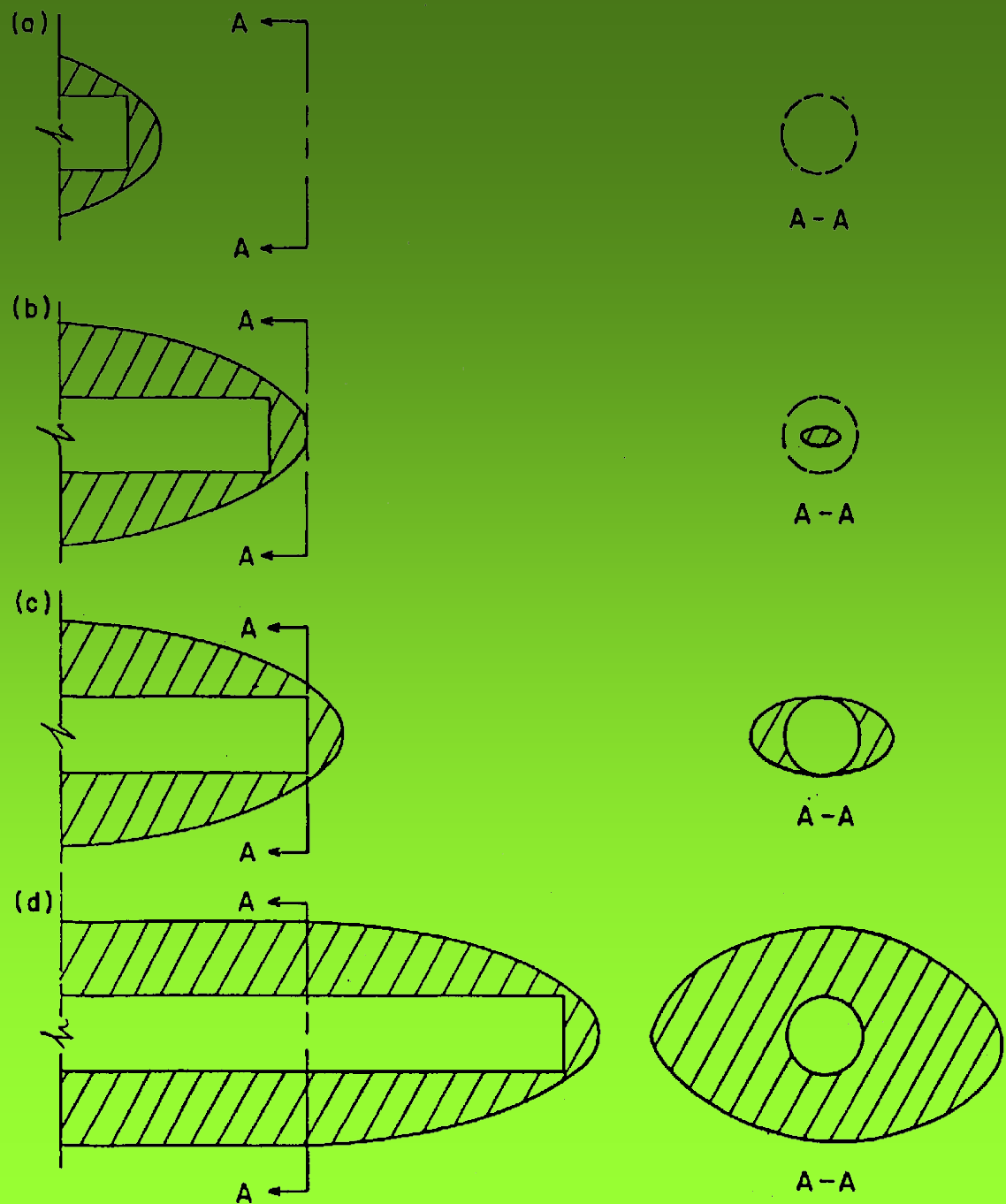


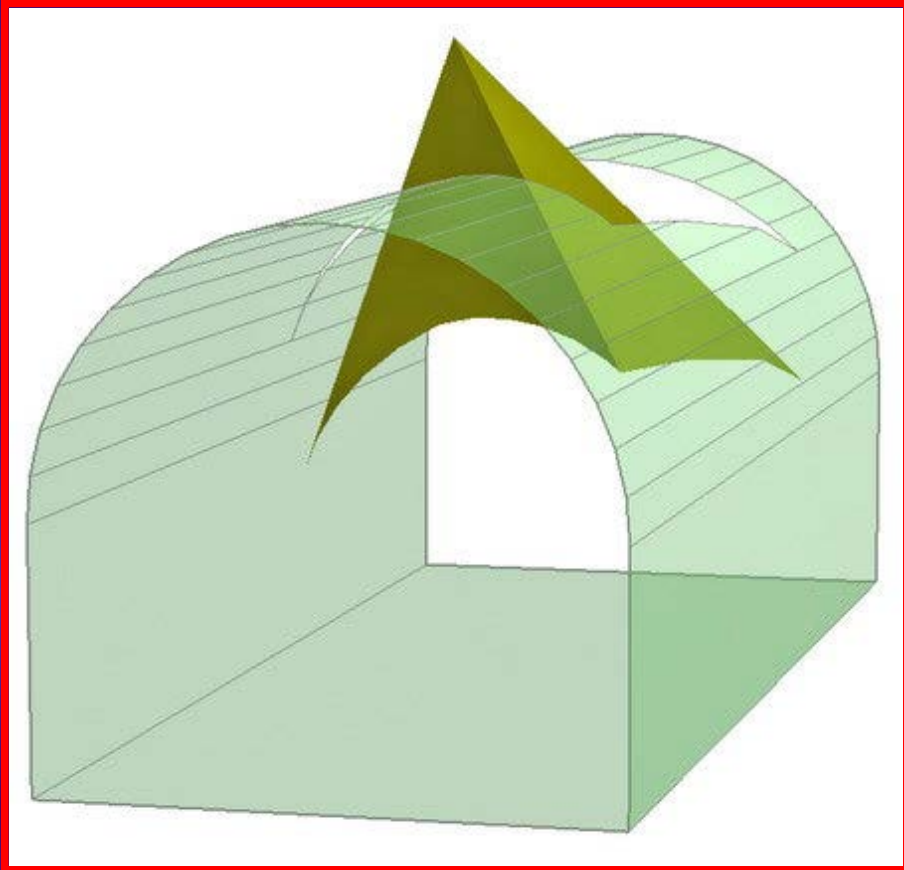
Plastic zone



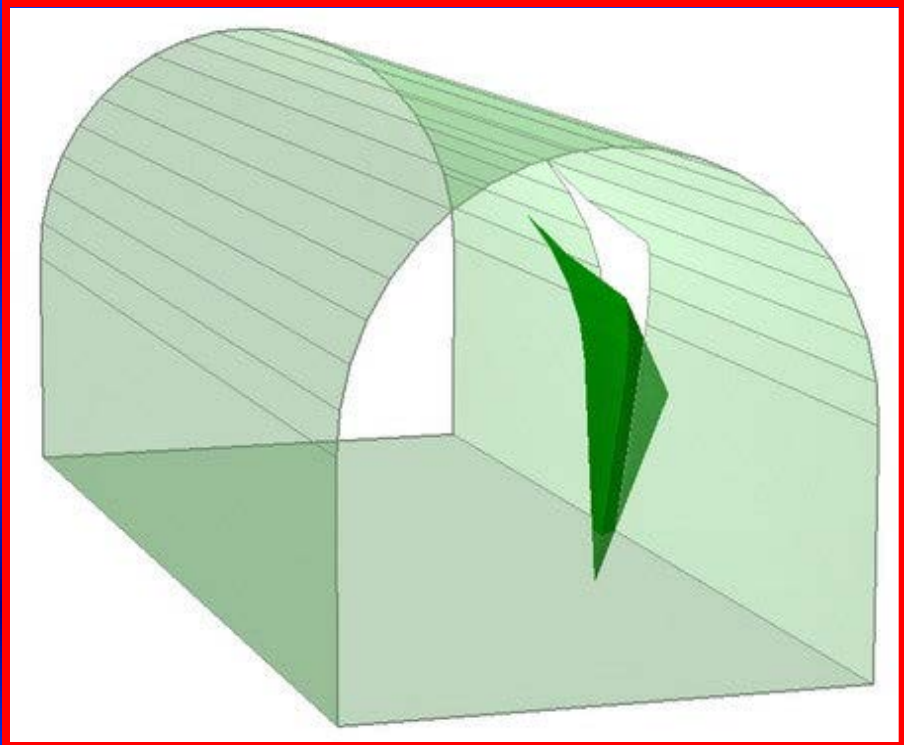
Analysis of tunnel behaviour

TRIDIMENSIONALIDAD
DEL FENOMENO DE
LA EXCAVACION DE
UN TUNEL DURANTE
EL AVANCE, TAMBIEN
EN TERMINOS DE LA
REDISTRIBUCION DE
LOS ESFUERZOS Y
DE LA EVENTUAL
“PLASTIFICACION”

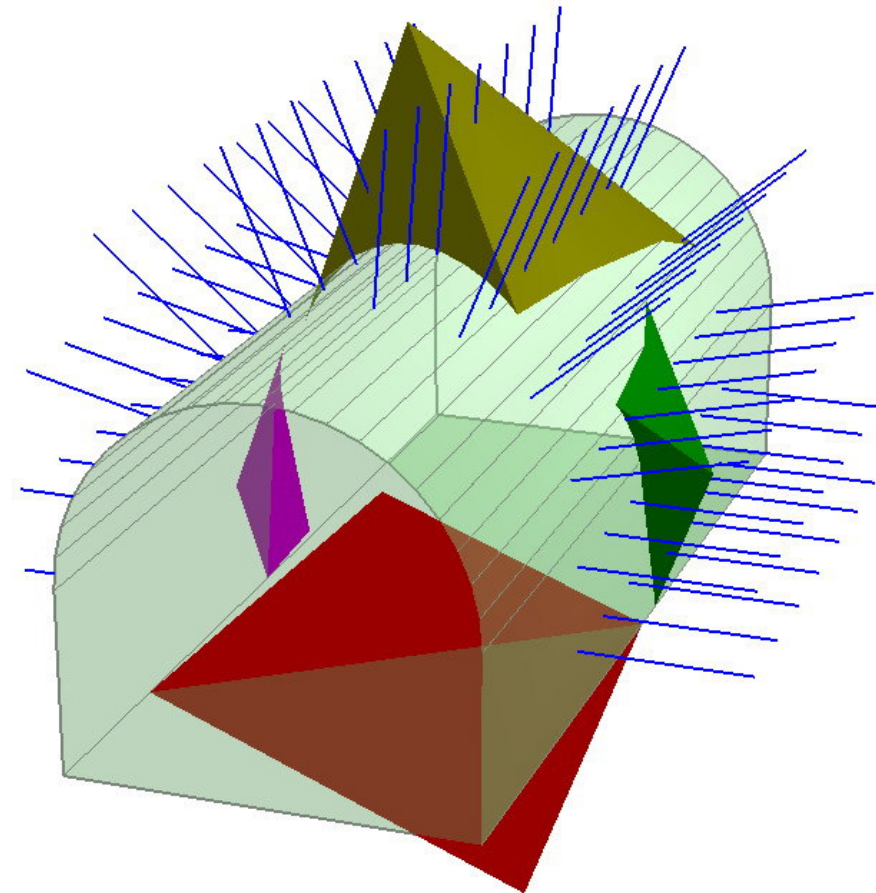
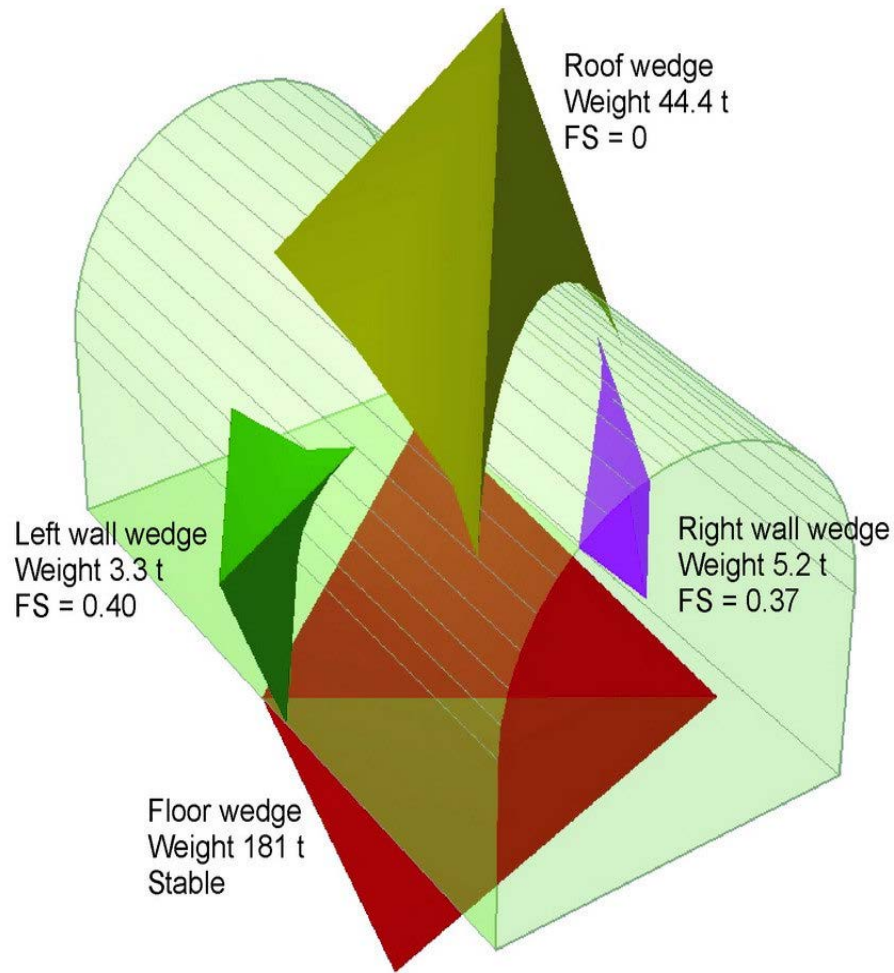




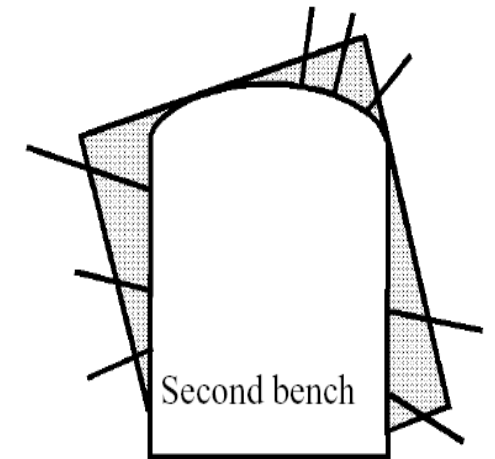
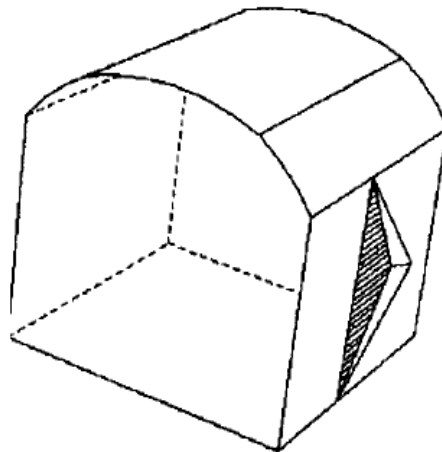
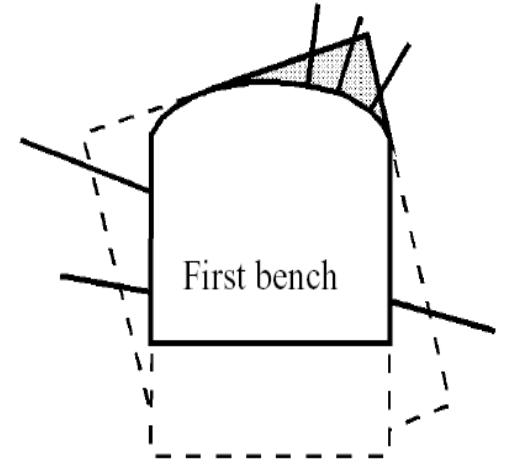
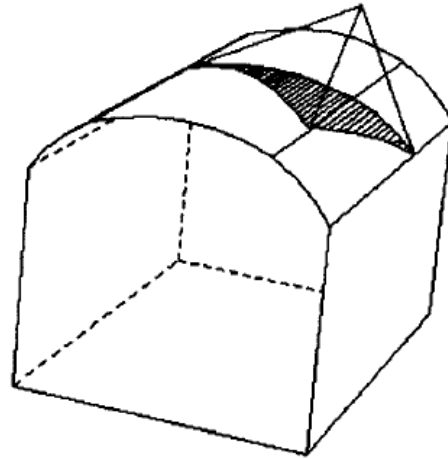
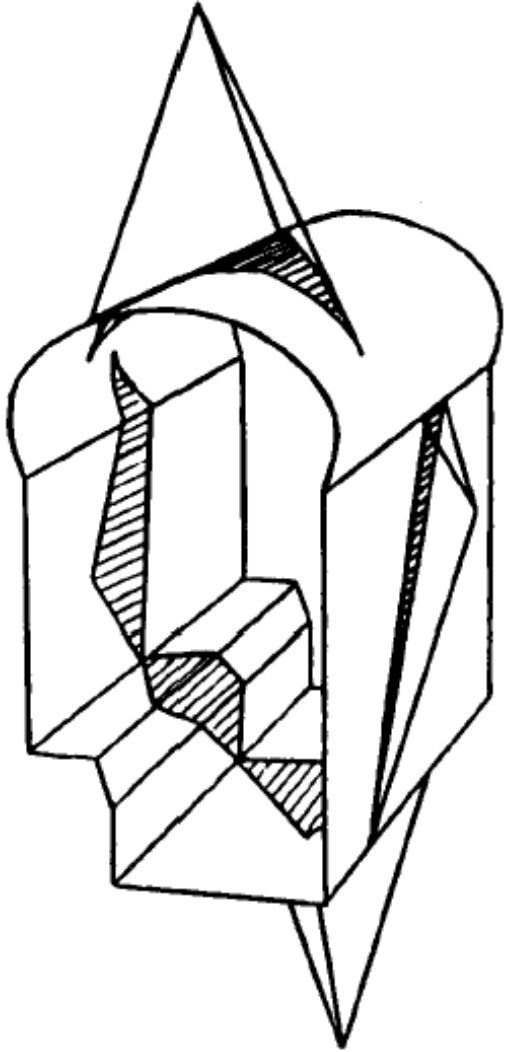
**ESTABILIDAD CONTROLADA
GEO-ETSTRUCTURALMENTE**



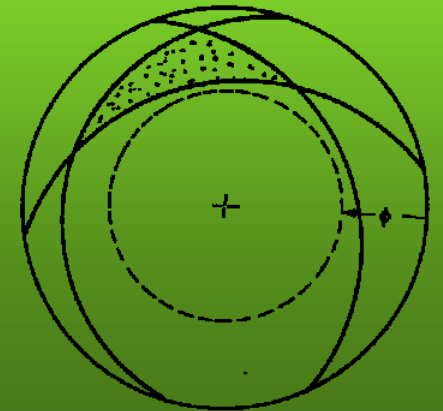
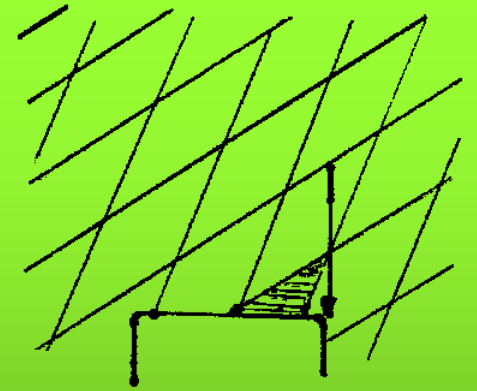
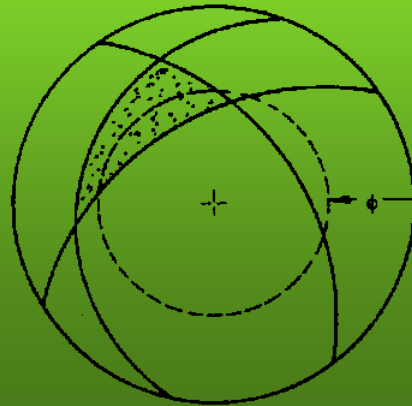
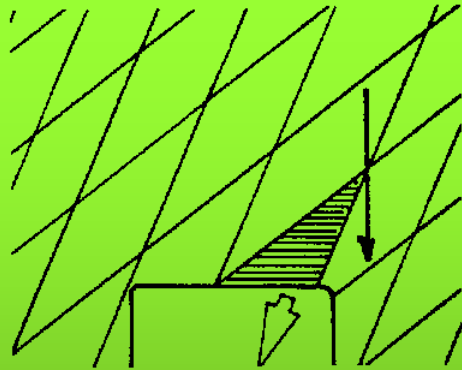
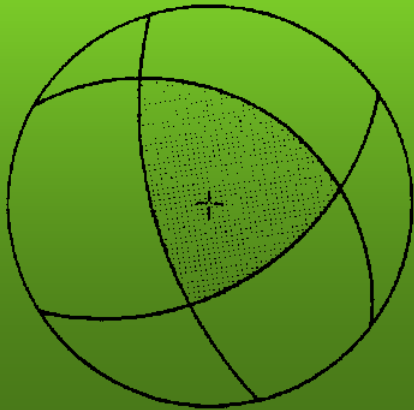
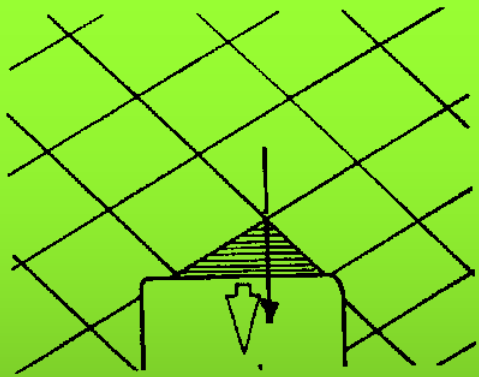
ESTABILIDAD CONTROLADA GEO-ETSTRUCTURALMENTE



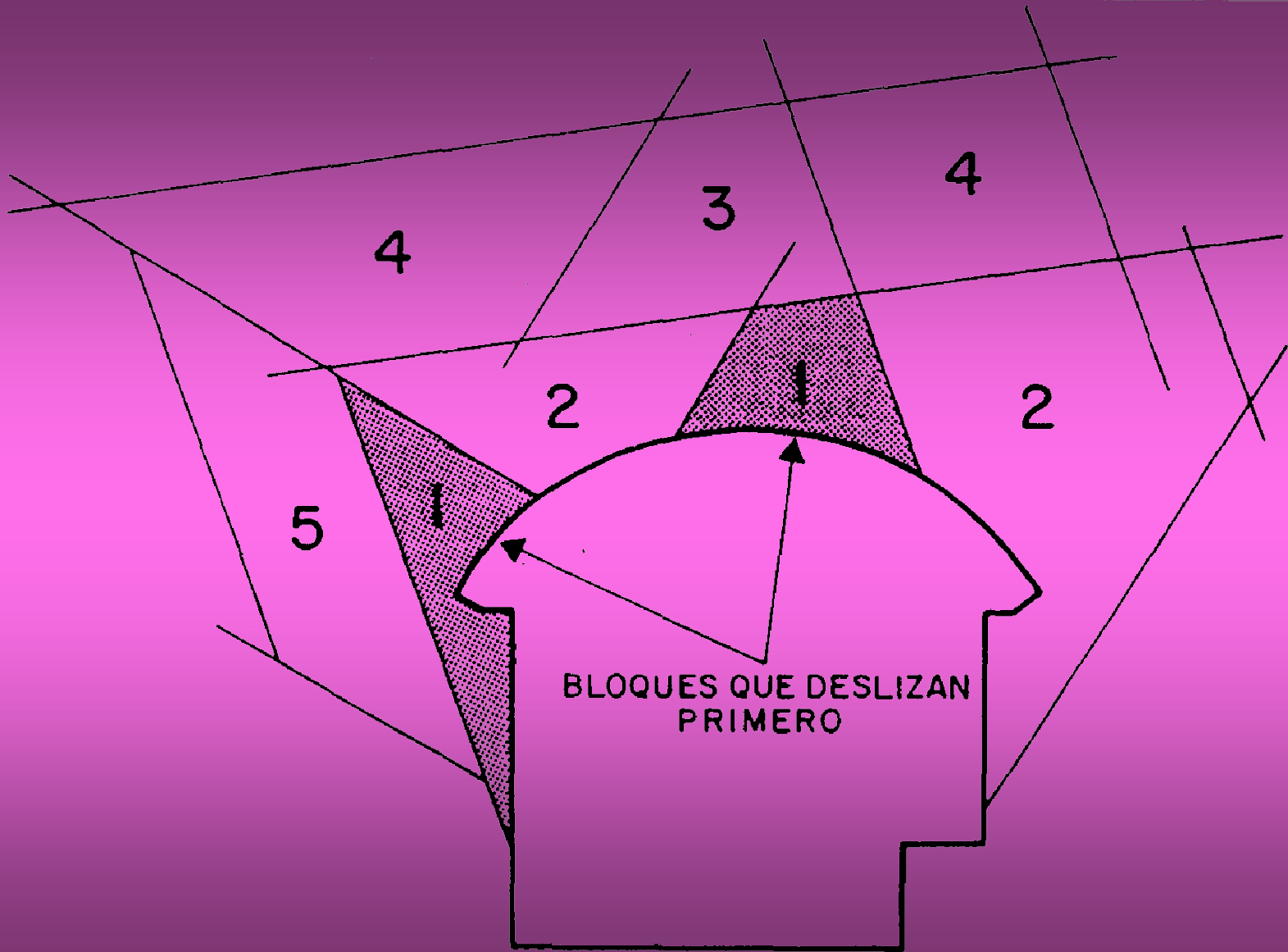
ESTABILIDAD CONTROLADA GEO-ESTRUCTURALMENTE



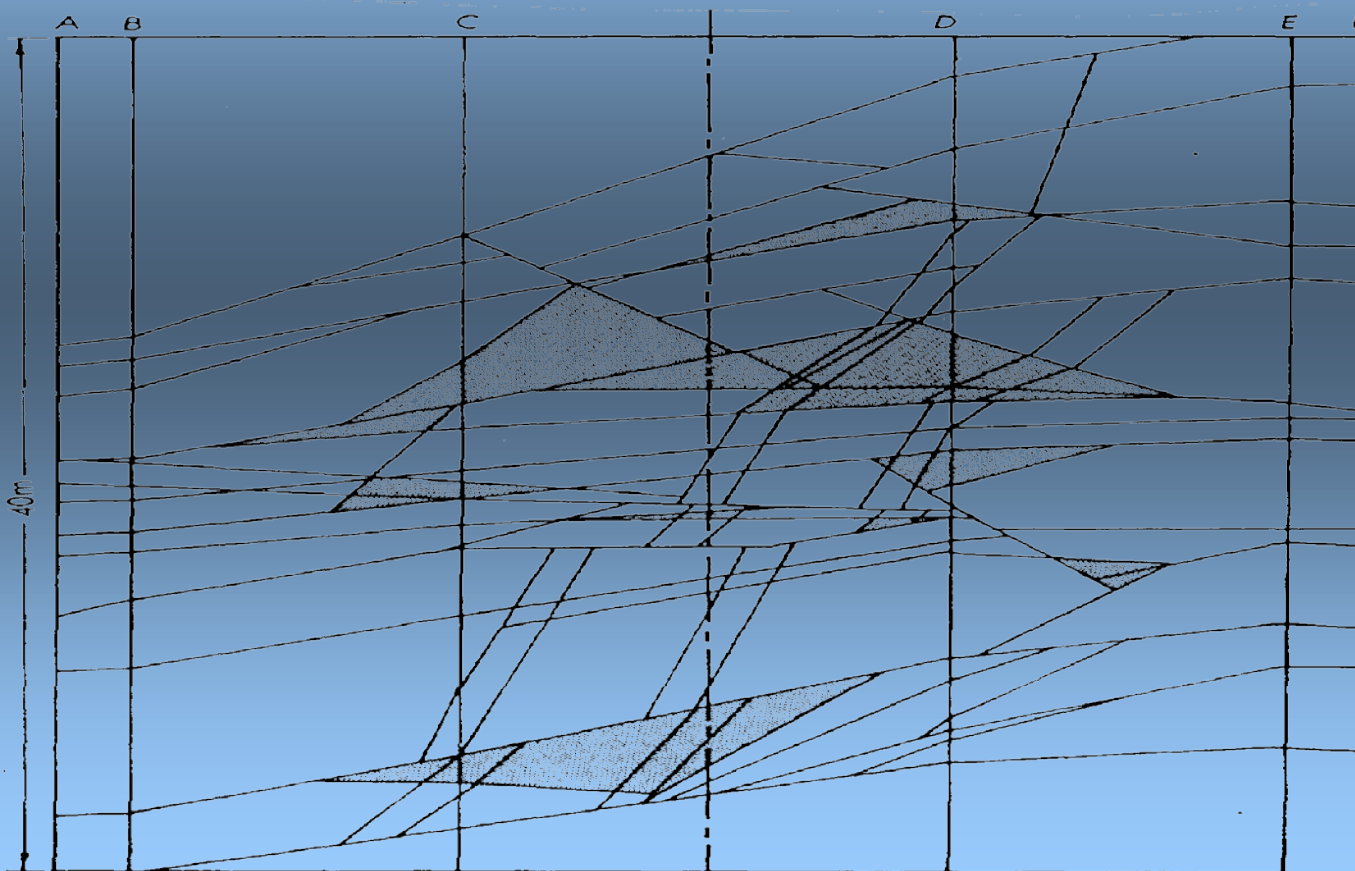
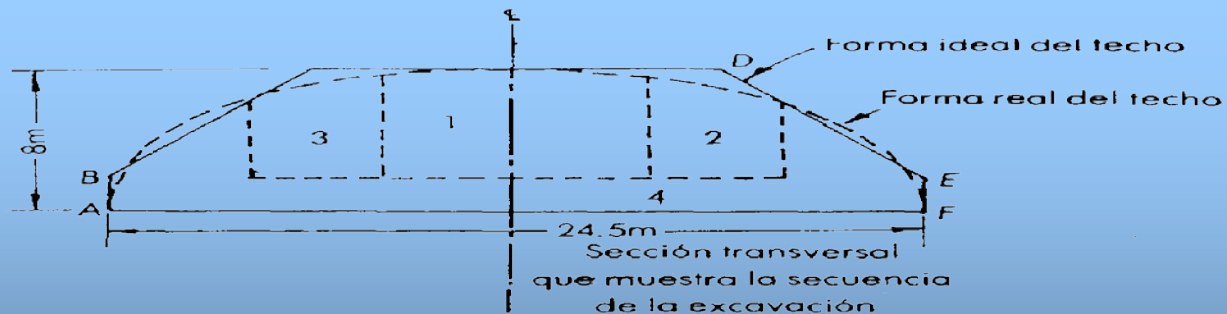
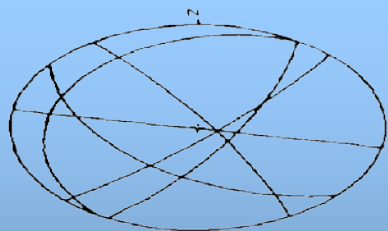
ESTABILIDAD CONTROLADA GEO-ESTRUCTURALMENTE



ESTABILIDAD CONTROLADA GEO-ESTRUCTURALMENTE

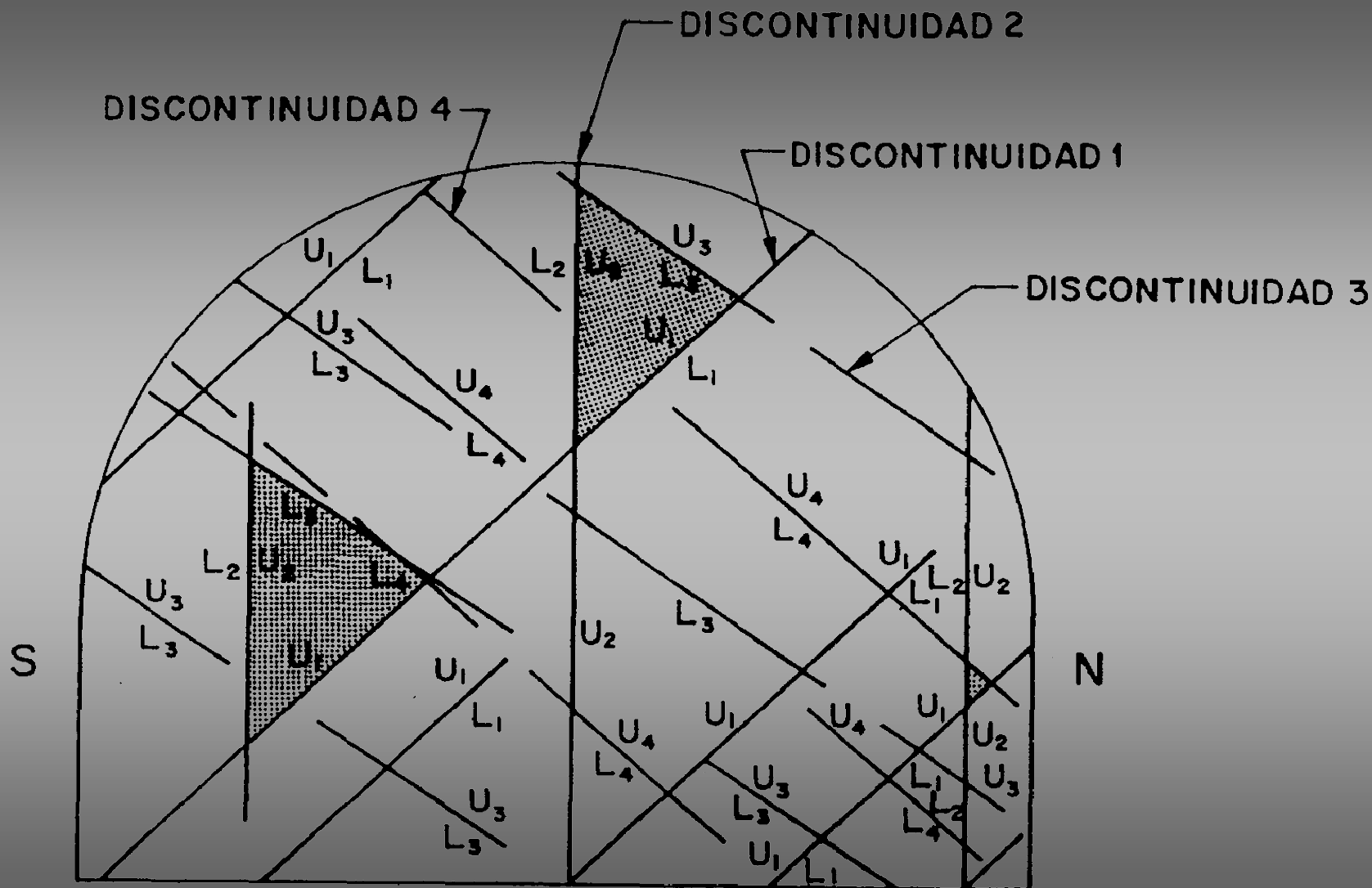


ESTABILIDAD CONTROLADA GEO-ESTRUCTURALMENTE



Vista en planta del techo excavado

ESTABILIDAD CONTROLADA GEO-ESTRUCTURALMENTE



MECANICA DE SUELOS ROCAS Y MACIZOS ROCOSOS

En geotecnia, es muy conocida y reconocida la dificultad práctica y conceptual de obtener o estimar y hasta definir los parámetros de resistencia y deformación cuando el medio al que se refieren es un macizo rocoso, por antonomasia heterogéneo, anisótropo y discontinuo.

En efectos, con el desarrollarse de la mecánica de rocas fue evidente la imposibilidad de poder asumir para los macizos rocosos, las características mecánicas obtenidas de ensayos de laboratorio sobre muestras de rocas, obligando a la ideación y realización de complicados costosos y no siempre suficientemente representativos ensayos en sitio.

Igualmente, se evidenciaron pronto los límites de los criterios de resistencia, como por ejemplo el de Mohr-Coulomb heredado de la mecánica de suelos, basados en el uso de la compresión uniaxial (σ_c) la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ), cuando se trató de aplicarlos ya no solo al cálculo de la resistencia del material rocoso o de los planos de discontinuidades definidas, sino al macizo rocoso en su conjunto, así como resultaba necesario en un gran número de problemas prácticos.

PARAMETROS GEOMECANICOS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

¿Cuales son y como se determinan los parámetros (σ_c), (c), (ϕ) y (E), del macizo rocoso, heterogéneo y discontinuo?

¿Son iguales a los de los materiales rocosos constituyentes el macizo?

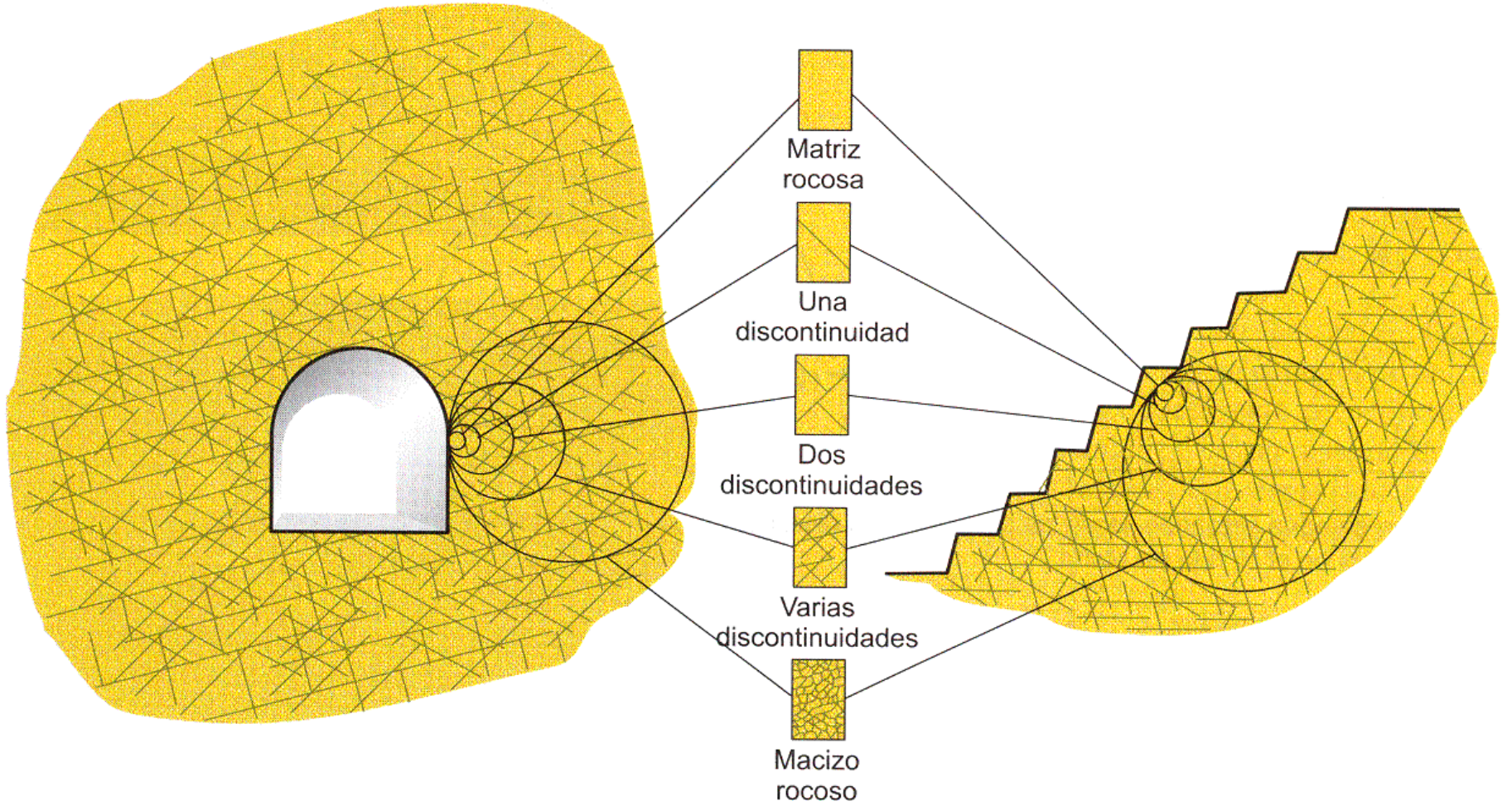
¿O son iguales a los de las discontinuidades presentes? (¿A los valores picos, o a los valores residuales?)

¿O se debe hacer la media entre los parámetros de los diferentes materiales presentes y los de las discontinuidades?

¿Pero se hará una media ponderada? (¿y según cual ponderación?)

¿Se determinarán con ensayos en laboratorio o en sitio?

¿Y luego finalmente, como se pasará de los valores de ensayo a los parámetros del macizo, que son en definitiva los que requiere el ingeniero proyectista?



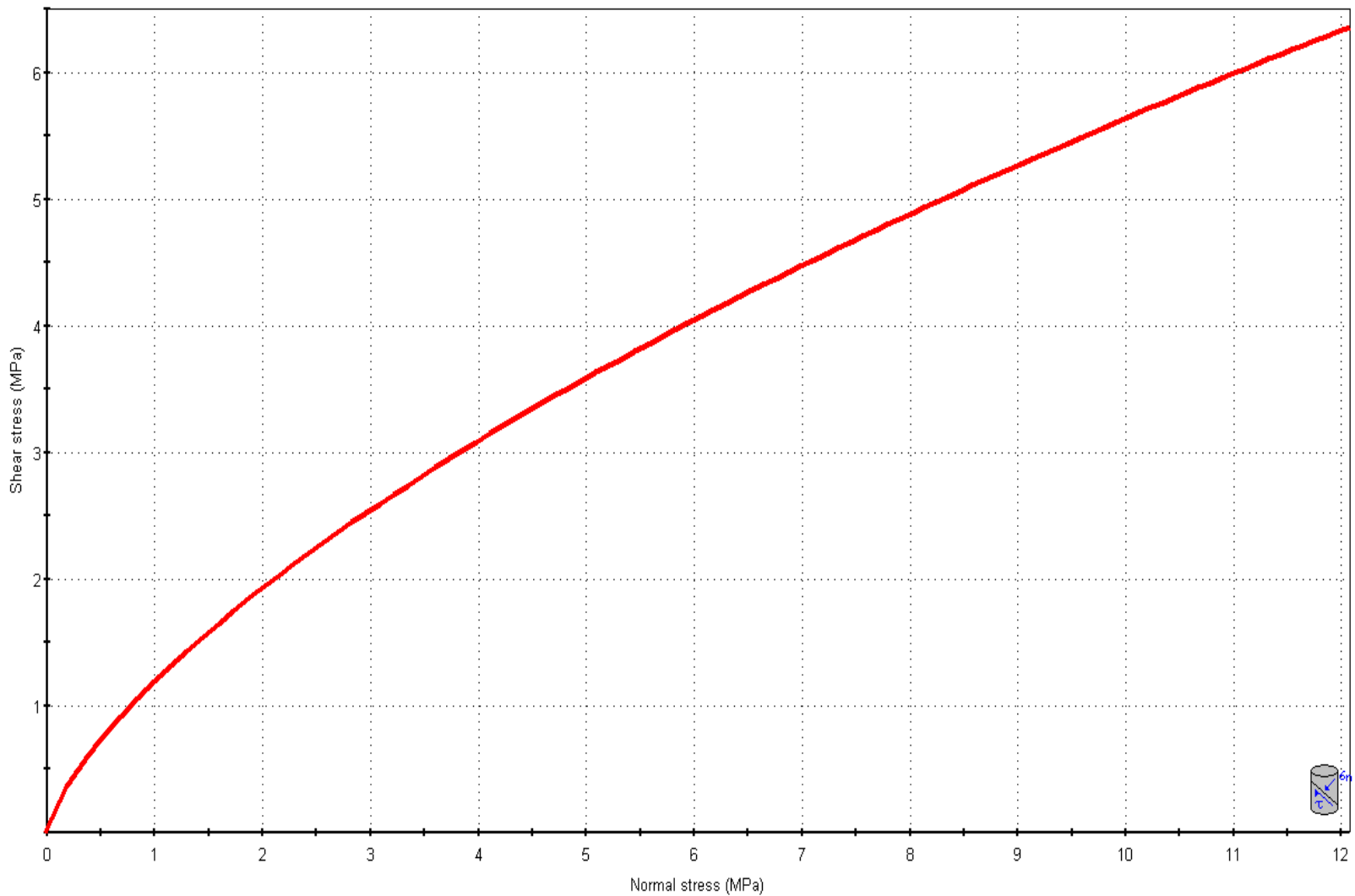
El **Criterio de Hoek-Brown** (1980), introdujo parámetros de resistencia al corte propios, sea del material rocoso como el nuevo parámetro para la roca intacta (m_i) a lado de la tradicional resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}), sea del macizo rocoso (m_b) y (s) con la formula:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Para el material rocoso: ($m_b = m_i$), ($s = 1$), ($a = 0.5$) y el criterio es :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1}$$

Criterio de Hoek-Brown



Field estimates of uniaxial compressive strength of intact rock.

(σ_{ci})

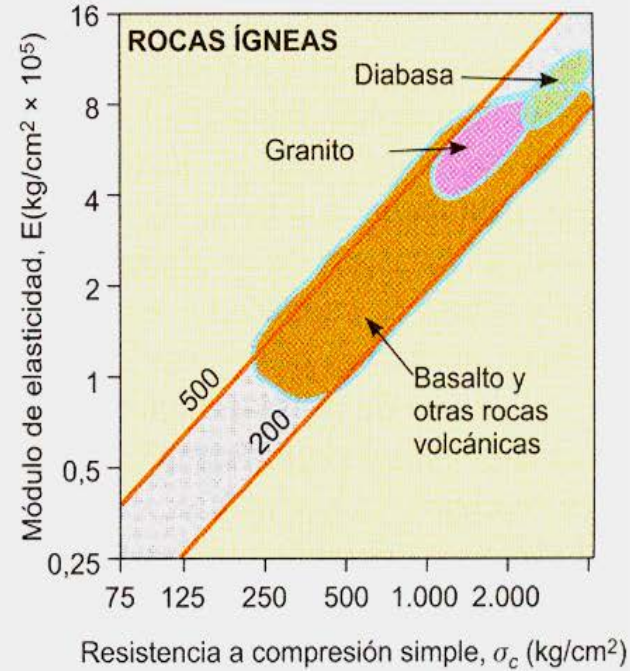
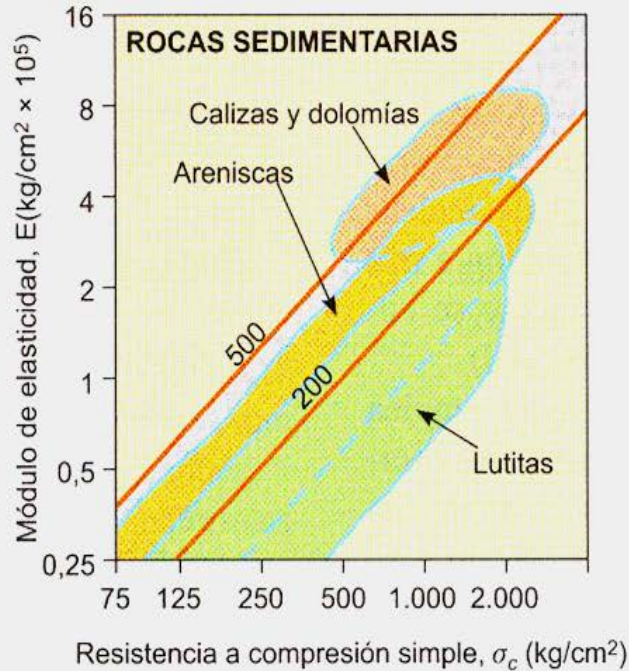
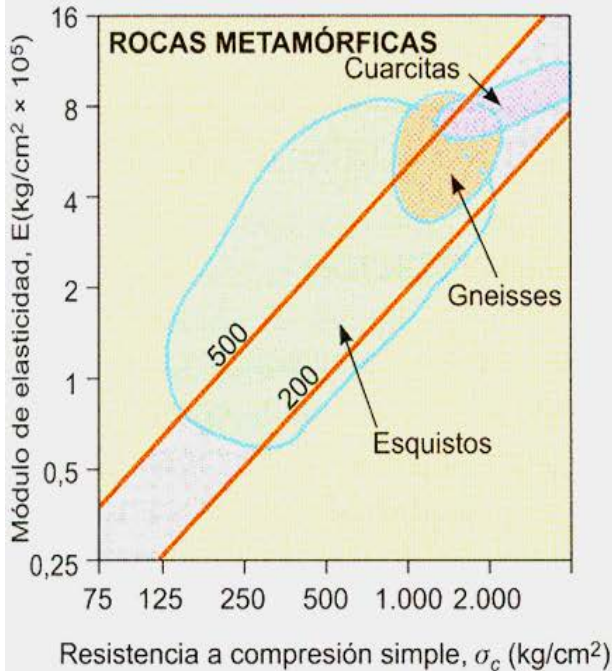
Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, sandstone, schist
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rocksalt,
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock, shale
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

* Grade according to Brown (1981).

** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Table A1 Average uniaxial compressive strength (σ_c) of some rocks, measured on 50 mm samples

TYPE OF ROCK	σ_c	TYPE OF ROCK	σ_c	TYPE OF ROCK	σ_c	TYPE OF ROCK	σ_c
	MPa		MPa		MPa		MPa
Andesite (I)	140	Garnet micaschist (M)	<105>	Marble (M)	<130>	Shale (S)	95
Amphibolite (M)	<125>	Granite (I)	160	Micagneiss (M)	80	Siltstone (S)	<80>
Amphibolitic gneiss (M)	160	Granitic gneiss (M)	120	Micaquartzite (M)	85	Slate (M)	<190>
Augen gneiss (M)	160	Granodiorite (I)	105	Micaschist (M)	<80>	Syenite (I)	150
Basalt (I)	165	Granulite (M)	<150>	Mudstone (S)	95	Talcschist (M)	<65>
Claystone (S)	85	Gneiss (M)	130	Phyllite (M)	<50>	Tuff (S)	<25>
Diorite (I)	140	Greenschist (M)	<75>	Quartzite (M)	<145>	Ultrabasite (I)	160
Dolerite (diabase) (I)	280	Greenstone (M)	170	Quartzitic phyllite (M)	100	Clay (hard)	0.7
Dolomite (S)	<100>	Greywacke (M)	120	Rhyolite (I)	85 (?)	Clay (stiff)	0.2
Gabbro (I)	240	Limestone (S)	100	Sandstone (S)	<120>	Clay (soft)	0.03
(I) = igneous, (M) = metamorphic, (S) = sedimentary rock; < > large variation				Serpentinite (M)	135	Silt, sand (approx.)	0.0005



Values of the constant m_i for intact rock, by rock group¹. Note that values in parenthesis are estimates. The range of values quoted for each material depends upon the granularity and interlocking of the crystal structure – the higher values being associated with tightly interlocked and more frictional characteristics.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic	Conglomerates (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)		Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)
	Evaporites		Gypsum 8 ± 2		Anhydrite 12 ± 2	
	Organic					
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated*		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

¹ Note that this table contains several changes from previously published versions. These changes have been made to reflect data that has been accumulated from laboratory tests and the experience gained from discussions with geologists and engineering geologists.

Criterio de rotura empírico

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_{ci}\sigma_3 + s\sigma_{ci}^2}$$

σ_1 y σ_3 : esfuerzos principales mayor y menor
 σ_{ci} : esfuerzo compresivo uniaxial de la matriz rocosa
 m y s : constantes empíricas del macizo rocoso

Constantes del material: m y s .

Rocas carbonatadas: dolomías, calizas y mármol.

Rocas arcillosas: argilitas, limolitas, lutitas y pizarras.

Rocas areniscosas: areniscas y cuarcitas

Rocas ígneas cristalinas de grano fino: andesitas, doleritas, diabasas y riolitas.

Rocas cristalinas ígneas de grano grueso y metamórficas: anfíbolitas, gabros, gneises, granitos, noritas y cuarzdioritas.

$m_b - s$

Valores para el macizo rocoso alterado o afectado por voladoras (*disturbed*)
 Valores para el macizo rocoso sin alterar (*undisturbed*)

Muestras de roca intacta Muestras de tamaño de probeta de laboratorio sin discontinuidades. RMR = 100 Q = 500	m s m s	7,0 1,0 7,0 1,0	10,0 1,0 10,0 1,0	15,0 1,0 15,0 1,0	17,0 1,0 17,0 1,0	25,0 1,0 25,0 1,0
Macizo rocoso de muy buena calidad Bloque de roca sana. Juntas sin meteorizar y con espaciado de 1 a 3 m. RMR = 85 Q = 100	m s m s	2,40 0,082 4,10 0,189	3,43 0,082 5,85 0,189	5,14 0,082 8,78 0,189	5,82 0,082 9,95 0,189	8,56 0,082 14,63 0,189
Macizo rocoso de calidad buena Bloques de roca sana o ligeramente meteorizada, con juntas espaciadas de 1 a 3 m. RMR = 65 Q = 10	m s m s	0,575 0,00293 2,006 0,0205	0,821 0,00293 2,865 0,0205	1,231 0,00293 4,298 0,0205	1,395 0,00293 4,871 0,0205	2,052 0,00293 7,163 0,0205
Macizo rocoso de calidad media Varias familias de discontinuidades moderadamente meteorizadas con espaciados de 0,3 a 1 m. RMR = 44 Q = 1	m s m s	0,128 0,00009 0,947 0,00198	0,183 0,00009 1,353 0,00198	0,275 0,00009 2,030 0,00198	0,311 0,00009 2,301 0,00198	0,458 0,00009 3,383 0,00198
Macizo rocoso de calidad mala Numerosas juntas meteorizadas con algo de relleno. Brechas compactas sin rellenos. Espaciado de 0,03 a 0,5 m. RMR = 23 Q = 0,1	m s m s	0,029 0,000003 0,447 0,00019	0,041 0,000003 0,639 0,00019	0,061 0,000003 0,959 0,00019	0,069 0,000003 1,087 0,00019	0,102 0,000003 1,598 0,00019
Macizo rocoso de calidad muy mala Numerosas juntas intensamente meteorizadas con rellenos. Espaciado < 0,05 m. Brechas con rellenos arcillosos. RMR = 3 Q = 0,01	m s m s	0,007 0,0000001 0,219 0,00002	0,010 0,0000001 0,313 0,00002	0,015 0,0000001 0,469 0,00002	0,017 0,0000001 0,532 0,00002	0,025 0,0000001 0,782 0,00002

Hoek y Brown, 1988.

PRINCIPALES CLASIFICACIONES GEOMECAICAS

Name of classification	Form and Type*)	Main applications	Reference
The Terzaghi rock load classification system	Descriptive and behaviouristic form Functional type	For design of steel support in tunnels	Terzaghi, 1946
Lauffer's stand-up time classification	Descriptive form General type	For input in tunnelling design	Lauffer, 1958
The new Austrian tunnelling method (NATM)	Descriptive and behaviouristic form Tunnelling concept	For excavation and design in incompetent (overstressed) ground	Rabcewicz, Müller and Pacher, 1958 - 64
Rock classification for rock mechanical purposes	Descriptive form General type	For input in rock mechanics	Patching and Coates, 1968
The unified classification of soils and rocks	Descriptive form General type	Based on particles and blocks for communication	Deere et al., 1969
The rock quality designation (RQD)	Numerical form General type	Based on core logging; used in other classification systems	Deere et al., 1967
The size-strength classification	Numerical form Functional type	Based on rock strength and block diameter; used mainly in mining	Franklin, 1975
The rock structure rating (RSR) classification	Numerical form Functional type	For design of (steel) support in tunnels	Wickham et al., 1972
The rock mass rating (RMR) classification	Numerical form Functional type	For use in tunnel, mine and foundation design	Bieniawski, 1973
The Q classification system	Numerical form Functional type	For design of support in underground excavations	Barton et al., 1974
The typological classification	Descriptive form General type	For use in communication	Matula and Holzer, 1978
The unified rock classification system	Descriptive form General type	For use in communication	Williamson, 1980
Basic geotechnical classification (BGD)	Descriptive form General type	For general use	ISRM, 1981
The Geological Strength Index (GSI)	Numerical form Functional type	For design of support in underground excavations	Hoek, 1994
The Rock Mass index (RMI) system	Numerical form Functional type	For general characterisation, design of support, TBM progress	Palmström, 1995

Parámetros de clasificación

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0,1 mm	0,1-1,0 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		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: 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	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		

Corrección por la orientación de las discontinuidades

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B

Clasificación de BENIAWSKI – 1974 - 1989

Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q (simplificado de Barton et al., 1974)

Índice de diaclasado J_n (*)		Índice de rugosidad J_r	
Roca masiva	0,5-1,0	Diaclasas rellenas	1
Una familia de diaclasas	2	Diaclasas limpias (*)	
Id. con otras diaclasas ocasionales	3	— Discontinuas	4
Dos familias de diaclasas	4	— Onduladas, rugosas	3
Id. con otras diaclasas ocasionales	6	— Onduladas, lisas	2
Tres familias de diaclasas	9	— Planas, rugosas	1,5
Id. con otras diaclasas ocasionales	12	— Planas, lisas	1,0
Cuatro o más familias, roca muy fracturada	15	Lisos o espejos de falla	
Roca triturada	20	— Ondulados	1,5
		— Planos	0,5

(*) En embocaduras $2 \times J_n$

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

(*) O cuyas caras entran en contacto bajo la sollicitación

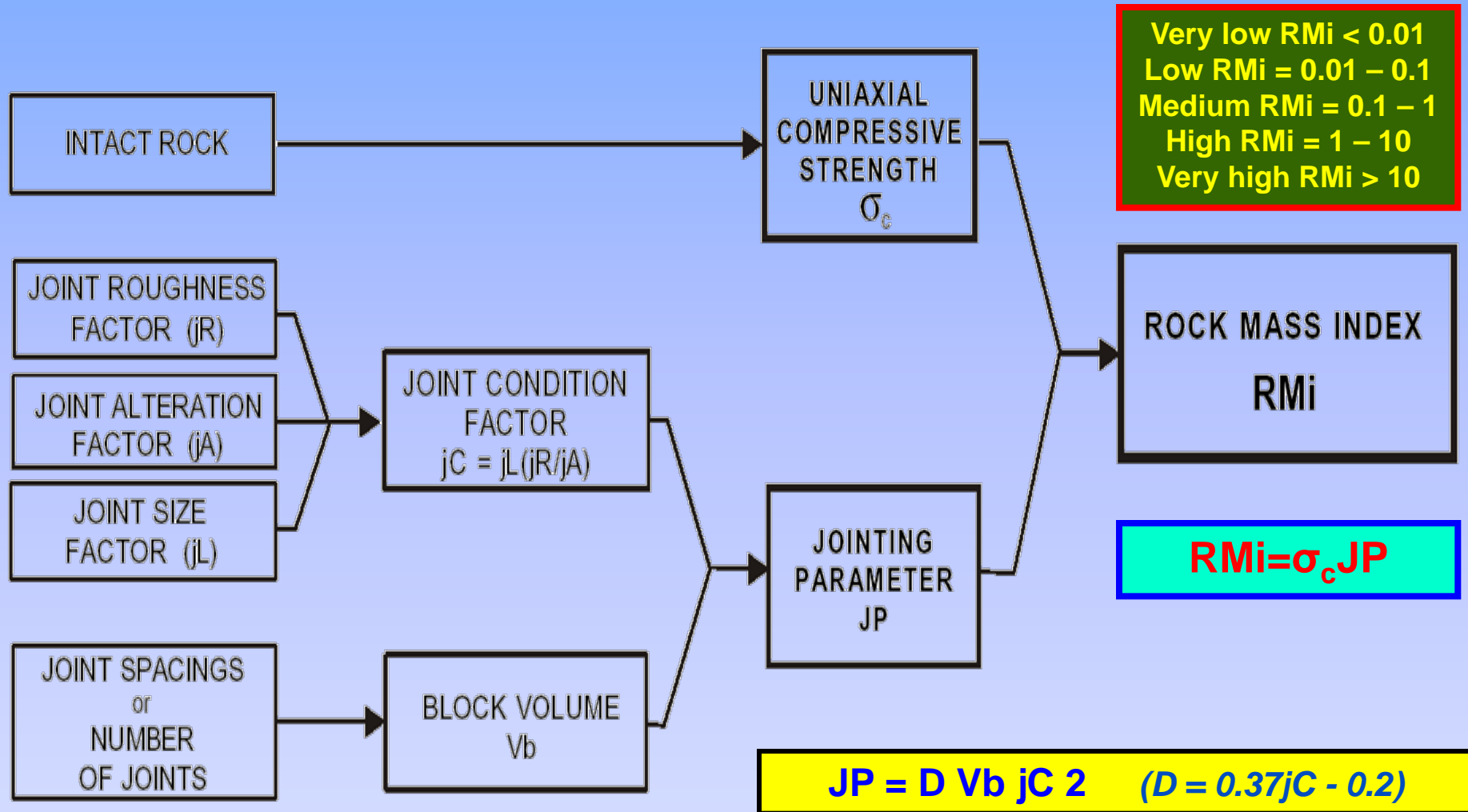
Índice de alteración J_a	Coficiente reductor por la presencia de agua J_w	Presión de agua (Kg/cm ²)
Diaclasas de paredes sanas	0,75-1	Excavaciones secas o con < 5 l/min localmente
Ligera alteración	2,0	
Alteraciones arcillosas	4,0	Afluencia media con lavado de algunas diaclasas
Con detritus arenosos	4,0	
Con detritus arcillosos preconsolidados	6,0	Afluencia importante por diaclasas limpias.
Id. poco consolidados	8,0	
Id. expansivos	8-12	Id. con deslavado de diaclasas
Milonitos de roca y arcilla	6-12	
Milonitos de arcilla limosa	5	Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo.
Milonitos arcillosos-gruesos	10-20	
		Id. mantenida

Parámetro SRF

— Zonas débiles:	
Multitud de zonas débiles o milonitos	10,0
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta (cobertura ≤ 50 m)	5,0
Id. con cobertura > 50 m	2,5
Abundantes zonas débiles en roca competente	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente (c. ≤ 50 m)	5,0
Id. con c. > 50 m	2,5
Terreno en bloques muy fracturado	5,0
— Roca competente:	
Pequeña cobertura	2,5
Cobertura media	1,0
Gran cobertura	0,5-2,0
— Terreno fluyente:	
Con bajas presiones	5-10
Con altas presiones	10-20
— Terreno expansivo:	
Con presión de hinchamiento moderada	5-10
Con presión de hinchamiento alta	10-15

Classification de BARTON - 1974

EL "R_{Mi}" (Rock Mass index) DE PALMSTROM - 1996



CLASIFICACIÓN GEOMECANICA Vs. GSI (Geological Strength Index)

Hevert Hoek 1994

Condición de las Discontinuidades	MUY BUENA (VG)	BUENA (G)	REGULAR (F)	POBRE (P)	MUY POBRE (MP)
Macizo Rocoso EN BLOQUES (B)	> 65	55 - 75	45 - 65	35 - 55	25 - 45
Macizo Rocoso FRACTURADO (VB)	55 - 75	45 - 65	35 - 55	25 - 45	15 - 35
Macizo Rocoso FALLADO Y PLEG. (BF)	45 - 65	35 - 55	30 - 45	20 - 40	10 - 30
Macizo Rocoso TOT. FRACTURADO (C)	40 - 55	30 - 45	25 - 40	15 - 30	< 20

El "Geological Strength Index" (GSI)

En 1994, Evert Hoek publicó en el noticiero de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, el artículo "*Strength of Rock and Rock Masses*" en el cual introdujo, definiéndolo "Geological Strength Index", un nuevo índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos cuyo rango numérico, comprendido entre 0 y 100, se basa en la identificación y clasificación en campo de dos de las características físico-mecánicas de un macizo rocoso: la macroestructura y la condición de las superficies de las discontinuidades presentes.

Hoek recomienda hacer siempre referencia a un rango numérico y nunca a un solo valor del GSI y también sugiere la posibilidad, a falta de una apreciación directa en campo y solo para macizos rocosos caracterizados por un $GSI > 25$, de estimar este a partir del RMR de Bieniawski, depurándolo del factor orientación de las discontinuidades y asignando 10 al factor agua. También se propone estimar el GSI a partir del índice Q de Barton, depurándolo del factor de tensión (SRF) y asignando 1 al parámetro agua (Jw), obteniendo luego, de acuerdo con la preexistente correlación entre Q y RMR: $GSI = 9 \lg Q' + 44$.

Rock Type:

General

GSI Selection:

31

SURFACE CONDITIONS

VERY GOOD

GOOD

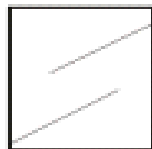
FAIR

POOR

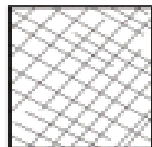
VERY POOR

STRUCTURE

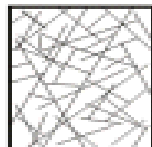
DECREASING SURFACE QUALITY 



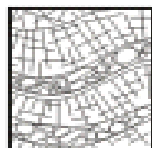
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities



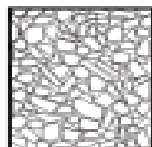
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets



VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets



BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity



DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces



LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES 

	90			N/A	N/A
	80				
		70			
		60			
			50		
			40		
			30		
				20	
					10
	N/A	N/A			

Rock Type: **Flysch**

GSI Selection **31**

OK

SURFACE CONDITIONS OF DISCONTUINUITIES

COMPOSITION AND STRUCTURE

VERY GOOD GOOD FAIR POOR VERY POOR



A. Thick bedded, very blocky sandstone
The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.



B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone



C. Sandstone and siltstone in similar amounts



D. Siltstone or silty shale with sandstone layers



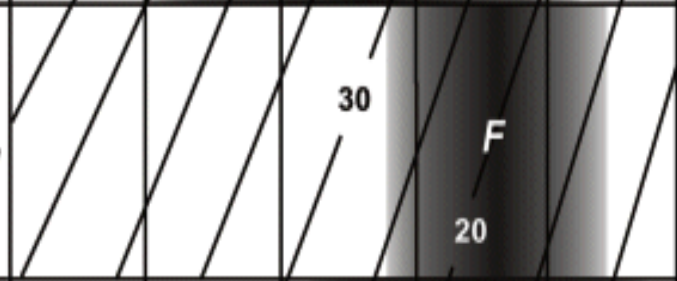
E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers



C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.



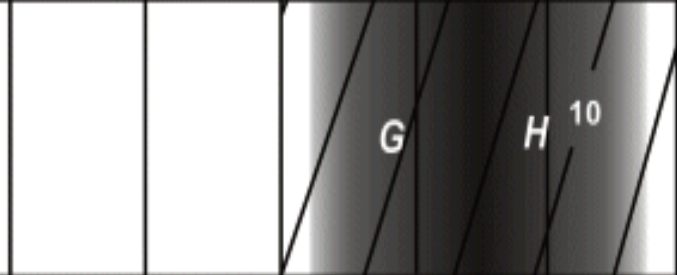
F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure



G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers



H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.



→ : Means deformation after tectonic disturbance

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA (GSI) PARA LAS ROCAS METAMORFICAS DE LA CORDILLERA DE LA COSTA DE VENEZUELA

A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta gráfica. Estimar el valor promedio del Índice de Resistencia Geológica (GSI) de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI = 38. También es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de Hoek-Brown no debería ser utilizado.

ESTRUCTURA

CONDICION DE LA SUPERFICIE

MUY BUENA.

Apogosa, superficies cerradas sin meteorización

BUENA

Rugosa, ligeramente meteorizada, abertura < 1 mm, rellenos duros

MEDIA

Plana, moderadamente meteorizada, abertura 1-5 mm, rellenos duros y blandos

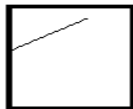
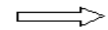
MALA

Espejos de falla, superficies muy meteorizadas con abertura > 5 mm, predominar los rellenos blandos

MUY MALA

Espejos de falla, superficies muy meteorizadas y aberturas con rellenos blandos

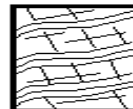
DISMINUCION EN CALIDAD DE SUPERFICIE



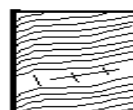
INTACTA O MASIVA – macizo rocoso con pocas discontinuidades, carentes de planos de foliación
Ej: Cuarzitas, antibolitas o mármoles



POCO FOLIADA – macizo rocoso parcialmente fracturado con hasta tres sistemas de discontinuidades. Puede contener intercalaciones delgadas de rocas foliadas
Ej: Cuarzita fracturada intercalada ocasionalmente con esquistos y/o filitas



MODERADAMENTE FOLIADA – macizo rocoso fracturado constituido por intercalaciones de rocas foliadas y no foliadas en proporciones semejantes
Ej: Intercalaciones de esquistos y/o filitas con mármoles fracturados en proporción similar



FOLIADA – macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, donde predominan las rocas foliadas, con ocasionales intercalaciones de rocas no foliadas
Ej: Esquistos y/o filitas muy fracturadas intercaladas ocasionalmente con mármoles lenticulares



MUY FOLIADA – macizo rocoso plegado, altamente fracturado, constituido únicamente por rocas muy foliadas
Ej: Esquistos y/o filitas muy fracturadas sin la presencia de mármoles, gneises o cuarzitas



BRECHADA/CIZALLADA – macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoso.
Ej: Brecha de falla o zona influenciada por fallas cercanas

AUMENTO EN LA PRESENCIA DE ROCAS FOLIADAS



90	80	70	60	50	40	30	20	10	5
N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

En el 2002 el **Criterio de Hoek-Brown** introdujo un nuevo parámetro (**D**) de afectación del macizo rocoso, a lado de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}), del parámetro para la roca intacta (m_i) y de los parámetros del macizo rocoso (m_b) y (s) con la misma formula:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

Siendo ahora:

$$m_b = m_i \exp[(GSI-100)/(28-14D)] \quad s = \exp[(GSI-100)/(9-3D)] \quad \alpha = 0.5 + (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})/6$$

Donde D es función del nivel de debilitamiento (min.=0 y max.=1) sufrido por el macizo

Disturbance Factor D



Application: Tunnels Slopes



Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.

D=0



Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.

D=0

Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.

D=0.5
No Invert



Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.

D=0.8

Disturbance Factor:

OK

Cancel

Definición y uso del GSI (Geological Strength Index)

El GSI es un índice de la calidad geomecánica de los macizos rocosos y se utiliza para realizar estimaciones prácticas de los parámetros del macizo rocoso a partir de los parámetros del material rocoso ($\sigma_{ci} - m_i$):

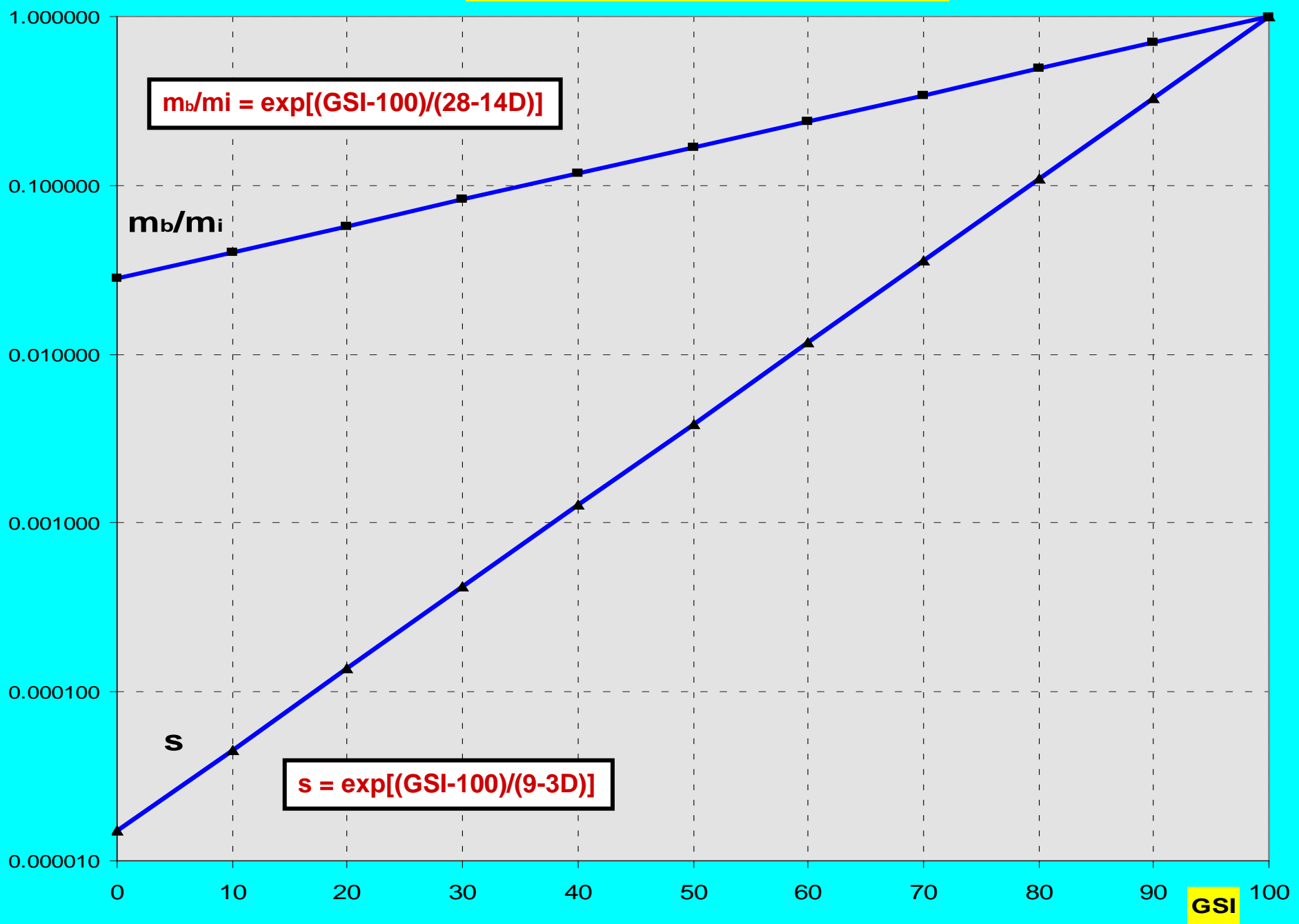
Parámetros de resistencia de Hoek Brown: $m - s$

Parámetros de resistencia de Mohr Coulomb: $C_m - \varphi_m$

Resistencia a la compresión uniaxial: σ_{cm}

Modulo de deformación longitudinal: E_m

PARAMETROS BASICOS DE HOEK (1988)



GSI

Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 30 MPa
GSI = 50 mi = 10 Disturbance factor = 0

Hoek-Brown Criterion

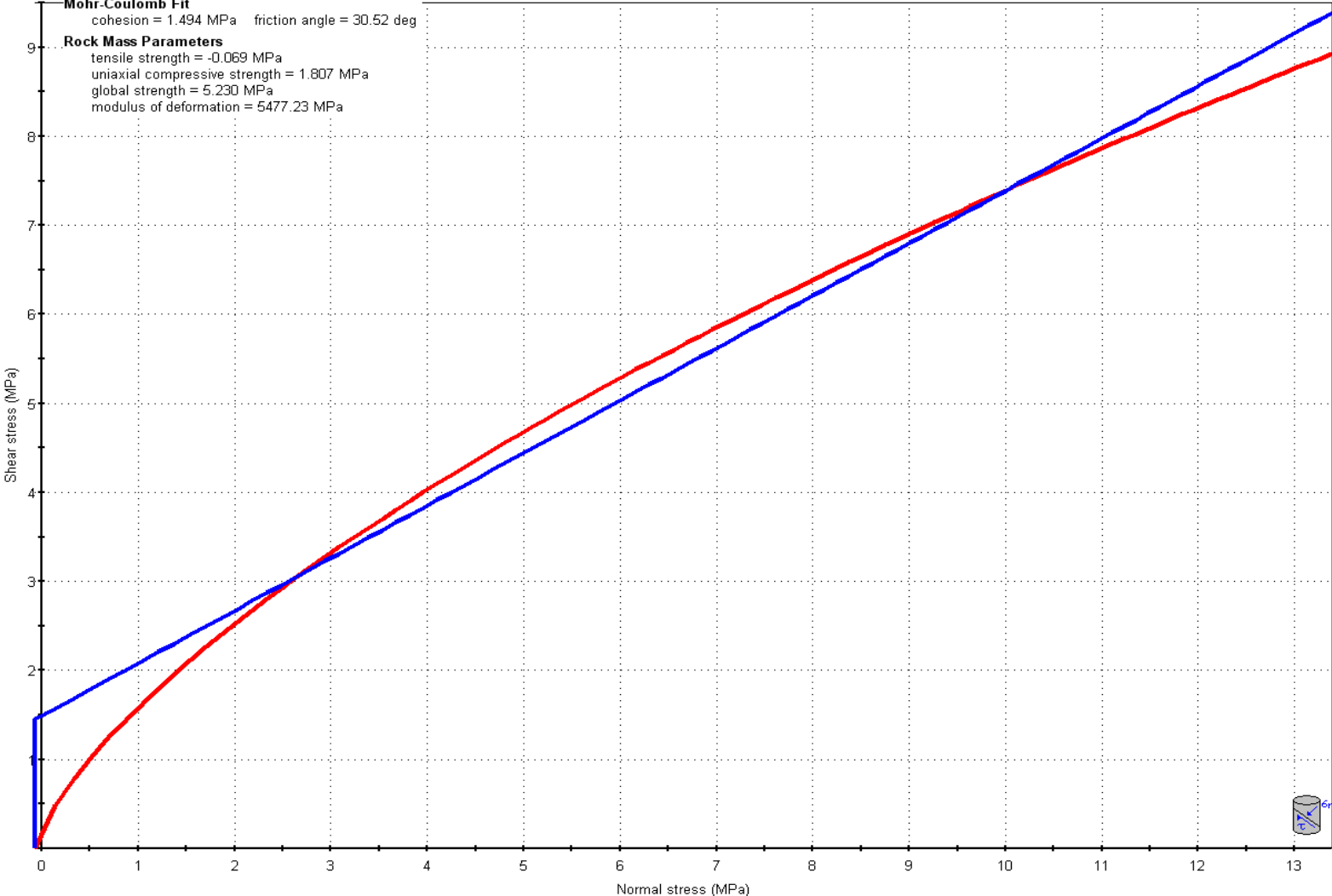
mb = 1.677 s = 0.0039 a = 0.506

Mohr-Coulomb Fit

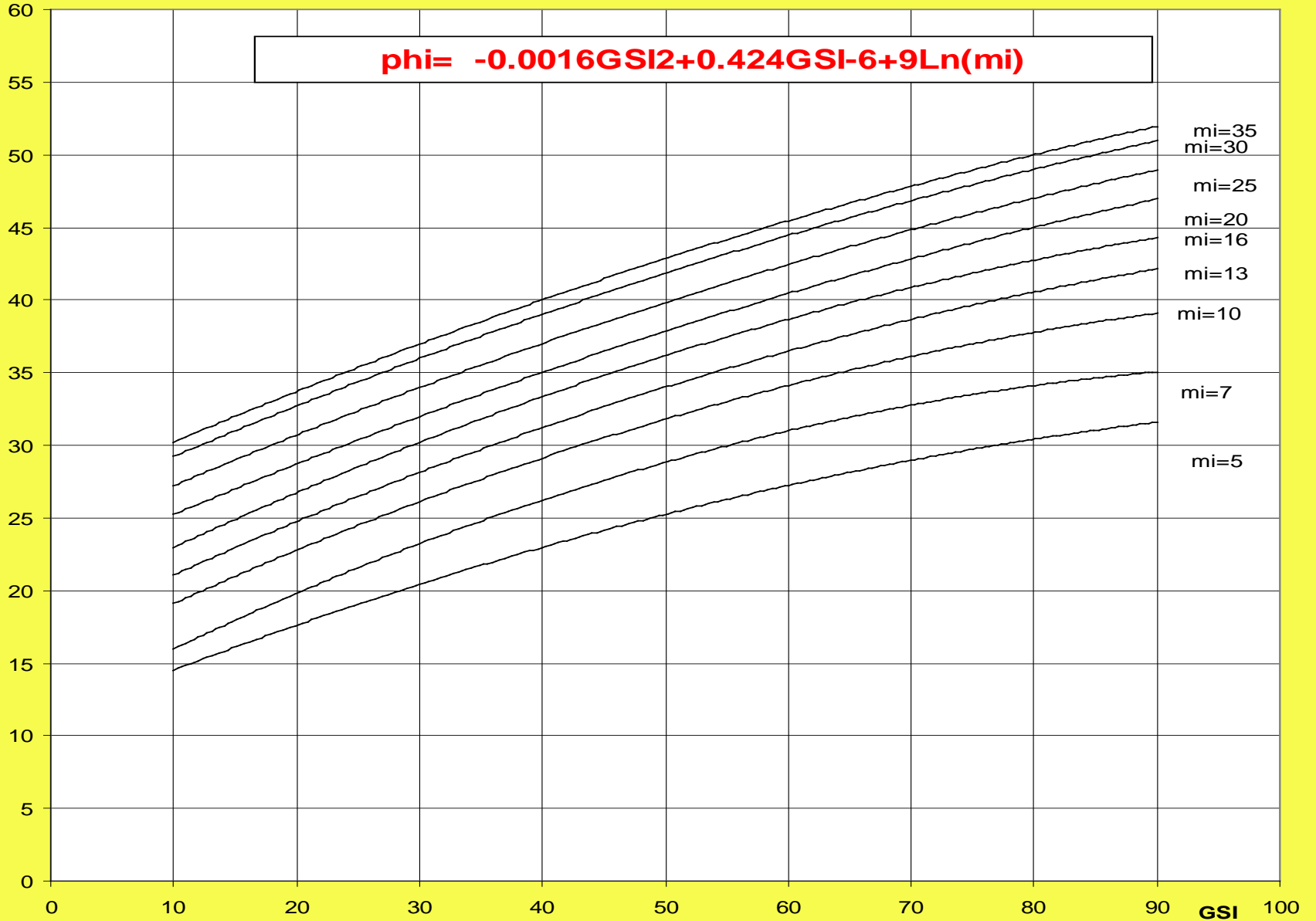
cohesion = 1.494 MPa friction angle = 30.52 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.069 MPa
uniaxial compressive strength = 1.807 MPa
global strength = 5.230 MPa
modulus of deformation = 5477.23 MPa



phi(^)



ANGULO DE FRICCION DEL MACIZO ROCOSO (Hoek & Brown, 1997)

c / Co

0,20

$$c/Co = (0.0058 + 0.0004 m_i) \exp[GSI(0.0455 - 0.0073 \ln(m_i))]$$

$m_i=5$

$m_i=7$

$m_i=10$

$m_i=13$

$m_i=16$

$m_i=20$

$m_i=25$

$m_i=30$

$m_i=35$

0,18

0,16

0,14

0,12

0,10

0,08

0,06

0,04

0,02

0,00

$$c/Co = 0.013e^{0.026GSI}$$

0

10

20

30

40

50

60

70

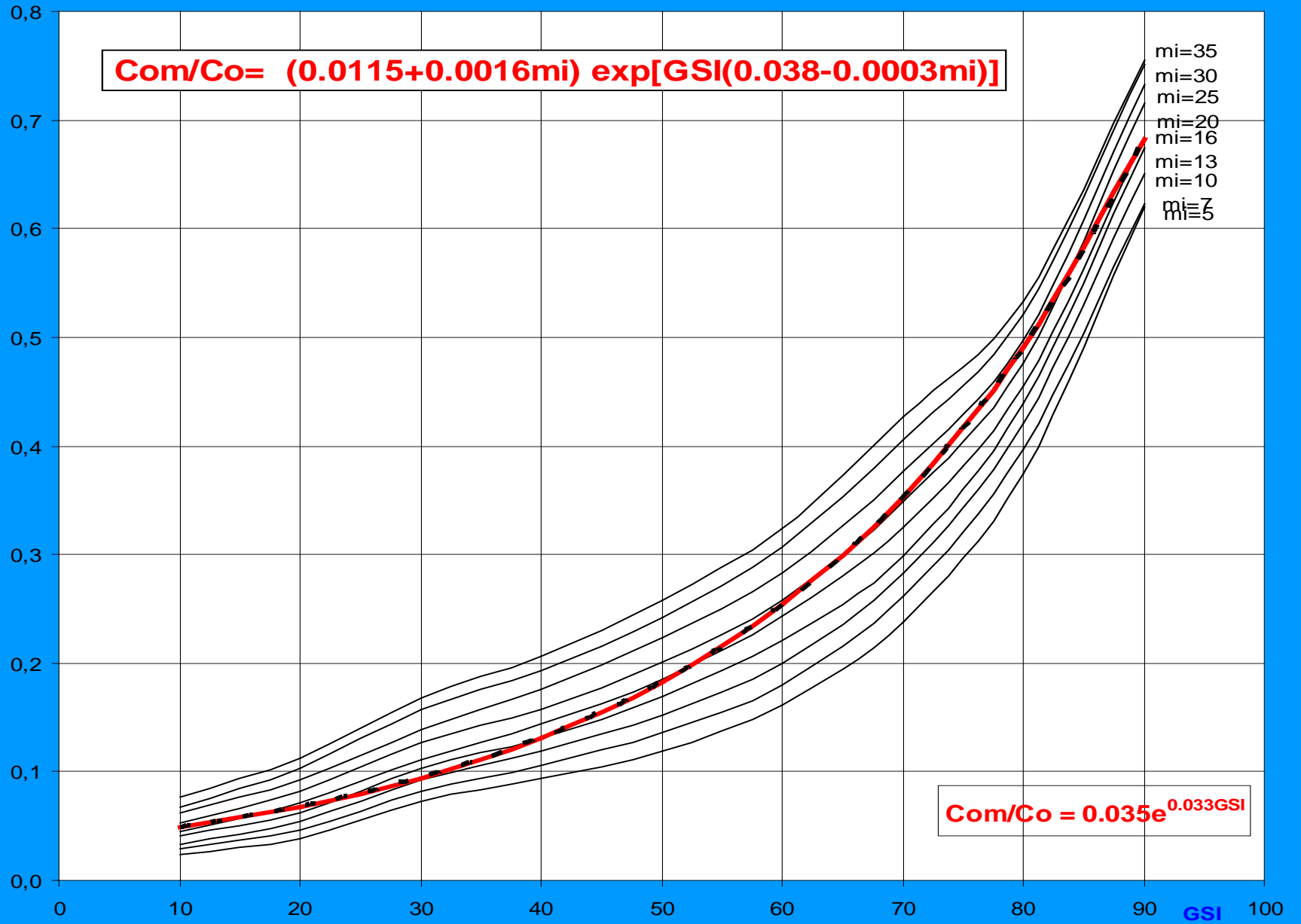
80

90

GSI 100

COHESION DEL MACIZO ROCOSO (Hoek & Brown, 1997)

Com/Co

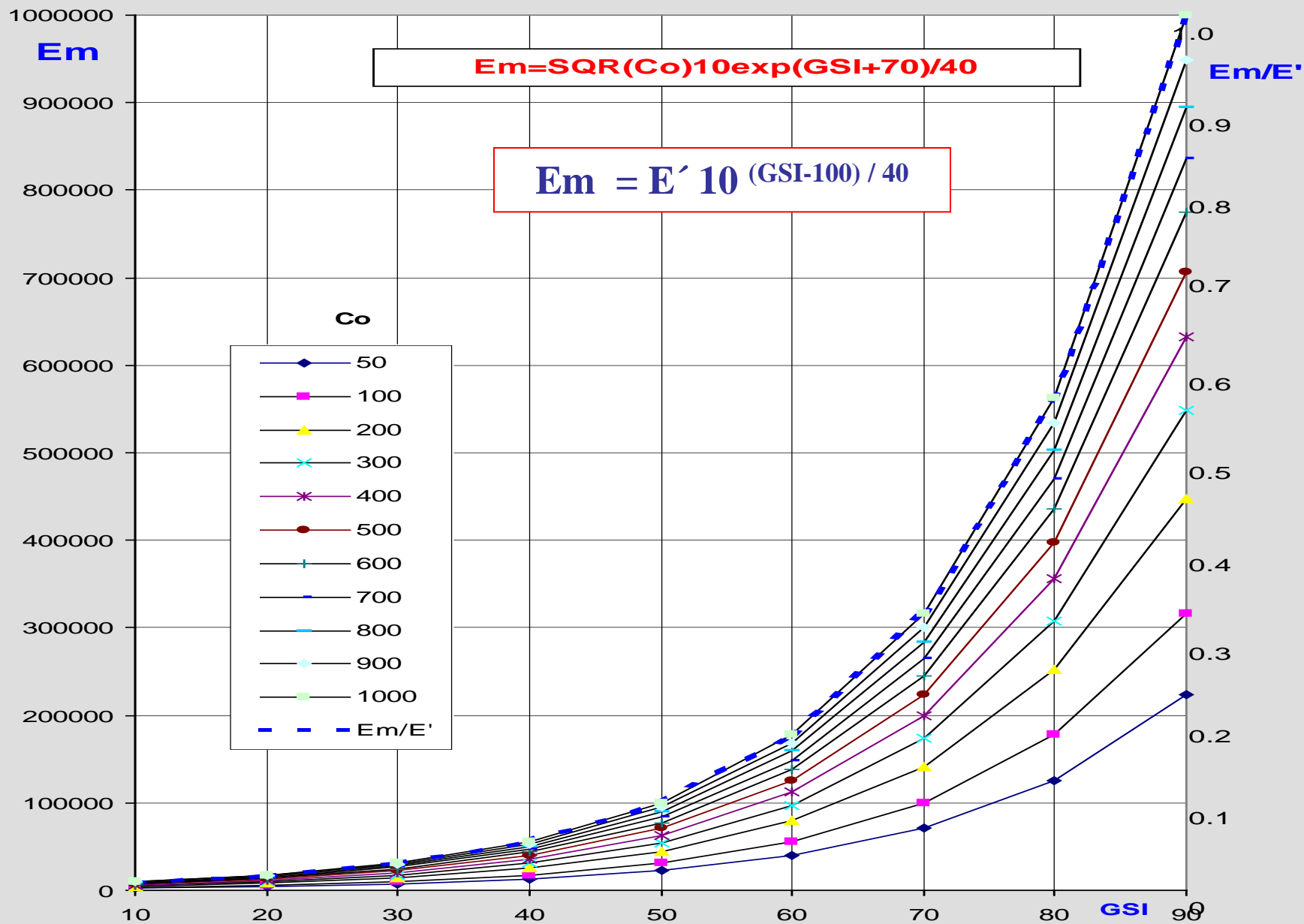


$$Com/Co = (0.0115 + 0.0016m_i) \exp[GSI(0.038 - 0.0003m_i)]$$

- mi=35
- mi=30
- mi=25
- mi=20
- mi=16
- mi=13
- mi=10
- mi=5

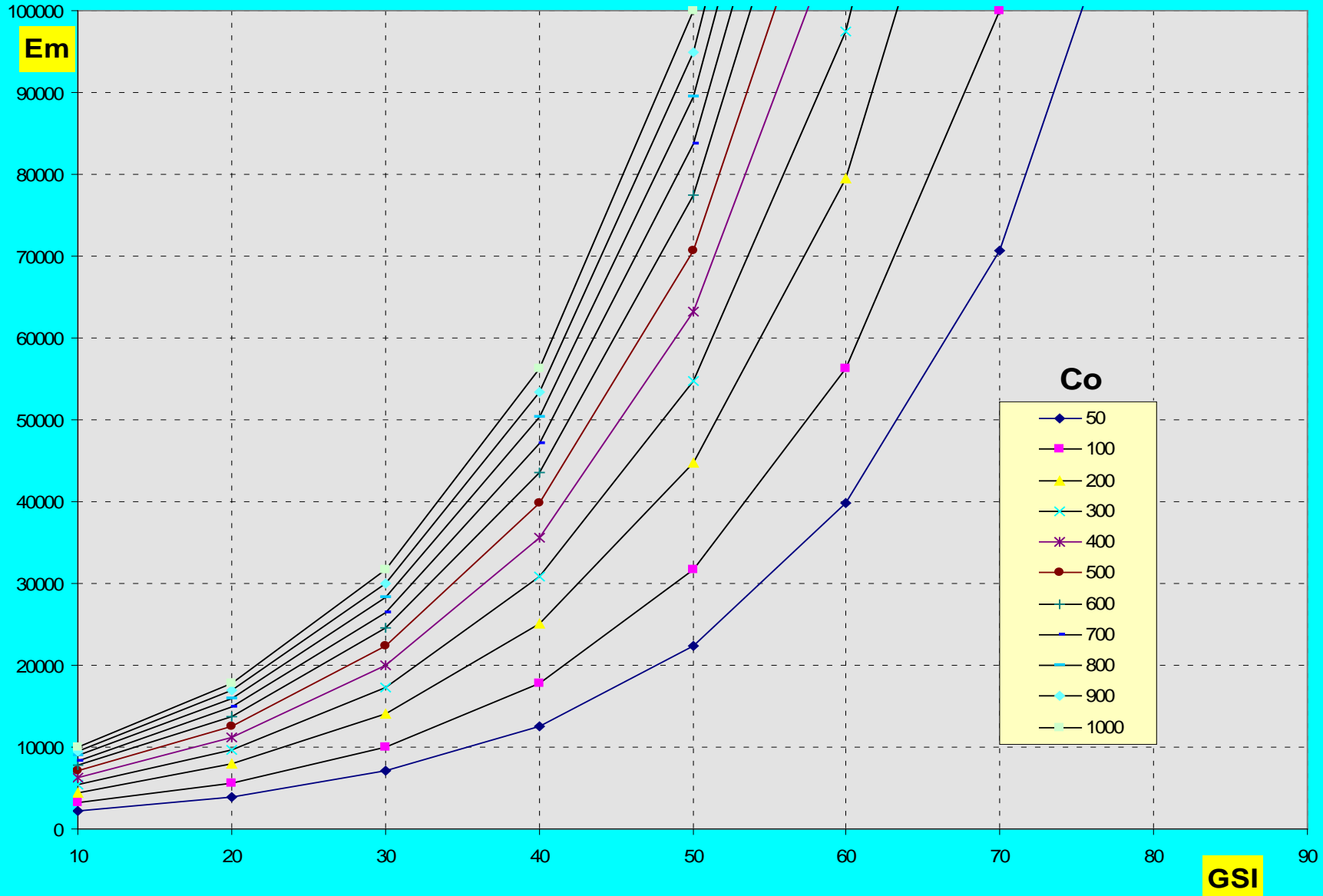
$$Com/Co = 0.035e^{0.033GSI}$$

COMPRESION UNIAXIAL DEL MACIZO ROCOSO Com/Co (Perri, 1999)

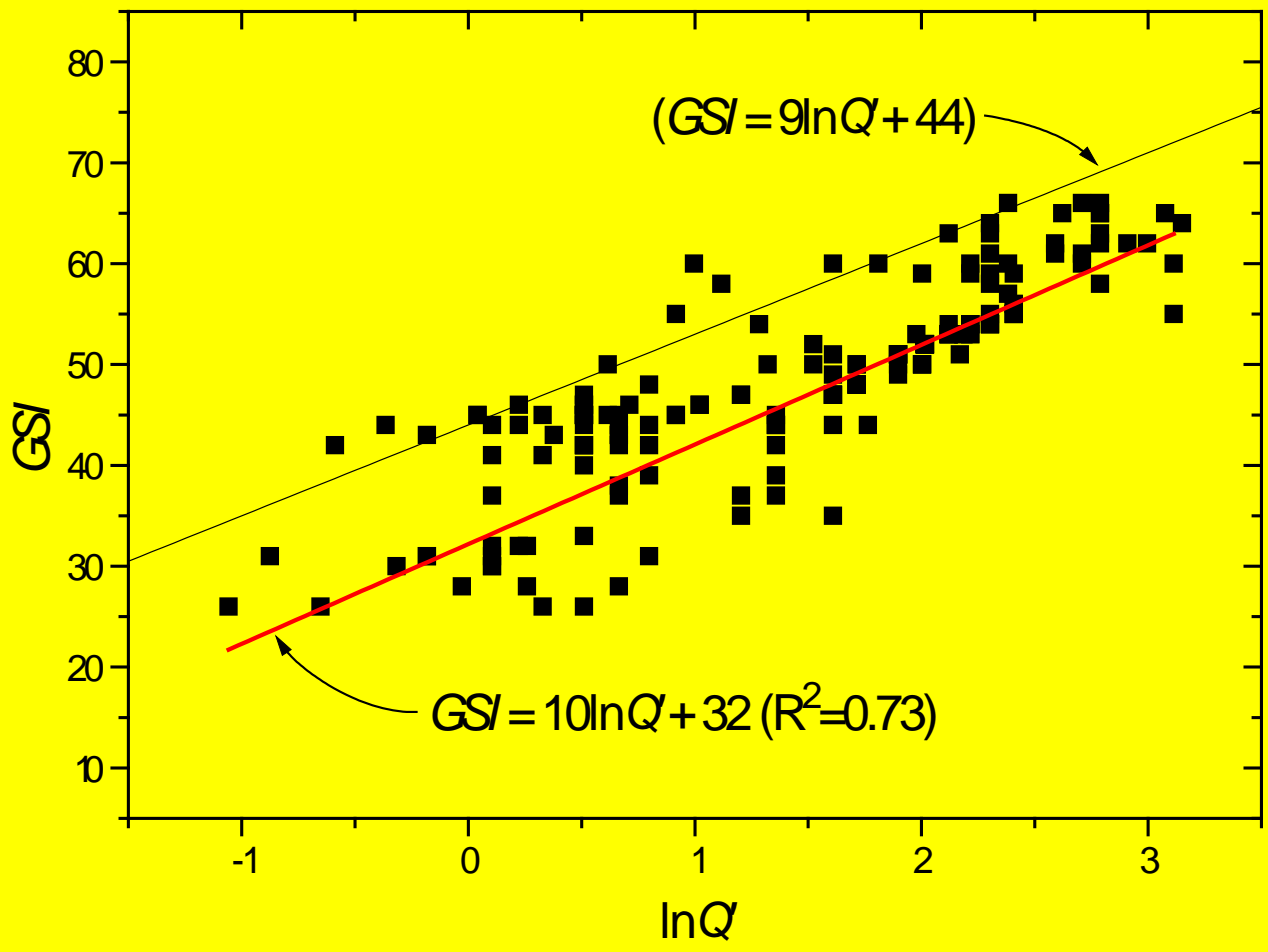


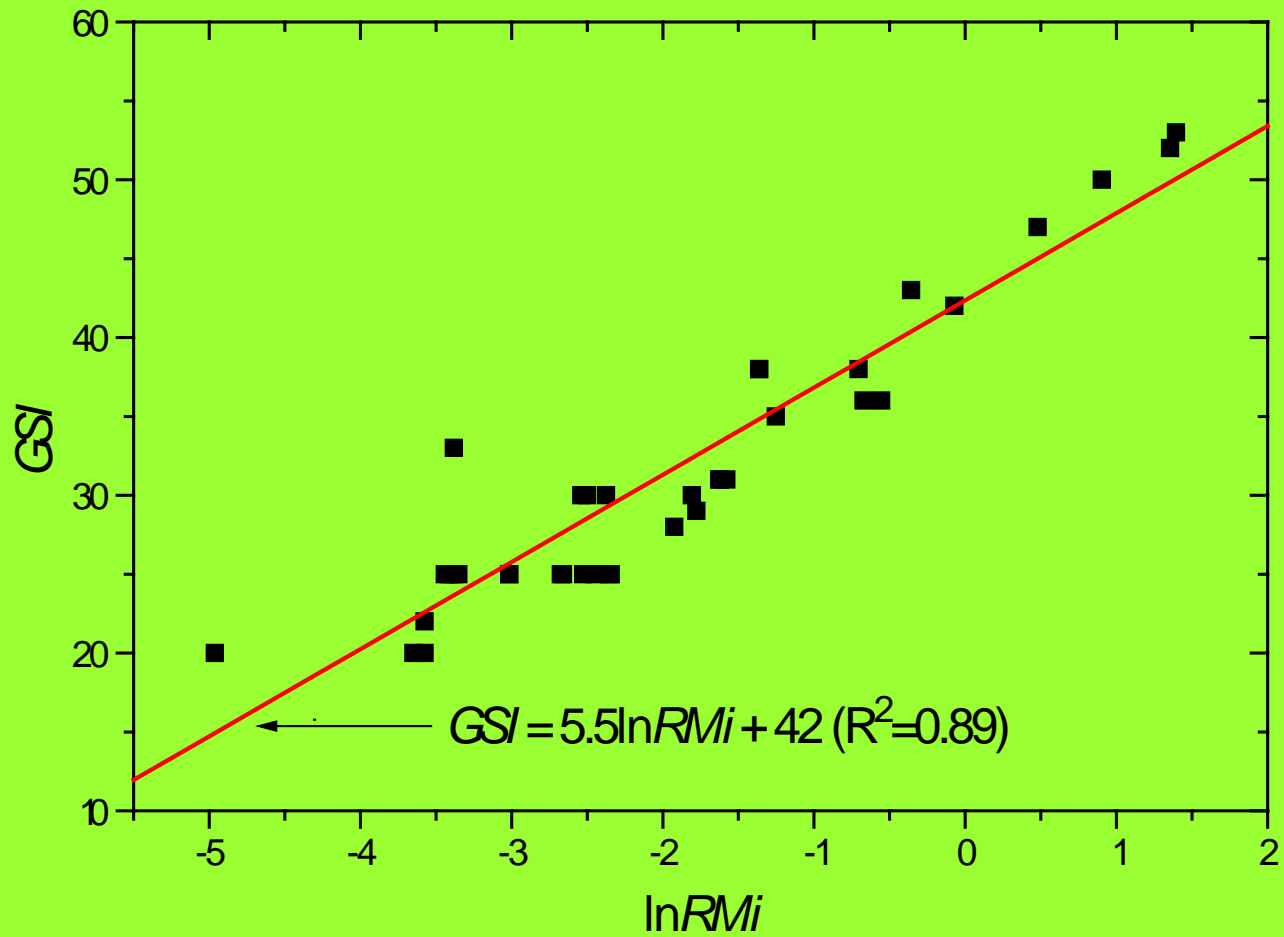
MODULO DEL MACIZO (Em) en Kg/cm2 SEGUN GSI y Co(Kg/cm2)

MODULO DEL MACIZO (Em) en Kg/cm2 SEGUN GSI y Co (Kg/cm2)



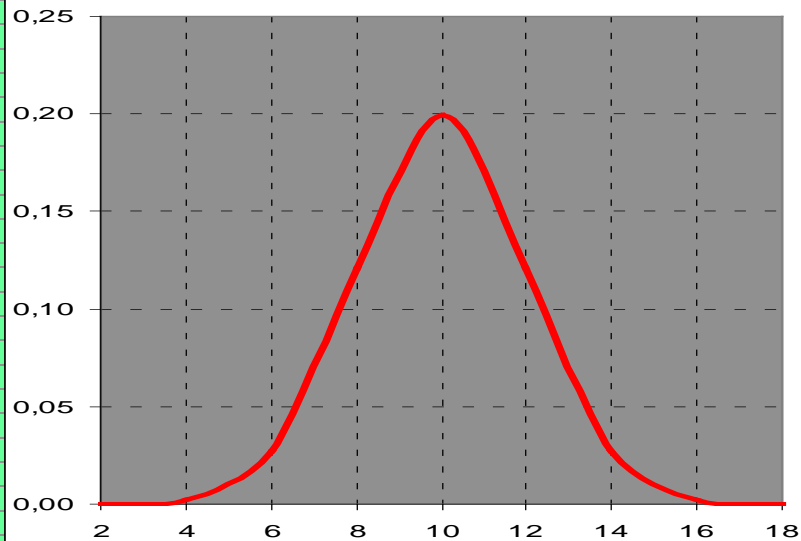
$$Em = \text{SQR}(Co) \cdot 10 \cdot \exp((GSI + 70) / 40)$$



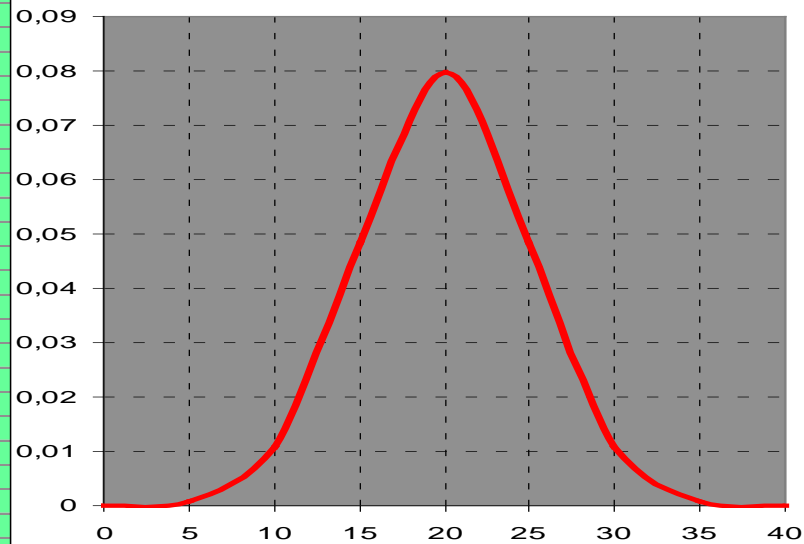


CARACTERISTICAS GEOMECANICAS DEL MATERIAL ROCOSO (de la Roca Intacta)

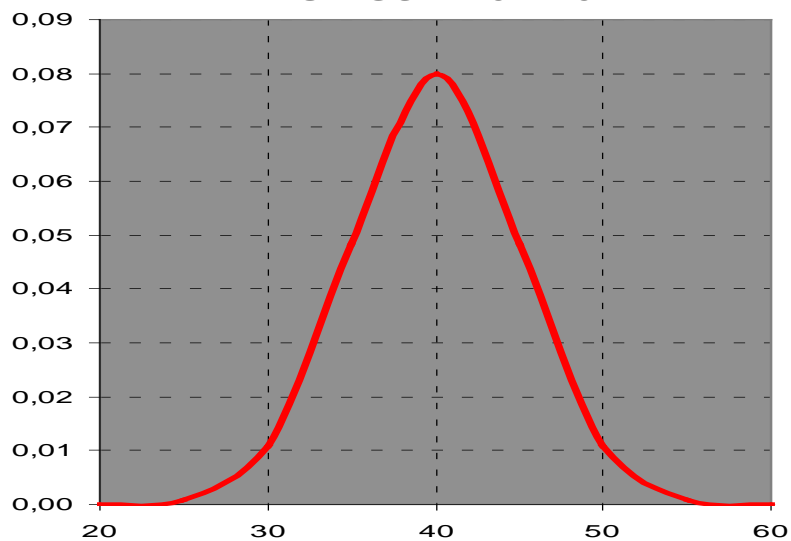
INPUT: $\mu_i = 10 \pm 4$



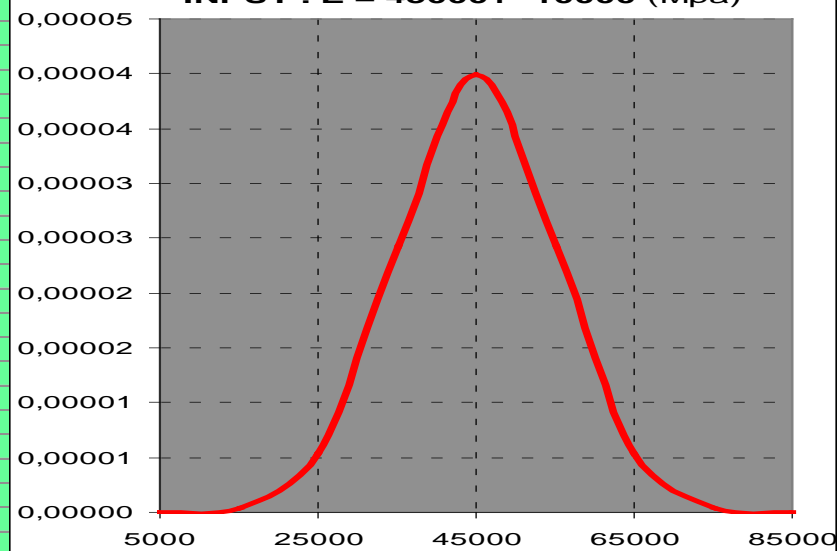
INPUT: $C_o = 20 \pm 10$ (Mpa)



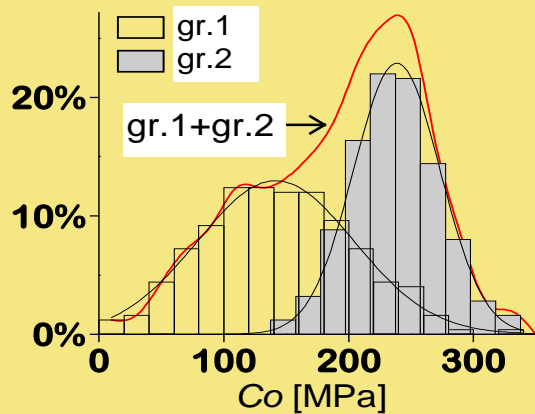
INPUT: $GSI = 40 \pm 10$



INPUT : $E = 45000 \pm 10000$ (Mpa)



Intact rock strength (Co)

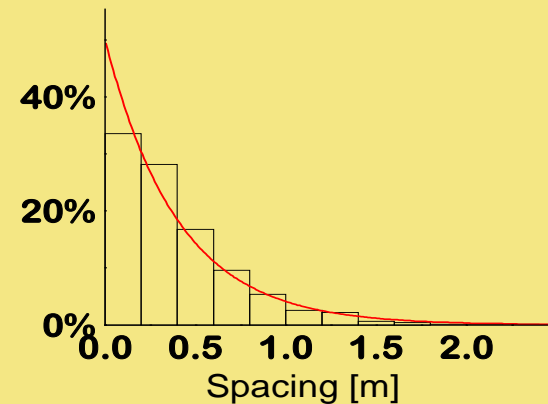


Two groups of specimens with different structural characteristics normally distributed:

Group 1: $\mu_{Co1} = 145\text{MPa}$, $\sigma_{Co1} = 60\text{MPa}$

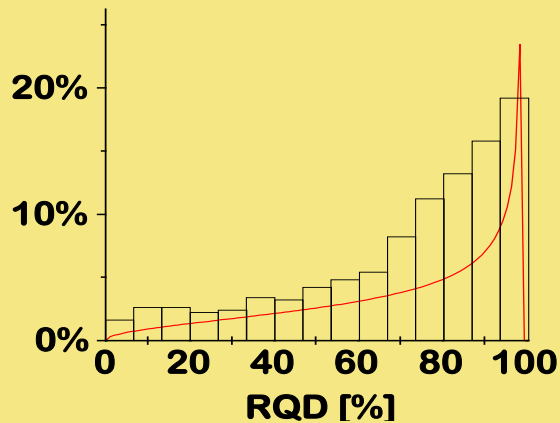
Group 2: $\mu_{Co2} = 240\text{MPa}$, $\sigma_{Co2} = 60\text{MPa}$

Discontinuity spacing



Negative exponentially distributed
 $\mu_{sp} = 0.4\text{m}$, min. 0.05m, max. 2.5m.

Rock Quality Designation (RQD)

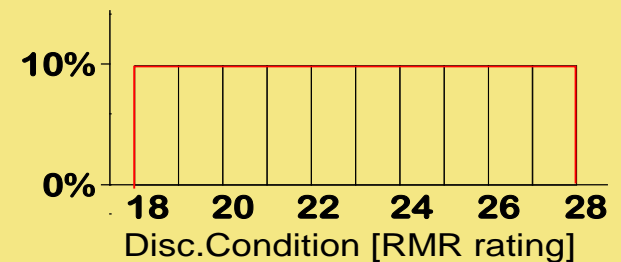


Distribution obtained using the relationships:

$$RQD = 100(1 - 0.1\lambda) \quad \& \quad RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1)$$

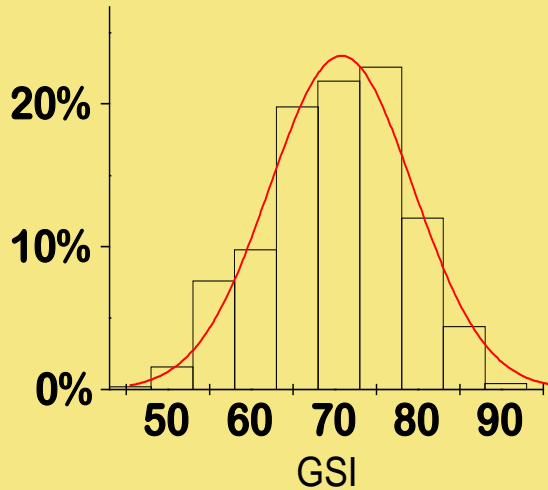
$$\lambda = n^\circ \text{discont./m}, \quad \mu_{RQD} = 66\%$$

Condition of discontinuities



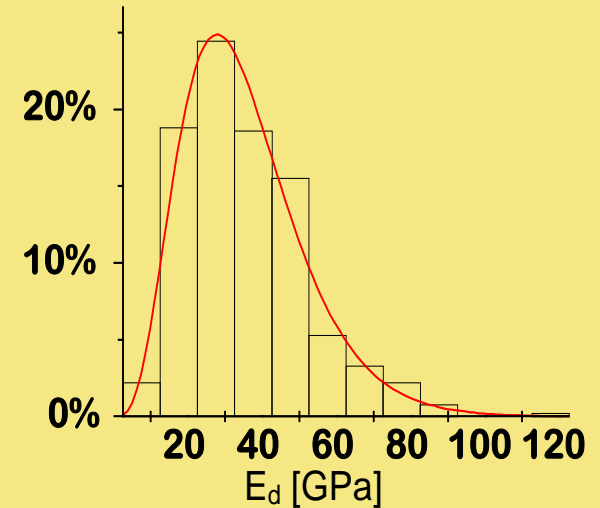
Uniformly distributed:
min. 18, max. 28.

Geological Strength Index, GSI



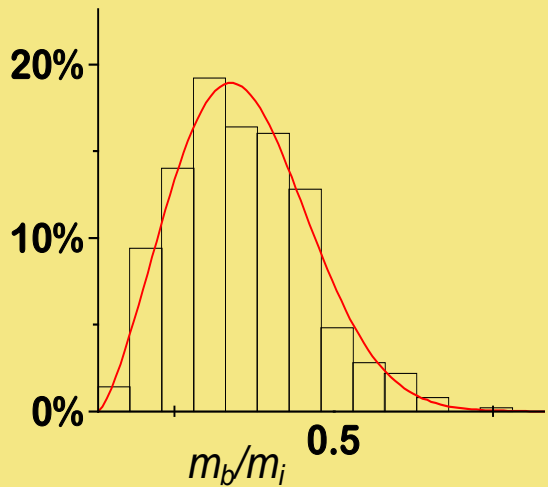
$\mu_{GSI} = 71, \sigma_{GSI} = 8.6, \text{min. } 46, \text{max. } 93$

Deformation modulus (E_d)



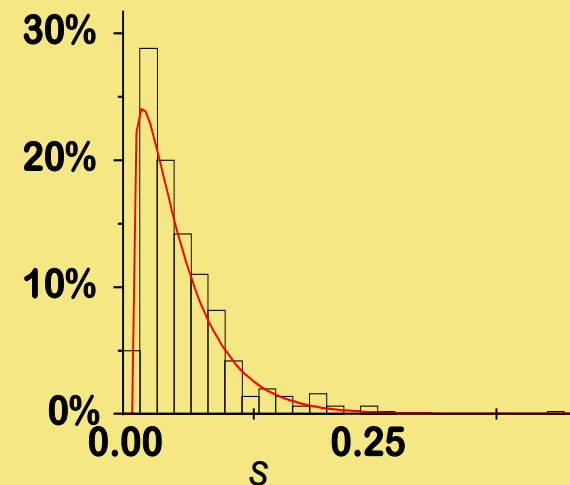
$\mu_{E_d} = 35\text{GPa}, \sigma_{E_d} = 16.2\text{GPa}$

Hoek-Brown m_b/m_i



$\mu_{m_b/m_i} = 0.36, \sigma_{m_b/m_i} = 0.10$

Hoek-Brown s



$\mu_s = 0.05, \sigma_s = 0.049$

Assumptions

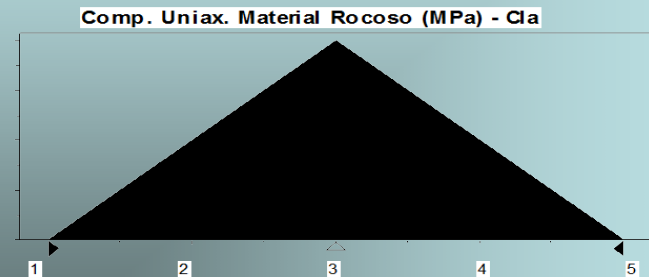
Assumption: Comp. Uniax. Material Rocoso (MPa) - Cla

Cell: E11

Triangular distribution with parameters:

Minimum	1
Likeliest	3
Maximum	5

Selected range is from 1 to 5
Mean value in simulation was 3



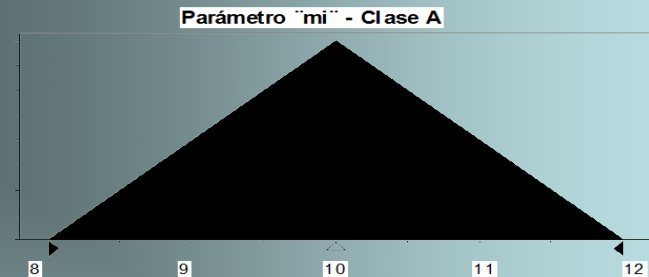
Assumption: Parámetro "mi" - Clase B

Cell: E12

Triangular distribution with parameters:

Minimum	8
Likeliest	10
Maximum	12

Selected range is from 8 to 12
Mean value in simulation was 10



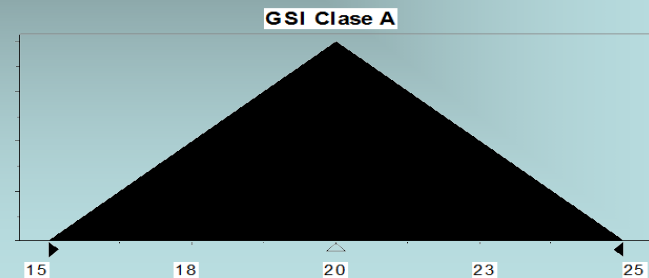
Assumption: GSI Clase B

Cell: E16

Triangular distribution with parameters:

Minimum	15
Likeliest	20
Maximum	25

Selected range is from 15 to 25
Mean value in simulation was 20



Forecast: Fricción Macizo Rocoso - Clase C

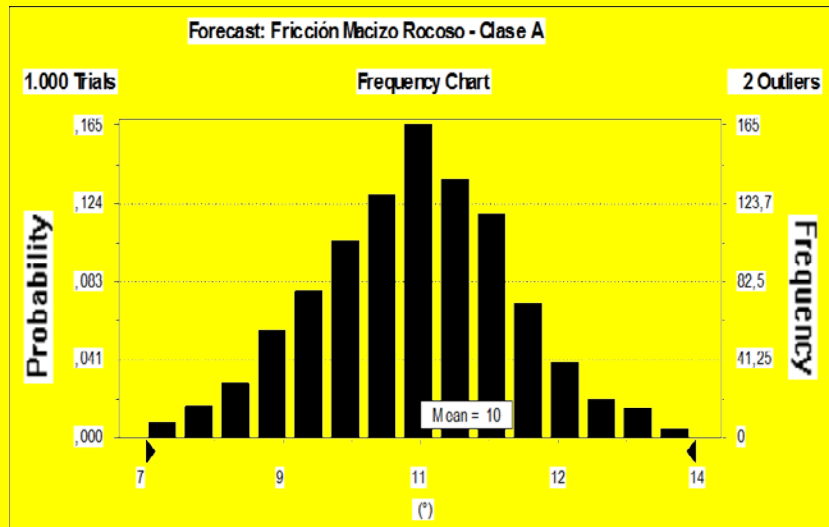
Summary:

Display Range is from 7 to 14 (°)

Entire Range is from 7 to 14 (°)

After 1.000 Trials, the Std. Error of the Mean is 0

Statistics:	Value
Trials	1000
Mean	10
Median	10
Mode	---
Standard Deviation	1
Variance	2
Skewness	-0,10
Kurtosis	2,93
Coeff. of Variability	0,12
Range Minimum	7
Range Maximum	14
Range Width	7
Mean Std. Error	0,04



recast: Modulo de Deformación (Em)

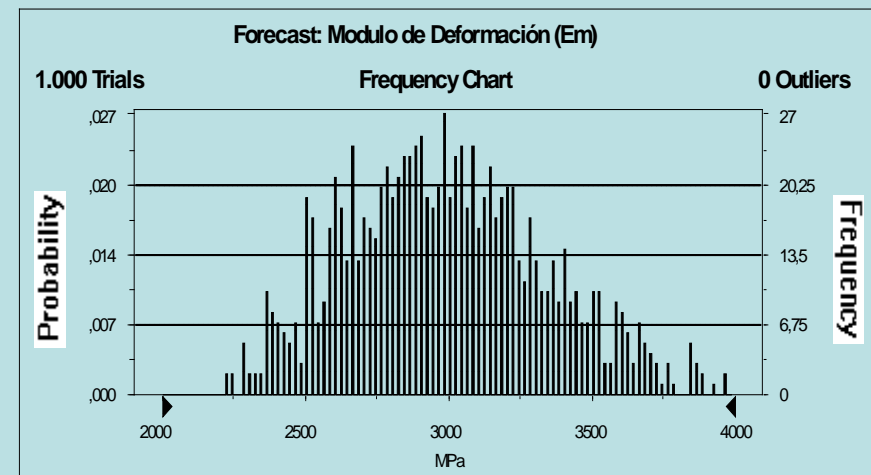
Summary:

Display Range is from 2000 to 4000 MPa

Entire Range is from 2229 to 3980 MPa

After 1.000 Trials, the Std. Error of the Mean is 11

Statistics:	Value
Trials	1000
Mean	2994
Median	2979
Mode	---
Standard Deviation	346
Variance	120019
Skewness	0,27
Kurtosis	2,61
Coeff. of Variability	0,12
Range Minimum	2229
Range Maximum	3980
Range Width	1751
Mean Std. Error	10,96

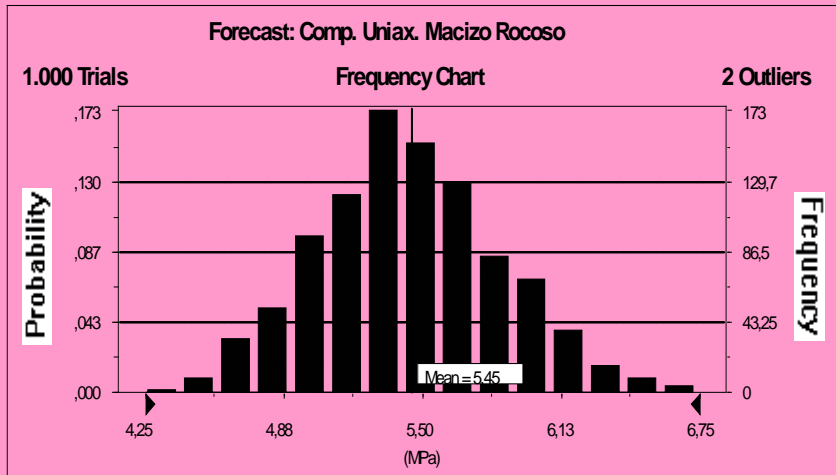


Forecast: Comp. Uniax. Macizo Rocoso

Summary:

Display Range is from 4,25 to 6,75 (MPa)
 Entire Range is from 4,28 to 6,86 (MPa)
 After 1.000 Trials, the Std. Error of the Mean is 0,01

Statistics:	Value
Trials	1000
Mean	5,45
Median	5,43
Mode	---
Standard Deviation	0,42
Variance	0,18
Skewness	0,23
Kurtosis	2,94
Coeff. of Variability	0,08
Range Minimum	4,28
Range Maximum	6,86
Range Width	2,58
Mean Std. Error	0,01



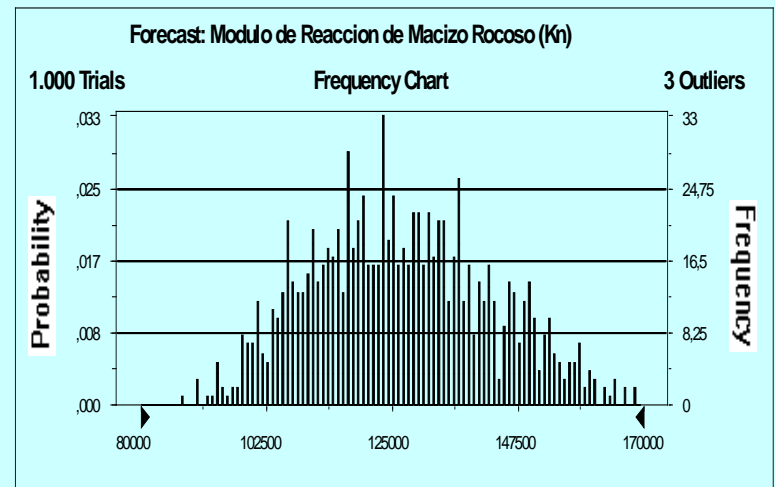
Forecast: Modulo de Reaccion de Macizo Rocoso (Kn)

Ce

Summary:

Display Range is from 80000 to 170000
 Entire Range is from 87595 to 175239
 After 1.000 Trials, the Std. Error of the Mean is 511

Statistics:	Value
Trials	1000
Mean	126710
Median	125579
Mode	---
Standard Deviation	16144
Variance	260621736
Skewness	0,23
Kurtosis	2,54
Coeff. of Variability	0,13
Range Minimum	87595
Range Maximum	175239
Range Width	87644
Mean Std. Error	510,51



Diseño de Túneles: conceptos básicos e innovaciones tecnológicas

prof. Gianfranco Perri

www.gianfrancoperri.com



San José de Costa Rica, 29 y 30 septiembre 2015

Aspectos Fundamentales

ANALISIS

- Que ocurre cuando se excava un túnel
- **Como se puede comportar la excavación**
- Como (con que) se controla la excavación

DISEÑO

- Como se determina el comportamiento de la excavación
- Cuales son las funciones de los soportes de un túnel
- **Como se diseñan los soportes de un tunel**

Cómo se puede comportar una excavación?

- ◆ Muy bien
- ◆ Medianamente bien
- ◆ Medianamente mal
- ◆ Muy mal

POSIBLES CONDICIONES GEOESTATICAS DURANTE LA EXCAVACION DE UN TUNEL

A

a/b

A

B

c
d

B
C

C

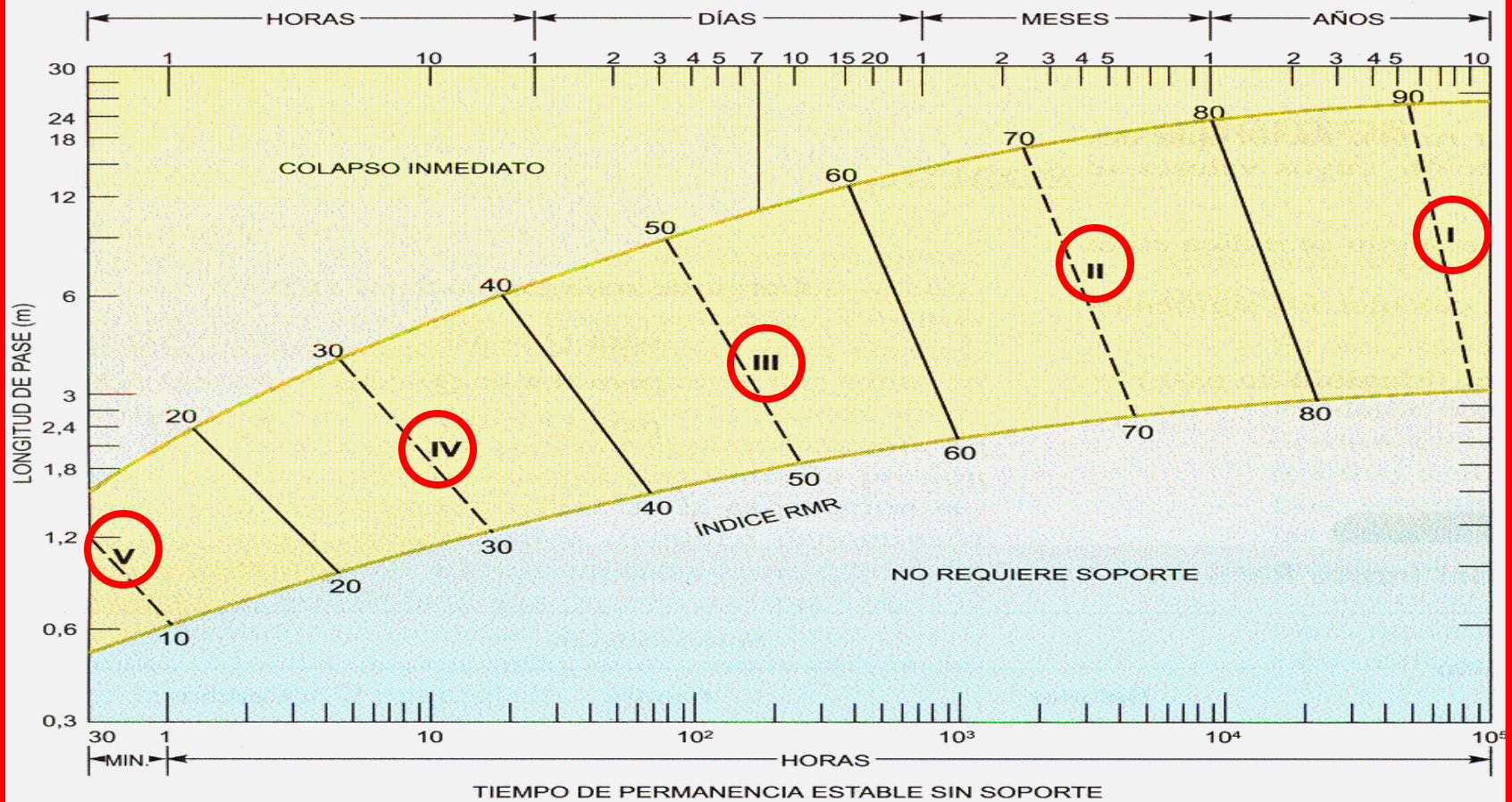
e
f

D
E

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

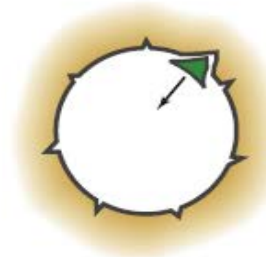
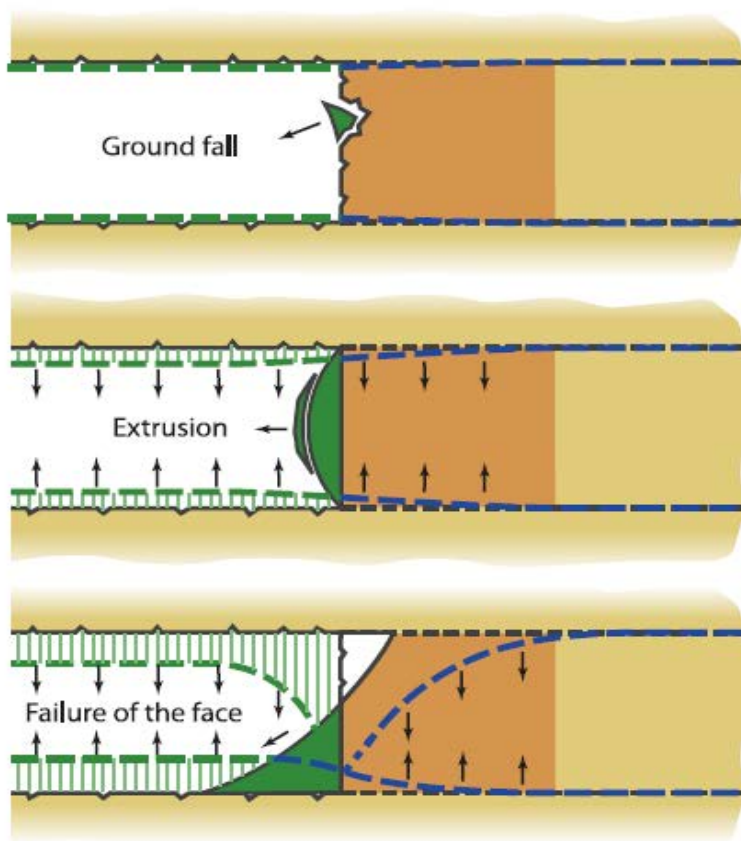
Características geotécnicas

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano



Clase de Comportamiento (?) de BENIAWSKI

Escenarios o Clases de Comportamiento de una Excavación



Ground fall

A

Stable face



Preconvergence and convergence

B

Face stable in the short term



Collapse of the cavity

C

Unstable face

A Comportamiento a frente estable o, de tipo lapídeo

La concentración de esfuerzos en el terreno al frente y al contorno de la cavidad no supera la resistencia del medio.

Los fenómenos de deformación evolucionan en campo elástico, son inmediatos y de orden centimétrico.

El frente de excavación es globalmente estable y se pueden producir solamente inestabilidades localizadas de caída de bloques aislados debido a desfavorables circunstancias geométricas y estructurales del terreno.

Las intervenciones de protección o estabilización están principalmente dirigidas a evitar eventuales desprendimientos localizados del terreno.

Clase de Comportamiento " A-1 "



21 6 2005



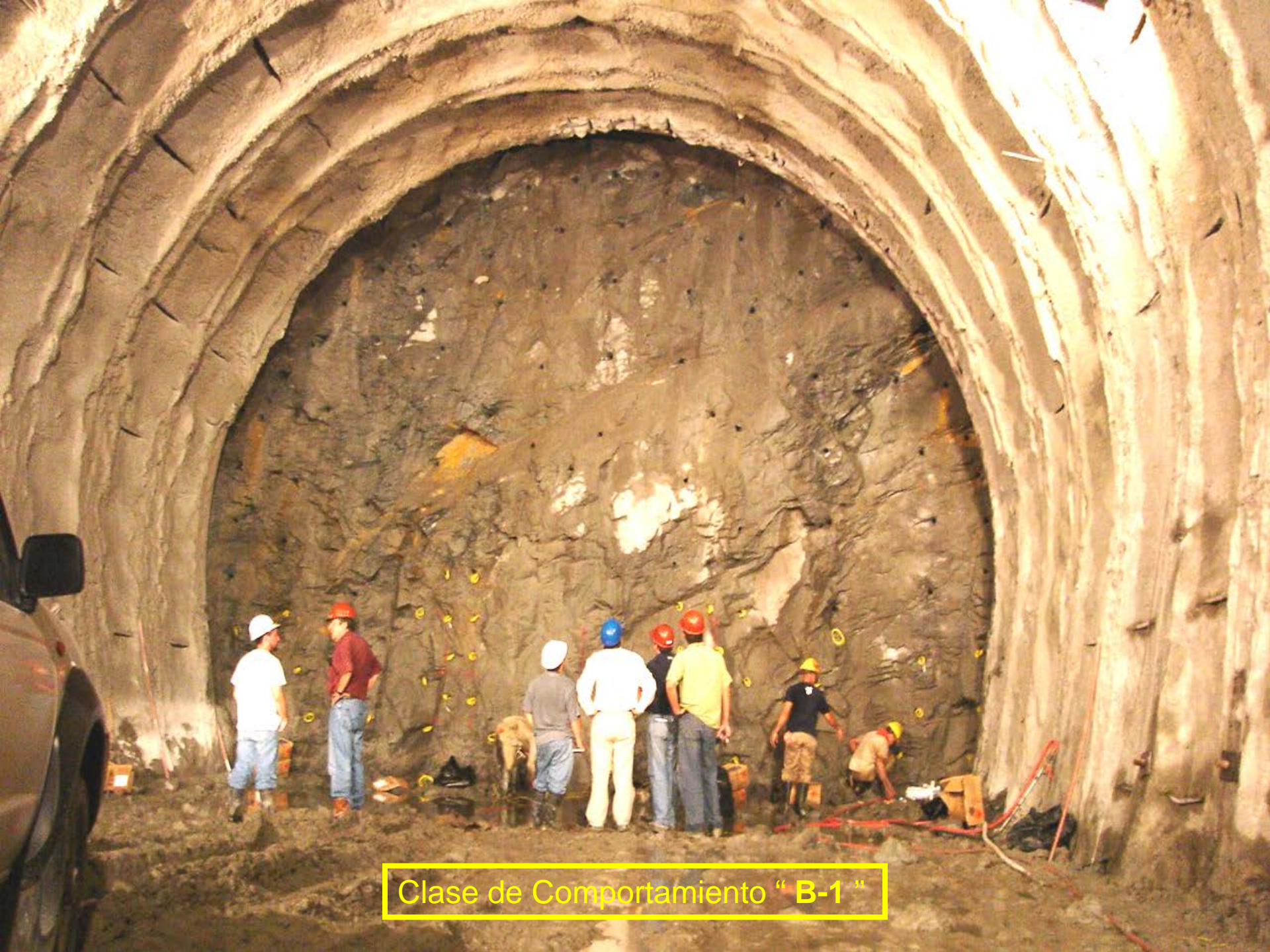
Clase de Comportamiento "A-2"

B Comportamiento a frente estable a corto plazo o, de tipo cohesivo

La concentración de esfuerzos al frente y al contorno de la cavidad, supera el límite del campo elástico del medio.

Los fenómenos de deformación evolucionan en campo elástico-plástico, son algo diferidos en el tiempo, son de orden decimétrico y no condicionan la estabilidad ya que el terreno está aún en condición de movilizar resistencia suficiente.

*Los fenómenos de inestabilidad, bajo la forma de desprendimientos localizados presentes en el frente y contorno de la cavidad, dejan en general el tiempo de actuar después de un relativamente limitado alejamiento del frente, mediante **intervenciones tradicionales de contención radial** aunque, en raras circunstancias, puede resultar necesario recurrir al empleo de algunas acciones de pre-consolidación y/o de pre-contención.*



Clase de Comportamiento "B-1"



Clase de Comportamiento " B-2 "

C **Comportamiento a frente inestable o, de tipo incoherente**

La concentración de esfuerzos al frente y al contorno de la cavidad, supera la resistencia del medio.

Los fenómenos de deformación resultan inaceptables ya que evolucionan rápidamente hacia la ruptura dando lugar a graves manifestaciones de inestabilidad hasta la caída del frente y el colapso de la cavidad, sin dejar el tiempo de actuar con intervenciones de contención radial.

Se requieren por lo tanto siempre intervenciones especiales a monte del frente de excavación, por ejemplo:

***parcialización de la sección
pre-consolidación - pre-soporte - “pre-contención”***

Aspectos Fundamentales

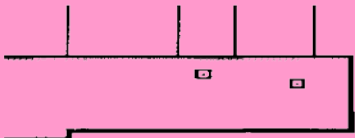
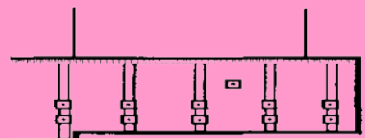
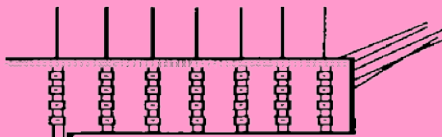
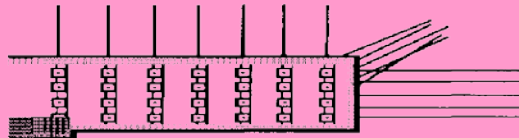
ANALISIS

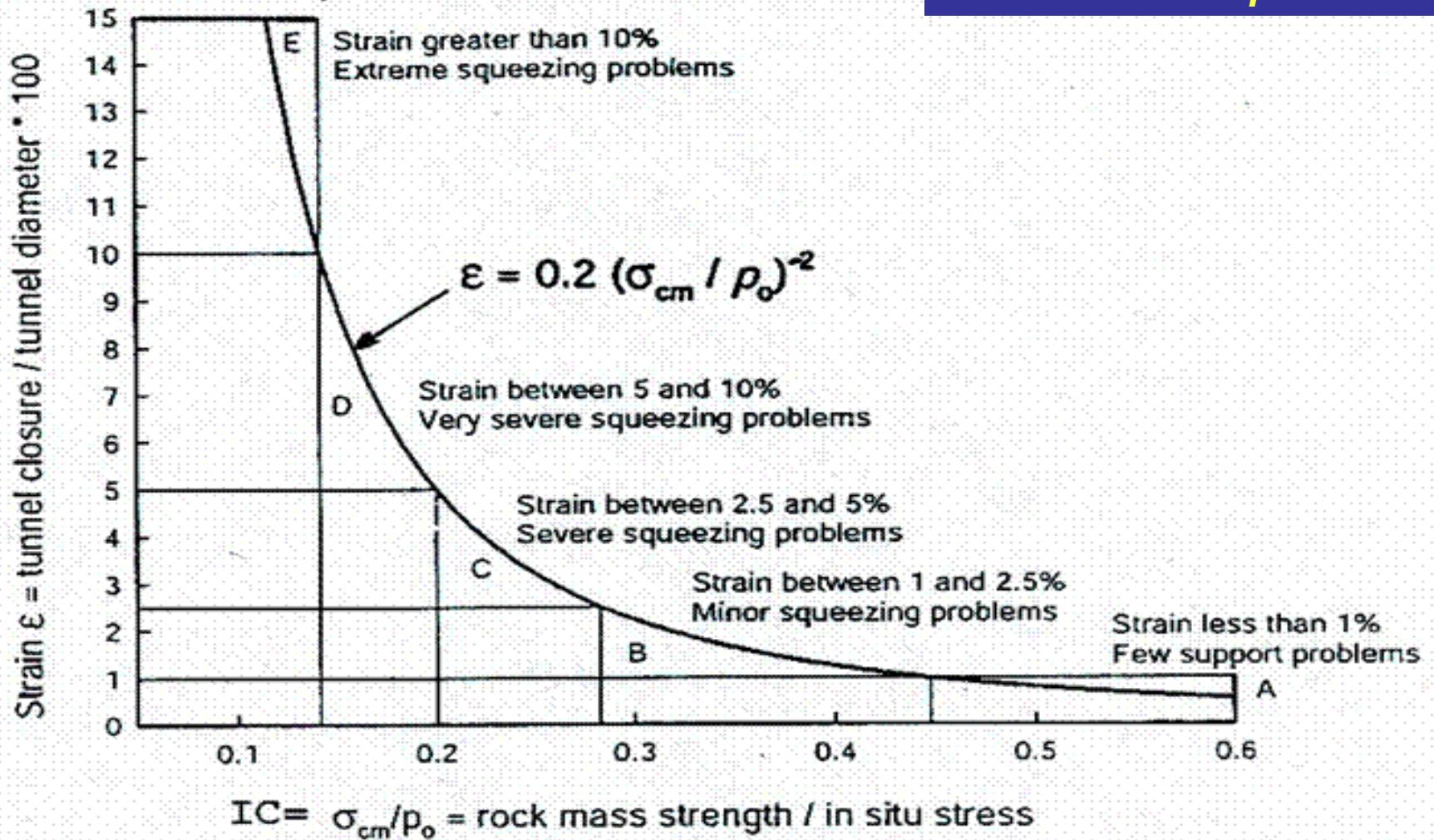
- Que ocurre cuando se excava un túnel
- Como se puede comportar la excavación
- Como (con que) se controla la excavación

DISEÑO

- Como se determina el comportamiento de la excavación
- Cuales son las funciones de los soportes de un túnel
- Como se diseñan los soportes de un tunel

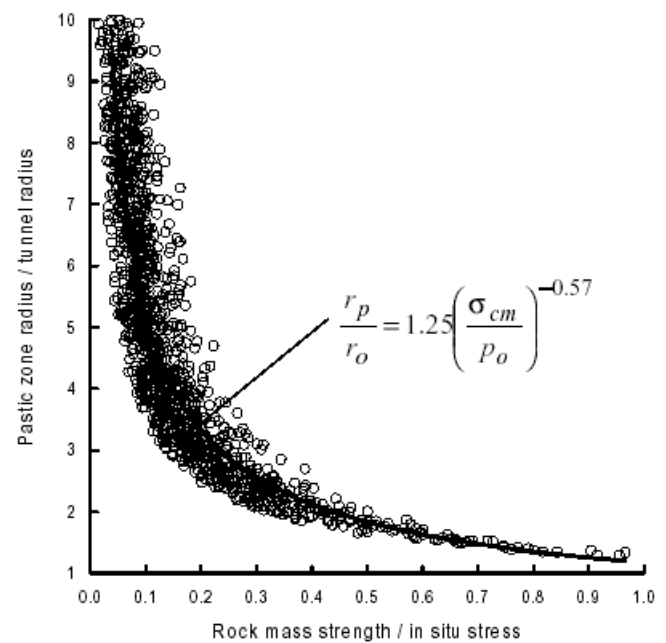
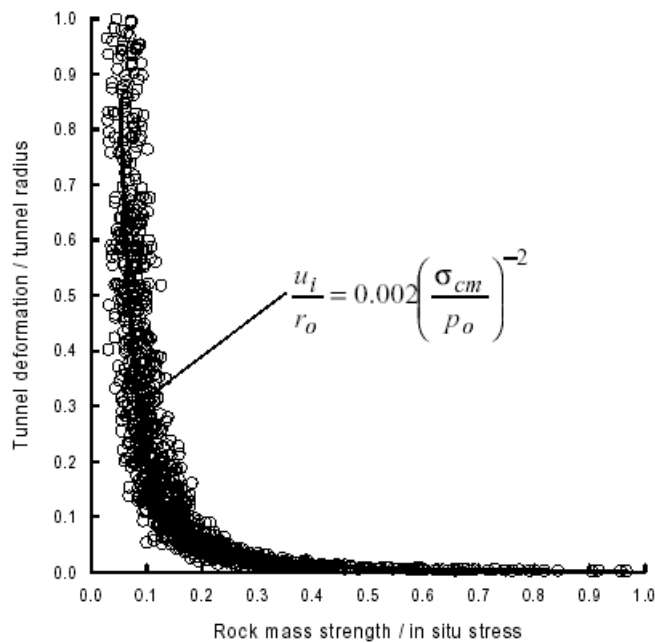
Clases de Comportamiento de la Excavación

Behavioral Category	Face stability $f(\delta_o = u_{d=0}/R_i)$	Stability of the cavity $f(R_p/R_i)$	Typology of stabilization measures & their primary function
a/b	stable	stable	 <p>function: wedges retention</p>
c	limit condition [$\delta_o \leq 0.5\%$]	unstable [$1 < R_p/R_i \leq 2$]	 <p>function: confinement</p>
d	unstable [$0.5\% < \delta_o \leq 1\%$]	unstable [$2 < R_p/R_i \leq 4$]	 <p>function: confinement and/or improvement</p>
e/f	unstable [$\delta_o > 1\%$]	unstable [$R_p/R_i > 4$]	 <p>function: confinement and improvement</p>



$$IC = \sigma_{cm} / \gamma H = (0.0034 m^{0.8}) \sigma_{ci} [1.029 + 0.025 e^{-0.1 m}] GSI / \gamma H$$

Approximate relationship between strain and the degree of difficulty associated with tunnelling through squeezing rock. Note that this curve is for tunnels with no support. (Hoek y Marinos, 2000)



$$\frac{u_i}{r_o} = \left(0.002 - 0.0025 \frac{p_i}{p_o} \right) \frac{\sigma_{cm}}{p_o} \left(\frac{2.4 p_i}{p_o} - 2 \right)$$

$$\frac{r_p}{r_o} = \left(1.25 - 0.625 \frac{p_i}{p_o} \right) \frac{\sigma_{cm}}{p_o} \left(\frac{p_i}{p_o} - 0.57 \right)$$

where r_p = Plastic zone radius
 u_I = Tunnel sidewall deformation
 r_o = Original tunnel radius in metres
 p_I = Internal support pressure
 p_o = In situ stress = depth below surface \times unit weight of rock mass
 σ_{cm} = Rock mass strength = $2c' \cos \phi' / (1 - \sin \phi')$

Hoek

Russo

	Geotechnical issues	Support types	
A	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.	a/b
B	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.	c
C	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.	d
D	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.	e
E	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling, face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.	f

A

B

C

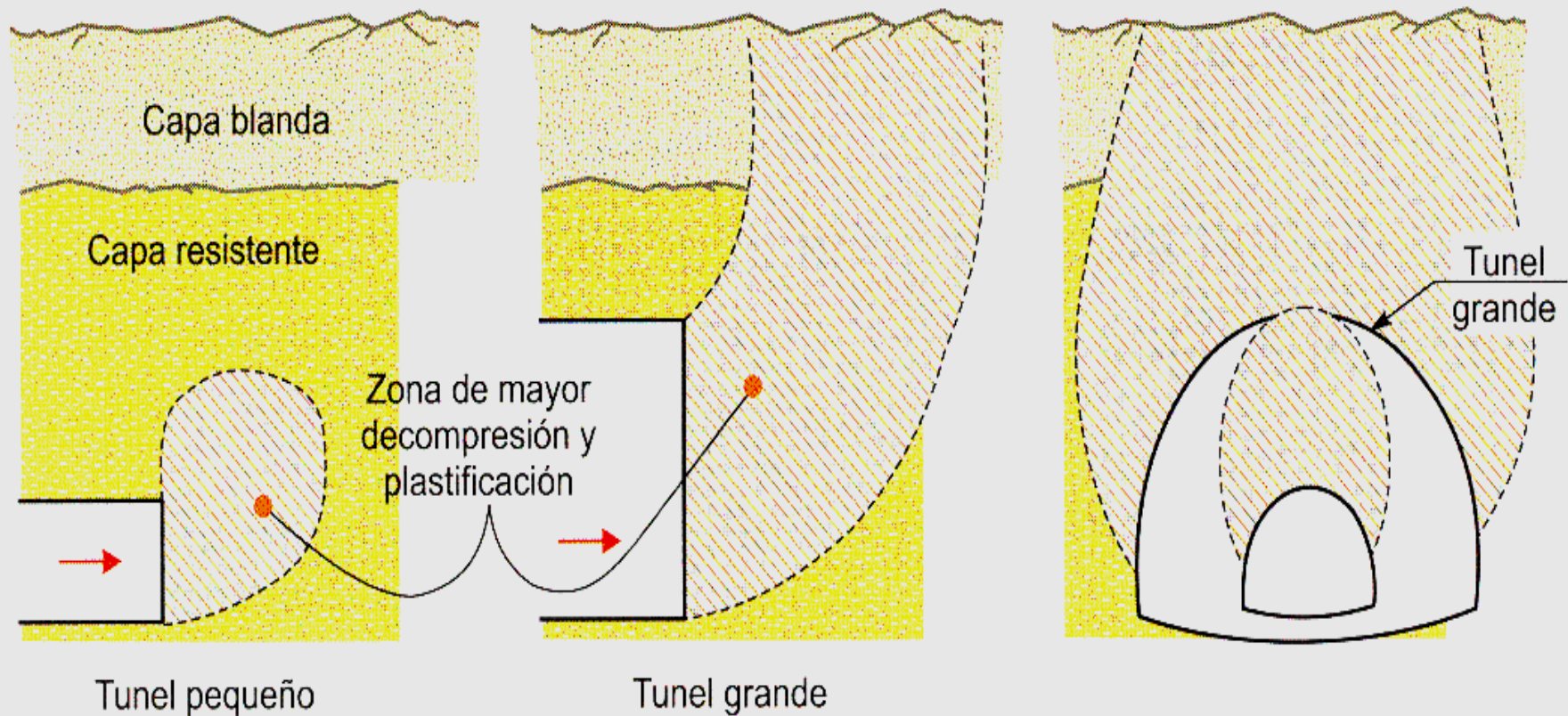
A

B

C

Clase de Comportamiento de la Excavación

secciones superficiales

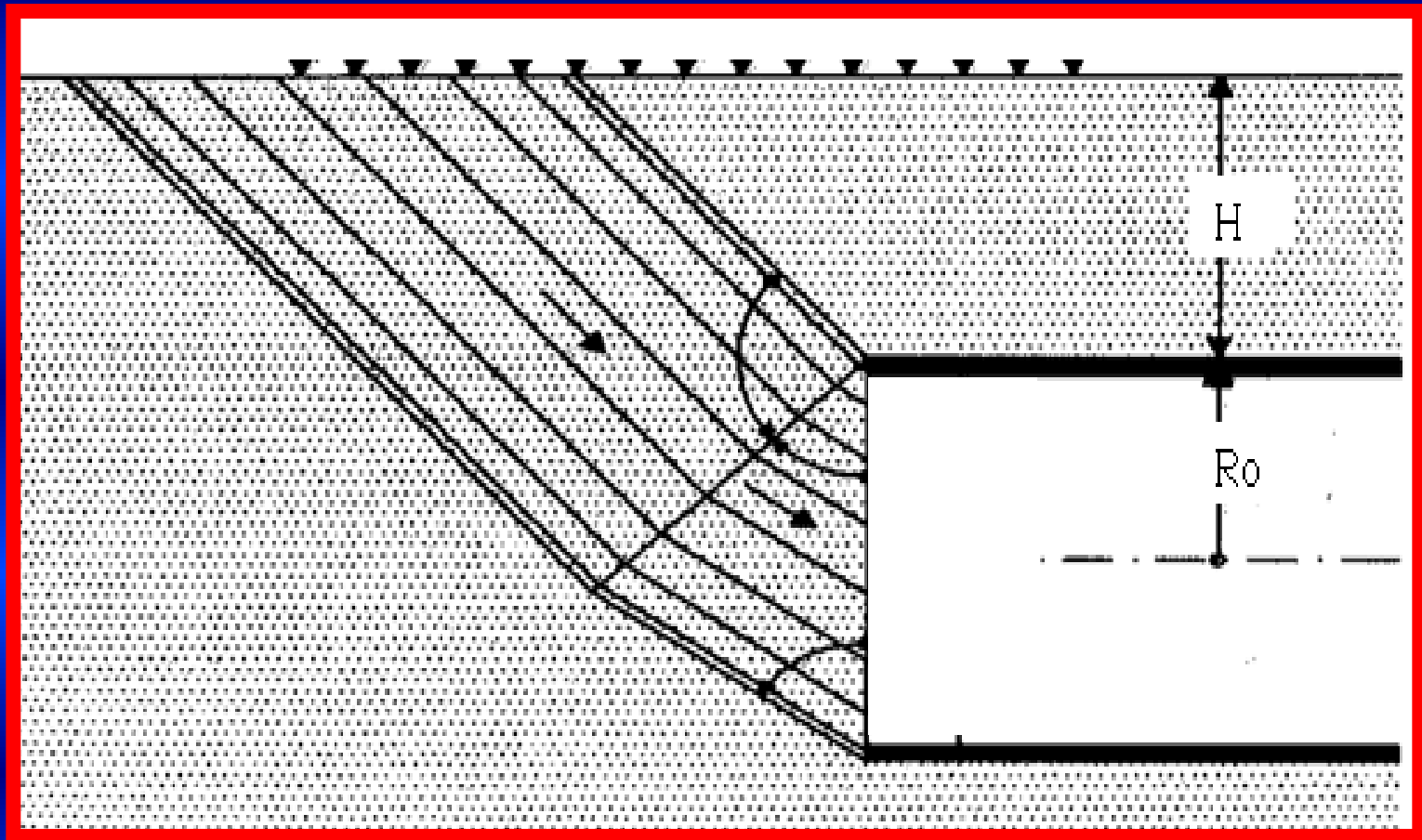


a) Sección longitudinal

b) Sección transversal

Factor de Estabilidad del Frente (N), Peck (1969): $N = P_o / c$

Para $N = 5$ el Frente se encuentra en equilibrio límite: $FS_f = 5 c / P_o$



Clases de Comportamiento de la Excavación

<i>Lunardi</i>		A	B		C	
<i>Hoek y Marinos</i>		A	B	C	D	E
<i>Russo y Otros</i>		a-b	c	d	e	f
Secciones Profundas	Convergencia	$\varepsilon < 1\%$ $\delta < 0.5\%$	$(1\% < \varepsilon < 2.5\%)$ $\delta < 0.5\%$	$(2.5\% < \varepsilon < 5\%)$ $(0.5\% < \delta < 1\%)$	$(5\% < \varepsilon < 10\%)$ $\delta > 1\%$	$\varepsilon > 10\%$ $\delta >> 1\%$
	Índice de Competencia	$IC > 0.45$	$(0.45 > IC > 0.3)$	$(0.3 > IC > 0.2)$	$(0.2 > IC > 0.15)$	$IC < 0.15$
	Radio Plástico	$Rp/Ro = 1$	$(1 < Rp/Ro < 2)$	$(2 < Rp/Ro < 4)$	$Rp/Ro > 4$	$Rp/Ro >> 4$
Secciones Intermedias	GSI <i>(RMR-Q-RSR-Rmi)</i>	$GSI > 70$	$70 > GSI > 50$	$50 > GSI > 25$	$25 > GSI > 15$	$GSI < 15$
Secciones Superficiales	<i>(GSI-RMR-Q-RSR-Rmi)</i> Geometría Sección Estabilidad Frente	GSI > 50		GSI < 50		

Aspectos Fundamentales

ANALISIS

- Que ocurre cuando se excava un túnel
- Como se puede comportar la excavación
- **Como (con que) se controla la excavación**

DISEÑO

- Como se determina el comportamiento de la excavación
- Cuales son las funciones de los soportes de un túnel
- Como se diseñan los soportes de un tunel

Las intervenciones tradicionales de contención radial para las excavaciones no críticas (Clase A y Clase B)

RESISTENCIA O CAPACIDAD DE CONTRASTE DE SOPORTES para túneles de aproximadamente 10m de diámetro

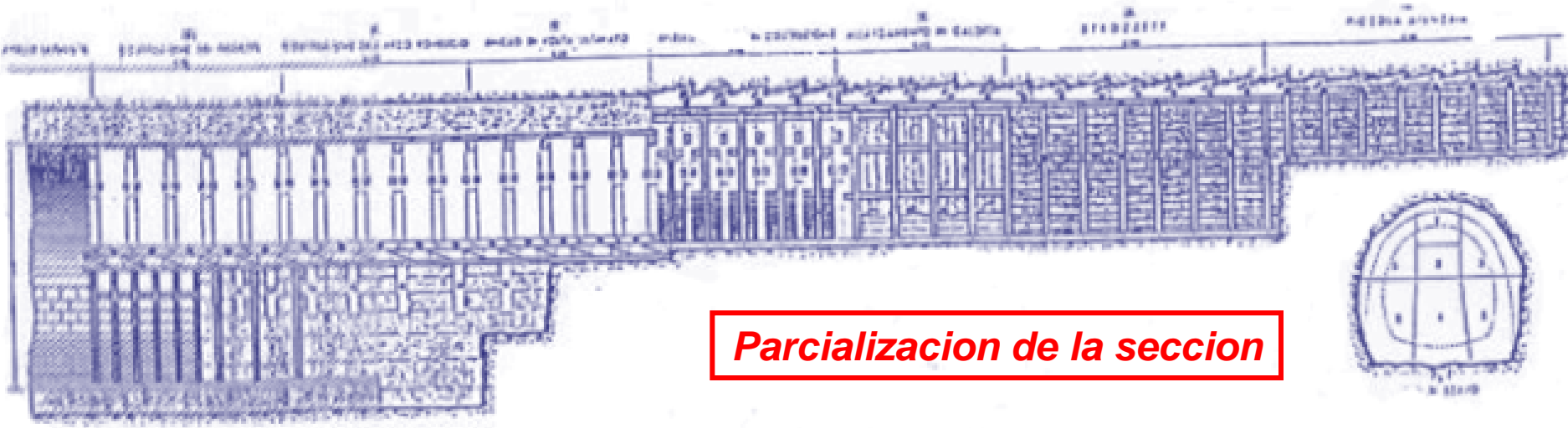
<i>Tipo de Soporte</i>	<i>Concreto Proyectado</i>	<i>Costillas Metálicas</i>	<i>Pernos Metálicos 20 t</i>	<i>Capacidad (Kg/cm²)</i>
SP-a	10 cm	-	eventuales	1,5
SP-b	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas	2,5
		o, alternamente 7 pernos x 4m @ 150 cm (sin costillas)		
SP-c	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	4 x 6 m @ par de costillas	3,5
		o, alternamente 11 pernos x 6m @ 125 cm (sin costillas)		
SP-d	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	6 x 6 m @ par de costillas	4,5
		o, alternamente 15 pernos x 6m @ 100 cm (sin costillas)		
SP-e	20 cm	2 IPN200 @ 075 cm	10 x 6 m @ par de costillas	6,5

CLASE	COMPORTAMIENTO	COBERTURA		PRESELECCIÓN DEL SOPORTE <i>(Túnel de apr. 10m de diámetro)</i>
		ALTA IC	BAJA GSI	
A	<p>Estabilidad al frente Estabilidad en la cavidad Eventuales inestabilidades (cinematismos de bloques)</p> <p>$FS_f > 2.5$ $FSc > 2.5$ $\epsilon < 1\%$ $\epsilon_o \ll 0.5\%$ (Rp/Ro = 1)</p>	> 0.45	> 60	<p>Concreto Projectado (5-10 cm) + Pernos L = 4 m (eventuales)</p>
B	<p>Estabilidad al frente Cavidad algo inestable</p> <p>$FS_f \approx 2$ $FSc \approx 1$ $1\% < \epsilon < 2.5\%$ $\epsilon_o \leq 0.5\%$ (1 < Rp/Ro < 2)</p>	0.3 - 0.45	40 - 60	<p>Concreto Projectado (10-15 cm) + Pernos (L= 4 - 6 m) (densidad 0.25/m²) o, Costillas livianas @ 1.5 m</p>
C	<p>Frente próximo al equilibrio Cavidad inestable</p> <p>$FS_f \approx 1$ $FSc < 1$ $2.5\% < \epsilon < 5\%$ $0.5\% < \epsilon_o < 1\%$ (2 < Rp/Ro < 4)</p>	0.2 - 0.3	30 - 50	<p>Concreto Projectado (15-20 cm) + Pernos (L= 6 m) (densidad 0.5/m²) o, Costillas medianas @ 1m + Refuerzo del frente (eventual)</p>
D	<p>Frente inestable Cavidad inestable (grandes deformaciones)</p> <p>$FS_f < 1$ $FSc \ll 1$ $5\% < \epsilon < 10\%$ $\epsilon_o > 1\%$ (Rp/Ro > 4)</p>	0.15 - 0.2	20 - 40	<p>Concreto Projectado (20-25 cm) + Costillas pesadas @ 1m o, Pernos (L=6-9 m) (densidad 1/m²) + Refuerzo del frente y extradós + Pernos de integración (eventuales)</p>
E	<p>Inestabilidad generalizada (macizo muy débil y/o zona de fallas)</p> <p>$FS_f \ll 1$ $FSc \ll 1$ $\epsilon > 10\%$ $\epsilon_o \gg 1\%$ (Rp/Ro >> 4)</p>	< 0.15	< 20	<p>Concreto proyectado (20-30 cm) + Costillas muy pesadas @ 1m + Refuerzo del frente y extradós + Pernos de integración + Pre-soporte (eventual)</p>

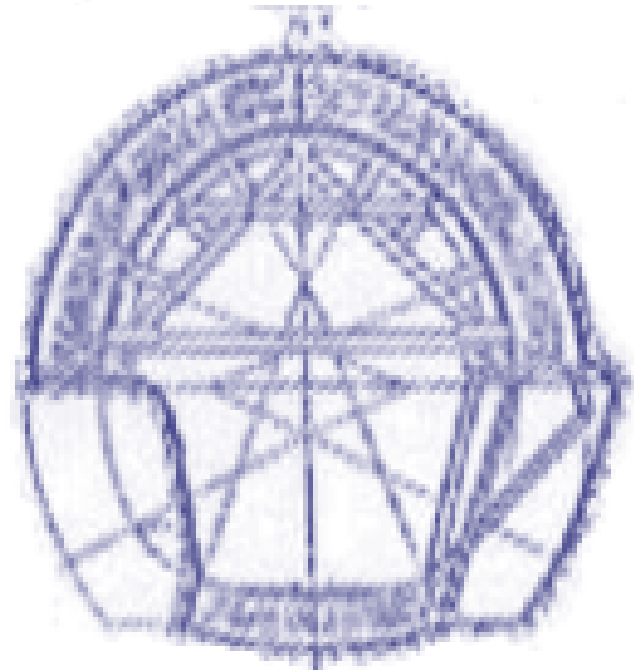
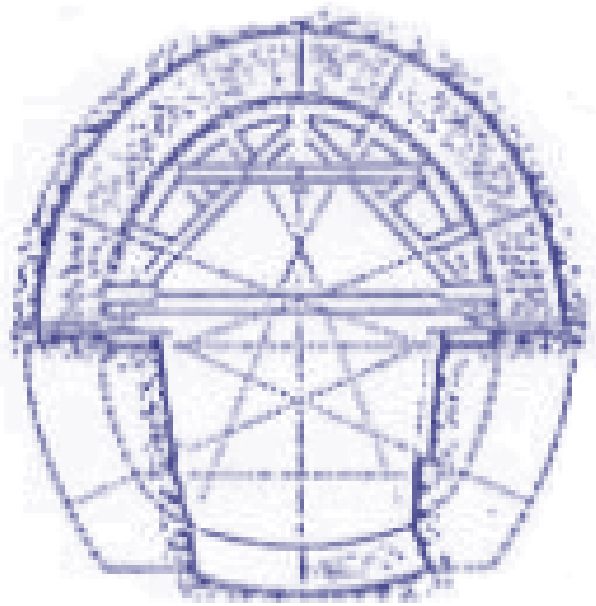
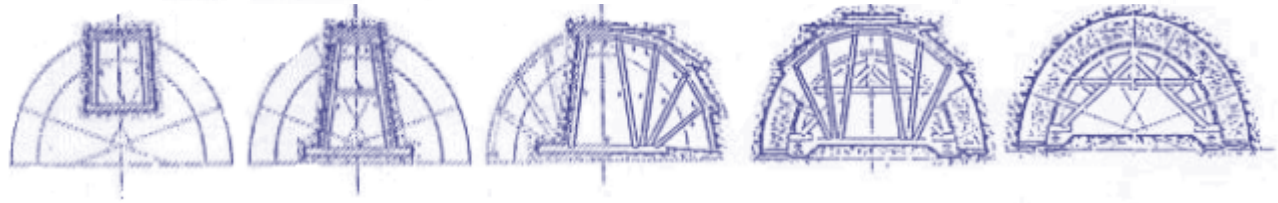
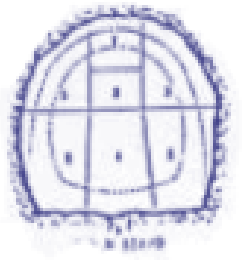
Cómo se puede controlar una excavación crítica?

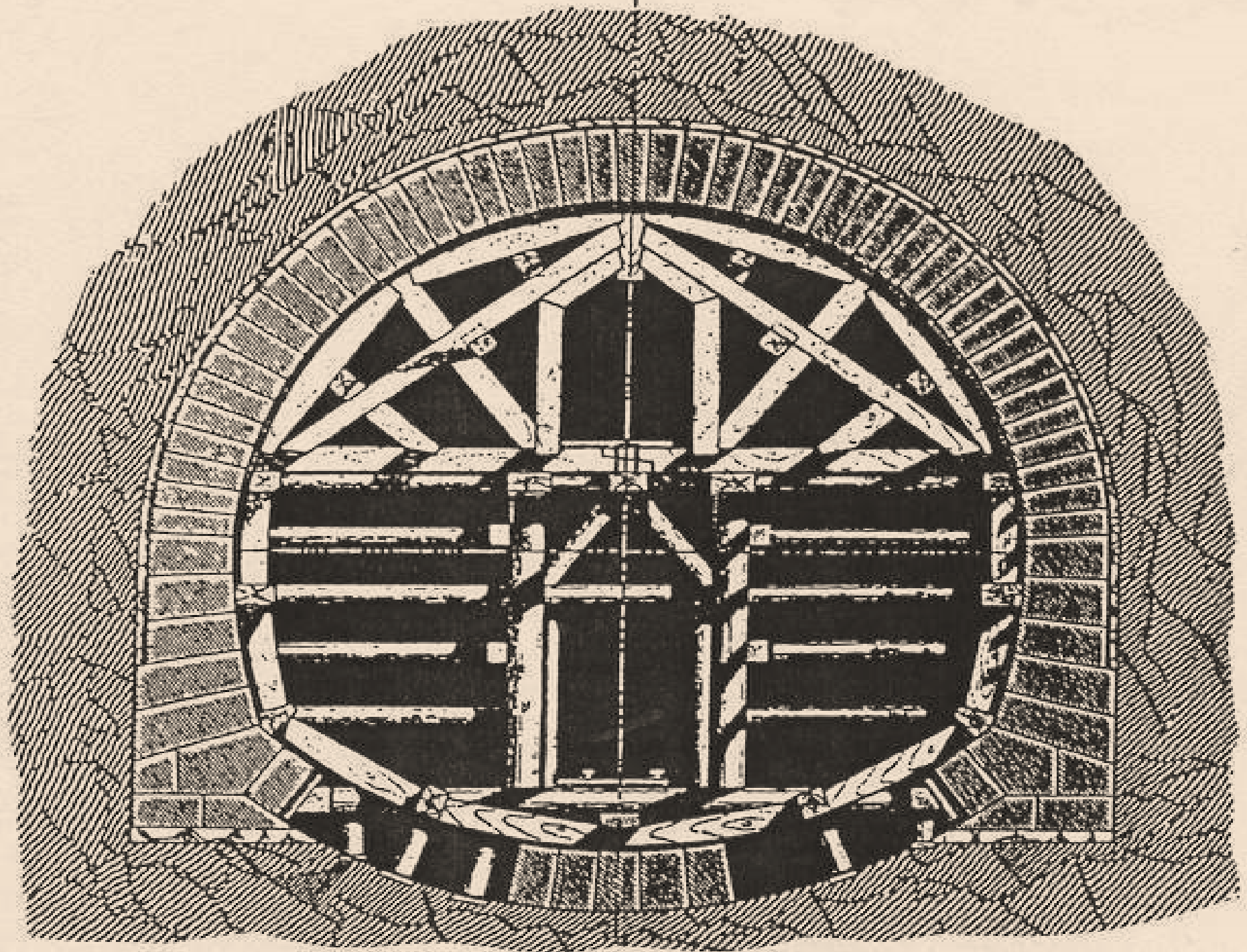
Complementando los soportes con intervenciones especiales:

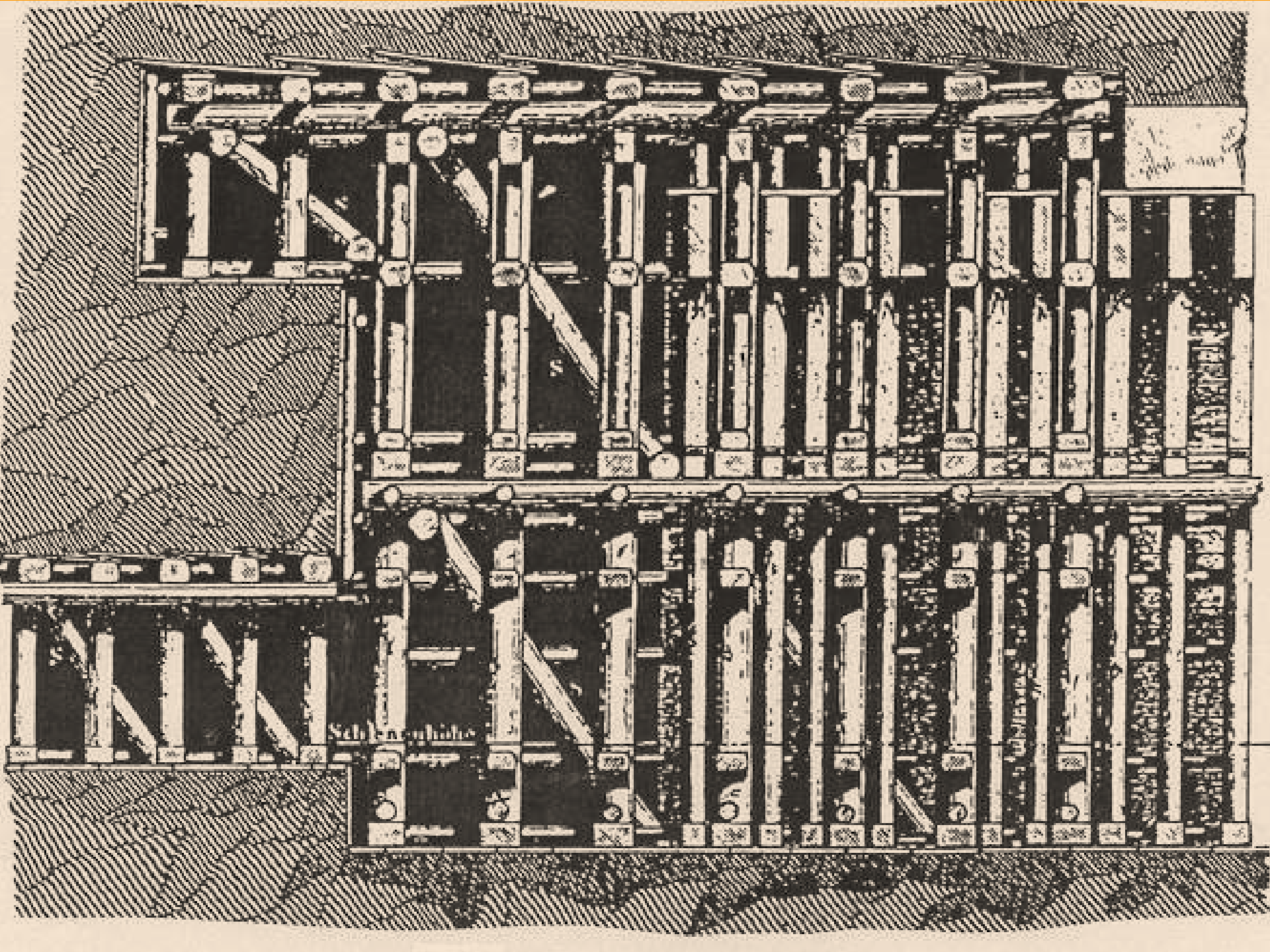
- ◆ **Parcializando la sección**
- ◆ **Pre-consolidando el medio**
 - **Inyecciones de cemento o silicatos u otros productos**
 - **Inyecciones jet grouting o congelamiento del terreno**
- ◆ **Pre-soportando la excavación**
 - **Pernos o tubos en avance (spiling o marciavanti)**
 - **Arcos tronco-cónicos de concreto en un pre-corte**
 - **Arcos de micropilotes (forepoling) o de jet grouting**
- ◆ **Controlando (conteniéndolo o estabilizándolo) el frente**



Parcializacion de la seccion



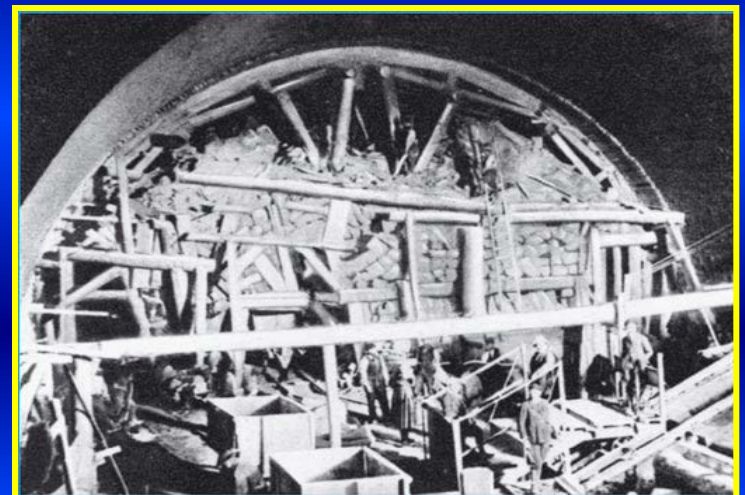




Schiffshöhe

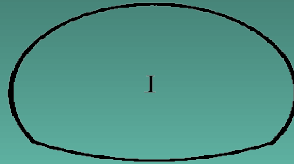
Construcción de la Ferrovía Bologna-Firenze

1856-1864

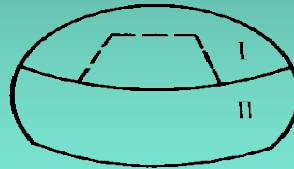


Parcializacion de la seccion

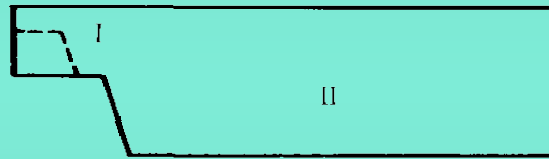
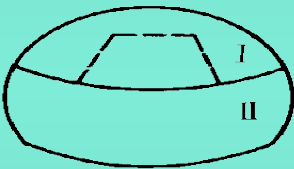
Full-face excavation



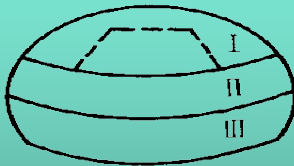
Short bench



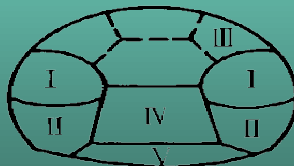
Mini-bench



Multiple-stage bench



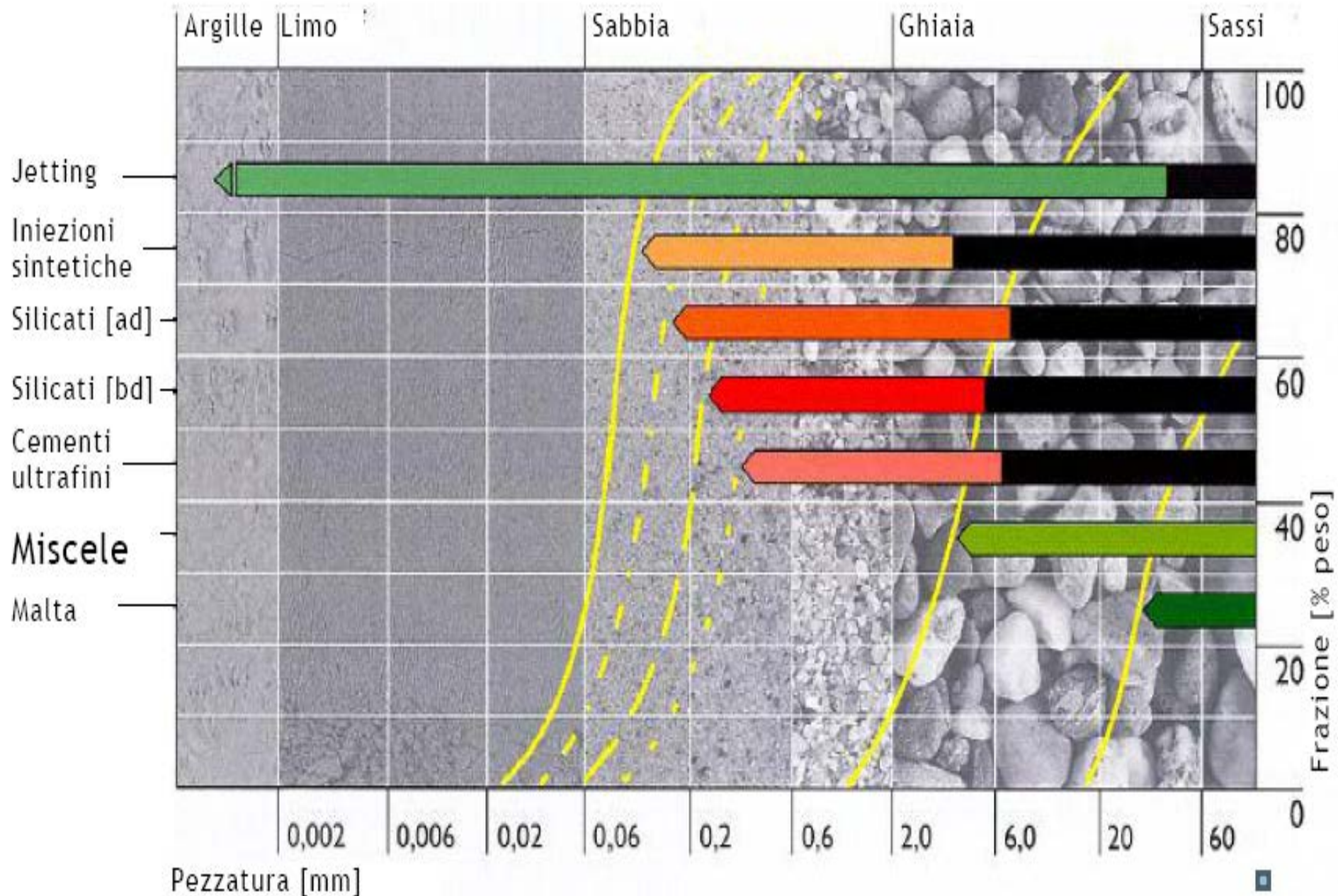
Side pilot



Típica moderna excavación a sección parcializada en terrenos muy inestables



Inyecciones de consolidación



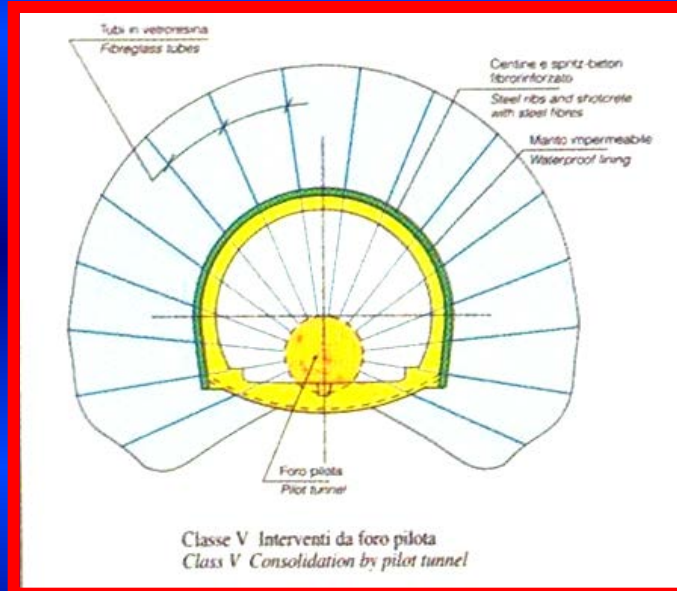
Inyecciones de consolidación



Inyecciones de consolidación



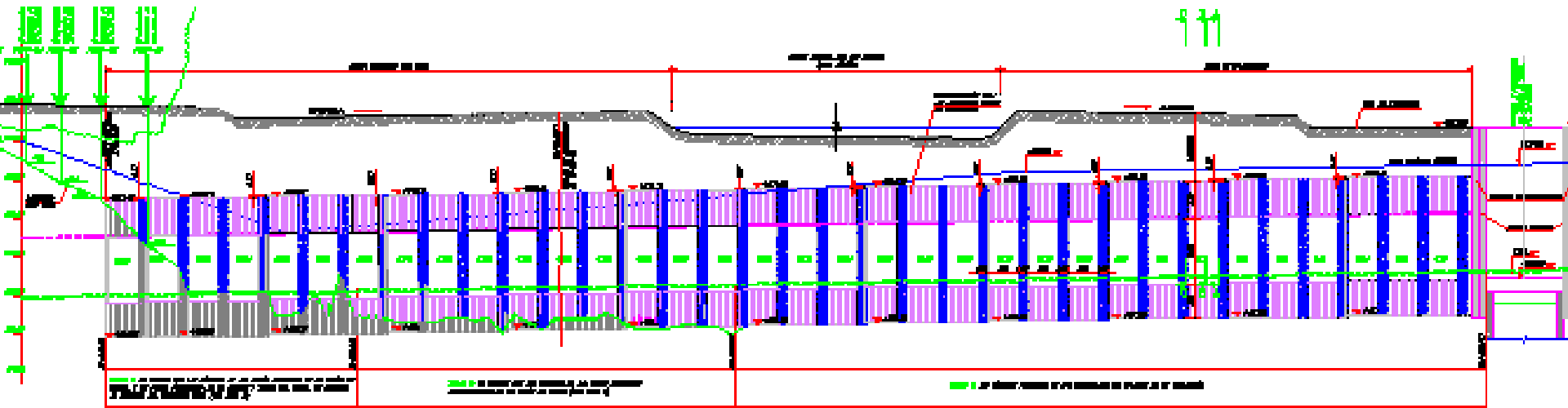
Inyecciones de consolidación



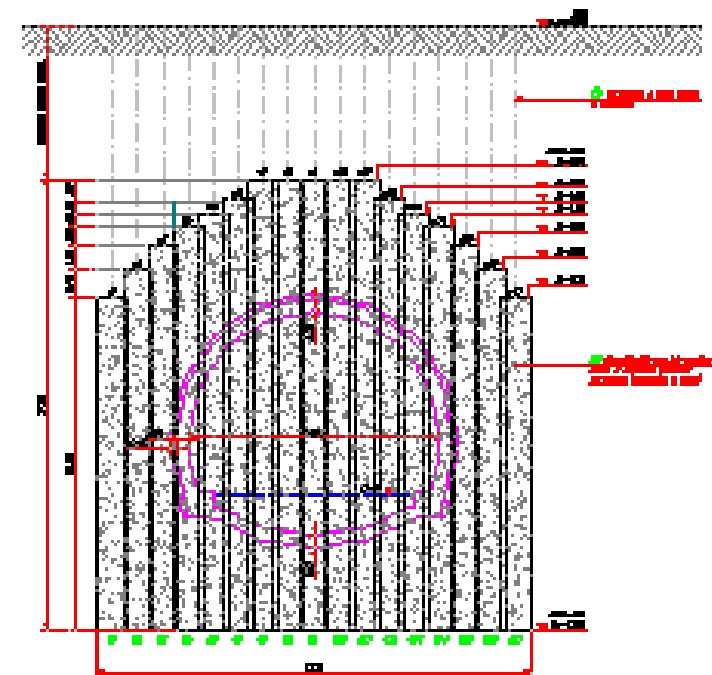
Inyecciones químicas de consolidación



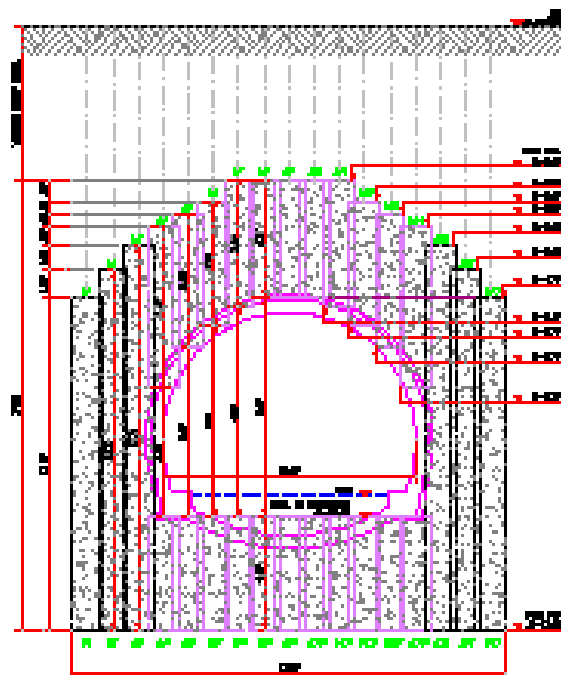
Consolidacion mediante inyecciones de jet grouting



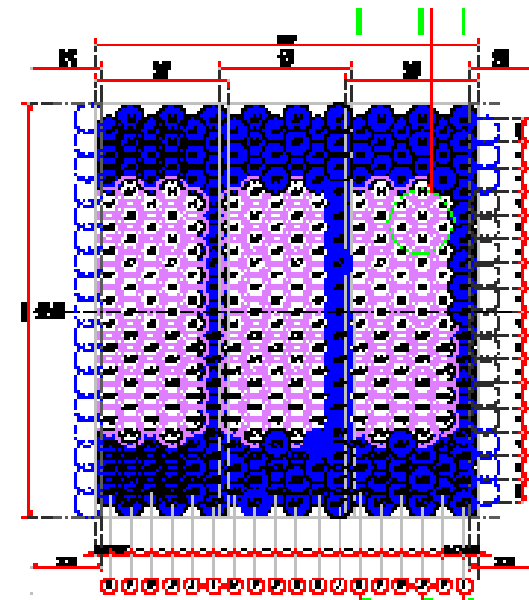
SECCION TRANSVERSAL



SECCION TRANSVERSAL

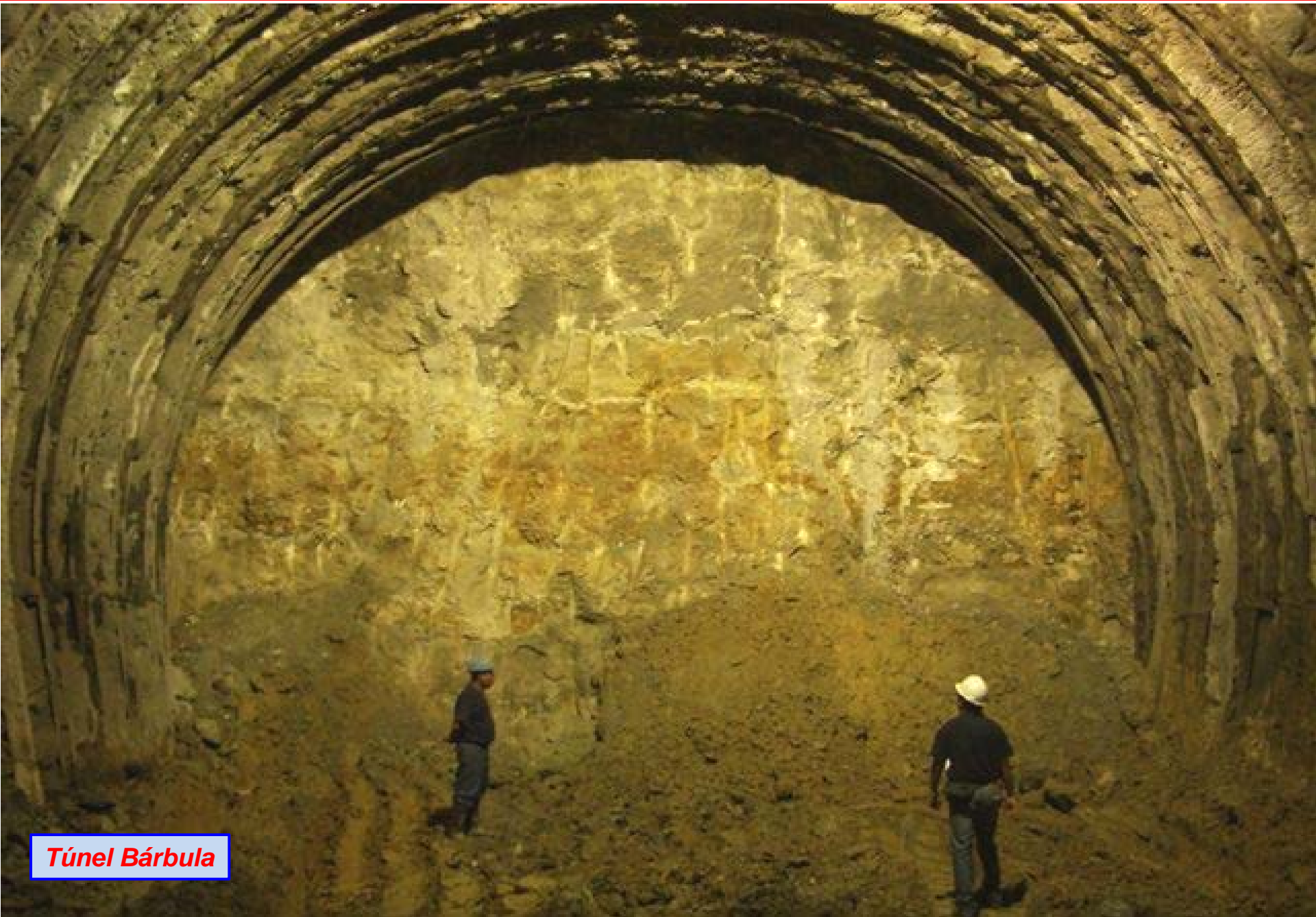


SECCION TRANSVERSAL



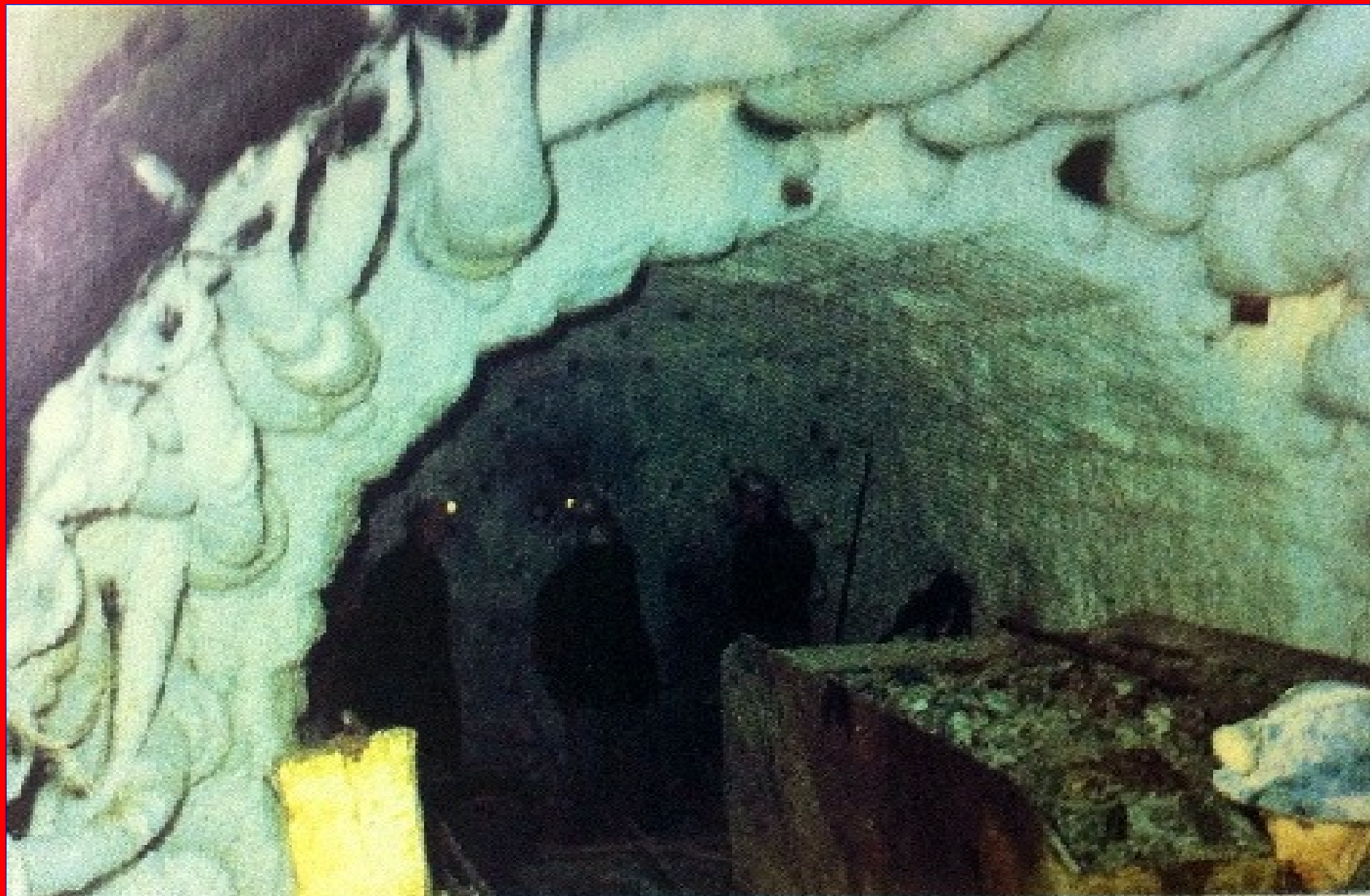
Túnel Bábula

Consolidacion mediante inyecciones de jet grouting



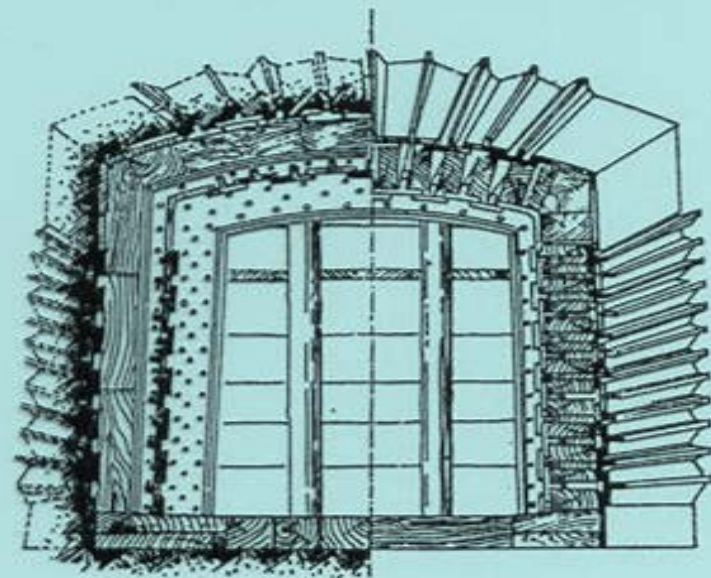
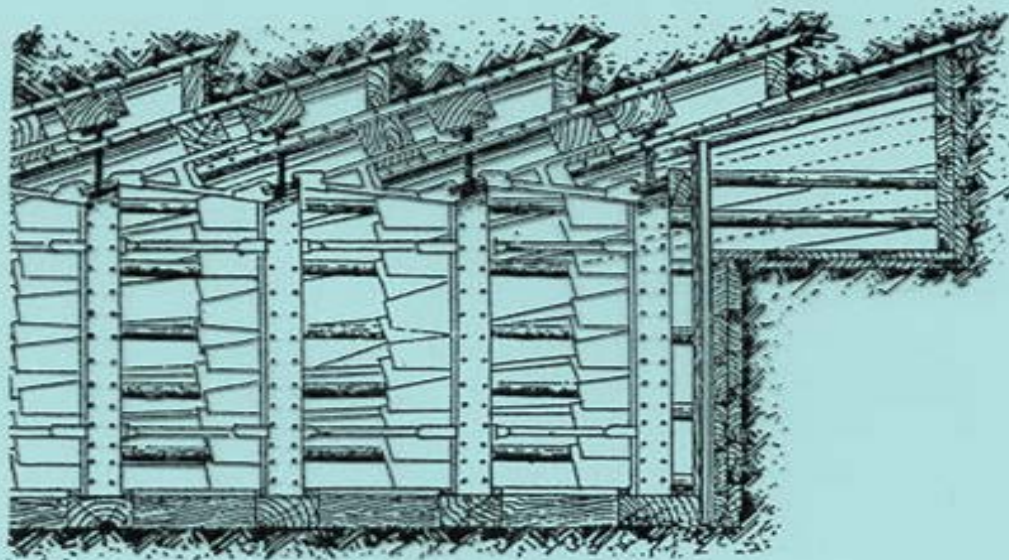
Túnel Bárbula

CONSOLIDACION MEDIANTE CONGELAMIENTO

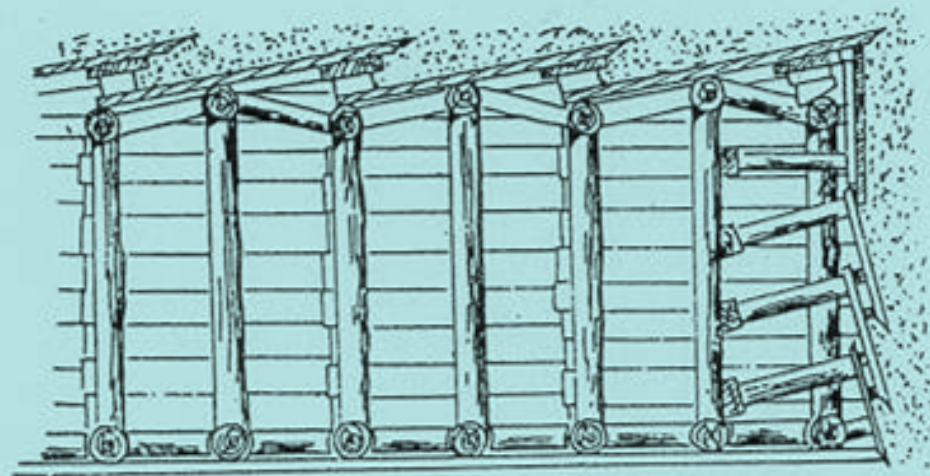
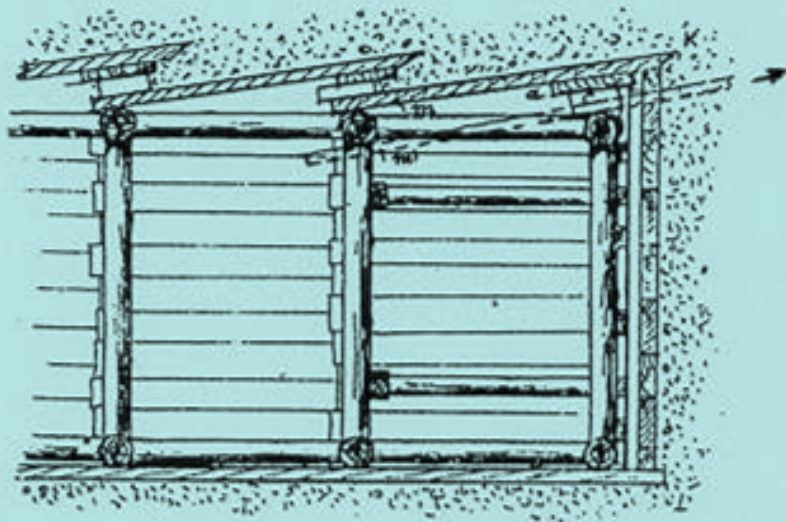


PRESOPORTE para una sección sin cobertura





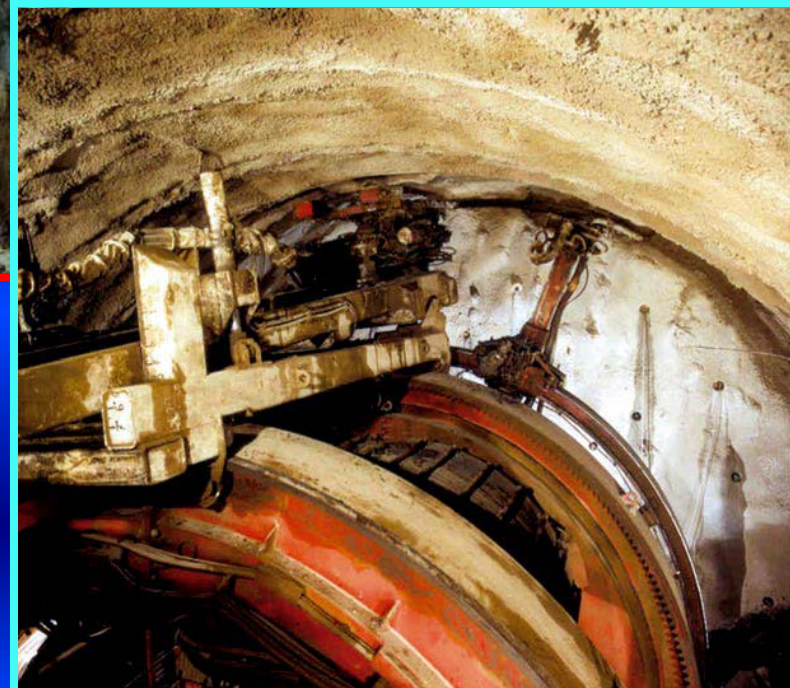
PRESOPORTE: marchavanti



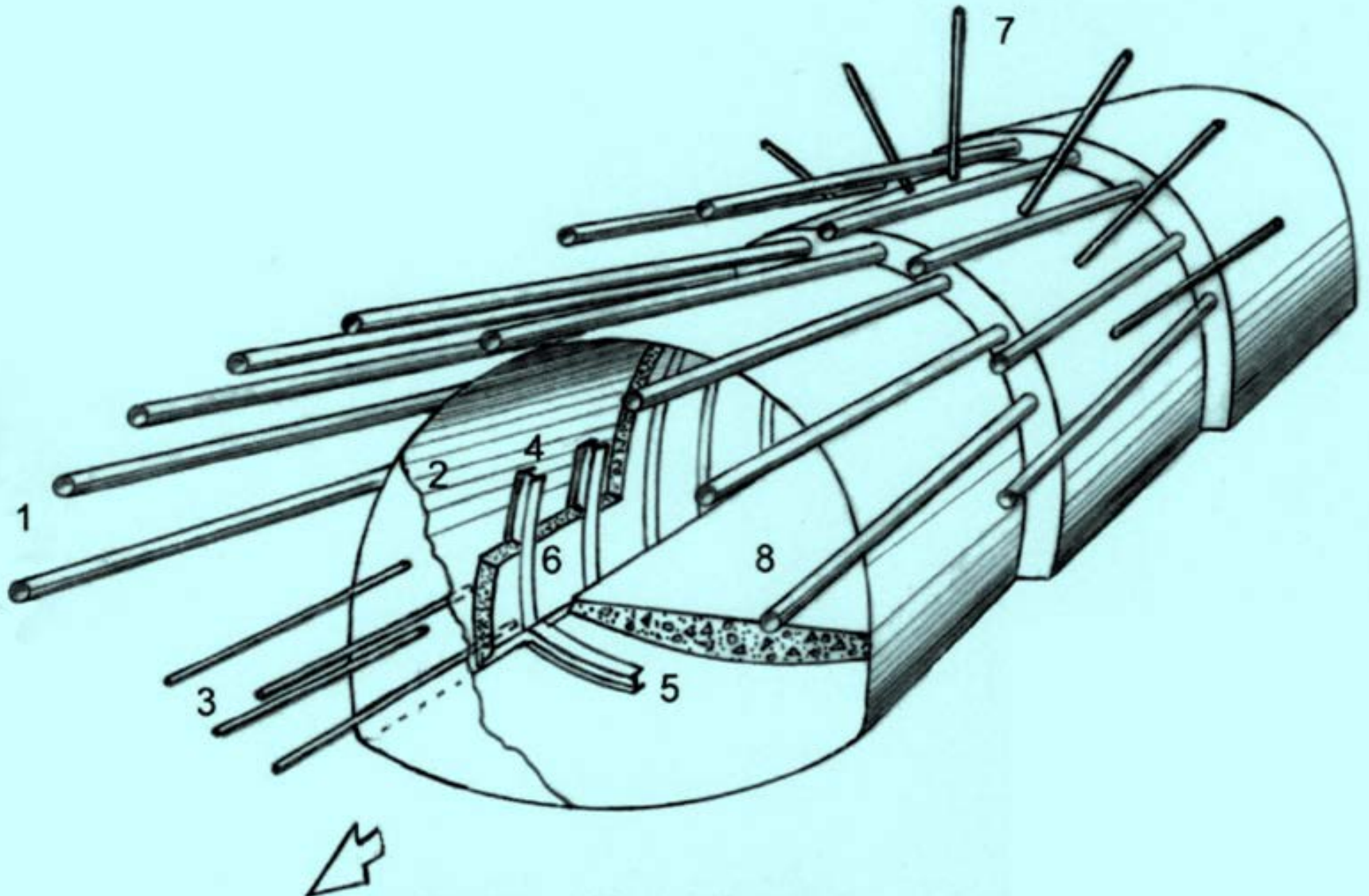
PRESOPORTE: spiling o spiles



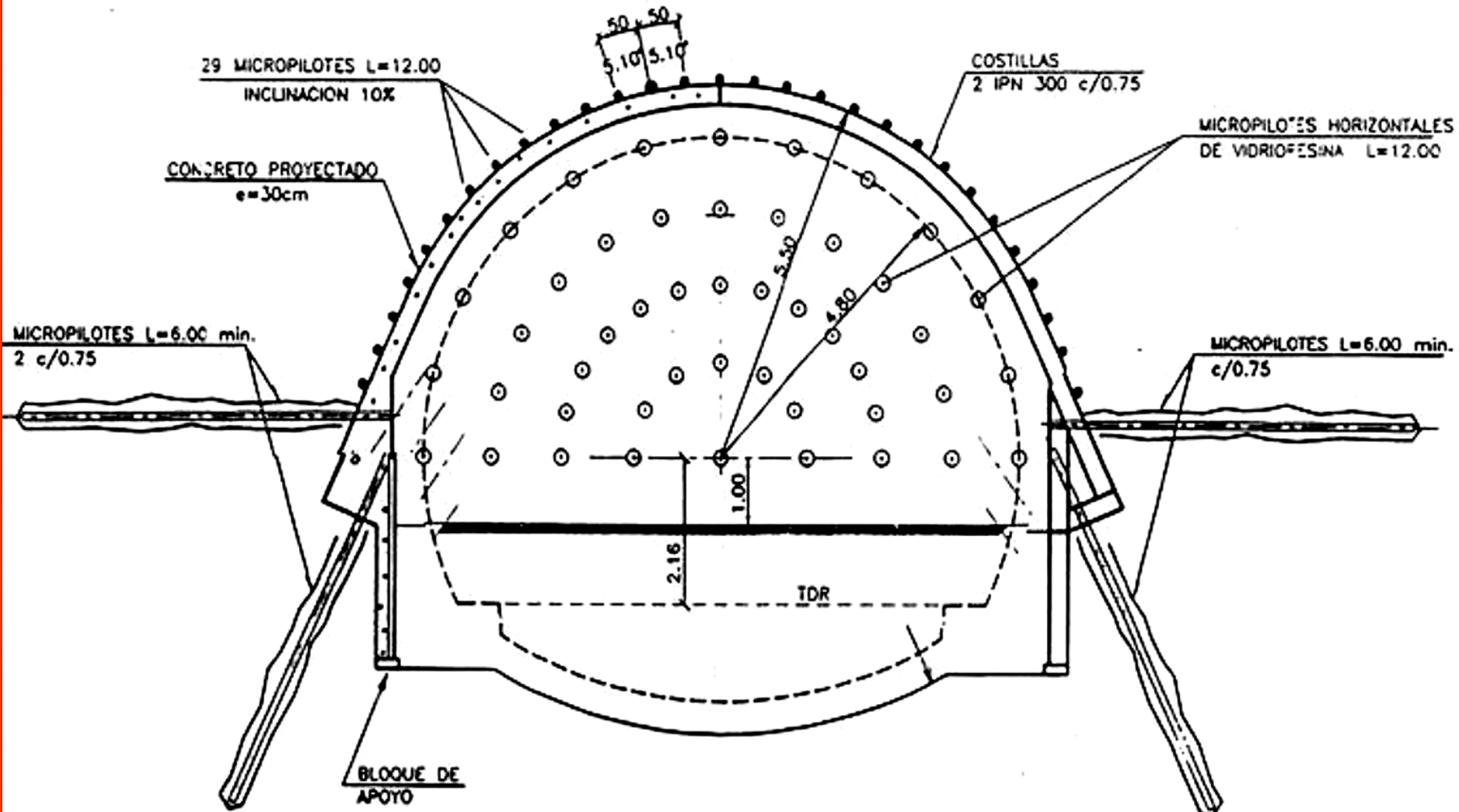
PRESOPORTE: pre-cut shells



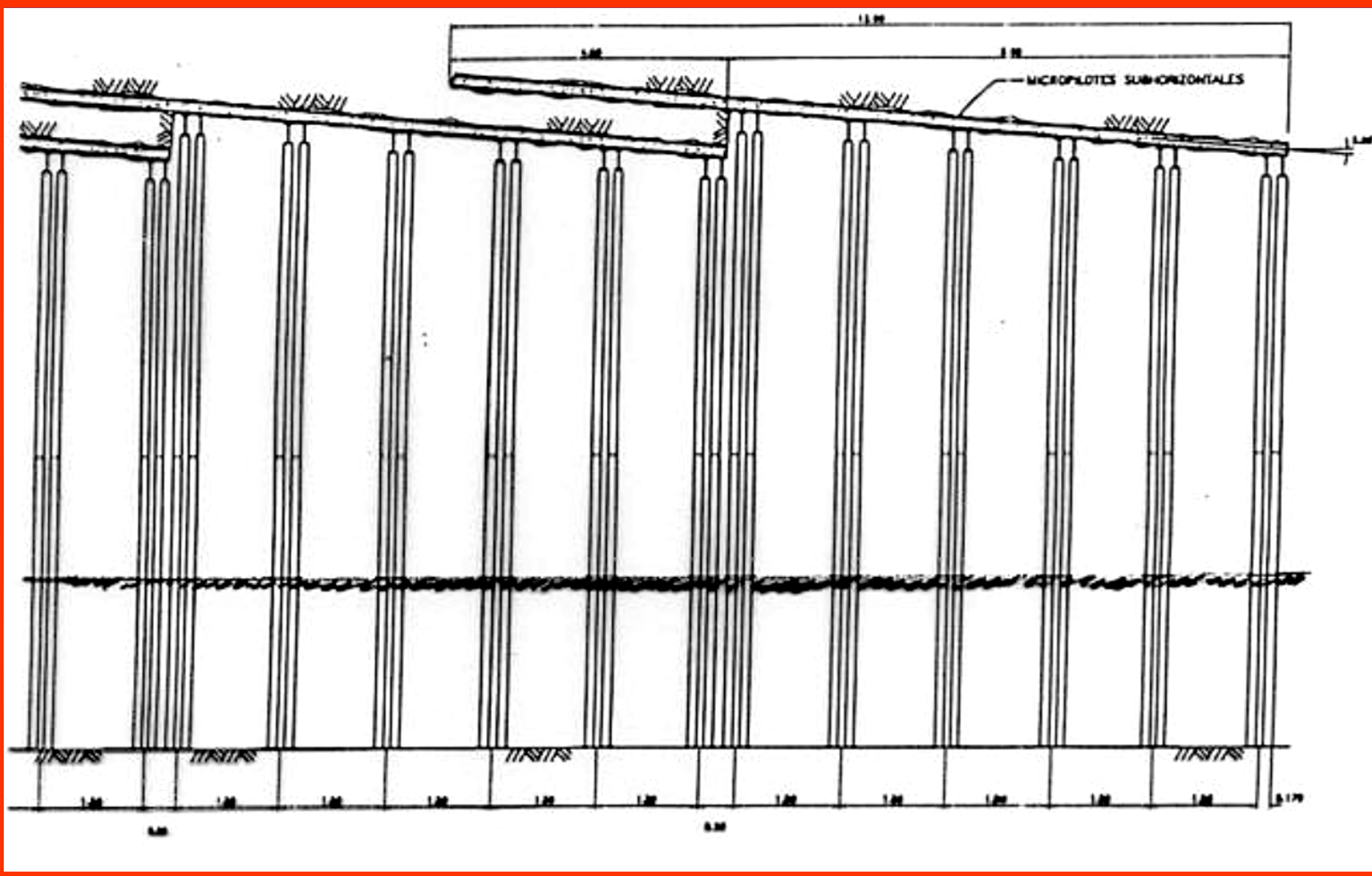
PRESOPORTE: forepoling



PRESOPORTE: forepoling



PRESOPORTE: forepoling







PRESOPORTE: forepoling

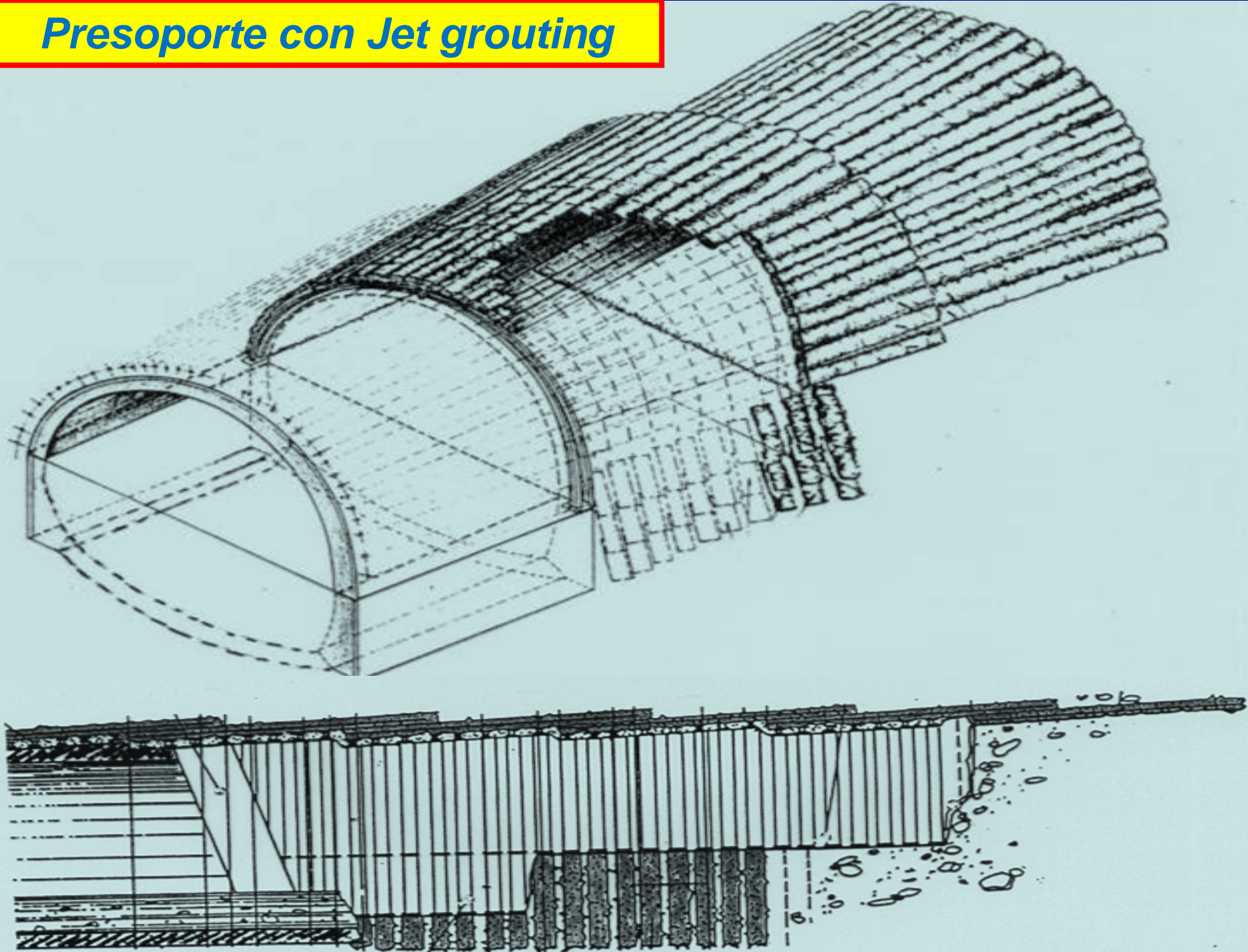




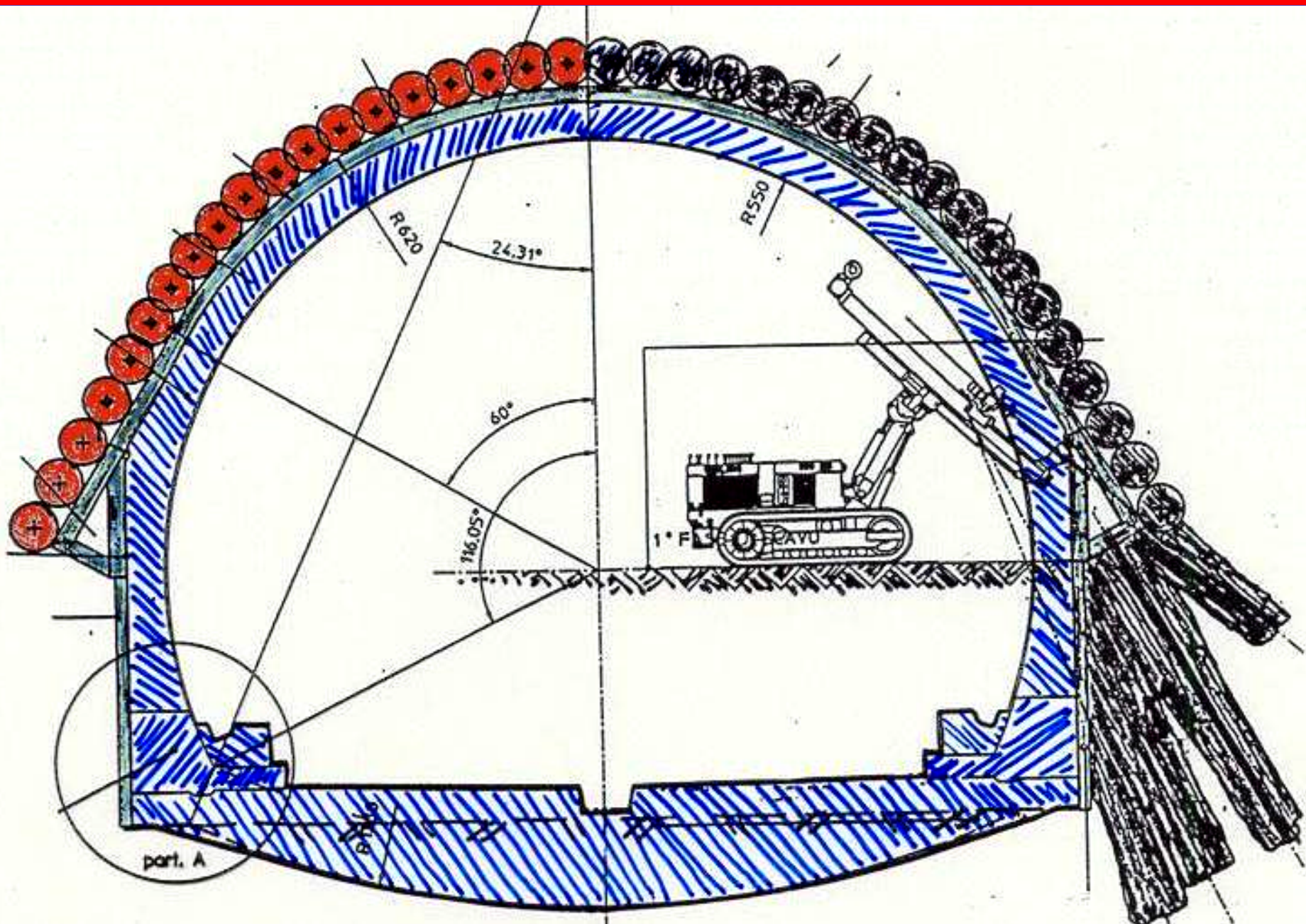
TÚNEL PRESOPORTADO CON FOREPOLING (Arcos troncocónicos de micropilotes)



Presoporte con Jet grouting



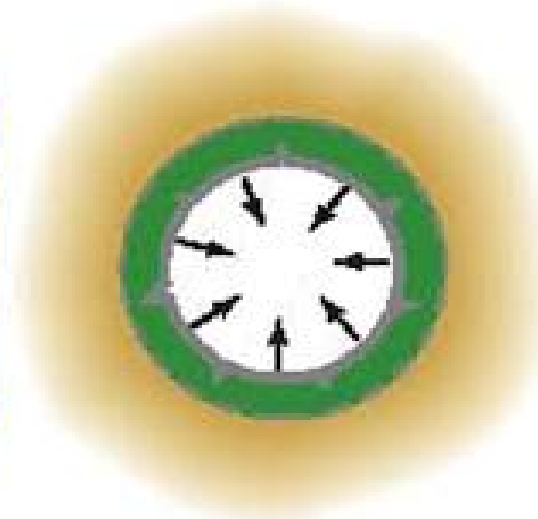
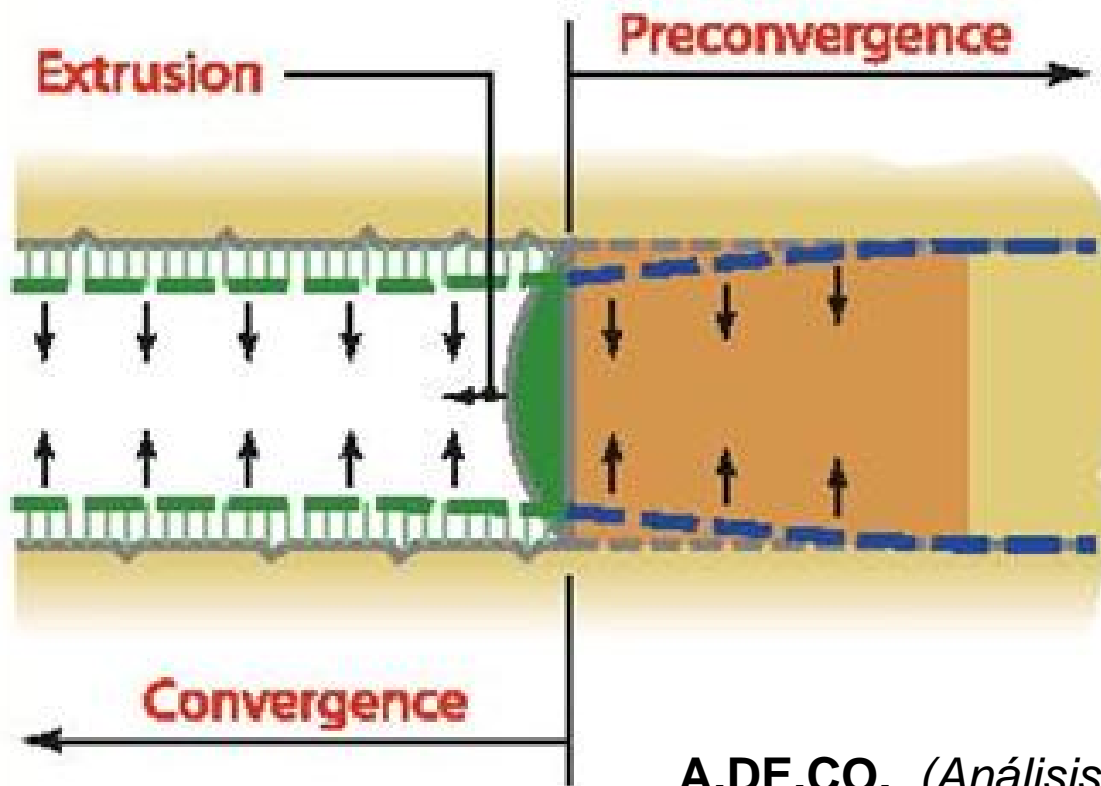
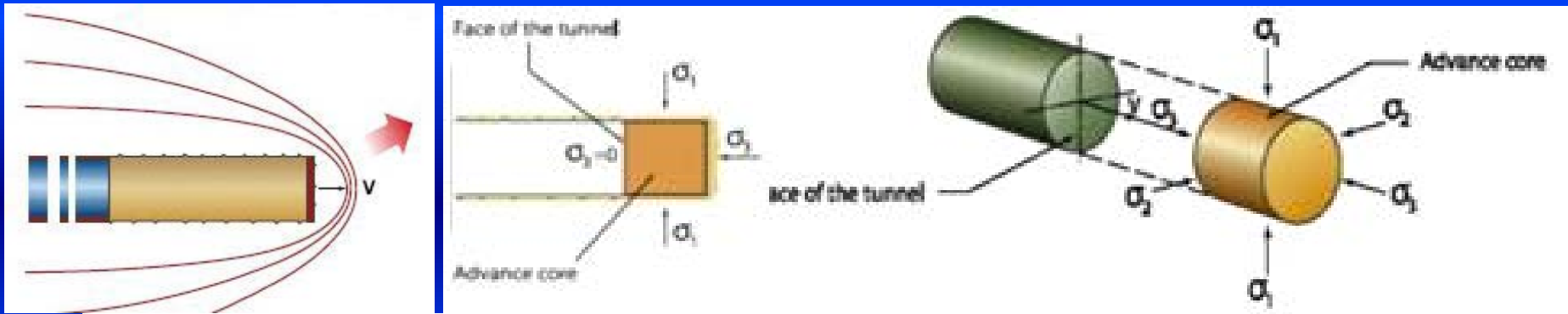
Presoporte con jet grouting



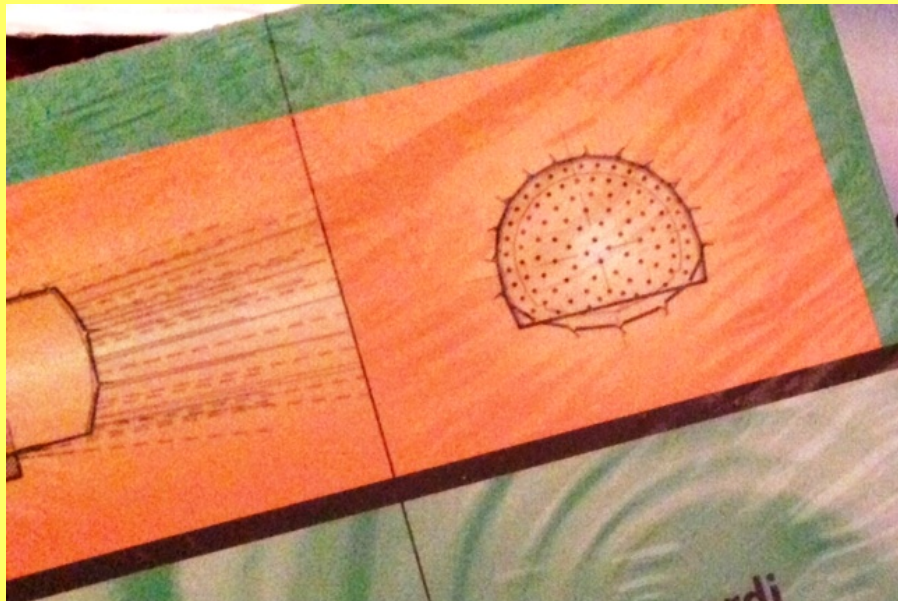
Presoporte con jet grouting



Control de la excavación estabilizando el frente



A.DE.CO. (Análisis DEformaciones COntrol)



Design and Construction
of Tunnels

Analysis of Controlled Deformation
in Rock and Soils (ADECO-RS)

隧道设计与施工
岩土控制变形分析法
(ADECO-RS)

Pietro Lunardi

Design
and Construction
of Tunnels

Analysis of Controlled Deformation
in Rock and Soils (ADECO-RS)

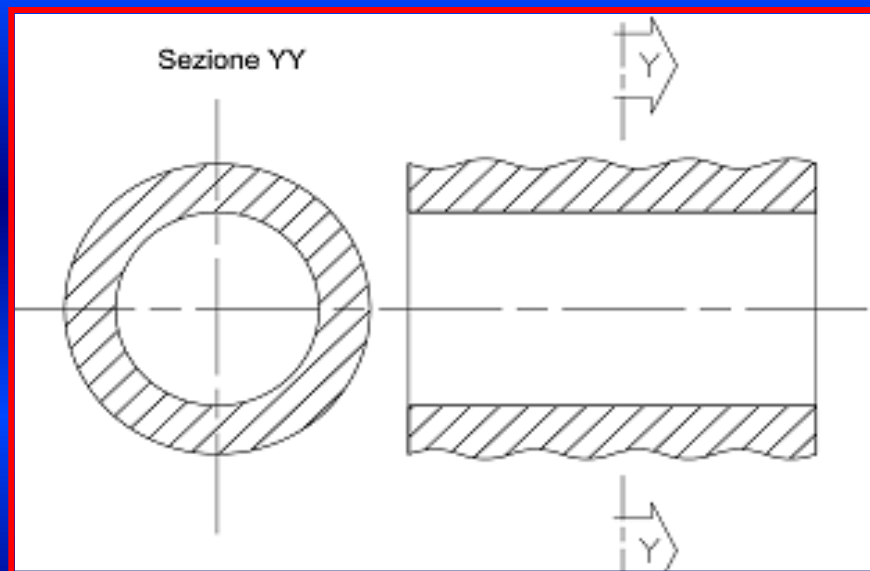
Analisi delle deformazioni
nelle rocce e nei suoli

Progetto
e costruzione
di gallerie

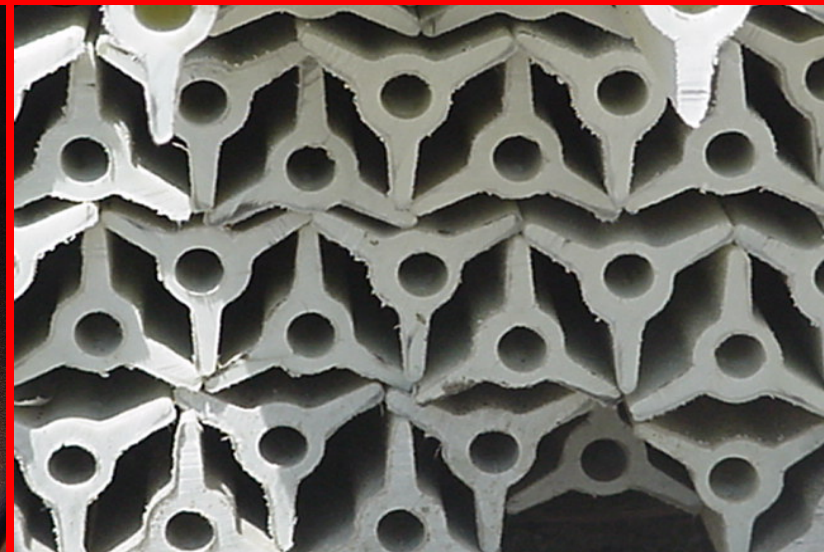
PIETRO LUNARDI

Biblioteca Tecnica Hoepli

Micropilotes de vitroresina



Micropilotes de vitroresina



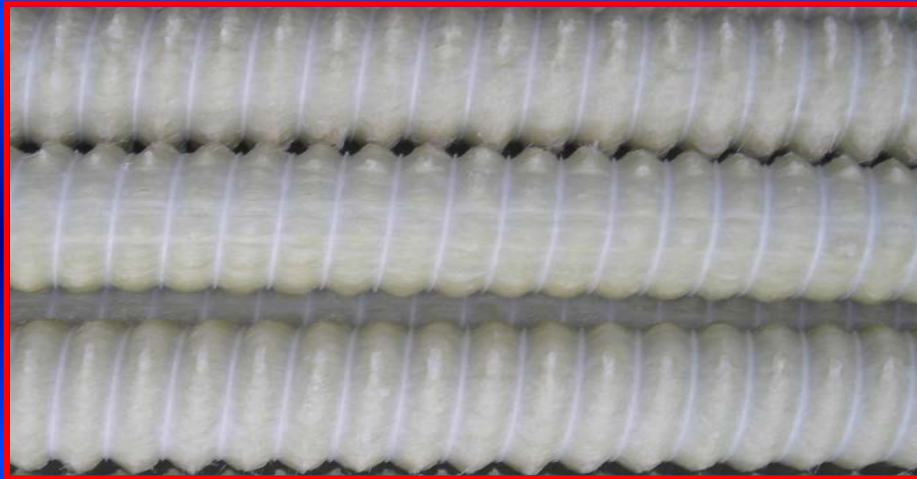
Micropilotes de vitroresína



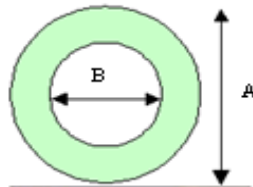
Micropilotes de vitroresína



Micropilotes de vitroresina



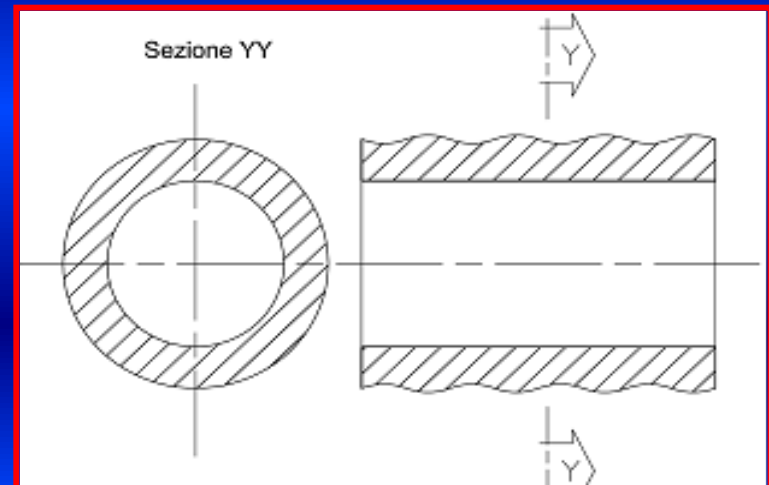
TECHNICAL SCHEDULE



Technical specifications

- material:
 - resin/fibre: polyester/glass fibre
 - density: 1.81 g/dm³
 - glass content: min. 50% (in weight)
- mechanical characteristics:
 - traction resistance: 450-1100 MPa
 - elongation to breakage: 2%
 - elastic module: 24000-25000 MPa
 - cutting resistance: 70-200 MPa

A* mm	B** mm
60	40



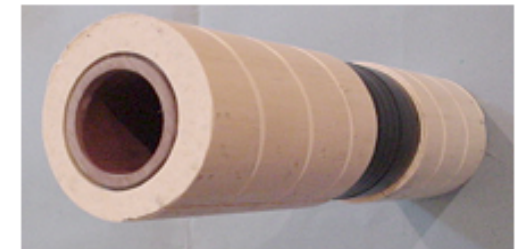
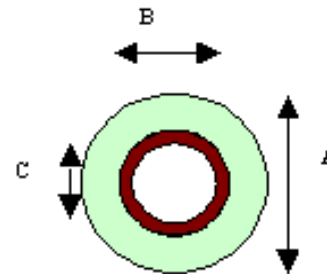
Micropilotes de vitroresína



Micropilotes de vitroresina



TECHNICAL SCHEDULE



Technical specifications

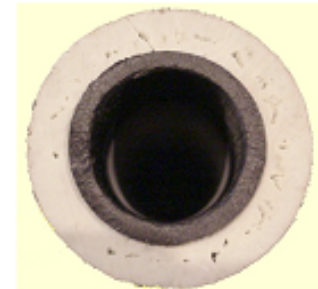
- materials
 - resin/fibre polyester/glass fibre
 - density 1.81 g/dm³
 - glass content min. 50% (in weight)
- mechanical characteristics
 - burst resistance 50-100 bar dependig on polymer
 - traction resistance 450-1200 Mpa
 - elongation to breakage 2%
 - elastic module 24000-45000 Mpa
 - cutting resistance 70-130 MPa

A*	B*	C*
mm	mm	mm
60	40	40/31/27



N.B. the outer sheath of the glass resin pipe is co-extruded. This profile is inserted for high pressure injection purposes only.

Its only structural purpose is to give the end profile higher burst resistance and simplify the chemical and concrete injection processes.



Micropilotes de vitroresína



Micropilotes de vitroresína

P.E.R. Ground



Micropilotes de vitroresinas

P.E.R. Ground



Micropilotes de vitroresinas

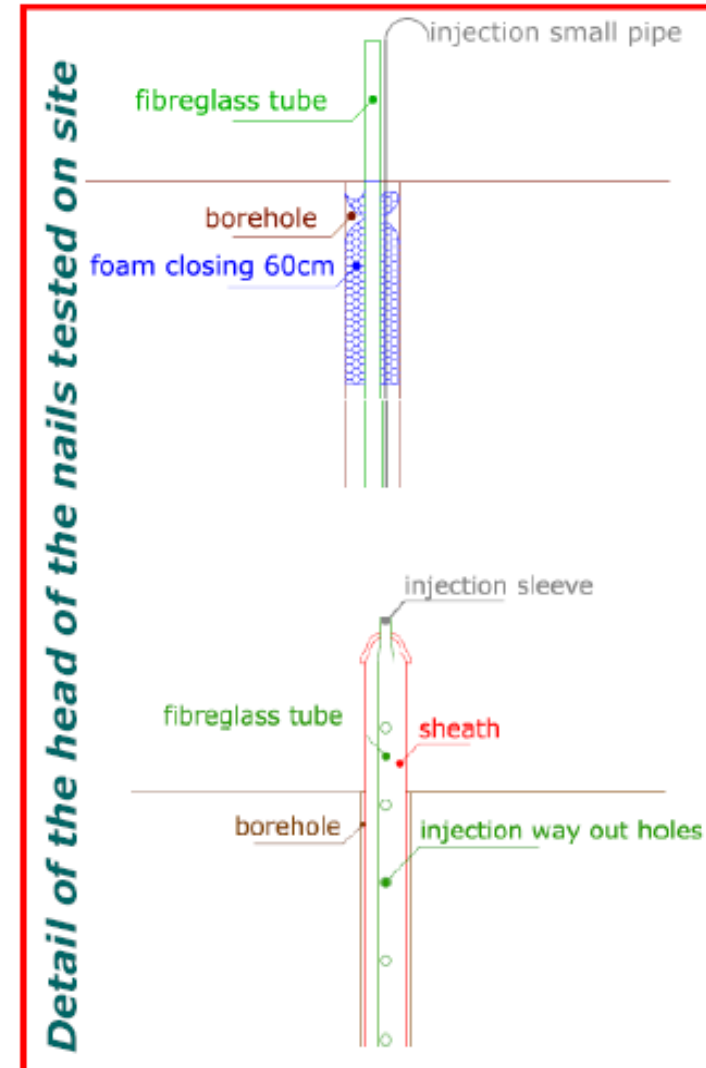
SOIL NAILING SYSTEMS TESTED



Traditional System [TV]



P.E.R. Ground® [PG]



Micropilotes de vitroresinas

In Situ Test at Excavation Face

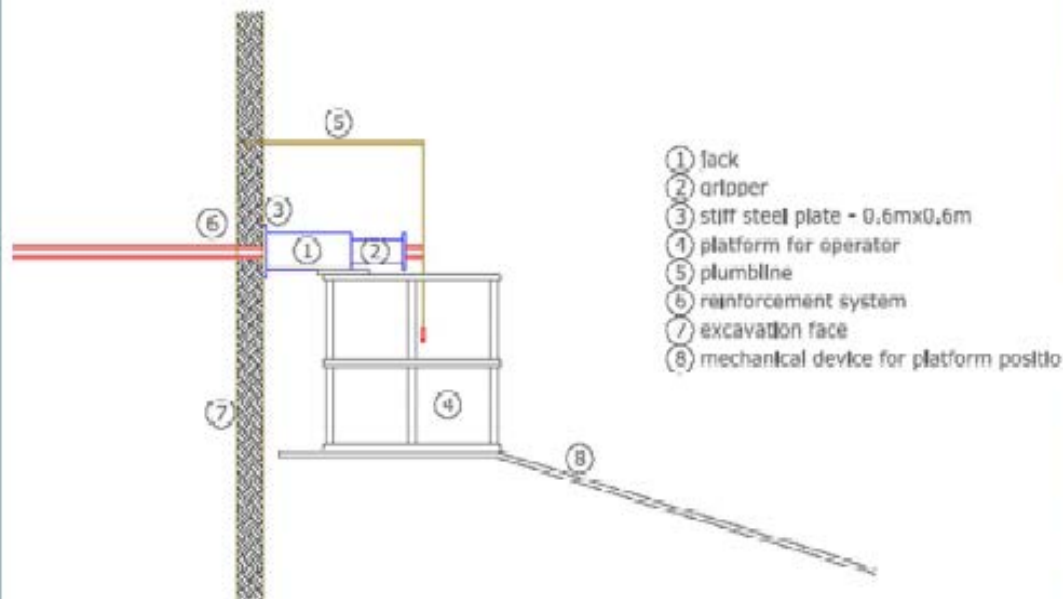


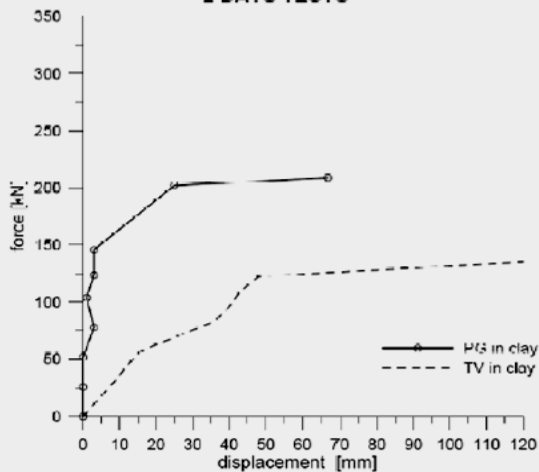
Figure 5. Pull out test set up and devices



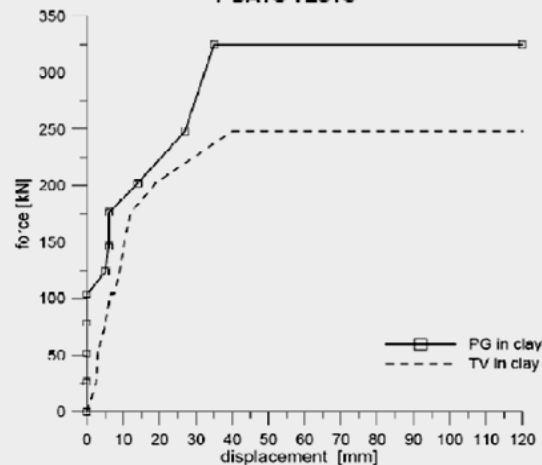
Micropilotes de vitroresinas

Results

2 DAYS TESTS

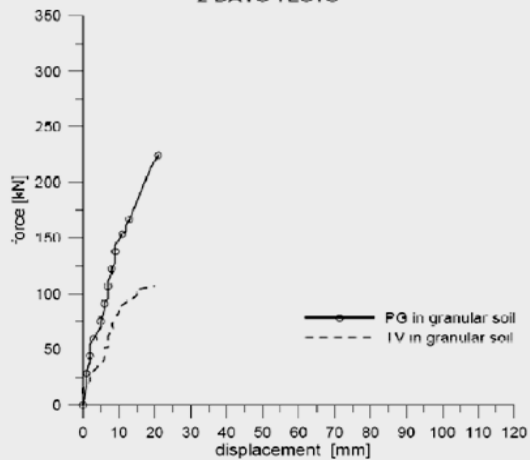


7 DAYS TESTS

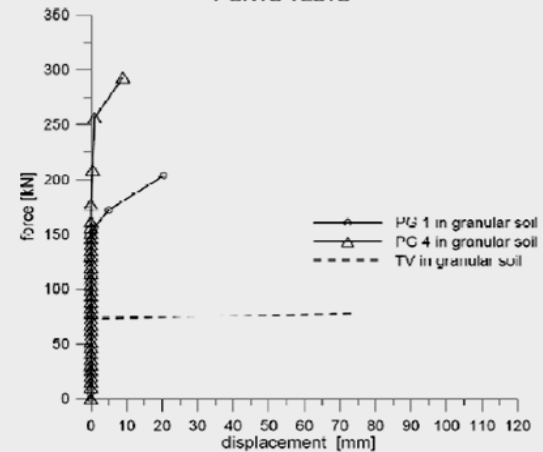


Results

2 DAYS TESTS



7 DAYS TESTS



Micropilotes de vitroresinas

Pullout test results on improved (PG) and traditional (TV) soil nails

Nail Type	T [day]	L [m]	IV [l/m]	F_{MAX} [kN/m]	S_{MAX} [mm]	SR_{MAX} [mm]
PG	2	5.93	18.9	37.94	21	3
PG	7	5.13	18.7	57.31	27	9
PG	28	5.44	15.9	63.60	32	4.5
TV	2	4.25	34.6	25.118	20	13
TV	7	4.33	29.6	18.01	80	75
TV	28	4.3	29.8	47.44	39	39

T: test time after injection

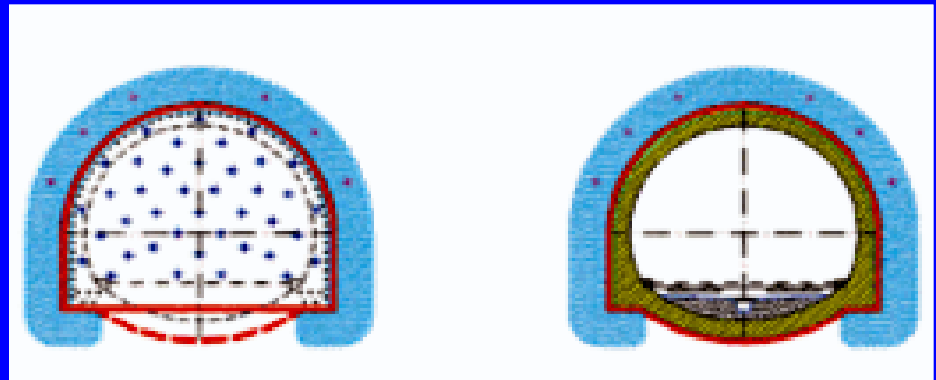
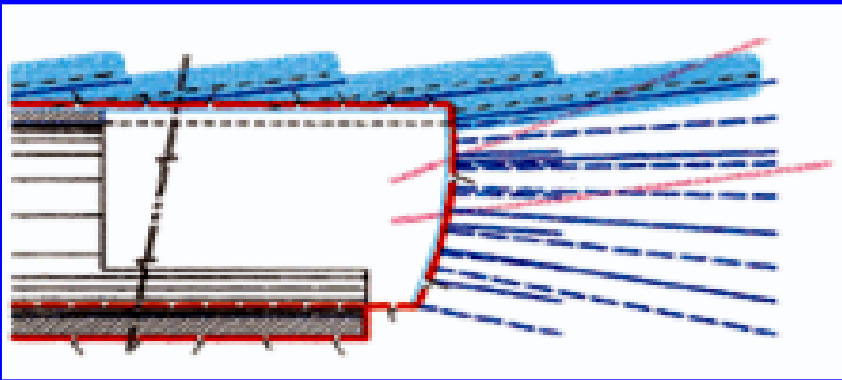
IV: injected volume per meter of nail

F_{MAX}: Maximum axial load per meter of nail

S_{MAX}: Maximum recorded displacement

SR_{MAX}: Maximum recorded residual displacement

Consolidaciones con vitroresinas



Peso específico	ASTM D 792	1,9	g/cm ³
Contenido in vitro	-	70	%
Resistencia a tracción	ASTM D 3916	1000	MPa
Modulo elastico	ASTM D 3916	40	GPa
Allungamento a rottura	ASTM D 3916	> 3	%
Resistencia al taglio	-	200	MPa

Consolidaciones con vitroresinas

PHASE 1: Perforation



PHASE 2: Positioning pipes



Consolidaciones con vitroresinas

PHASE: 3 Injection



PHASE 4: Digging



Frente consolidado con vitroresinas



Frente consolidado con vitroresinas



Frente consolidado con vitroresinas



Frente consolidado con vitroresinas



Frente consolidado con vitroresinas



Frente consolidado con vitroresinas





San Vitale tunnel - Caserta-Foggia railway line. Ground: scaly clay. Overburden: ~ 130 m. Face reinforced with fibre glass structural elements . [Lunardi Project]



*Colle Pece Tunnel. Face reinforced with fibre glass structural elements.
Ground: scaly clays. Overburden: ~ 25 m* [Lunardi Proyect]



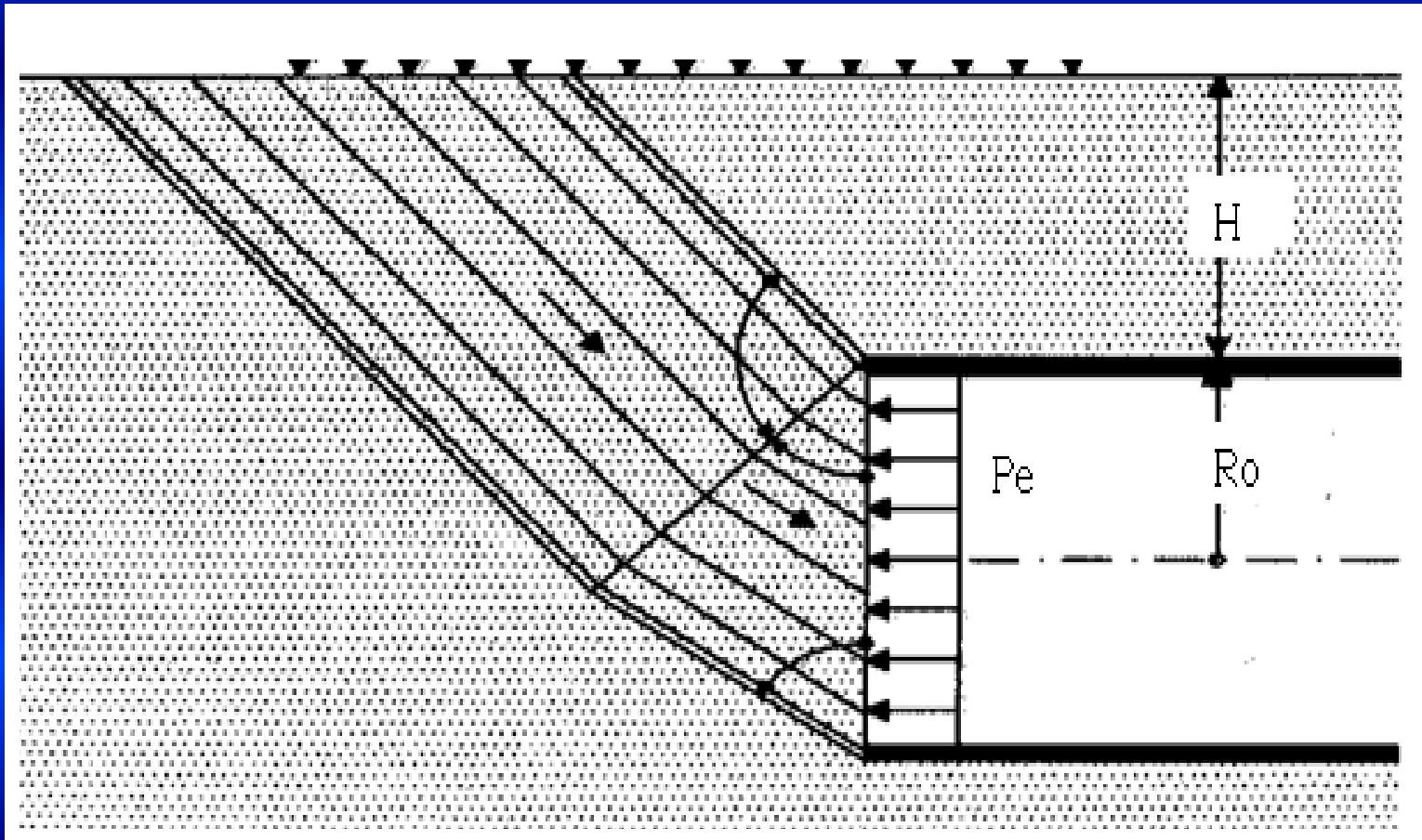
*Macchia Piana Tunnel. Face reinforced with fibre glass structural elements.
Ground: tuff, Overburden: ~ 3 m. [Lunardi Proyect]*



View of the portal constructed using a shell of ground improved by means of jet-grouting and face reinforced with jet grouting elements. In Campinas (Brazil) [Lunardi Proyect]

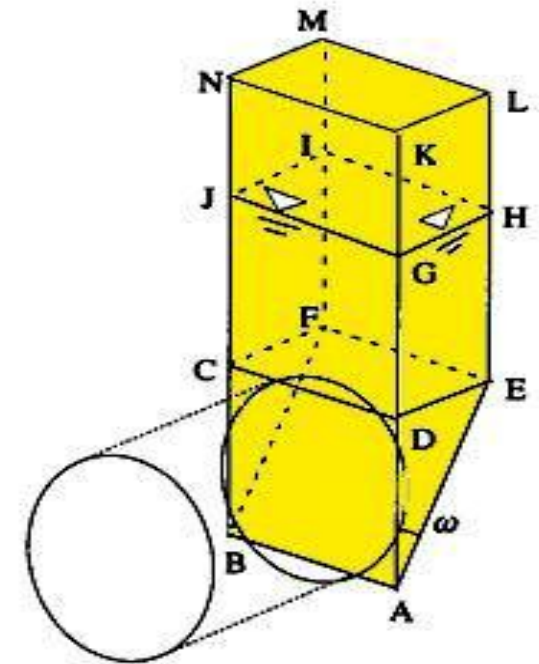
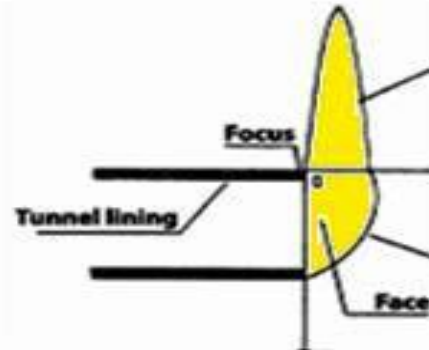
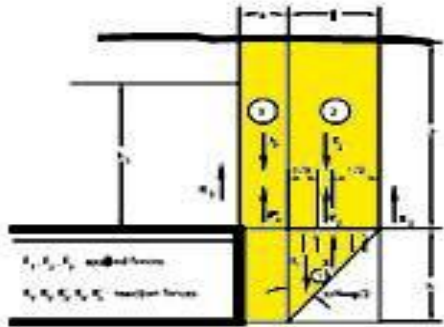
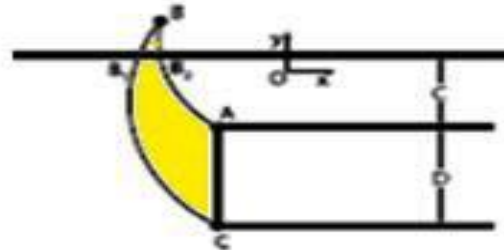
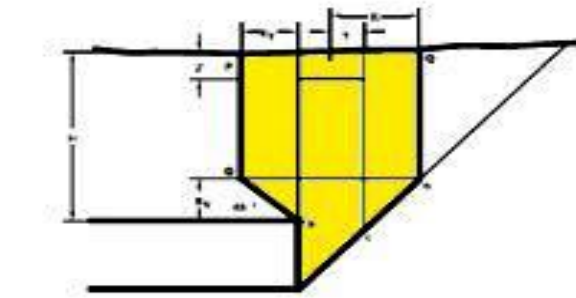
Factor de Estabilidad del Frente (N), Peck (1969): $N = (P_o - P_e) / c$

Para $N = 5$ el Frente se encuentra en equilibrio límite: $FSf = 5 c / (P_o - P_e)$



$$P_e = P_o - 5c/FSf = \gamma (H+R_o) - 5 c / FSf$$

POSIBLES MODELOS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN



Ejemplo de Dimensionado de la Estabilización del Frente de Excavación

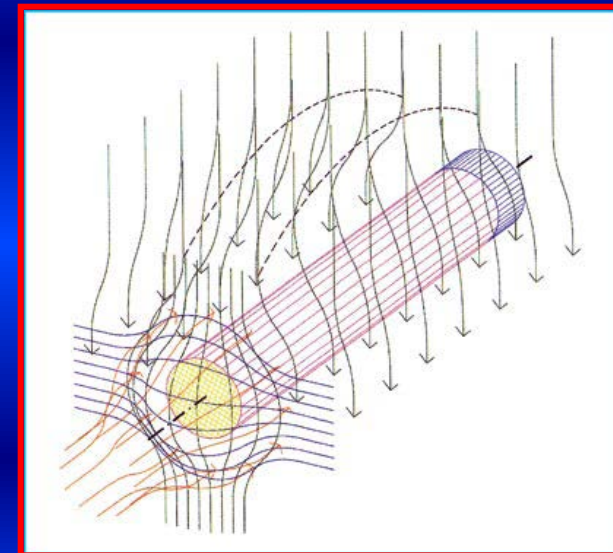
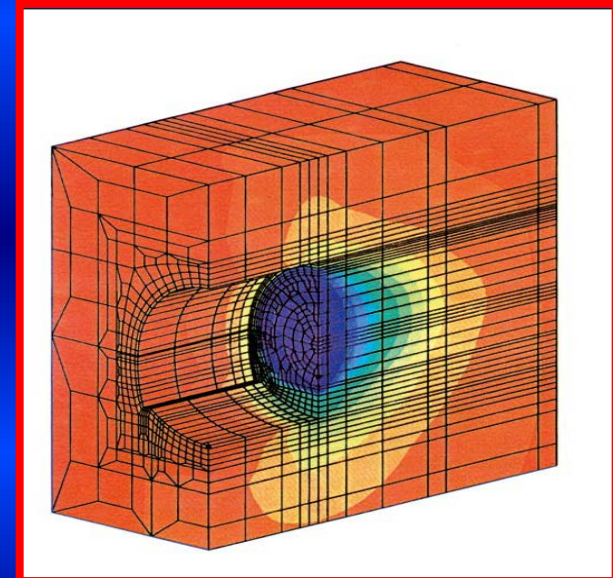
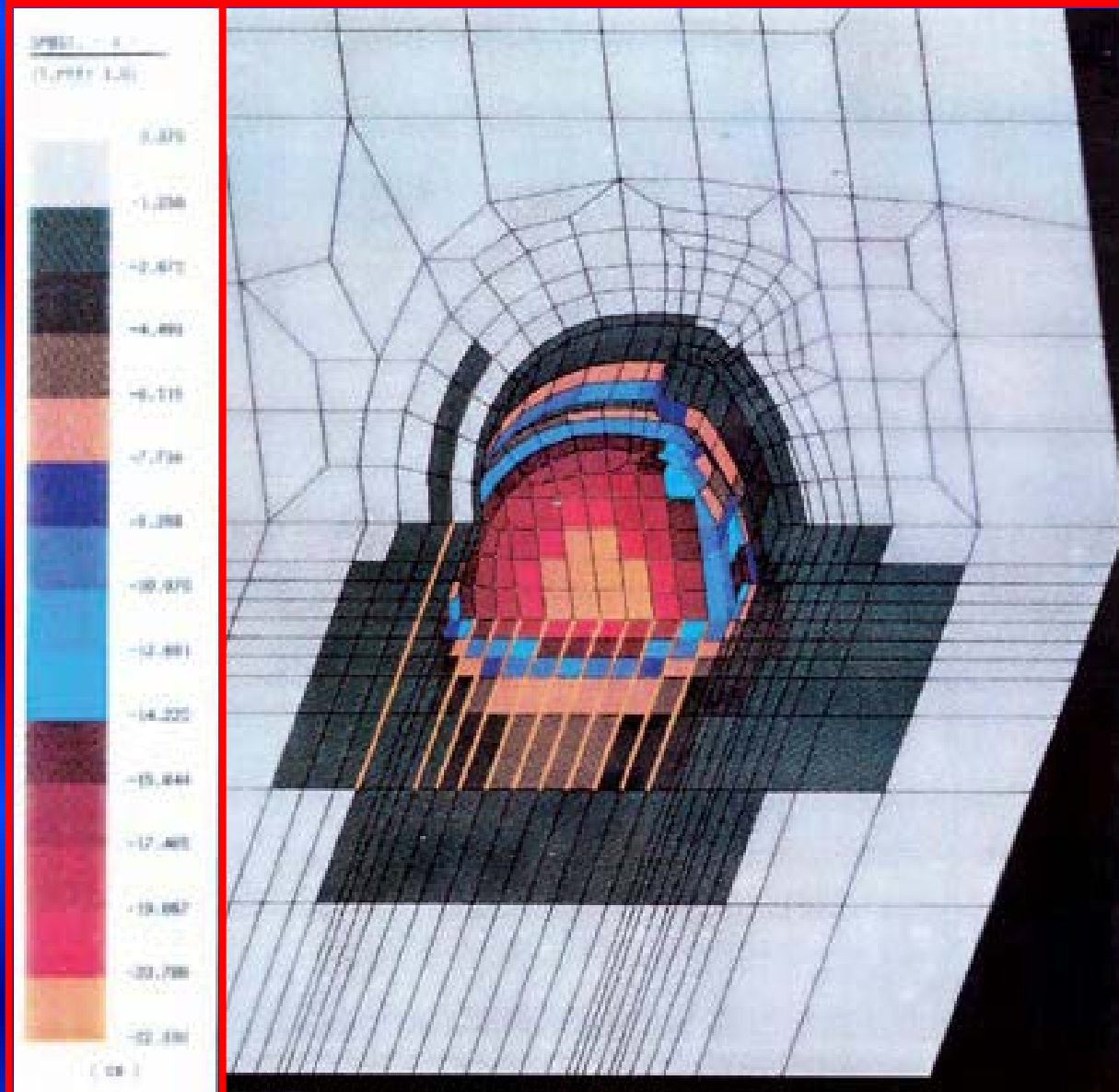
Presión (t/m ²) de estabilización sobre el frente para FSf = 1.25						
c (t/m ²):	0	2	4	6	8	10
H (m)						
10	30	22	14	6	0	0
15	40	32	24	16	8	0
20	50	42	34	26	18	10
25	60	52	44	36	28	20

Cuantía de Vidrioresinas sobre el frente para FSf = 1.25						
c (t/m ²):	0	2	4	6	8	10
H (m)						
10	83	61	39	17	0	0
15	111	89	66	44	22	0
20	138	116	94	72	50	28
25	166	144	122	100	77	55

Presión de estabilización sobre el frente Vs. cobertura y tipo de Terreno

Cuantías de Vidrio-resinas sobre el Frente Vs. Cobertura y tipo de Terreno

MODELOS NUMÉRICOS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN



Ancona - Bari railway line - "Vasto" tunnel Extrusion-convergence diagrams related to tunnel advance

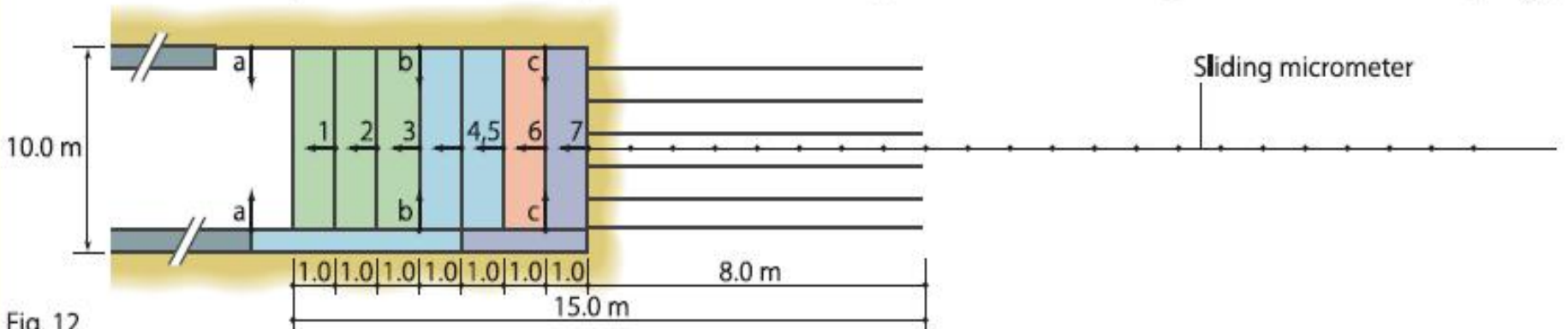
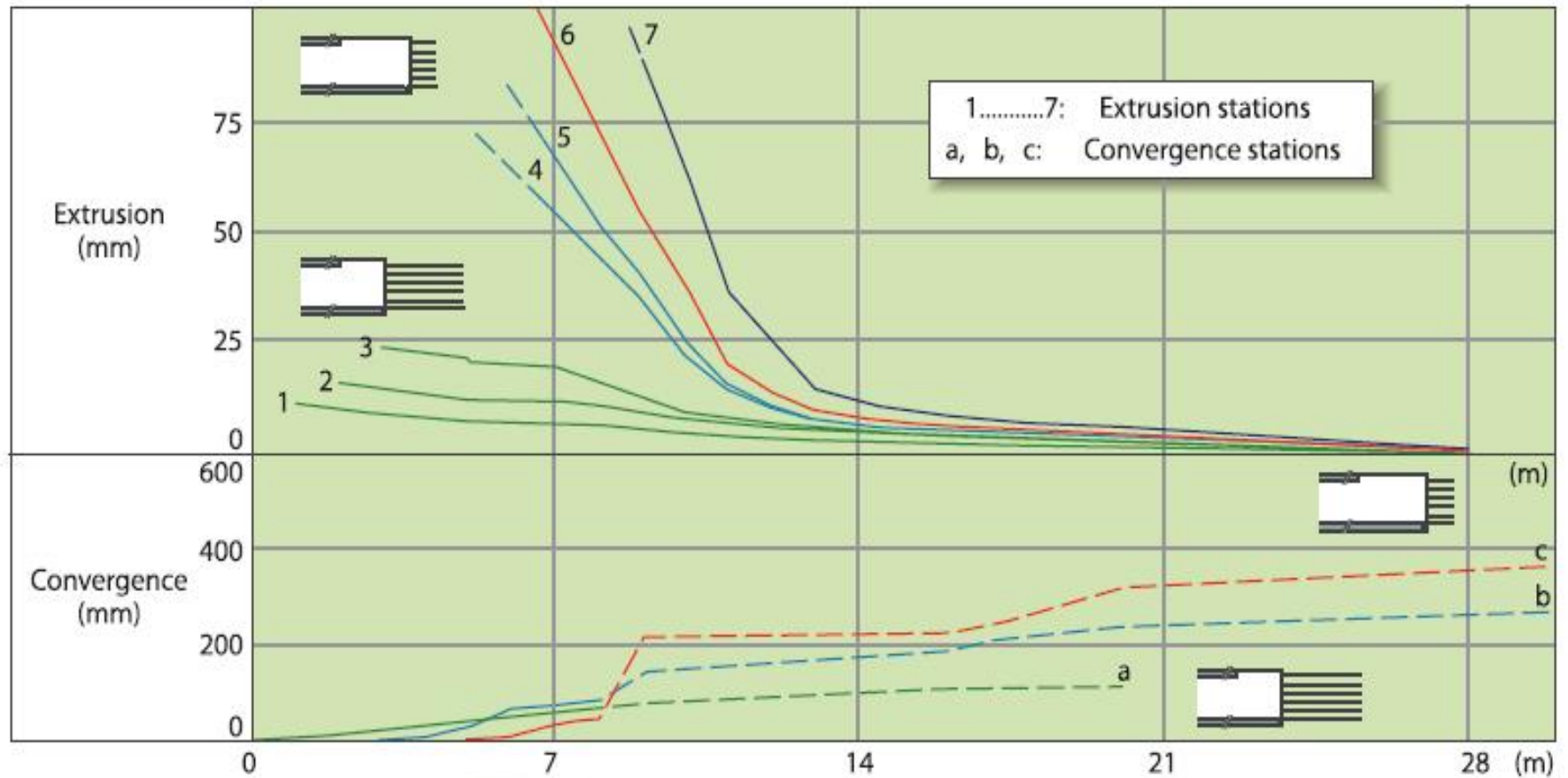
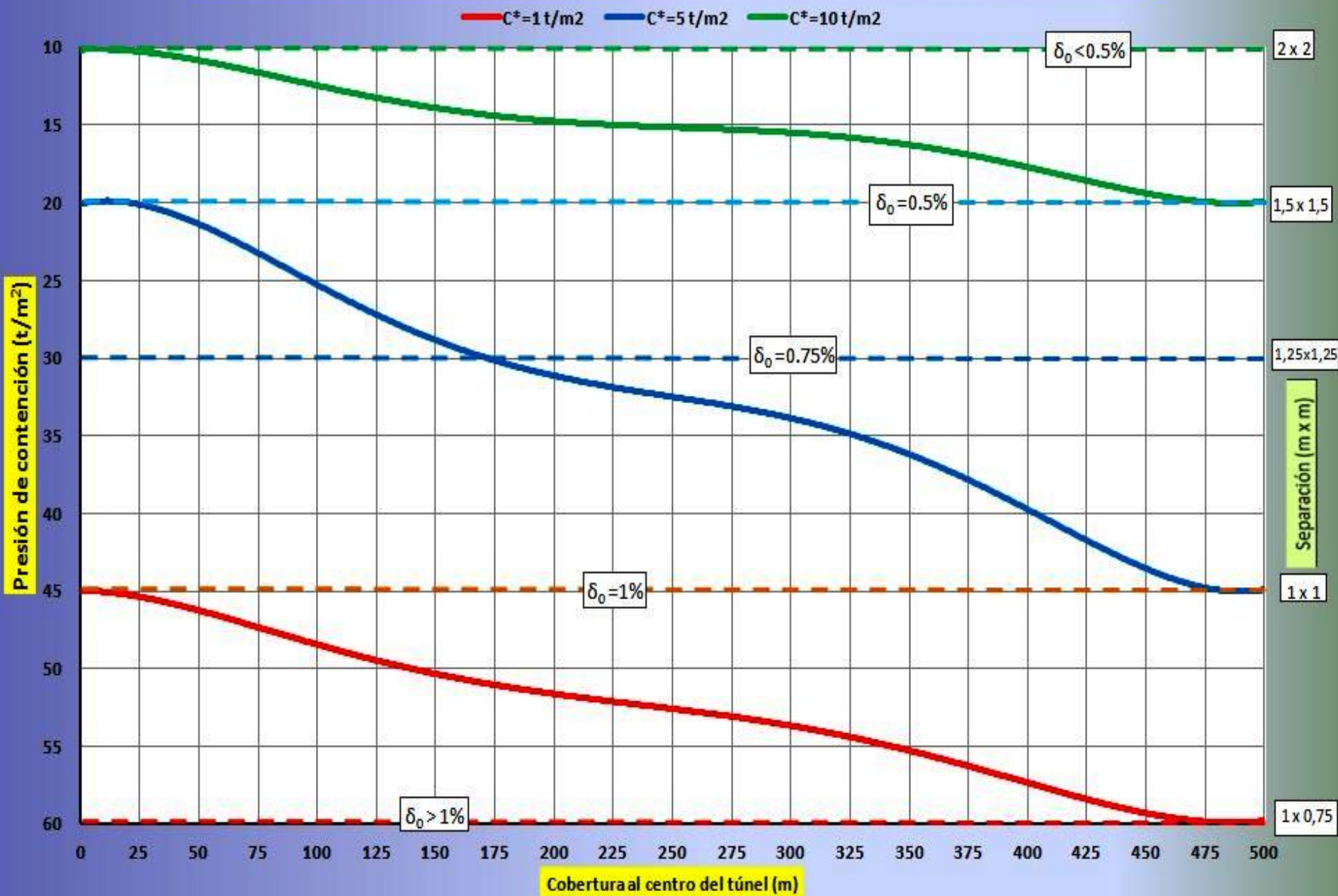


Fig. 12

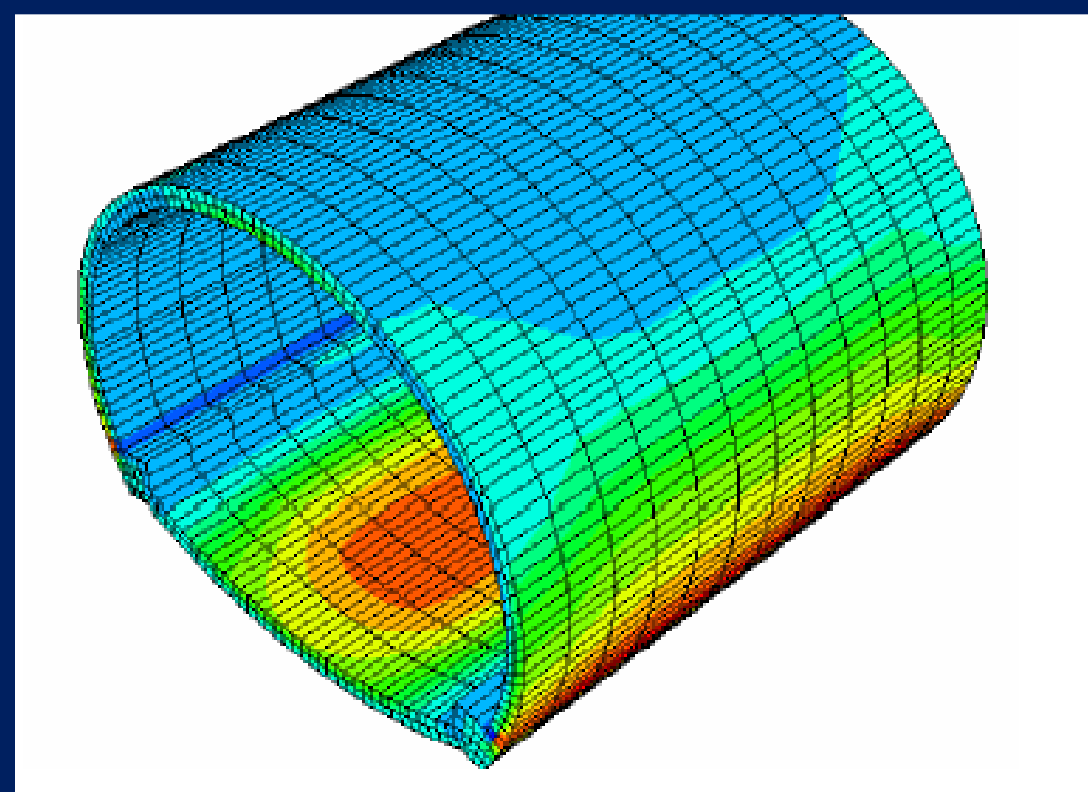
Cuantía aprox. y prel. de VTR Vs Extrusión δ_0 o Cobertura y Cohesión*



Diseño de Túneles: conceptos básicos e innovaciones tecnológicas

prof. Gianfranco Perri

www.gianfrancoperri.com



Aspectos Fundamentales

ANALISIS

- Que ocurre cuando se excava un túnel
- Como se puede comportar la excavación
- Como (con que) se controla la excavación

DISEÑO

- Como se determina el comportamiento de la excavación
- **Cuales son las funciones de los soportes de un túnel**
- Como se diseñan los soportes de un tunel

Diseño Geotécnico Estructural de un Túnel

Funciones principales de los soportes :

- ◆ Mantener la estabilidad de la excavación
- ◆ Soportar las cargas estáticas

Como se calculan las cargas?

GEOMECÁNICA SOPORTES Y REVESTIMIENTOS

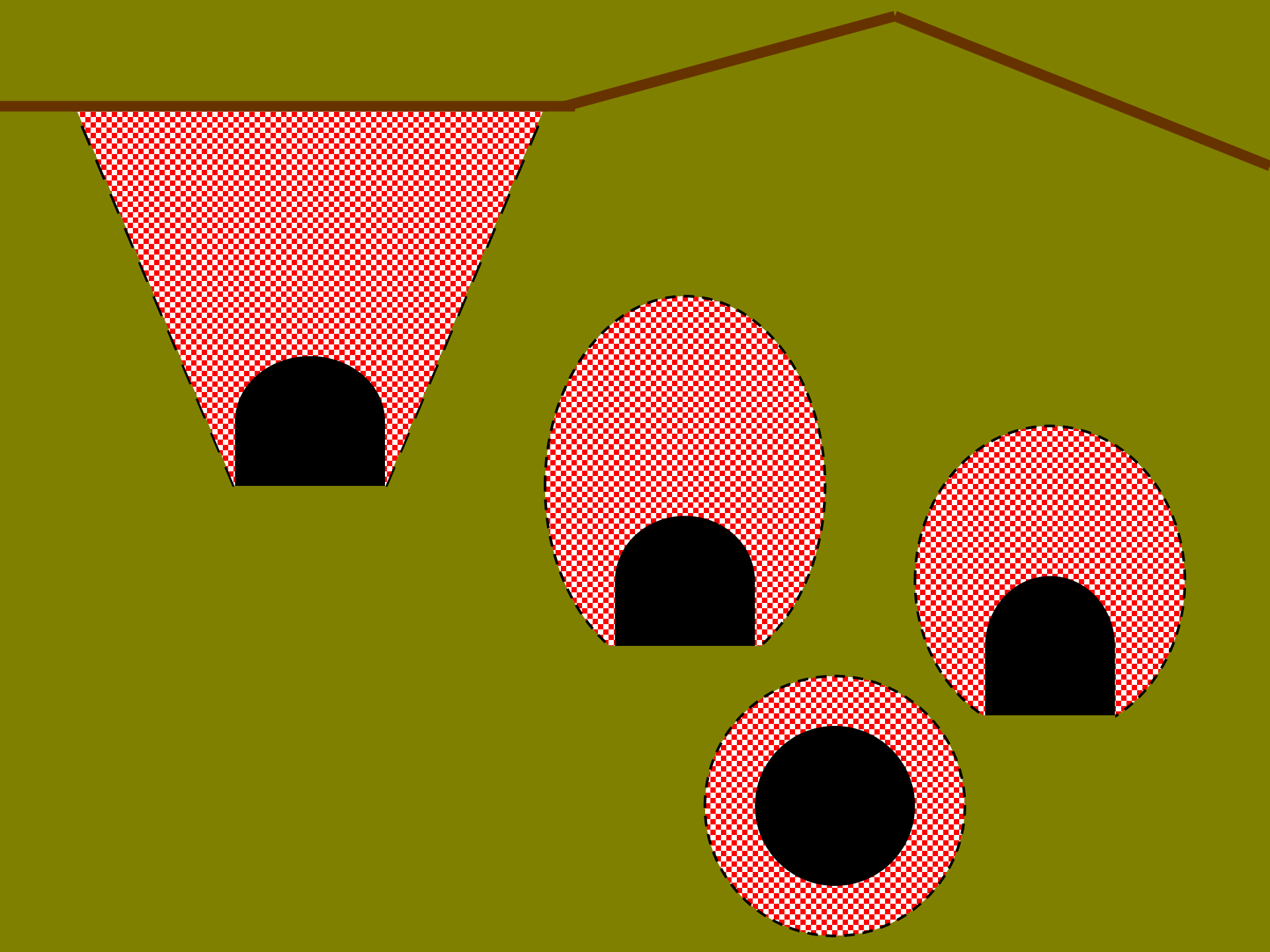
- ◆ **Caracterización Geológica Geofísica y Geomecánica**
- ◆ **Estima de la Clase de Comportamiento de la Excavación**
 - * En función de la geo-macro-estructura del macizo rocoso
 - * En función de los niveles geo-tensionales relativos
- ◆ **Pre-selección del Soporte** (* En función de la C.d.C.)

- ◆ **Determinación de las cargas a esperar sobre el soporte**
 - * En función de la geo-macro-estructura del macizo rocoso
 - * En función de los niveles geo-tensionales relativos
- ◆ **Dimensionado del soporte** (* En función de las cargas)
- ◆ **Seguimiento y Monitoreo durante la Excavación**
- ◆ **Dimensionado del revestimiento**
 - * En función de la retroalimentación geomecánica

Diseño Geotécnico Estructural de un Túnel

Datos Necesarios para Soporte y Revestimiento:

- ◆ Geometría: Dimensiones y Forma
- ◆ Materiales constituyentes
- ◆ Vínculos de apoyo
- ◆ Cargas actuantes



Determinación de las Cargas Actuantes

- ◆ Prehistoria de la Ingeniería de Túneles:
 - ◆ Ritter, 1879
 - ◆ Engesser, 1882
 - ◆ Kommerell, 1912
 - ◆ Bierbhaumer, 1913
- ◆ Terzaghi: 1936 -1946
- ◆ Protodyakonof, 1960
- ◆
- ◆ Convergencia-Confinamiento (**AFTES**, 1978 - 1984 - 2002)

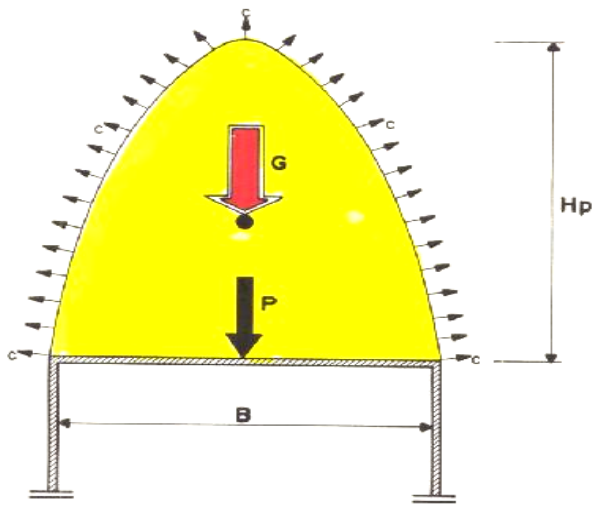


FIG. 2-1 TEORIA DE RITTER (1879)

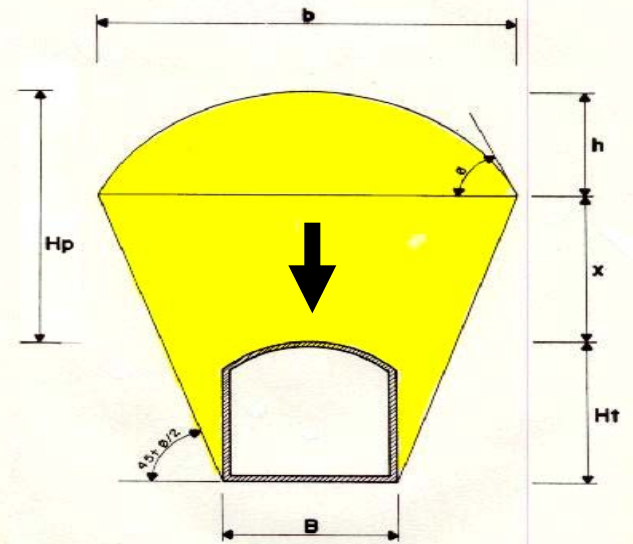


FIG. 2-2 TEORIA DE ENGESSER (1882)

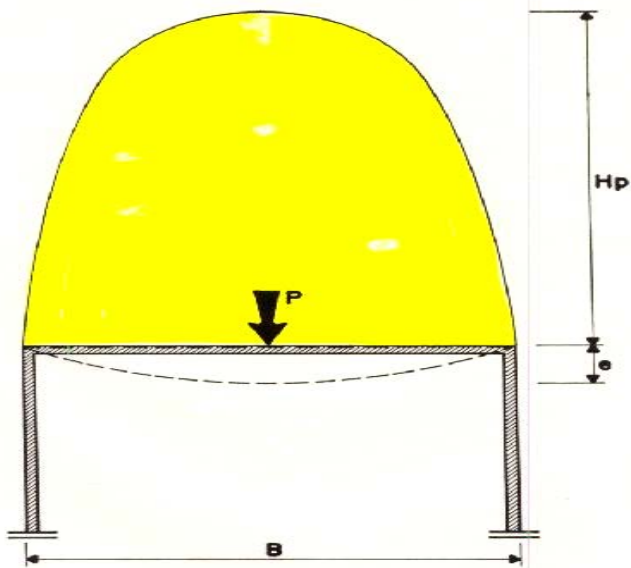


FIG. 2-4 TEORIA DE KOMMERELL (1912)

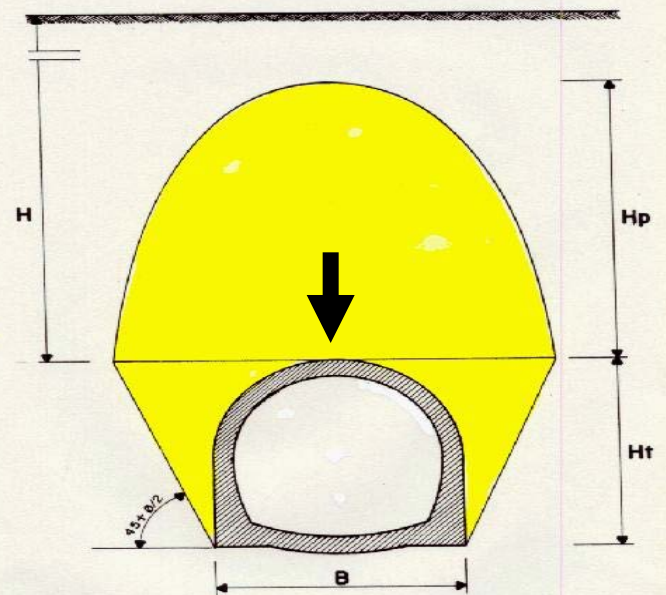
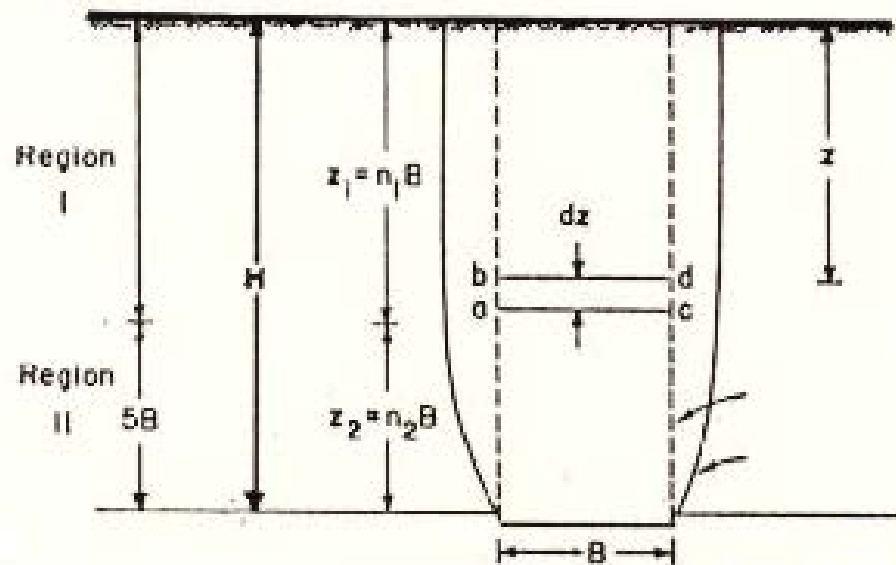
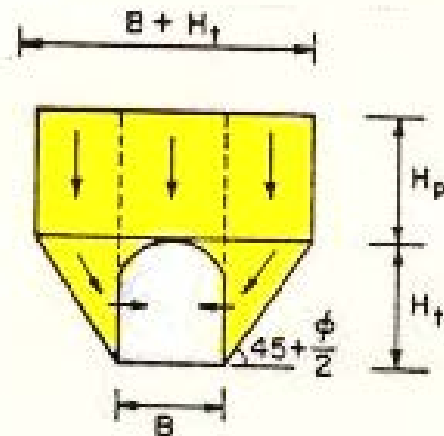
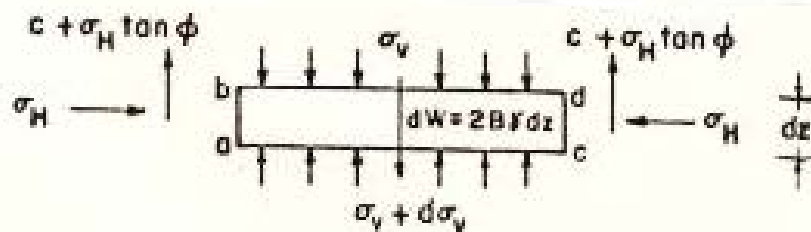


FIG. 2-5 TEORIA DE BIERBAUMER (1913)



**TEORIA DE
 TERZAGHI
 SOBBRE EL
 EFECTO ARCO
 EN SUELOS
 (1936)**



$$H_p = B / K_o \operatorname{tg} \phi$$

SOLIDO DE CARGA DE TERZAGHI

EN ROCAS

1946

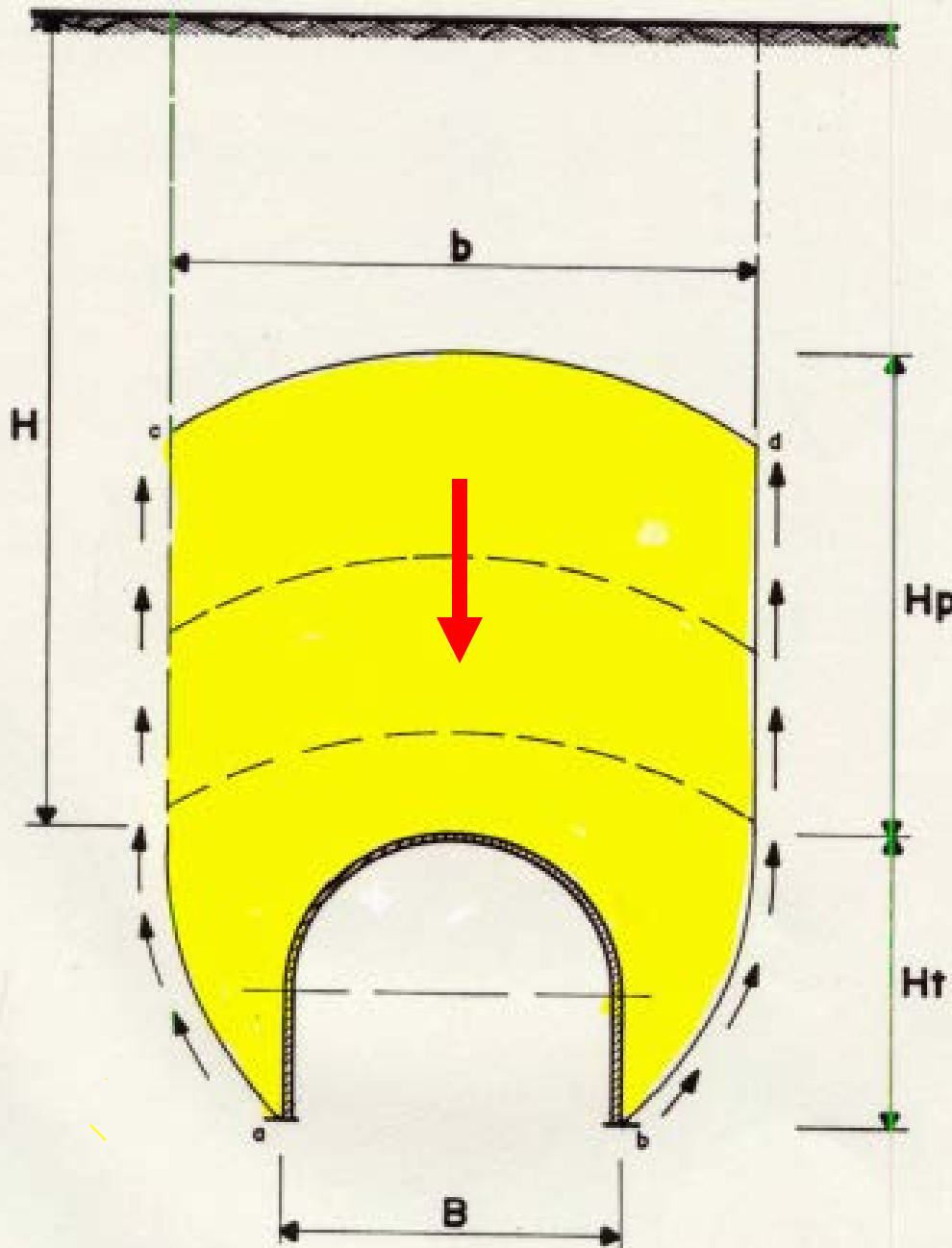
$$H_p = \alpha(B + H_t)$$

$$\sigma_v = \gamma H_p$$

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Para $H < 1,5 (B + H_t)$:

$$H_p = H$$



CLASIFICACION DE TERZAGHI - 1946

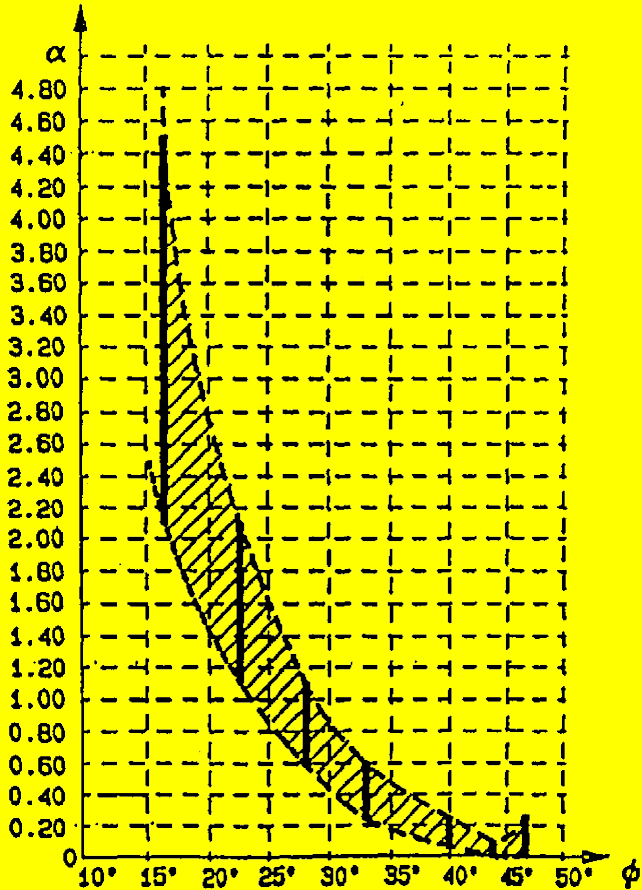
Rock load H_p , in feet of rock on roof of support in tunnel
with width B (ft) and height H_r (ft) at depth of more than $1.5 (B + H_r)$.¹

Rock Condition	Rock Load H_p , in feet	Remarks
1. Hard and intact	zero	Light lining, required only if spalling or popping occurs.
2. Hard stratified or schistose ²	0 to 0.5 B	Light support.
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	Load may change erratically from point to point.
4. Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 (B + H_r)	No side pressure.
5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) (B + H_r)	Little or no side pressure.
6. Completely crushed but chemically intact	1.10 (B + H_r)	Considerable side pressure. Softening effect of seepage towards bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs or circular ribs
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) (B + H_r)	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) (B + H_r)	
9. Swelling rock	Up to 250 ft. irrespective of value of (B + H_r)	Circular ribs required. In extreme cases use yielding support.

1. The roof of the tunnel is assumed to be located below the water table. If it is located permanently above the water table, the values given for types 4 to 8 can be reduced by fifty per cent.
2. Some of the most common rock formations contain layers of shale. In an unweathered state, real shales are no worse than other stratified rocks. However, the term shale is often applied to firmly compacted clay sediments which have not yet acquired the properties of rock. Such so-called shale may behave in the tunnel like squeezing or even swelling rock.

If a rock formation consists of a sequence of horizontal layers of sandstone or limestone and of immature shale, the excavation of the tunnel is commonly associated with a gradual compression of the rock on both sides of the tunnel, involving a downward movement of the roof. Furthermore, the relatively low resistance against slippage at the boundaries between the so-called shale and rock is likely to reduce very considerably the capacity of the rock located above the roof to bridge. Hence, in such rock formations, the roof pressure may be as heavy as in a very blocky and seamy rock.

CLASIFICACION DE TERZAGHI MODIFICADA POR DEERE - 1970



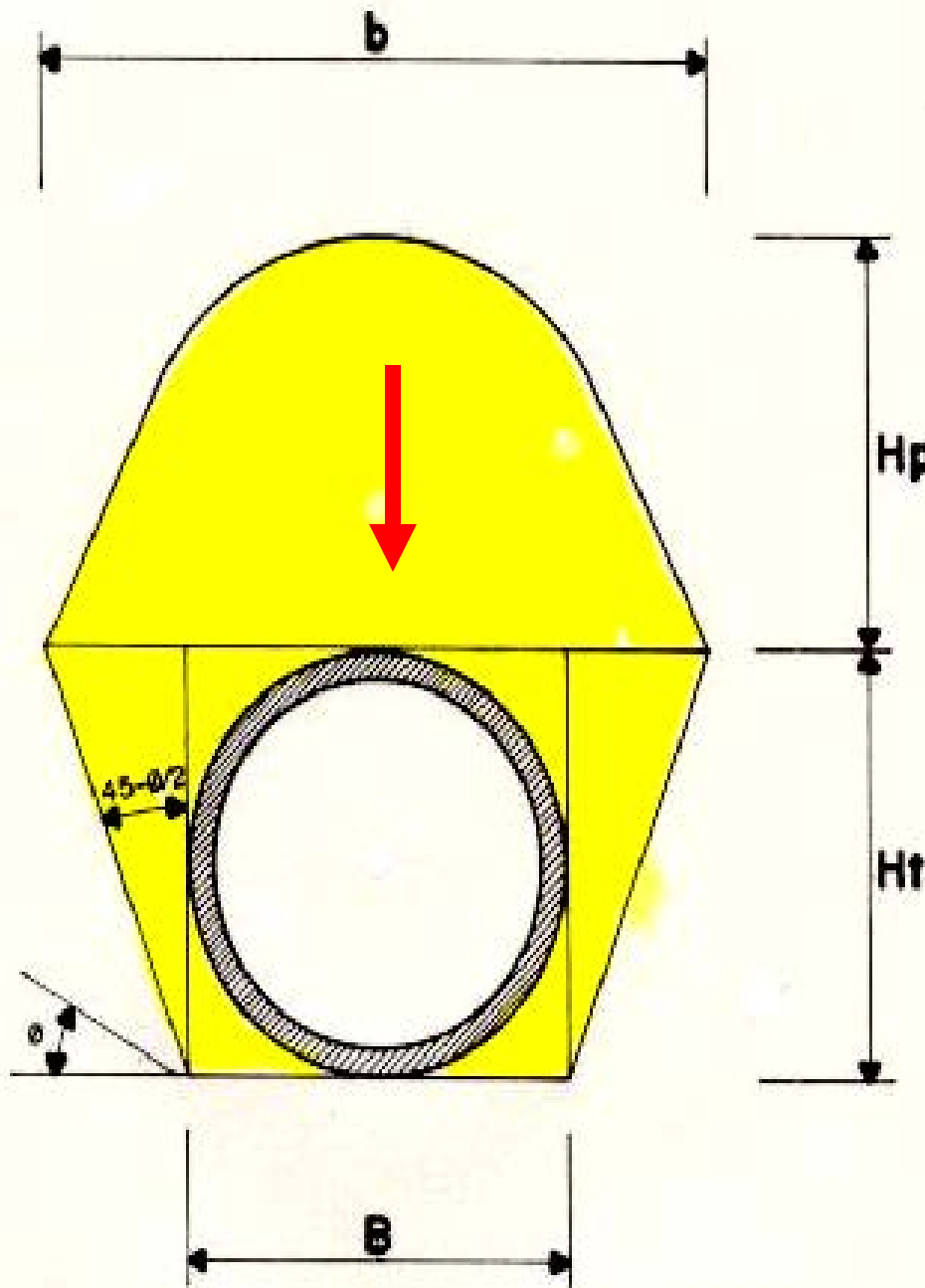
1: Método Terzaghi-Deere AFTES

Fracture spacing (cm)	RQD (%)	Rock condition	Rock load, H_p		Remarks
			Initial	Final	
50	98	1. Hard and intact	0	0	Generally no side pressure. Erratic load changes from point to point.
		2. Hard stratified or schistose	0	0.25B	
	95	3. Massive, moderately jointed	0	0.5B	
			0	0.25B to 0.35C	
20	75	4. Moderately blocky and seamy	0	0.35C to 1.1C	Little or no side pressure
	50	5. Very blocky, seamy and shattered	0 to 0.6C	1.1C	
			25	6. Completely crushed	
5	10	7. Gravel and sand			0.54C to 1.2C
			0.94C to 1.2C	1.08C to 1.38C	
	2				Loose
Weak and coherent		8. Squeezing, moderate depth		1.1C to 2.1C	Heavy side pressure. Continuous support required
		9. Squeezing, great depth		2.1C to 4.5C	
		10. Swelling		up to 250ft.	Use circular support. In extreme cases: yielding support

Notes:

- For rock classes 4, 5, 6, 7, when above ground water level, reduce loads by 50%.
- B is tunnel width, $C = B + H_t =$ width + height of tunnel.
- $\gamma =$ density of medium.

SÓLIDO DE CARGAS DE PROTODYACONOF



$$H_p = b / 2 f$$

$$f = \operatorname{tg} \varphi + c / C_o$$

$$f = C_o / 100$$

(C_o en Kg/cm^2)

$$\sigma_v = \gamma b / 3f$$

$$\sigma_h = K_o \sigma_v$$

Ancho del sólido de cargas

$$b = B + 2H_t \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi / 2)$$

Recomendaciones AFTES

Ancho del sólido de cargas
 $b = B + 2Ht \cdot \text{tg}(45 - \phi/2)$

***Para $H < b$:**

$$H_p = H$$

*** Para $b < H < 2,5 b$:**

$$H_p = (b - 2c/\gamma) (1 - e^{-2Ht\text{tg}\phi/b}) / 2\text{tg}\phi$$

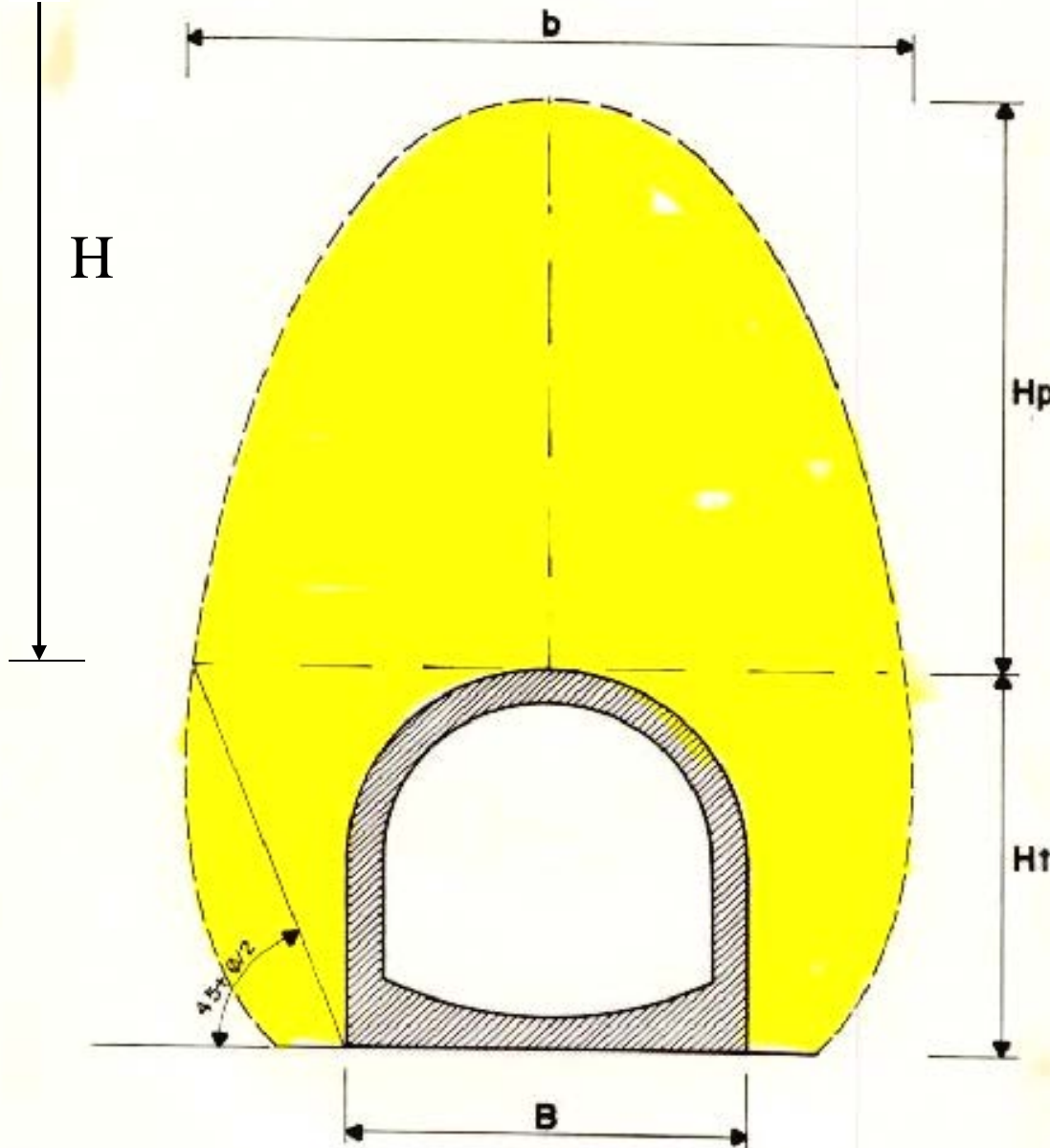
$$H_p = \alpha (B + Ht) \quad (\text{en rocas})$$

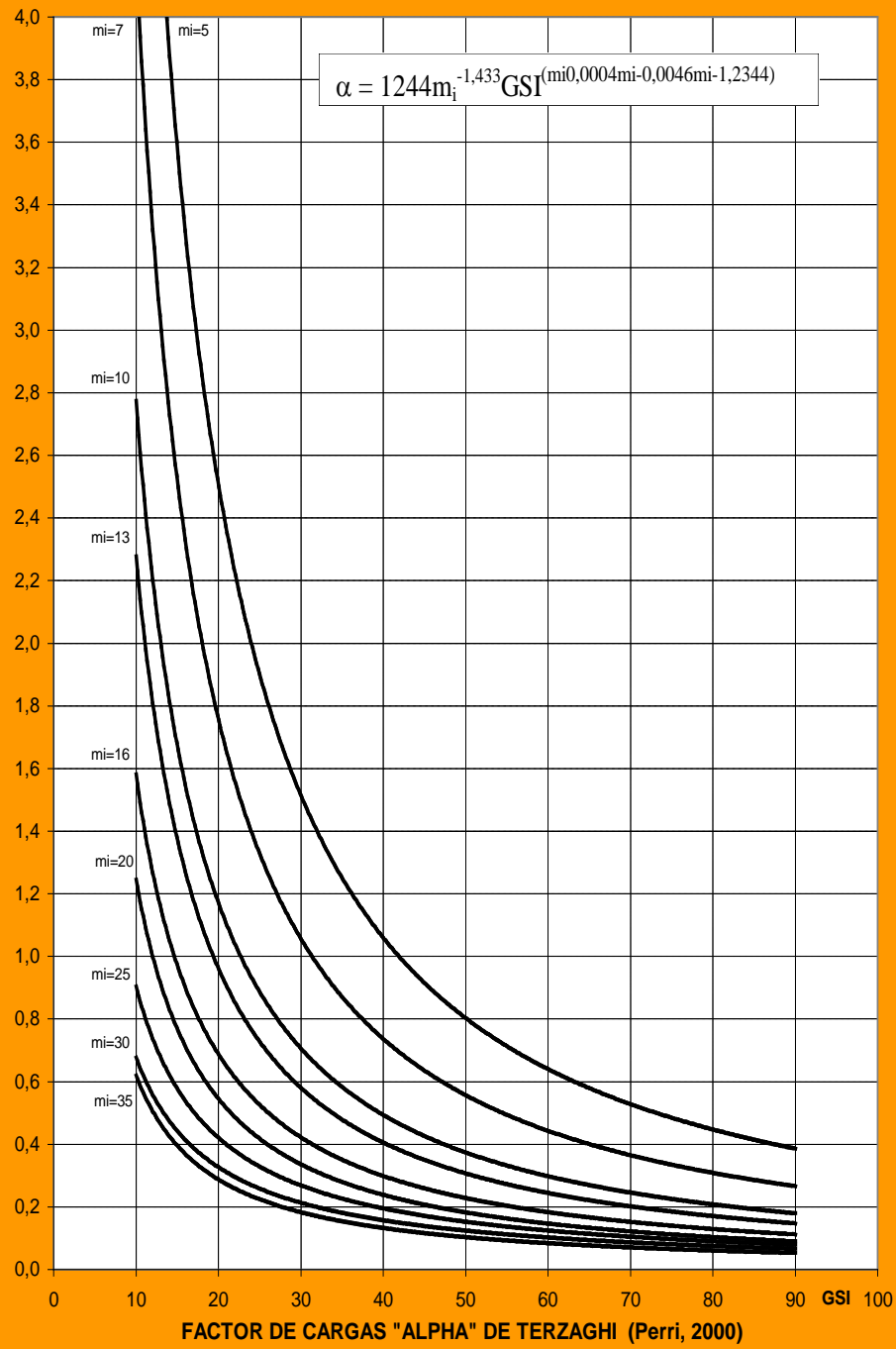
(mínimo $H_p = b$)

*** Para $H > 2,5 b$: L.C.**

$$H_p = (b - 2c/\gamma) / 2\text{tg}\phi \quad (\text{en suelos})$$

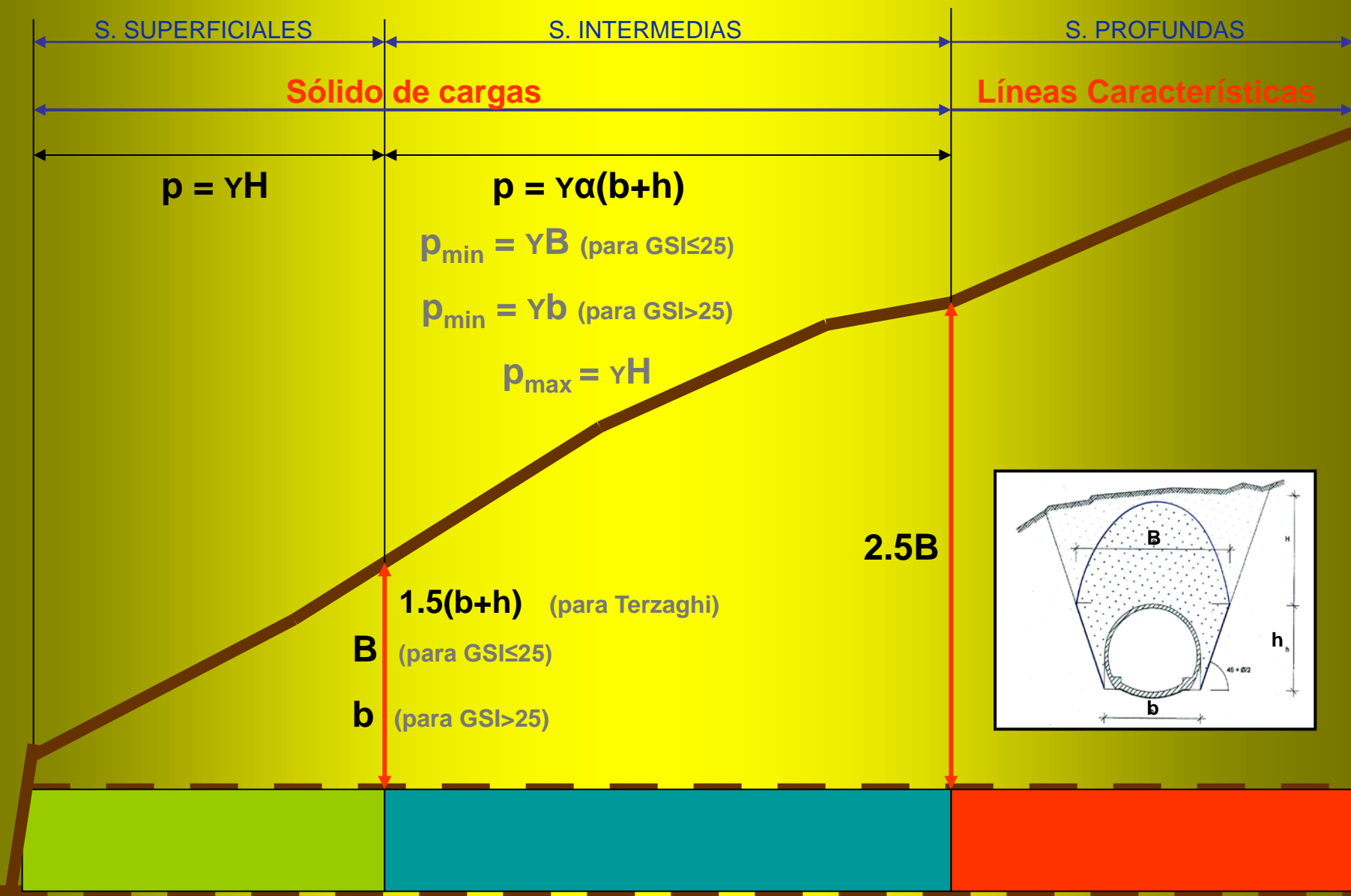
$$H_p = \alpha (B + Ht) \quad (\text{en rocas})$$



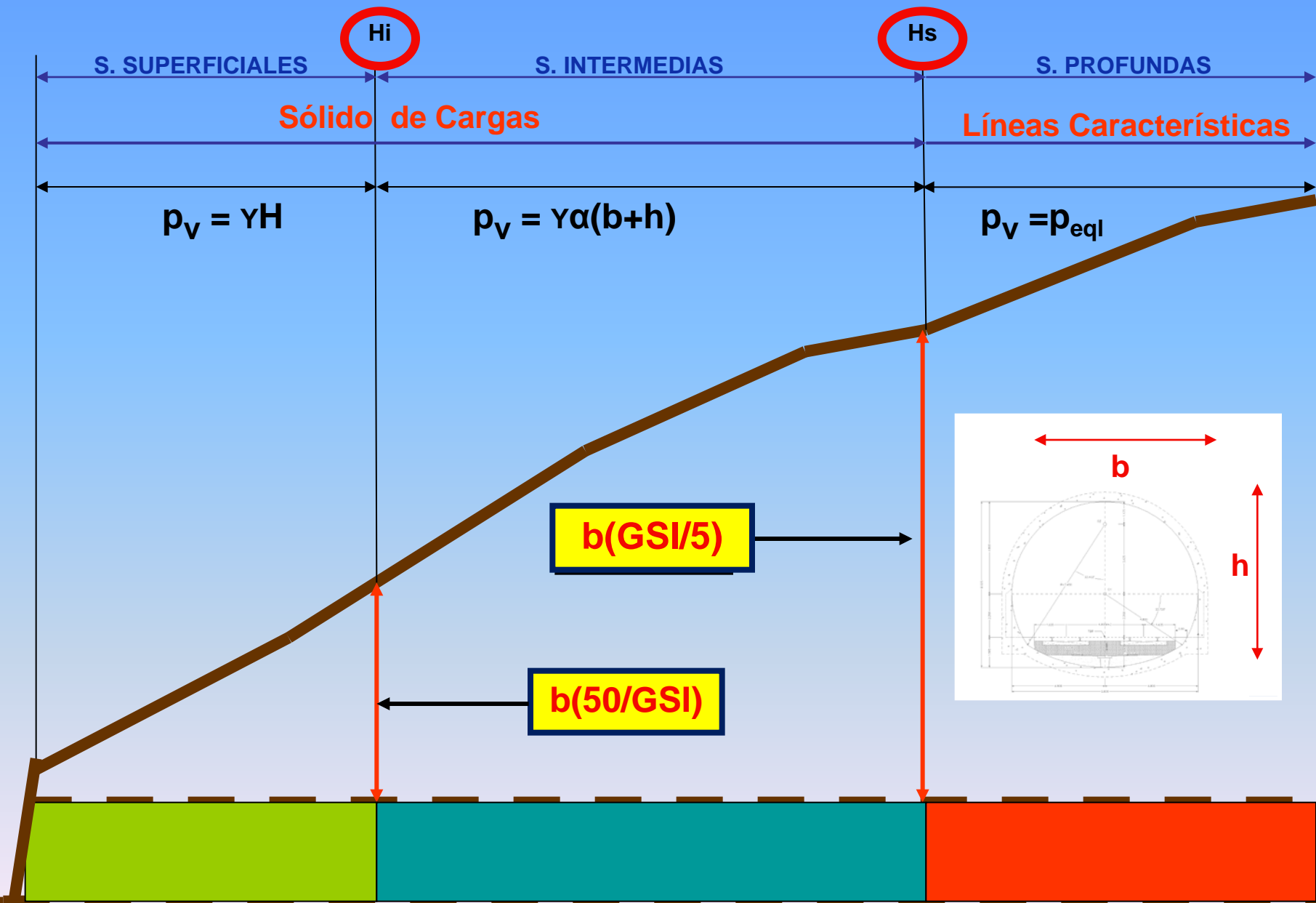


FACTOR DE CARGAS "ALPHA" DE TERZAGHI (Perri, 2000)

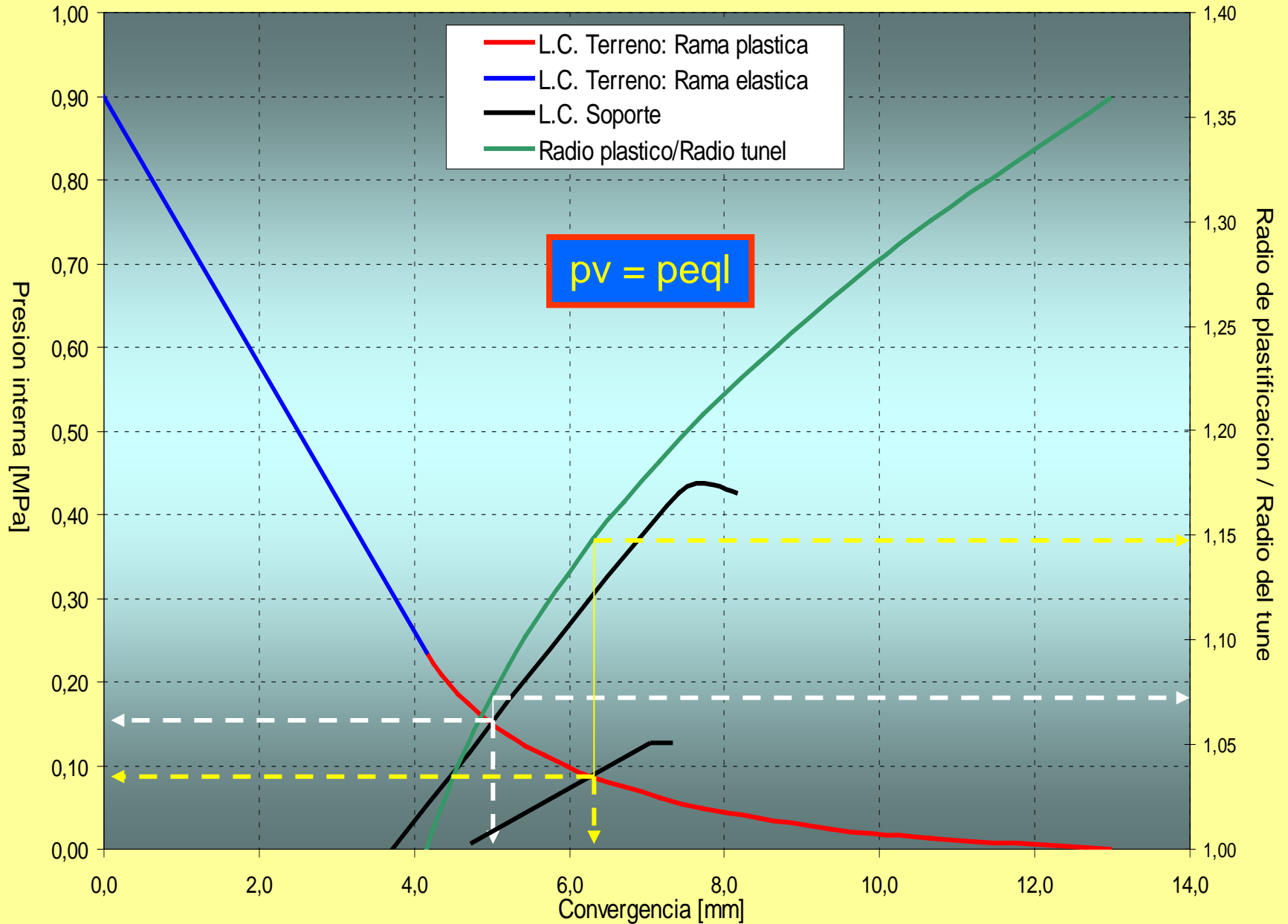
CARGAS SOBRE EL SOPORTE Vs LA COBERTURA (H) Y EL TIPO DE ROCAS (α)

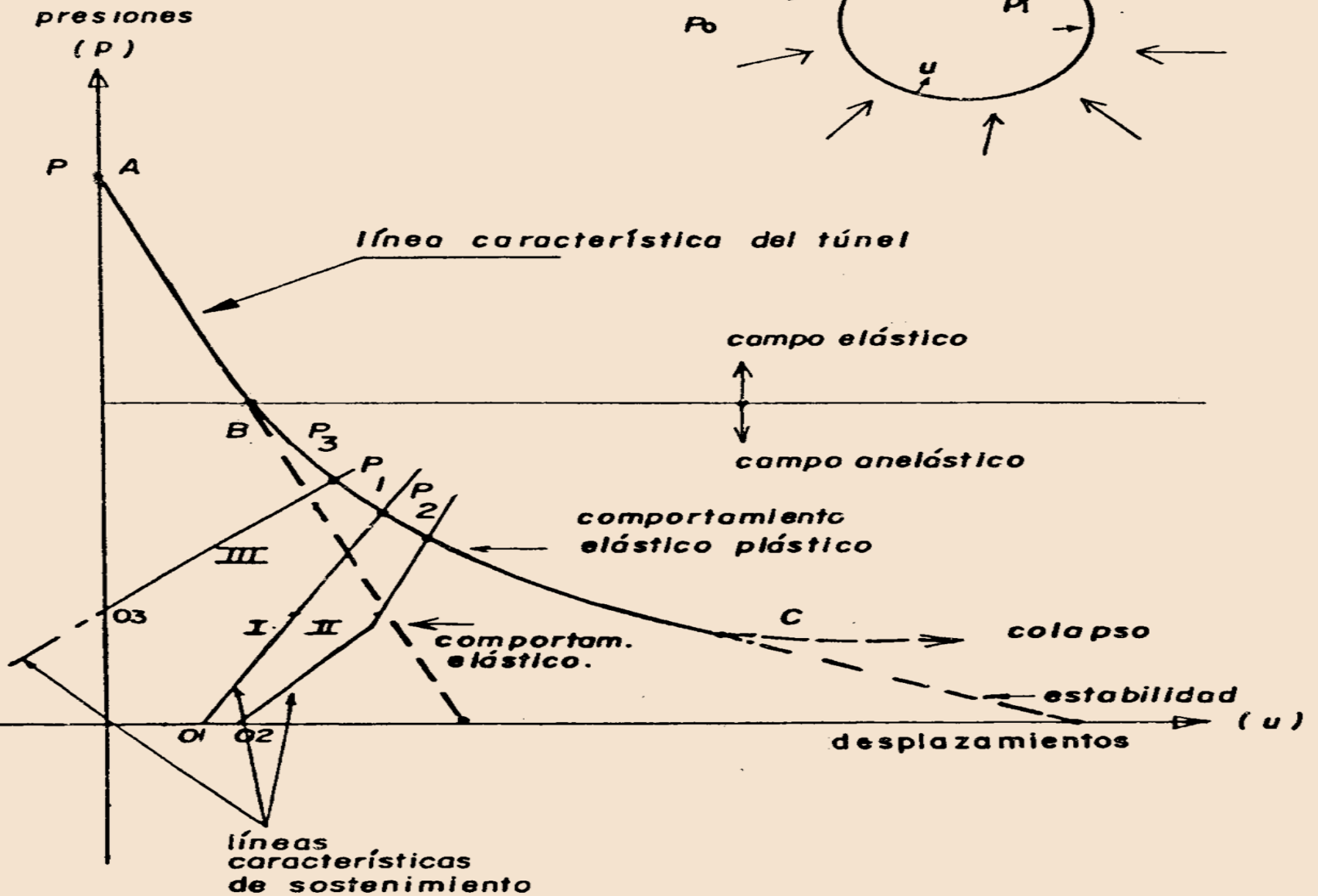
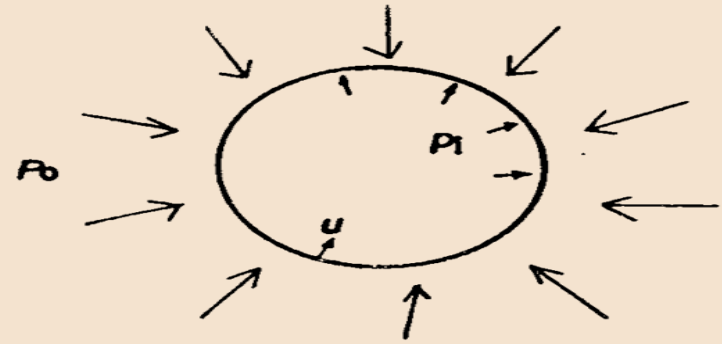


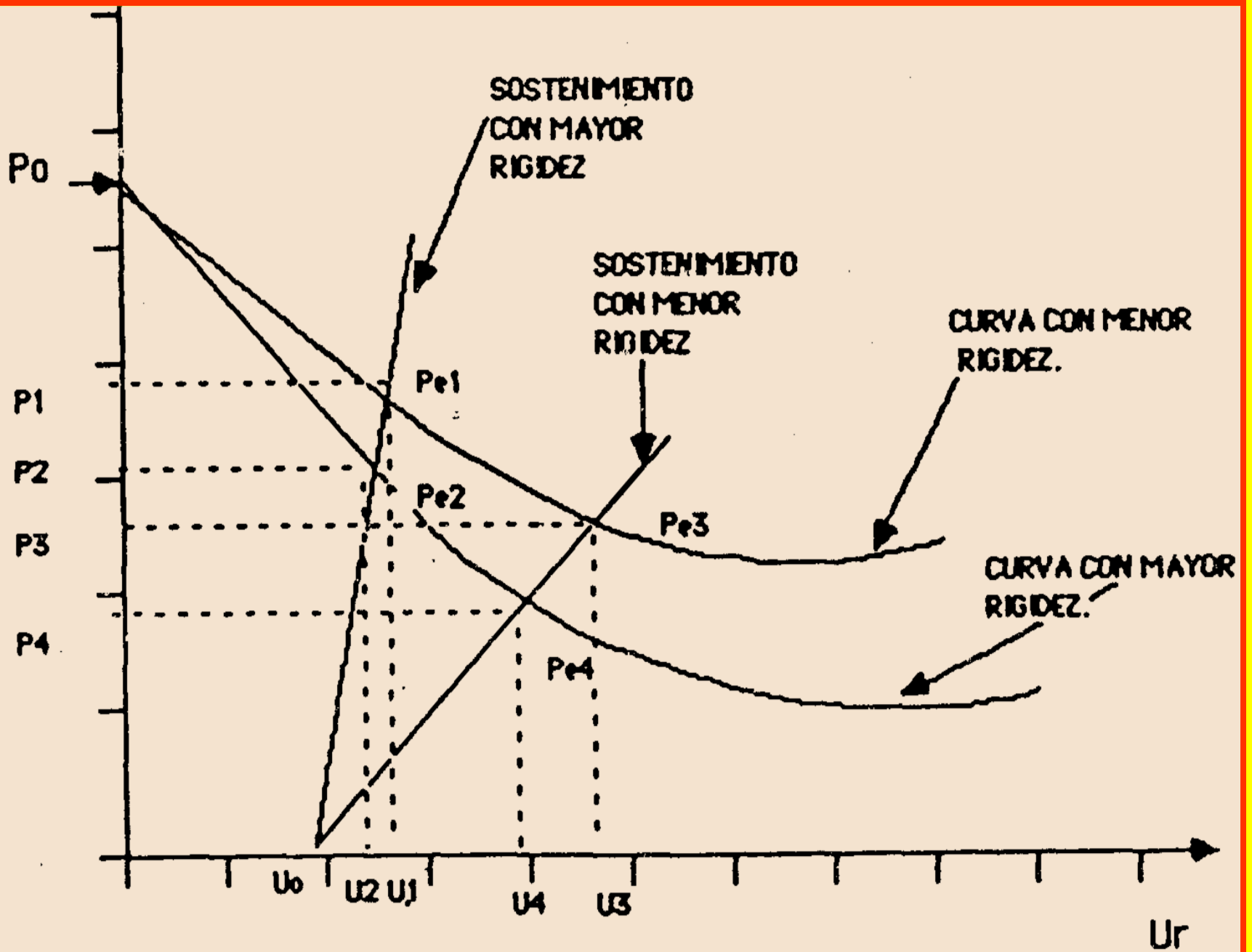
CARGAS SOBRE EL SOPORTE Vs LA COBERTURA (H) Y EL TIPO DE ROCAS (α GSI)



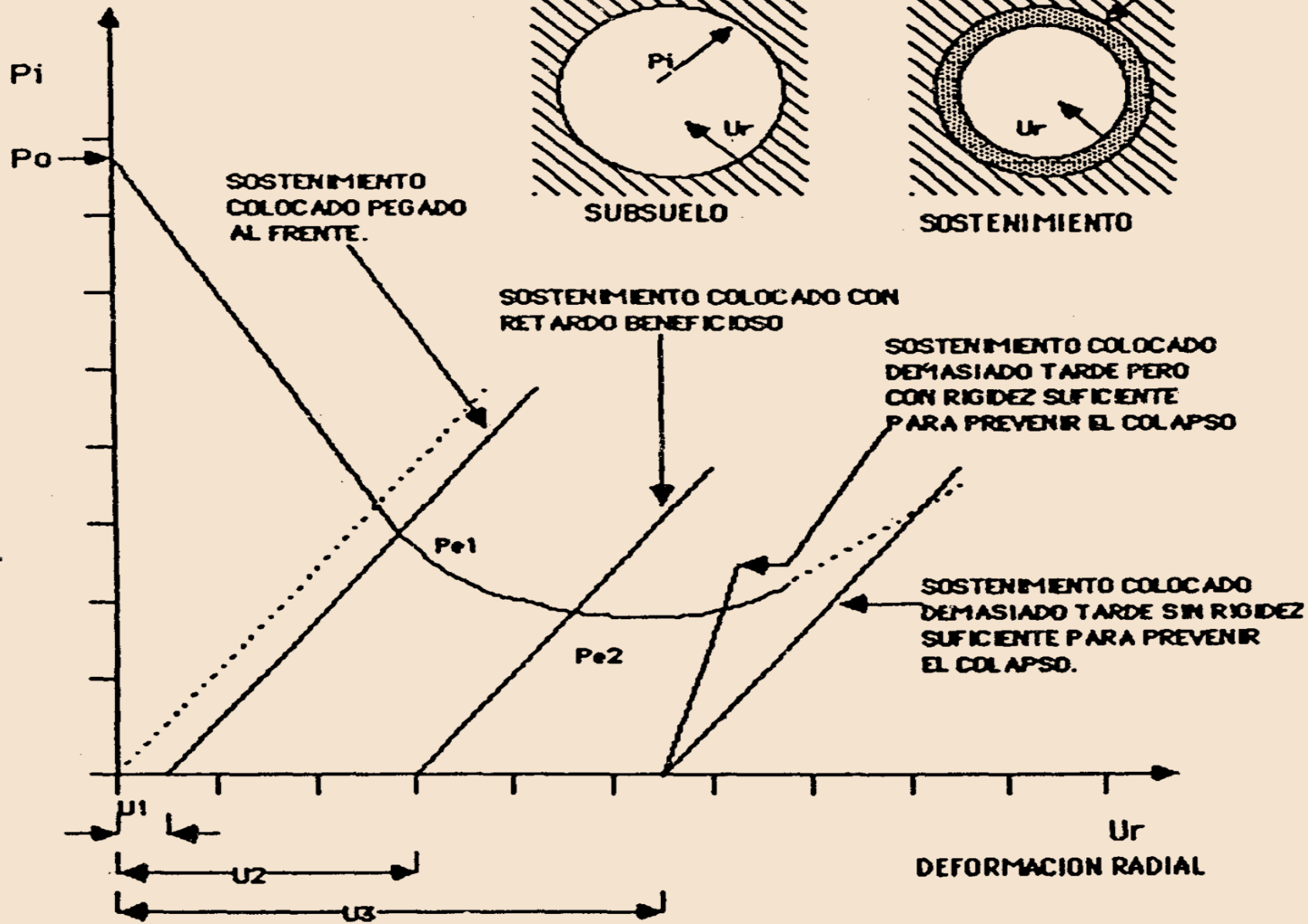
Curvas de Interaccion Soporte - Terreno y Extencion de la Plastificacion

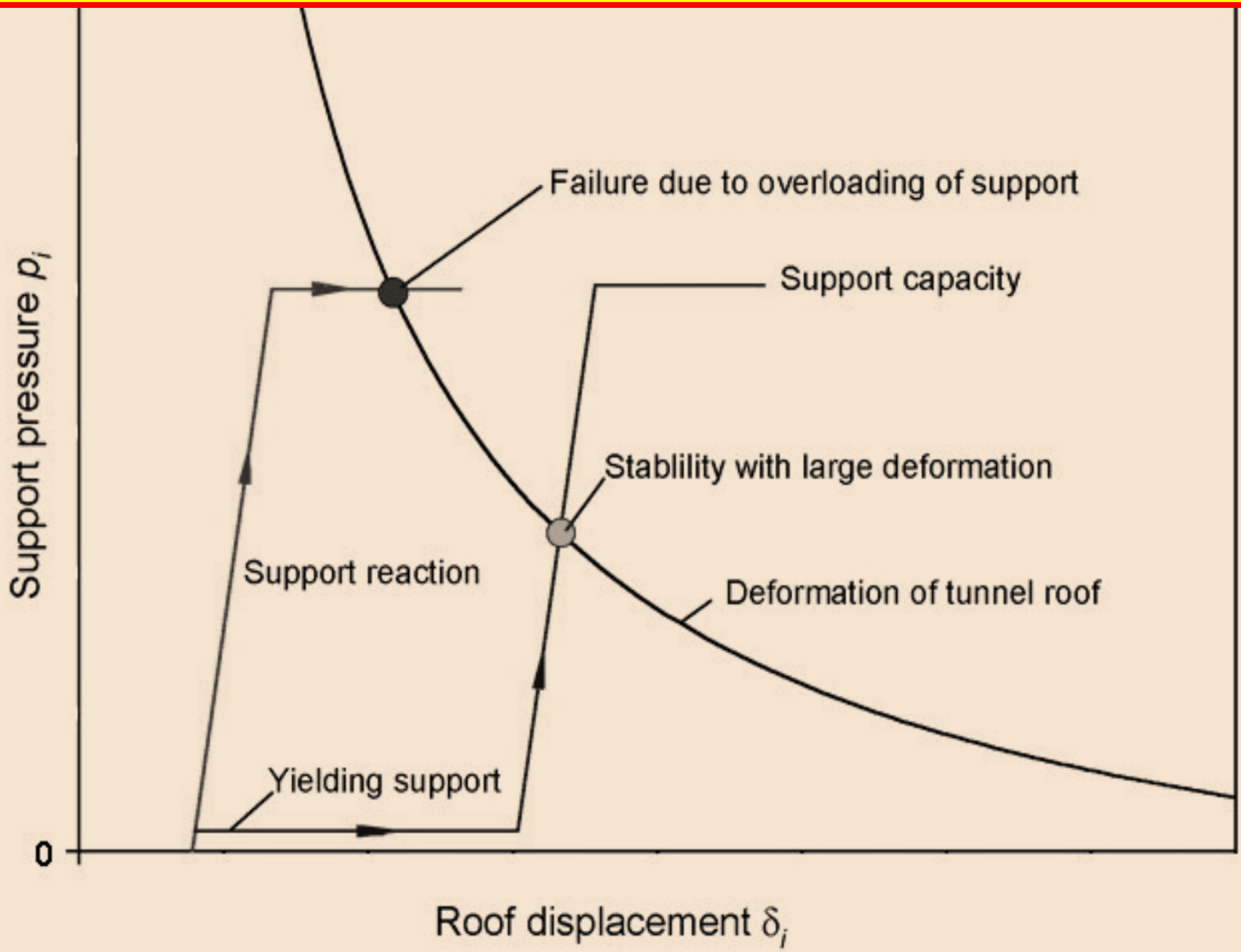






PRESION INTERNA





Support pressure p_i

Failure due to overloading of support

Support capacity

Stability with large deformation

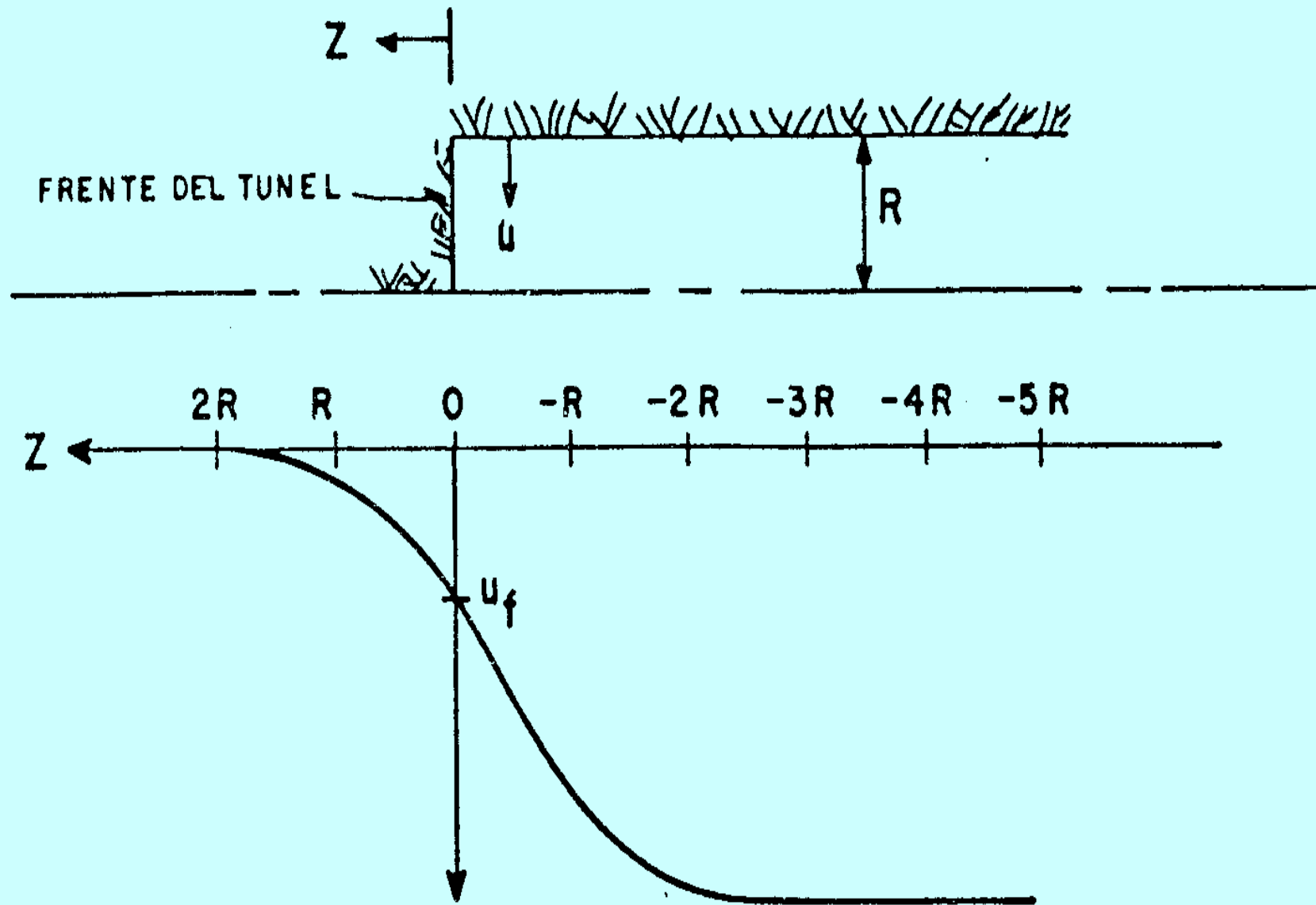
Deformation of tunnel roof

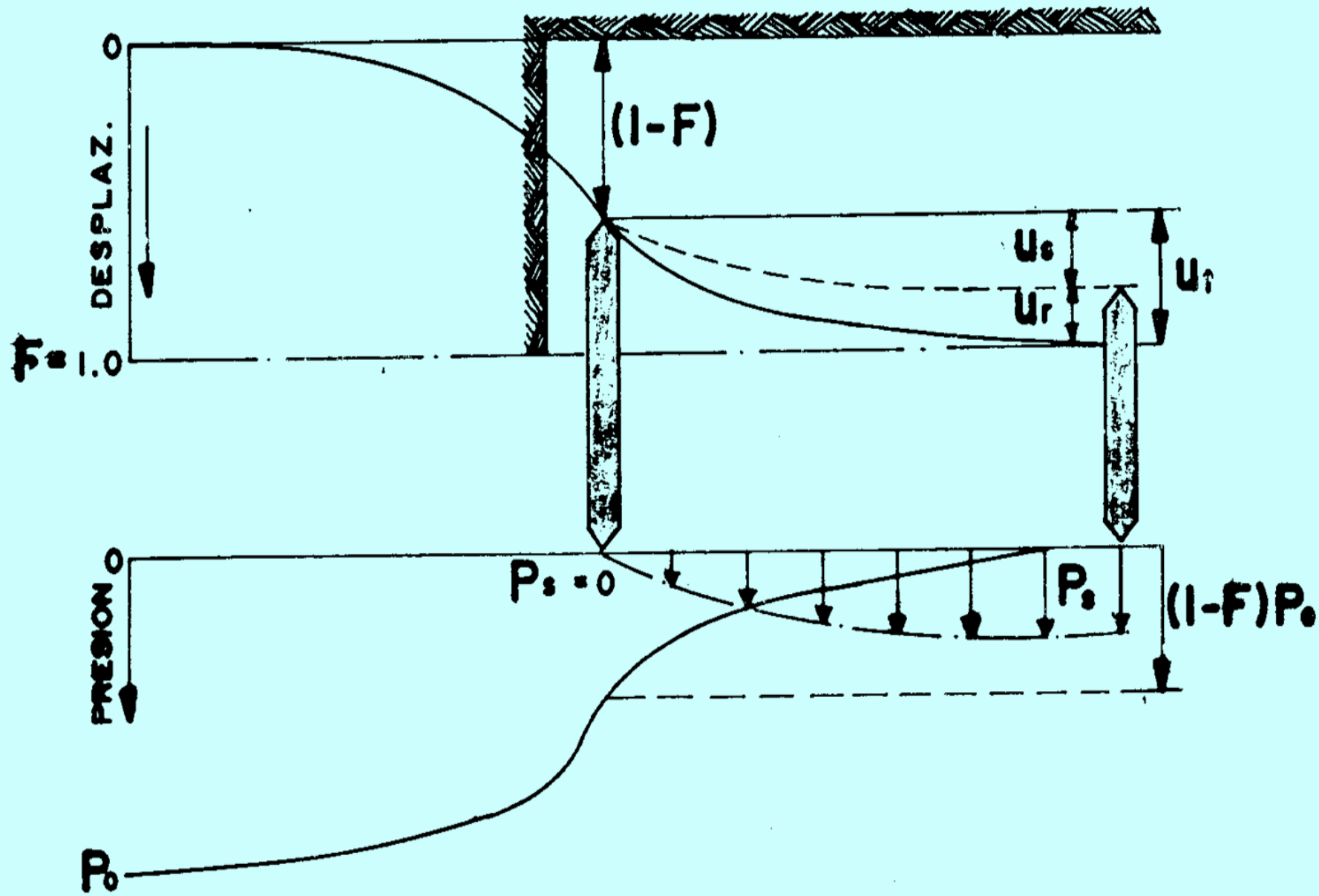
Support reaction

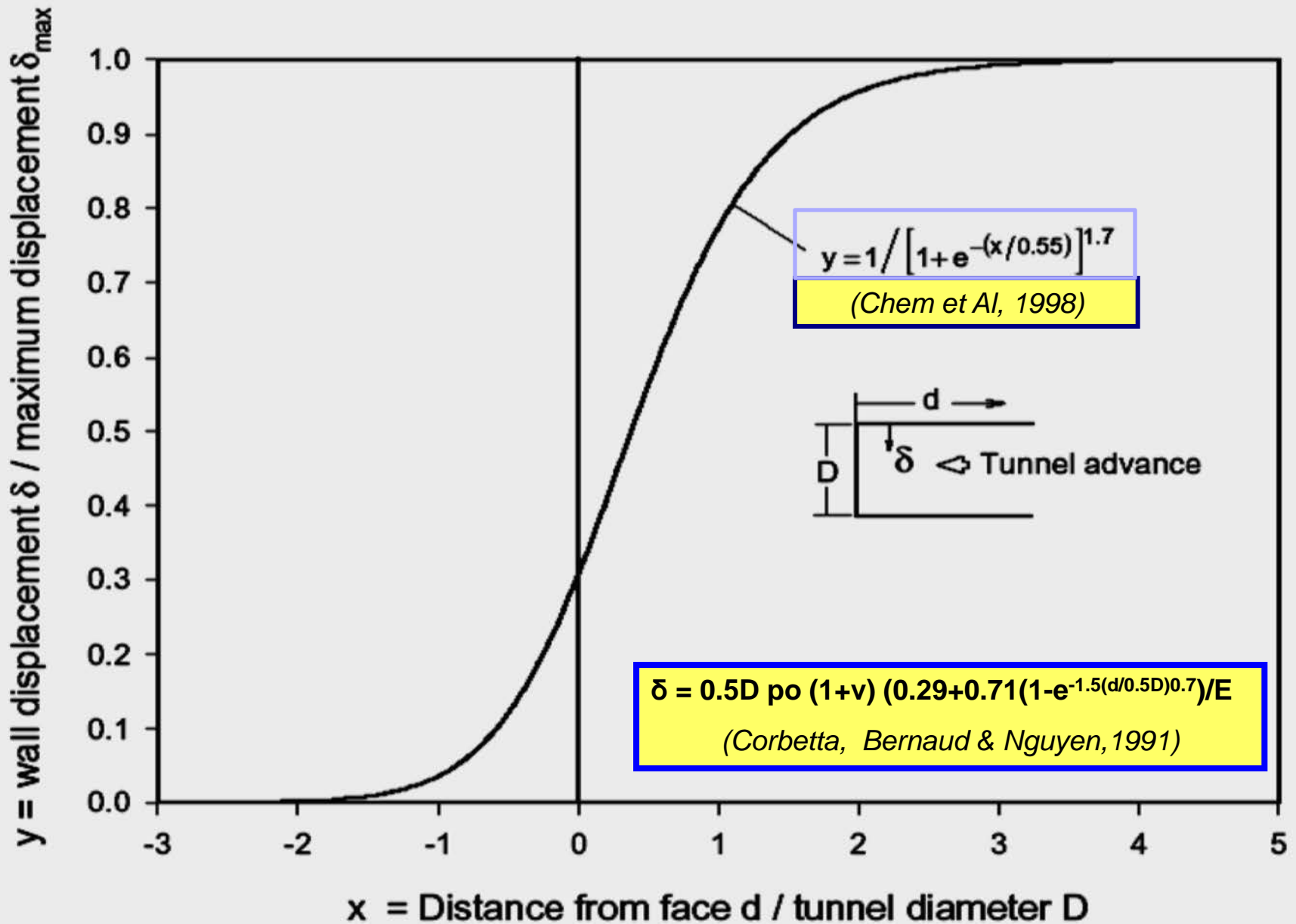
Yielding support

0

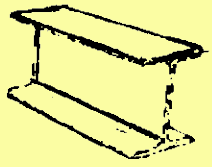
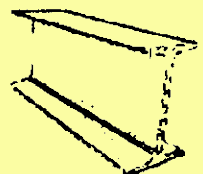
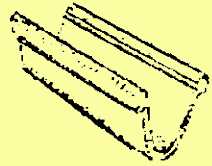
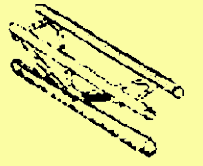

Roof displacement δ_i

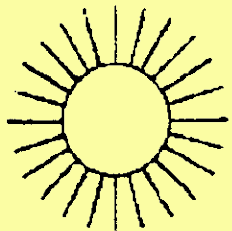
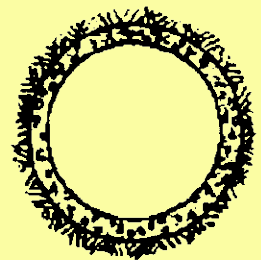


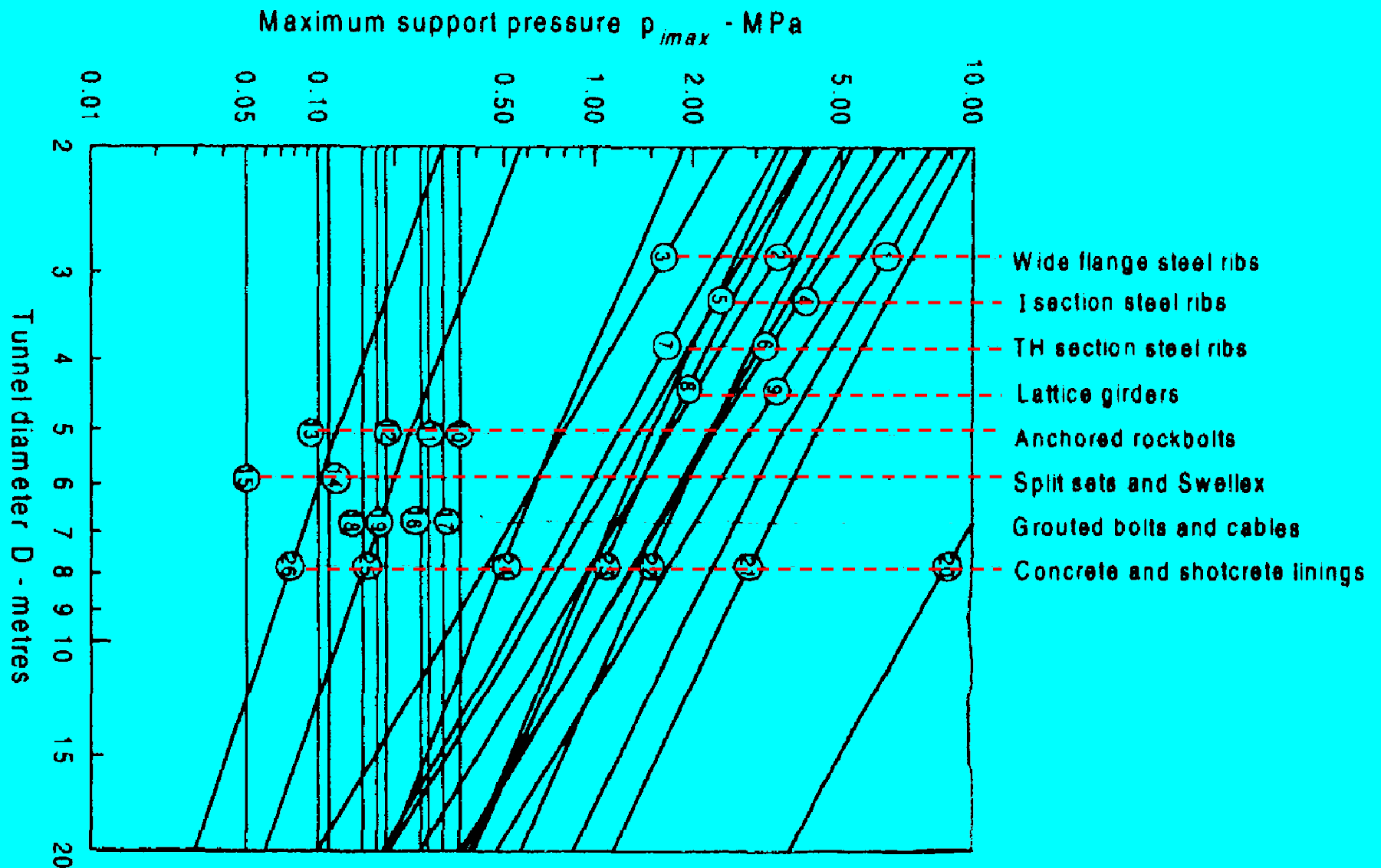




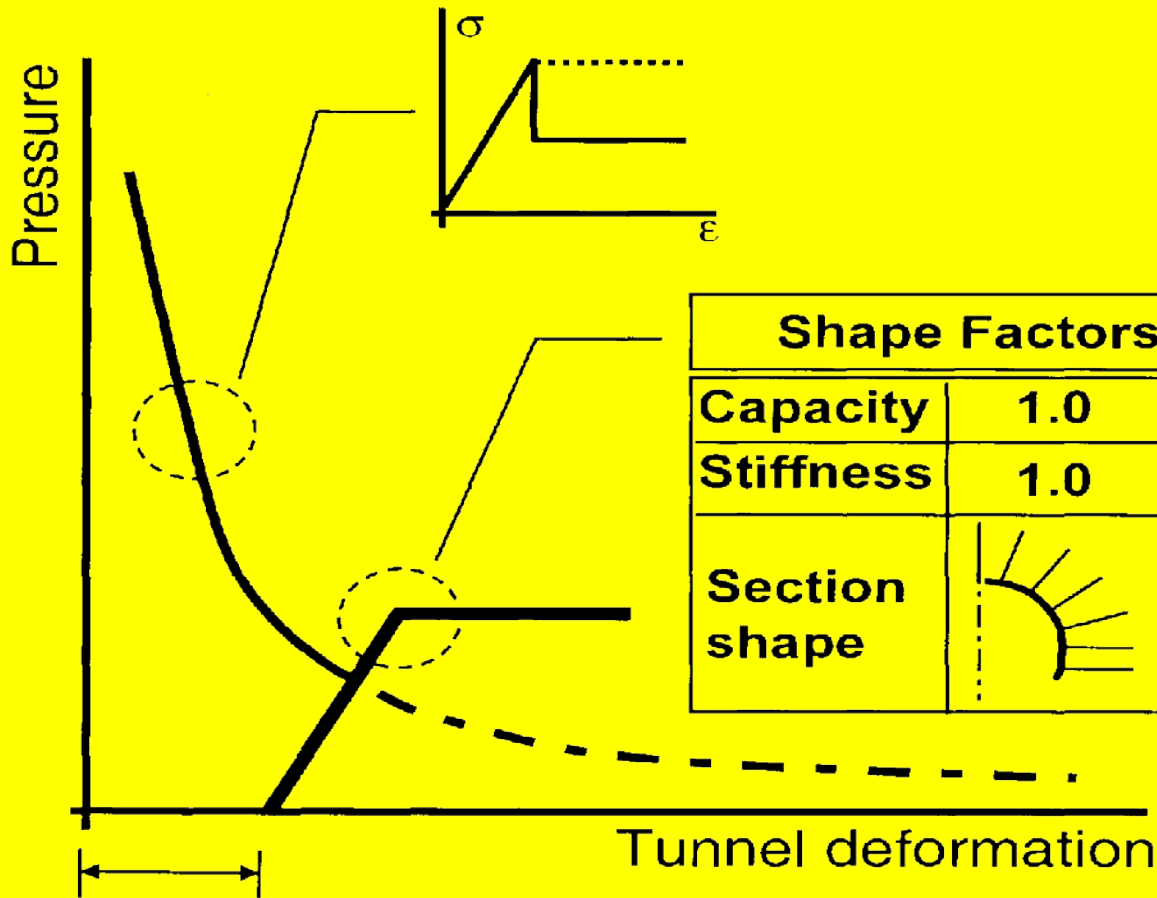
CAPACIDAD Y RIGIDEZ DE SOPORTES TÍPICOS

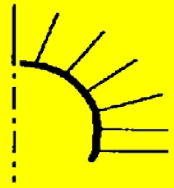
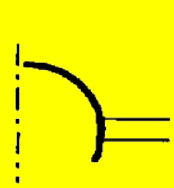

Support type	Flange width - mm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) and average maximum strain $s_{\max,av}$ for a tunnel of diameter D (m) and a support spacing of s (m)
 Wide flange rib	305	305	97	1	$p_{i\max} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{i\max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{i\max} = 7.0D^{-1.4}/s$ $s_{\max,av} = 0.30\%$
 I section rib	203	254	82	4	$p_{i\max} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{i\max} = 11.1D^{-1.33}/s$ $s_{\max,av} = 0.26\%$
 TH section rib	171	138	38	6	$p_{i\max} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{i\max} = 8.8D^{-1.27}/s$ $s_{\max,av} = 0.55\%$
 3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{i\max} = 8.6D^{-1.03}/s$ $s_{\max,av} = 1.35\%$
	140	130	18		
 4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{i\max} = 18.3D^{-1.02}/s$ $s_{\max,av} = 1.30\%$
	140	200	26		

Support type	Grouted rockbolts or cables spaced on a $s \times s$ metre grid. Maximum average strain is approximately 0.2%, excluding setting strain for faceplates and anchors and fibre-glass rods and cables.			Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres)	
	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa			
 Grouted rockbolts or cables spaced on a $s \times s$ metre grid. Maximum average strain is approximately 0.2%, excluding setting strain for faceplates and anchors and fibre-glass rods and cables.	34 mm rockbolt			10	$p_{i\max} = 0.354/s^2$	
	25 mm rockbolt			11	$p_{i\max} = 0.267/s^2$	
	19 mm rockbolt			12	$p_{i\max} = 0.184/s^2$	
	17 mm rockbolt			13	$p_{i\max} = 0.10/s^2$	
	SS39 Split set			14	$p_{i\max} = 0.05/s^2$	
	EXX Swellex			15	$p_{i\max} = 0.1/s^2$	
	20mm rebar			16	$p_{i\max} = 0.17/s^2$	
	22mm fibreglass			17	$p_{i\max} = 0.26/s^2$	
	Plain cable			18	$p_{i\max} = 0.15/s^2$	
	Birdcage cable			19	$p_{i\max} = 0.30/s^2$	
	Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres)
	 Shotcrete or concrete lining. Maximum average strain ($s_{\max,av}$) is approximately 0.1%.	1m	28	35		
		300	28	35	21	$p_{i\max} = 19.1D^{-0.92}$
		150	28	35	22	$p_{i\max} = 10.6D^{-0.97}$
		100	28	35	23	$p_{i\max} = 7.3D^{-0.98}$
		50	28	35	24	$p_{i\max} = 3.8D^{-0.99}$
		50	3	11	25	$p_{i\max} = 1.1D^{-0.97}$
		50	0.5	6	26	$p_{i\max} = 0.6D^{-1.0}$

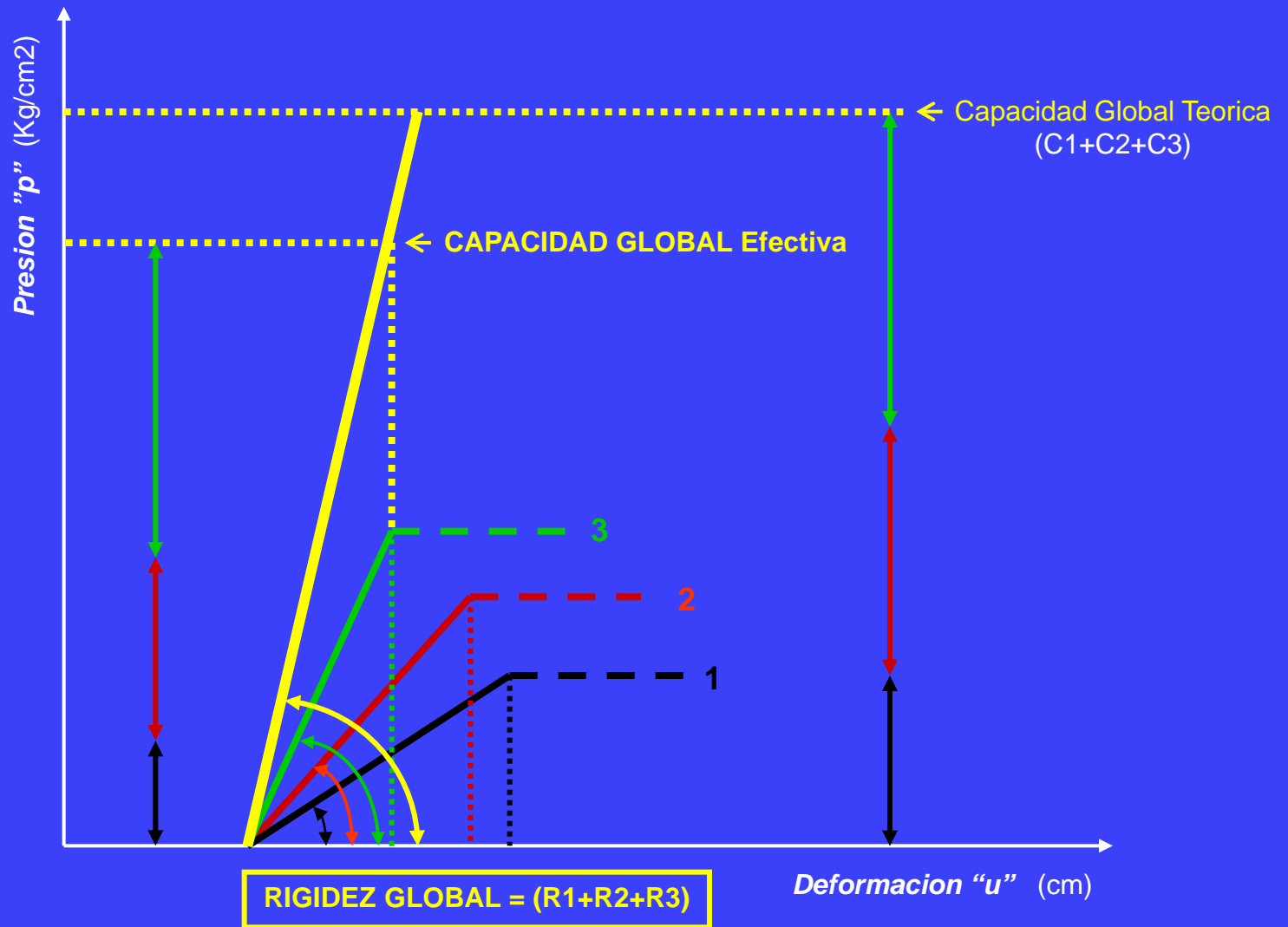


Approximate maximum capacities for different support systems installed in circular tunnels. Note that steel sets and rockbolts are all spaced at 1 m.



Shape Factors for Support			
Capacity	1.0	1.9	3.6
Stiffness	1.0	1.4	1.6
Section shape			

RIGIDEZ GLOBAL Y CAPACIDAD GLOBAL DE LOS SOPORTES COMBINADOS



ESTRUCTURA DE SOPORTES PARA TÚNELES

	DATOS	CÁLCULOS
Radio equivalente de la excavación (R):	R cm	
Espesor del concreto proyectado (e) Resistencia del concreto proyectado ($f'c$) Módulo de deformación del concreto proyectado (E_c) Módulo de Poisson del concreto proyectado (ν) Coeficiente (de escala) β Rigidez del anillo de concreto proyectado (K_c) Resistencia cedente del anillo de concreto proyectado (R_c) Desplazamiento cedente (radial) Desplazamiento radial último (0.3%R)	e cm $f'c$ Kg/cm² $15000 \cdot \text{SQR}(f'c)$ Kg/cm² ν 0,85	$E_c \cdot e / (1 - \nu \cdot \nu) \cdot R \cdot R$ Kg/cm³ $0,5 \beta \cdot f'c (1 - (R - e)(R - e) / R \cdot R)$ Kg/cm² R_c / K_c cm 0,003R cm
Sección del marco de costillas (A_c) Inercia del marco metálico (I_c) Tensión cedente del acero del marco ($f'y$) Módulo de deformación del acero (E_a) Separación entre marcos (Sc) Rigidez del anillo del marco (K_m) Resistencia cedente del anillo del marco de acero (R_m) Desplazamiento cedente (radial) Resistencia al pandeo libre (R_{pl}) Desplazamiento radial correspondiente al pandeo	A_c cm² I_c cm⁴ $f'y$ Kg/cm² E_a Kg/cm² Sc cm	$E_a \cdot A_c / Sc \cdot R \cdot R$ Kg/cm³ $f'y \cdot A_c / Sc \cdot R$ Kg/cm² R_m / K_m cm $3 E_a \cdot I_c / Sc \cdot R \cdot R \cdot R$ Kg/cm² R_{pl} / K_m cm
Carga de falla de los pernos (T_p) Longitud de los pernos (L_p) Sección de los pernos (A_p) Módulo de deformación de los pernos (E_p) Separación transversal entre pernos (St) Separación longitudinal entre pernos (Sl) Flexibilidad experimental de los pernos (Q) Rigidez del anillo de pernos (K_p) Resistencia cedente del anillo de pernos (R_p) Desplazamiento de falla (radial)	T_p Kg L_p cm A_p cm² E_p Kg/cm² St cm Sl cm Q cm/Kg	$1 / St \cdot Sl \cdot (L_p / (A_p \cdot E_p) - Q)$ Kg/cm³ $T_p / St \cdot Sl$ Kg/cm² R_p / K_p cm
Factor de forma para la rigidez del anillo de soporte (FF) Rigidez teorica del anillo de soporte combinado (K_a) Rigidez efectiva del soporte (K_s) Resistencia teórica del anillo de soporte combinado (R_a) Deformación máxima admisible para el soporte (δ^*) Resistencia efectiva del soporte (R_s) Eficiencia del anillo de soporte combinado (EF)	(1,0 - 1,6) (δ^*) cm	$K_c + K_m + K_p$ Kg/cm³ K_a / FF Kg/cm³ $R_c + R_m + R_p$ Kg/cm² $K_s \cdot (\delta^*)$ Kg/cm² R_s / R_a
(δ^*) Valor menor entre los máximos admisibles para evitar: cedencia o ruptura (concreto), cedencia o pandeo (costillas), y falla (pernos)		

CALCULO ESTRUCTURAL DEL SOPORTE

	DATOS	CALCULOS
Radio equivalente de la excavación:	550,00 centímetros	
Espesor del concreto proyectado: Resistencia del concreto proyectado ($f'c$) Módulo de deformación del concreto proyectado (Ea) Módulo de Poisson del concreto proyectado (ν) Coeficiente (de escala) Beta 3 Rigidez del anillo de concreto proyectado (Kc) Resistencia cedente del anillo de concreto proyectado Desplazamiento cedente (radial) Desplazamiento radial último (0.3%)	14,00 cetímetros 150,00 Kg/cm2 183711,73 Kg/cm2 0,17 0,85	8,65 Kg/cm3 3,20 Kg/cm2 0,37 centímetros 1,65 centímetros
Sección del marco metálico 2 IPN140 Inercia del marco metálico Tensión cedente del acero del marco ($f'y$) Módulo de deformación del acero (Ea) Separación entre marcos Rigidez del anillo del marco (Km) Resistencia cedente del anillo del marco de acero Desplazamiento cedente (radial) Resistencia al pandeo libre Desplazamiento radial correspondiente al pandeo libre	36,40 cm2 1144,00 cm4 2500,00 Kg/cm2 2100000,00 Kg/cm2 150,00 centímetros	1,68 Kg/cm3 1,10 Kg/cm2 0,65 centímetros 0,29 Kg/cm2 0,17 centímetros
Carga cedente de los pernos 1" Longitud del los pernos Sección de los pernos Módulo de deformación de los pernos (Ep) Separación circunferencial entre pernos Separación longitudinal entre pernos Flexibilidad experimental de los pernos (Q) Rigidez del anillo de pernos (Kp) Resistencia cedente del anillo de pernos Desplazamiento cedente (radial)	20000,00 Kg 600,00 centímetros 7,00 cm2 2100000,00 Kg/cm2 550,00 centímetros 150,00 centímetros 0,00000001 cm/Kg	0,30 Kg/cm3 0,24 Kg/cm2 0,82 centímetros
Rigidez del anillo de soporte combinado Factor de forma para la rigidez (1.0 - 1.6) Rigidez efectiva del soporte (Ks) Presión máxima teórica del anillo de soporte Deformación máxima admisible para el soporte (*) Resistencia efectiva del soporte Factor de forma para la presión (1.0 - 3.6)	1,20 0,37 centímetros	10,63 Kg/cm3 8,86 Kg/cm3 4,55 Kg/cm2 3,28 Kg/cm2 1,39

(*) Valor menor entre los máximos admisibles para evitar: cedencia o ruptura, cedencia o pandeo, y falla

RESISTENCIA O CAPACIDAD DE CONTRASTE DE SOPORTES para túneles de aproximadamente 10m de diámetro

<i>Tipo de Soporte</i>	<i>Concreto Proyectado</i>	<i>Costillas Metálicas</i>	<i>Pernos Metálicos 20 t</i>	<i>Capacidad (Kg/cm²)</i>
SP-a	10 cm	-	eventuales	1,5
SP-b	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas	2,5
		o, alternamente 7 pernos x 4m @ 150 cm (sin costillas)		
SP-c	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	4 x 6 m @ par de costillas	3,5
		o, alternamente 11 pernos x 6m @ 125 cm (sin costillas)		
SP-d	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	6 x 6 m @ par de costillas	4,5
		o, alternamente 15 pernos x 6m @ 100 cm (sin costillas)		
SP-e	20 cm	2 IPN200 @ 075 cm	10 x 6 m @ par de costillas	6,5

CALCULO ESTRUCTURAL DEL SOPORTE

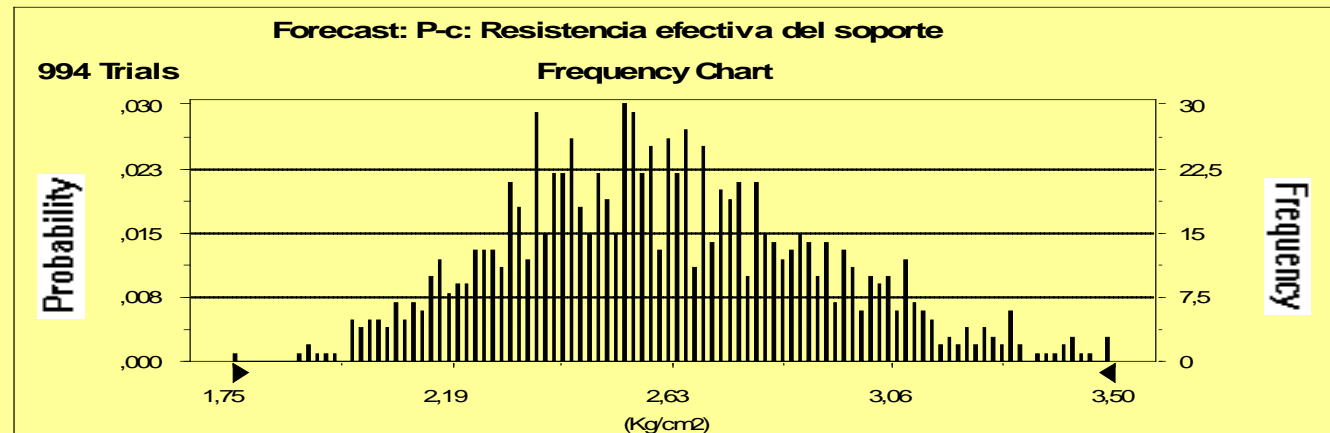
Forecast: P-c: Resistencia efectiva del soporte

Summary:

Display Range is from 1,75 to 3,50 (Kg/cm²)
Entire Range is from 1,74 to 3,86 (Kg/cm²)
After 1.000 Trials, the Std. Error of the Mean is 0,01

Statistics for Display Range:

	<u>Value</u>
Trials	994
Mean	2,60
Median	2,58
Mode	---
Standard Deviation	0,31
Variance	0,10
Skewness	0,28
Kurtosis	2,78
Coeff. of Variability	0,12
Range Minimum	1,75
Range Maximum	3,50
Range Width	1,75
Mean Std. Error	0,01



CALCULO ESTRUCTURAL DEL SOPORTE

Soportes Primarios: Características estructurales y estadísticas

Clase de Roca	Soporte Primario	Concreto Proyectado	Costillas Metálicas	Pernos Metálicos (20t)	Capacidad (Kg/cm ²)	Rigidez (Kg/cm ² /cm)
II	P-a/b	10 cm	-	-	1.5 ($\delta=0,16$)	4.0 ($\delta=0,43$)
	P-a/b*	10 cm	-	eventuales	1.5 ($\delta=0,16$)	4.0 ($\delta=0,43$)
	P-c2	10 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas	2.3 ($\delta=0,20$)	6.2 ($\delta=0,55$)
III	P-c1	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas	3.1 ($\delta=0,29$)	8.3 ($\delta=0,76$)
	P-d2	14 cm	2 IPN160 @ 125 cm	4 x 6 m @ par de costillas	3.6 ($\delta=0,31$)	9.6 ($\delta=0,83$)
IV-3	P-d1	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	4 x 6 m @ par de costillas	4.1 ($\delta=0,36$)	10.7 ($\delta=0,95$)
IV-2	P-e1	16 cm	2 IPN200 @ 100 cm	4 x 6 m @ par de costillas	4.6 ($\delta=0,35$)	12.3 ($\delta=0,95$)
IV-1	P-f 1	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	4 x 6 m @ par de costillas	5.3 ($\delta=0,44$)	14.4 ($\delta=1,20$)
V	P-f 1*	20 cm	2 IPN200 (H variab.)	Micropilotes (Vert. y Horiz.)	5.3 ($\delta=0,44$)	22.4 ($\delta=1,72$)
	P-f 2	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	7 x 6 m @ par de costillas	6.1 ($\delta=0,27$)	16.9 ($\delta=0,74$)
	P-f 3	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	11 x 6 m @ par de costillas	6.5 ($\delta=0,49$)	17.5 ($\delta=1,31$)
	P-f 4	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	15 x 6 m @ par de costillas	7.2 ($\delta=0,54$)	19.5 ($\delta=1,45$)
	P-f 5	20 cm	2 IPN200 @ 75 cm	15 x 6 m @ par de costillas	8.0 ($\delta=0,53$)	21.5 ($\delta=1,44$)
	P-f 6	20 cm	2 IPN200 @ 50 cm	15 x 6 m @ par de costillas	9.9 ($\delta=0,56$)	26.7 ($\delta=1,51$)

Forecast: Carga sobre el soporte

Summary:

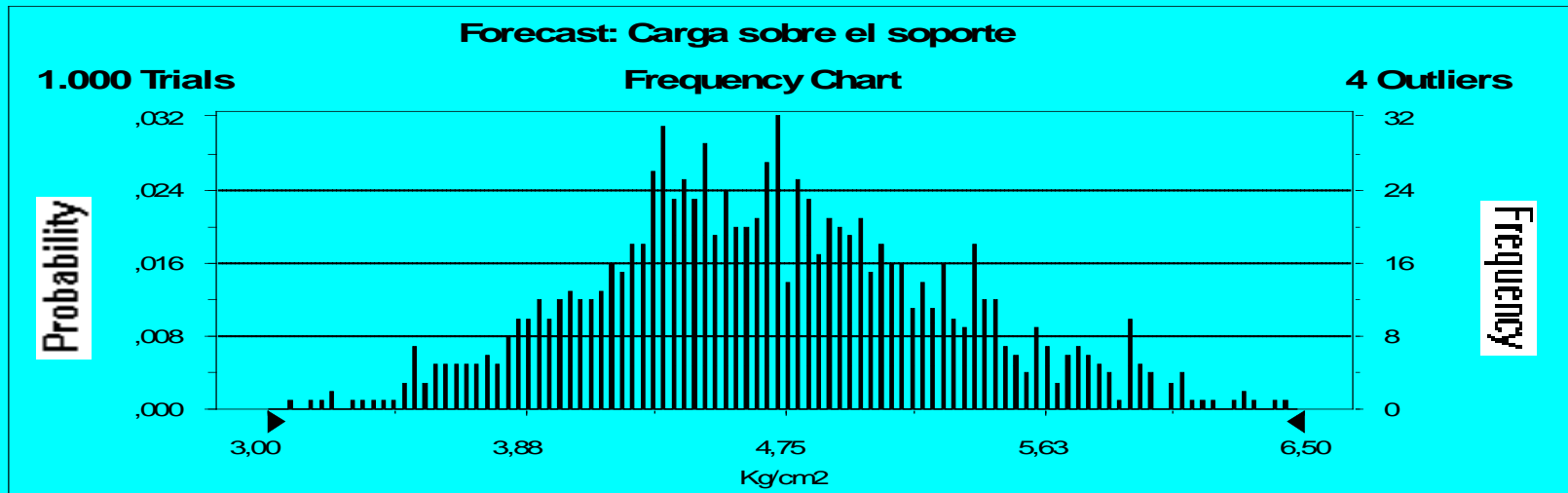
Display Range is from 3,00 to 6,50 Kg/cm²

Entire Range is from 3,09 to 6,62 Kg/cm²

After 1.000 Trials, the Std. Error of the Mean is 0,02

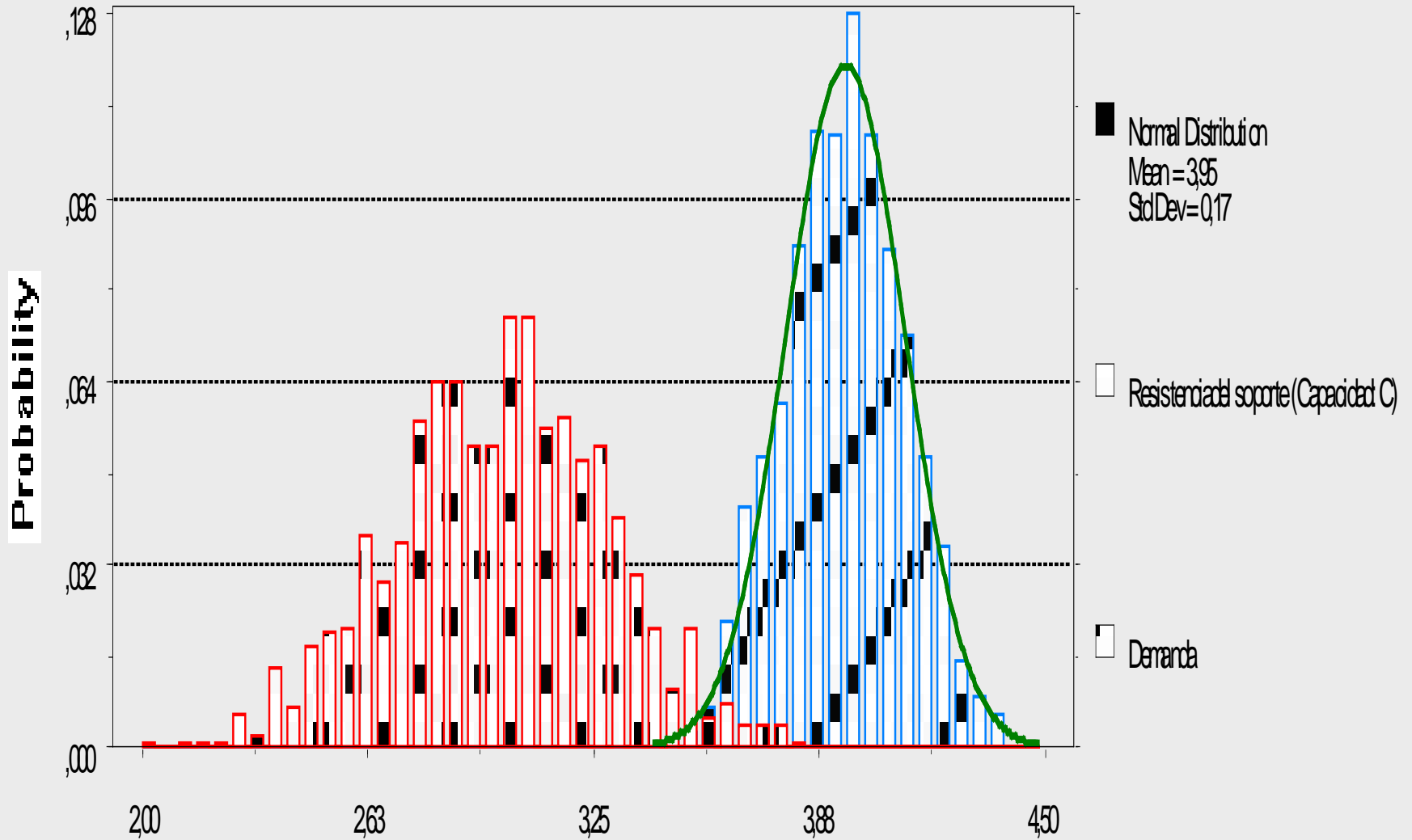
Statistics:

	<u>Value</u>
Trials	1000
Mean	4,71
Median	4,68
Mode	---
Standard Deviation	0,61
Variance	0,37
Skewness	0,26
Kurtosis	2,97
Coeff. of Variability	0,13
Range Minimum	3,09
Range Maximum	6,62
Range Width	3,53
Mean Std. Error	0,02



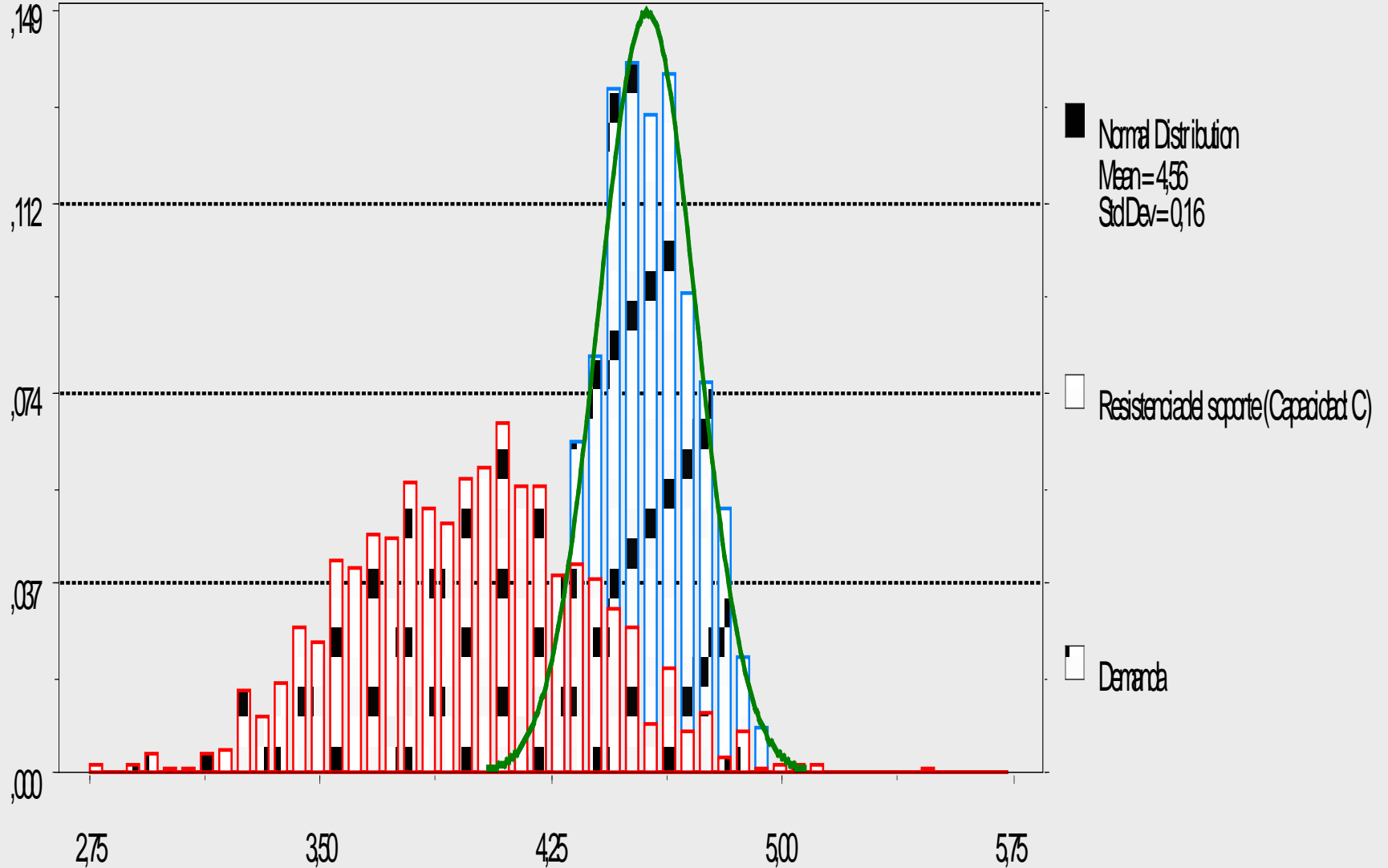
Overlay Chart

Capacidad vs. Demanda



Overlay Chart

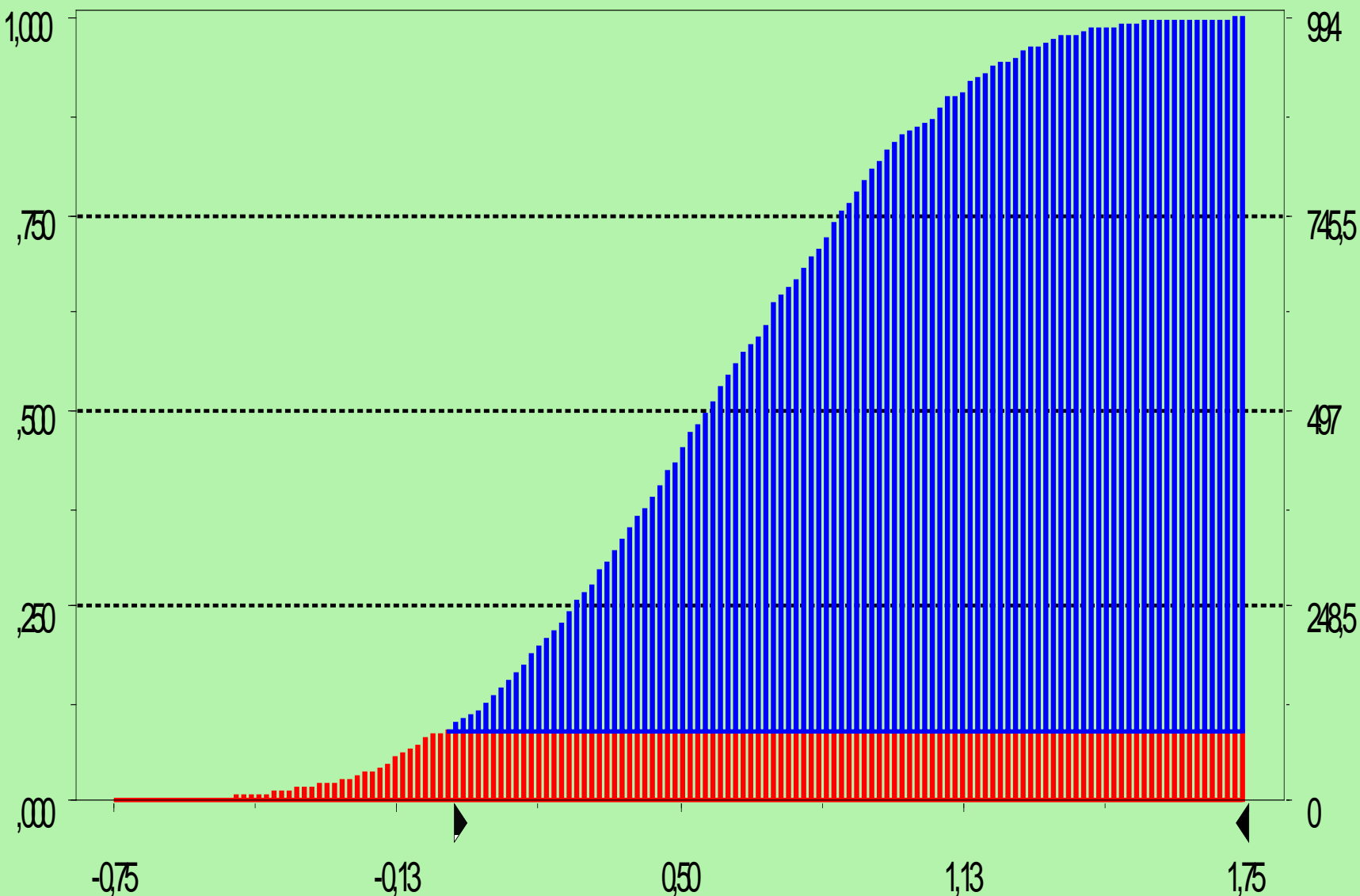
Capacidad vs. Demanda



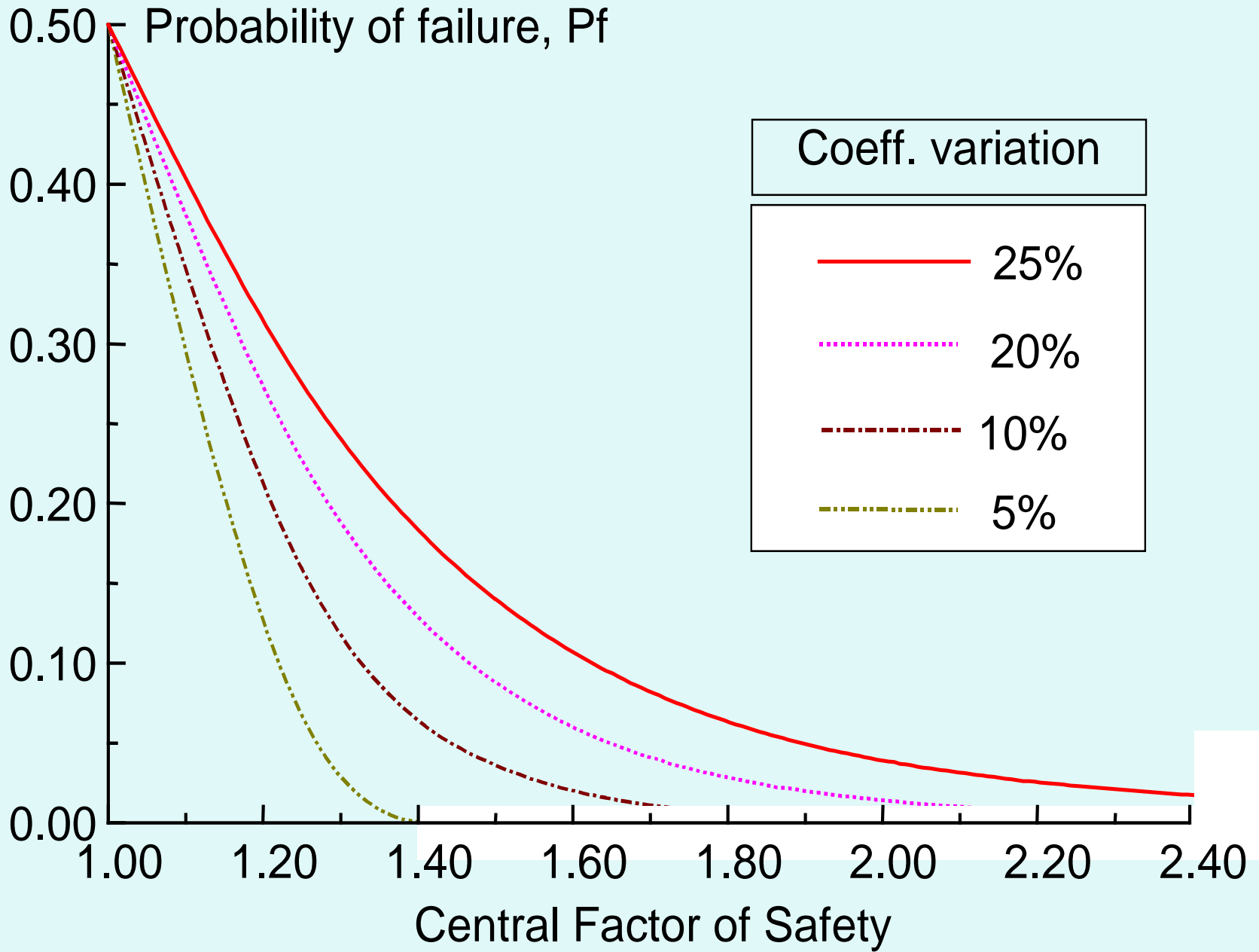
Forecast: C-D

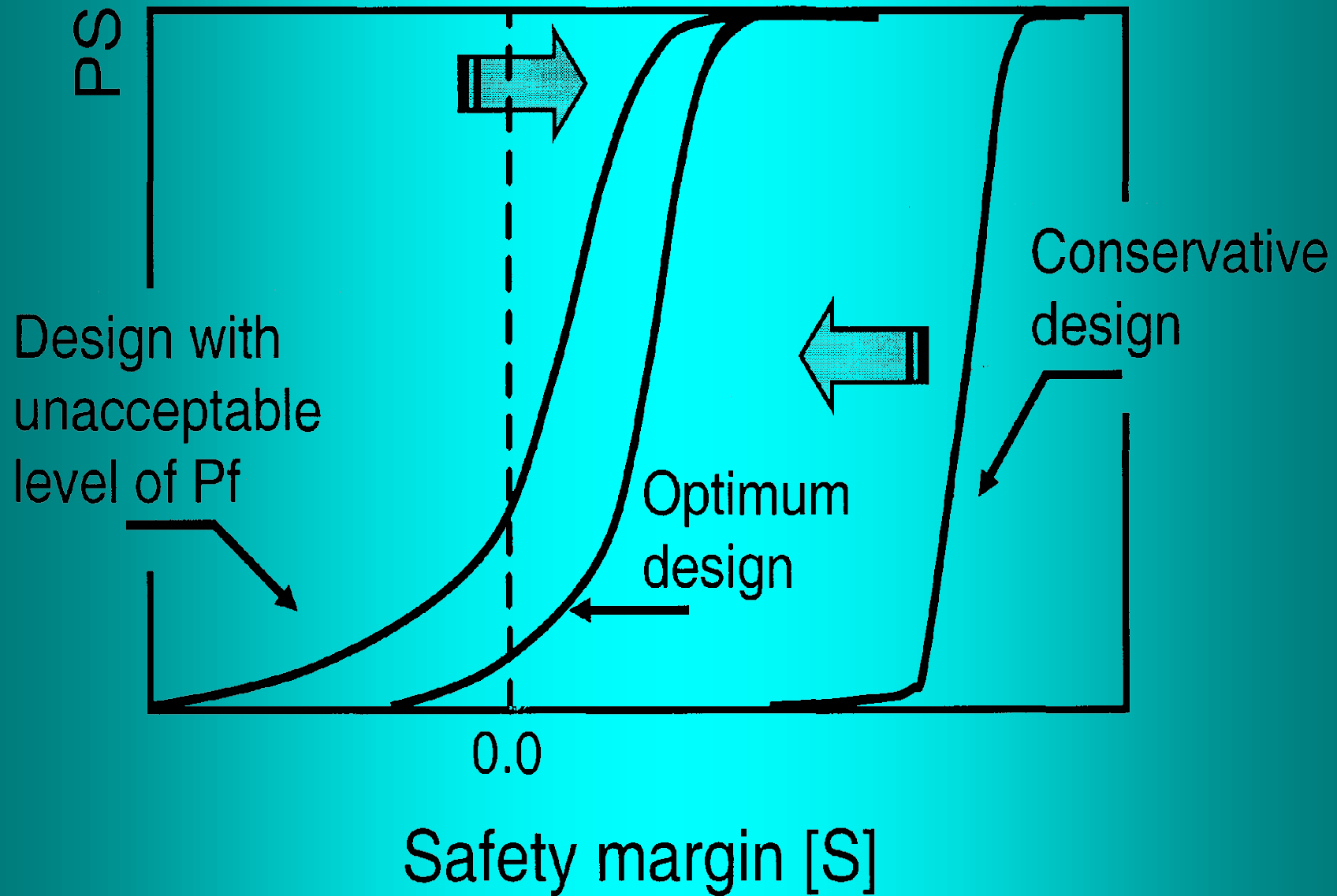
Cumulative Chart

994 Trials



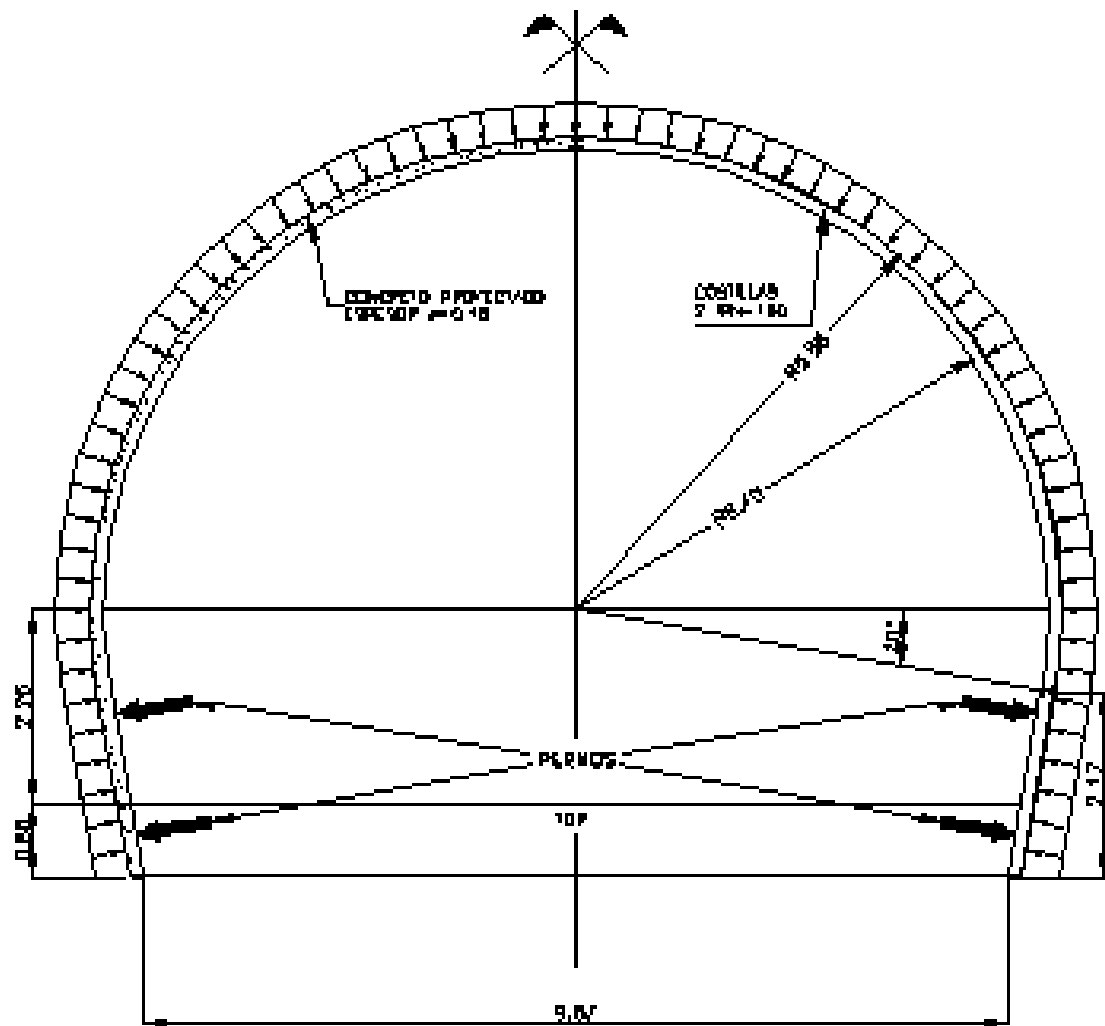
Certainty is 90,85% from 0,00 to 1,75





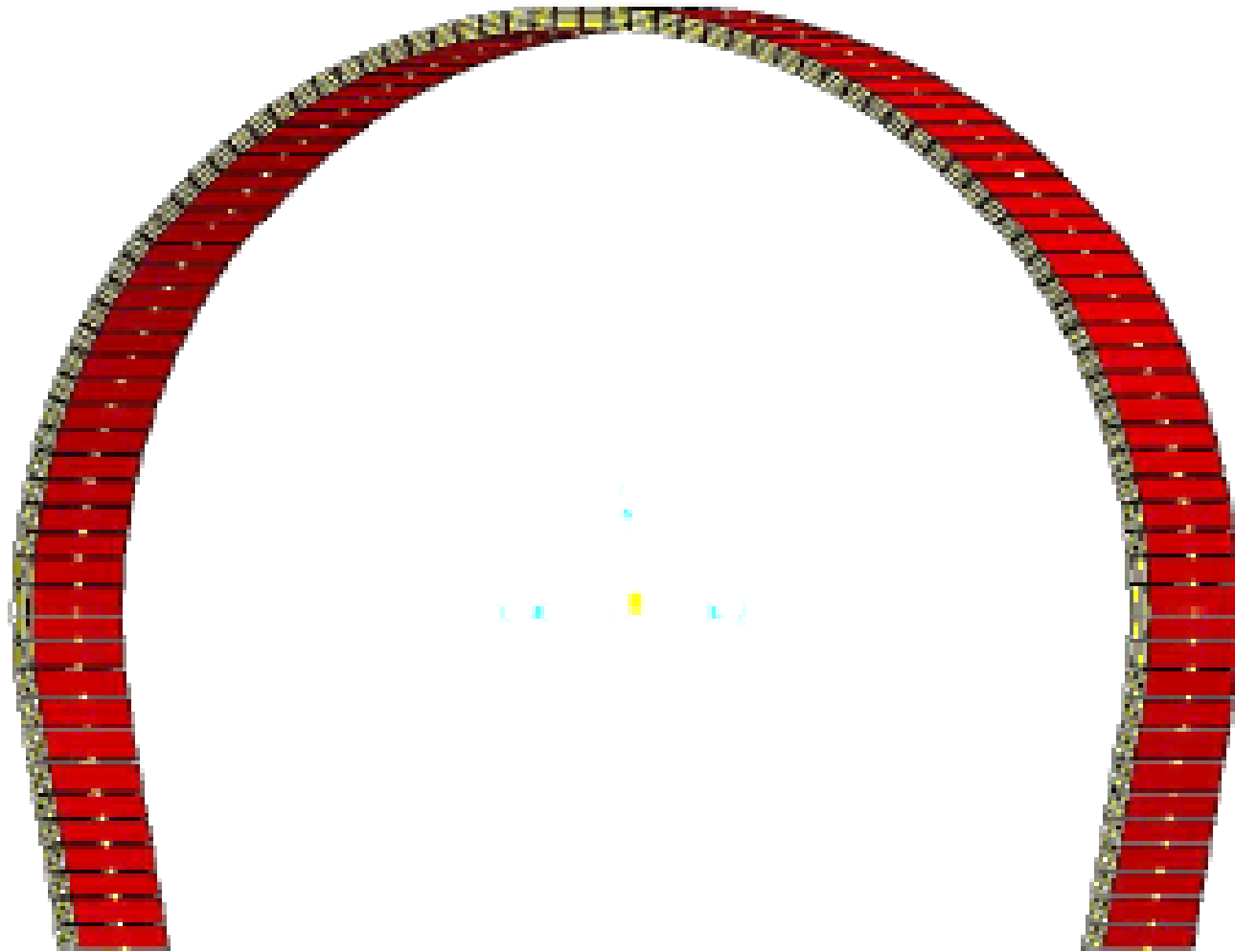
Margen de Seguridad (**MS=C-D**), Probabilidad de Falla (**Pf%**) y Factor de Seguridad (**FS**)

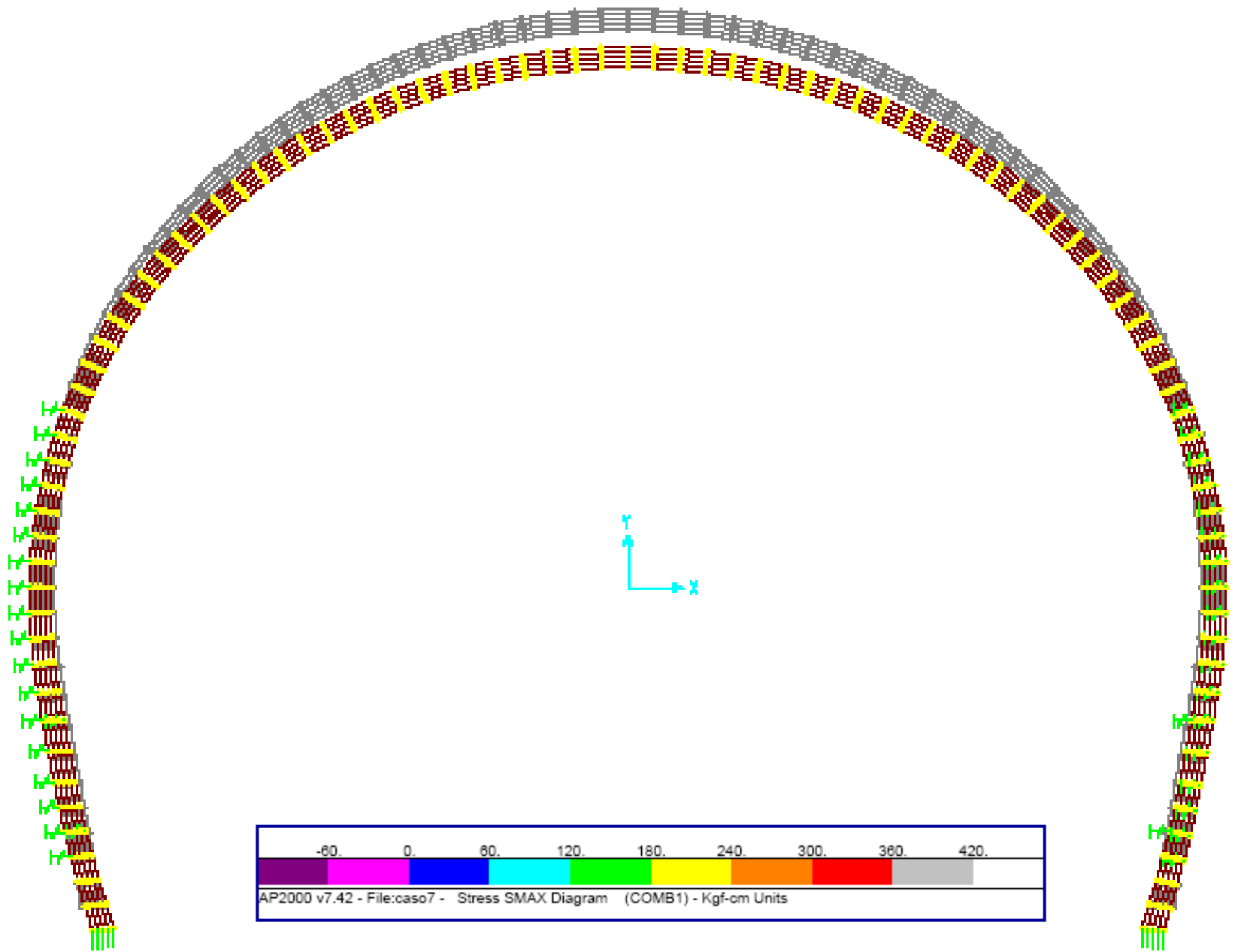
MACIZOS ROCOSOS FRESCOS A POCO METEORIZADOS	Cobertura	Hmax=50 m	Hmax=100m	Hmax=200m	Hmax=300m	Hmax=375m
Filitas	GSI= 10-25	MS=1,1 (Pd-1) Pf = 2,2 % FS = 1,4	MS=1,1 (Pf-2) Pf = 0,6 % FS = 1,2	-	-	-
Esquistos	GSI = 25-40	MS=1,1 (Pc-1) Pf = 0,0 % FS = 1,6	MS=1,3 (Pc-1) Pf = 0,9 % FS = 1,3	MS=1,9 (Pf-6) Pf = 2,3% FS = 1,2	-	-
Marmoles	GSI = 40-60	MS=0,5 (P-a/b) Pf = 0,0% FS = 1,5	MS=1,1 (Pc-1) Pf = 0,0% FS = 1,3	MS=1,3 (Pf-1) pf = 0,9 % FS = 1,3	MS=1,2 (Pf-4) Pf = 6,0% FS = 1,2	MS=2,9 (Pf-6) Pf = 0,0% FS = 1,4
Cuarcitas-Anfibolitas	GSI = 40-60	MS=0,5 (P-a/b) Pf = 0,0% FS = 1,5	MS=0,5 (P-a/b) Pf = 0,0% FS = 1,5	MS=1,1 (Pc-1) pf = 0,0 % FS = 1,6	MS=1,1 (Pd-1) Pf = 2,2% FS = 1,4	MS=1,3 (Pf-1) Pf = 0,9% Fs = 1,3
Gneises-Granitos	GSI = 50-70	MS=0,5 (P-a/b) Pf = 0,0% FS = 1,5	MS=0,5 (P-a/b) Pf = 0,0% FS = 1,5	MS=0,5 (P-a/b) Pf = 0,0% FS = 1,5	MS=1,3 (Pc-2) Pf = 0,0% FS = 2,3	MS=1,1 (Pc-1) Pf = 0,0% FS = 1,6
MACIZOS ROCOSOS SUPERFICIALES	Cobertura	Hmax=10m	Hmax=20m	Hmax=30m	Hmax=40m	Hmax=55m
MUY METEORIZADOS	GSI ≤ 25	MS=1,2 (Pc-1) Pf = 0,1% FS = 1,6	MS=1,5 Pf-1) Pf = 2,4% FS = 1,4	MS=1,8 (Pf-5) Pf = 2,1% FS = 1,3	MS=1,2 (Pf-6) Pf = 12,5% FS = 1,1	-
Y METEORIZADOS	GSI >> 25	MS=1,3 (Pd-1) Pf = 0,0% FS = 1,5	MS=1,3 (Pd-1) Pf = 0,0% FS = 1,5	MS=1,3 (Pd-1) Pf = 0,0% FS = 1,5	-	-



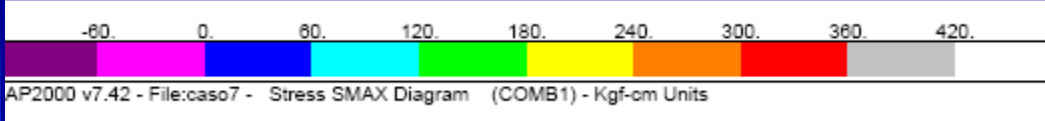
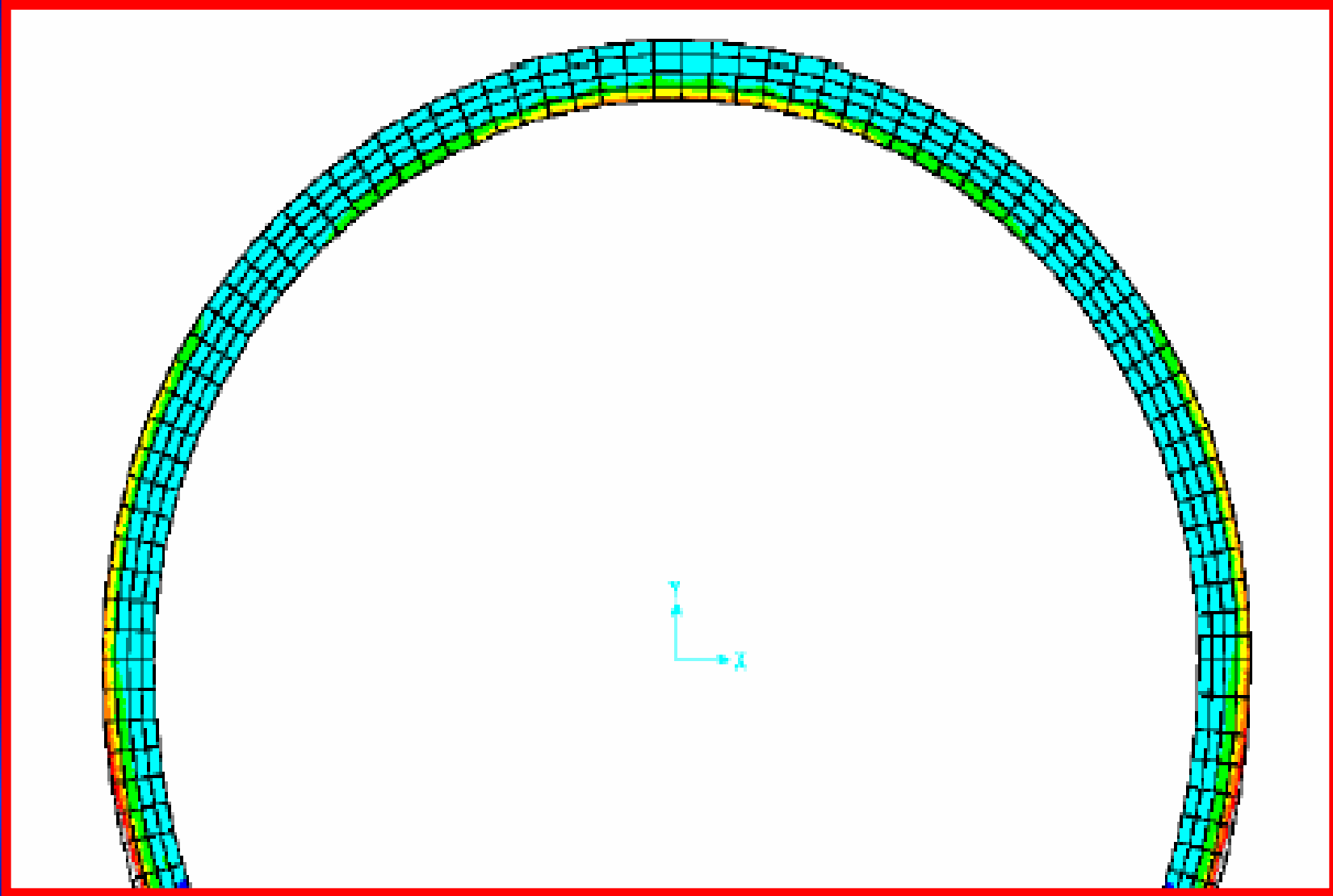
SOPORTE PRIMARIO P-d
Esquema de Cargas

MODELO SOPORTE PRIMARIO





AP2000 v7.42 - File:caso7 - Stress SMAX Diagram (COMB1) - Kgf-cm Units

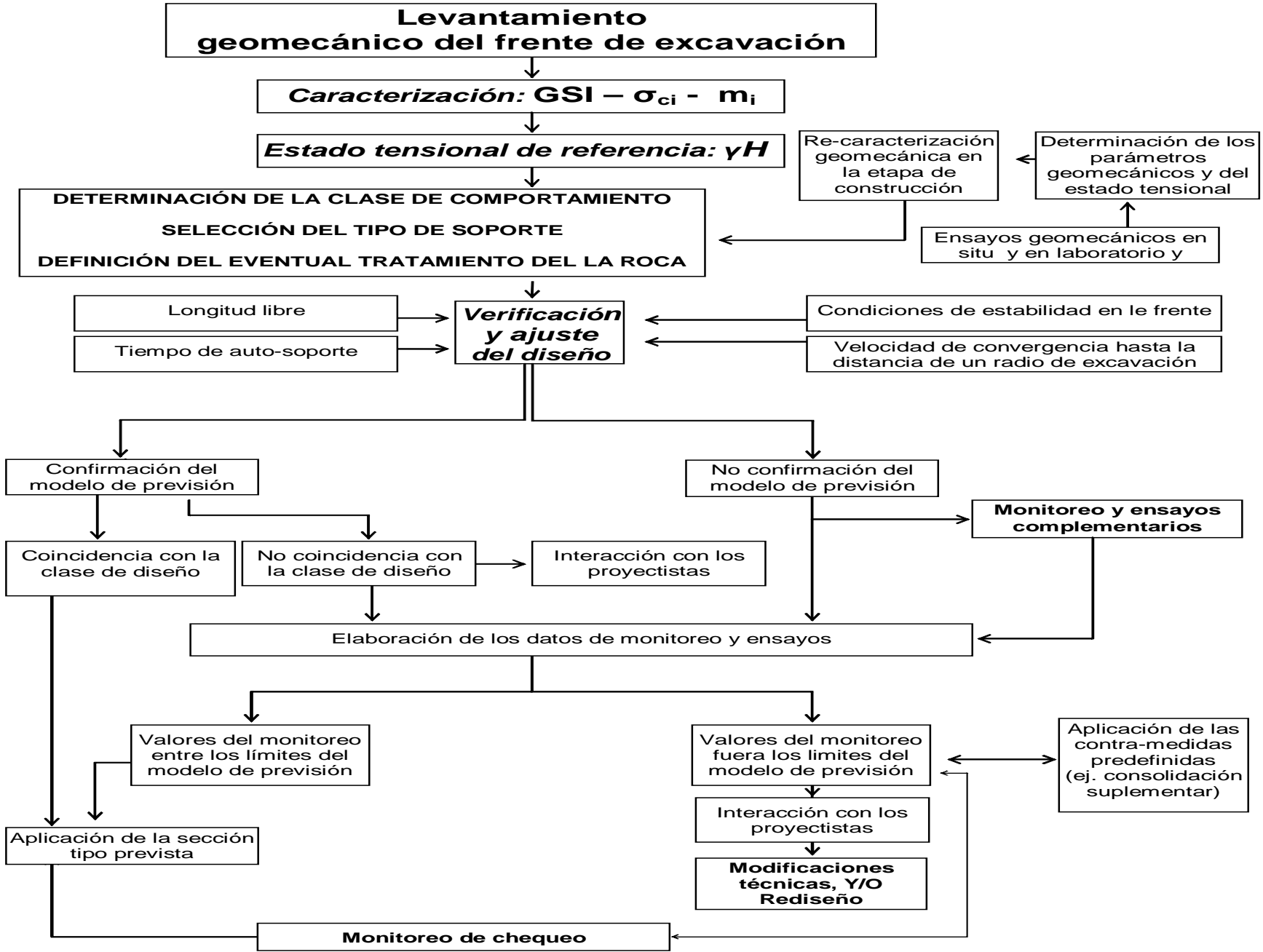


$$f_{eqm} = 1.55 \text{ MPa} = 15.5 \text{ Kg/cm}^2$$

MÁXIMAS TRACCIONES EN SOPORTES PRIMARIOS (Kg/cm²)

CASO Cargas	Terreno Más Rígido	Terreno Menos Rígido	Menor Presión Lateral		SOPORTE Tipo
	Tracción en Hastiales		Tracción Hastiales	Tracción Bóveda	
	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	
1	0.80	0.94	2.50	2.10	P-c
2	0.55	0.56	2.00	1.30	P-c
3	2.50	2.53	8.20	3.30	P-d
4	1.30	1.50	5.70	2.60	P-d
5	0.45	0.51	2.30	1.50	P-d
6	0.35	0.41	1.50	0.90	P-c
7	1.10	1.54	7.30	4.10	P-e
8	2.80	2.80	9.00	3.70	P-d
9	0.20	1.30	2.40	1.50	P-e
10	1.10	2.90	3.90	2.20	P-d

RETROALIMENTACIÓN DEL DISEÑO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN



ACCIONES PARA ESTABILIZAR LA CAVIDAD Vs CONVERGENCIA y GSI

<i>Convergencia Radial ε (cm)</i>	<i>Acciones a Implementar</i>
<i>Nivel de Advertencia ($\geq 1,5$)</i>	Intensificación del monitoreo
<i>Nivel de Atención ($\geq 3,0$)</i>	Intensificación del monitoreo con 20–30 Vidrioresinas (GSI ≤ 30)
<i>Nivel de Alarma 1 ($= 4,5$)</i>	8 – 15 Pernos con 30 – 50 Vidrioresinas (GSI ≤ 30)
<i>Nivel de Alarma 2 ($> 4,5$)</i>	Acciones del Nivel de Alarma 1 con solera primaria de concreto
<i>Nivel de Alarma 3 ($>> 4,5$)</i>	Acciones del Nivel de Alarma 2 con pre-soporte de micropilotes

REVESTIMIENTO DE LOS TÚNELES



REVESTIMIENTO DE LOS TÚNELES



Diseño Geotécnico Estructural de un Túnel

Datos Necesarios para Soporte y Revestimiento:

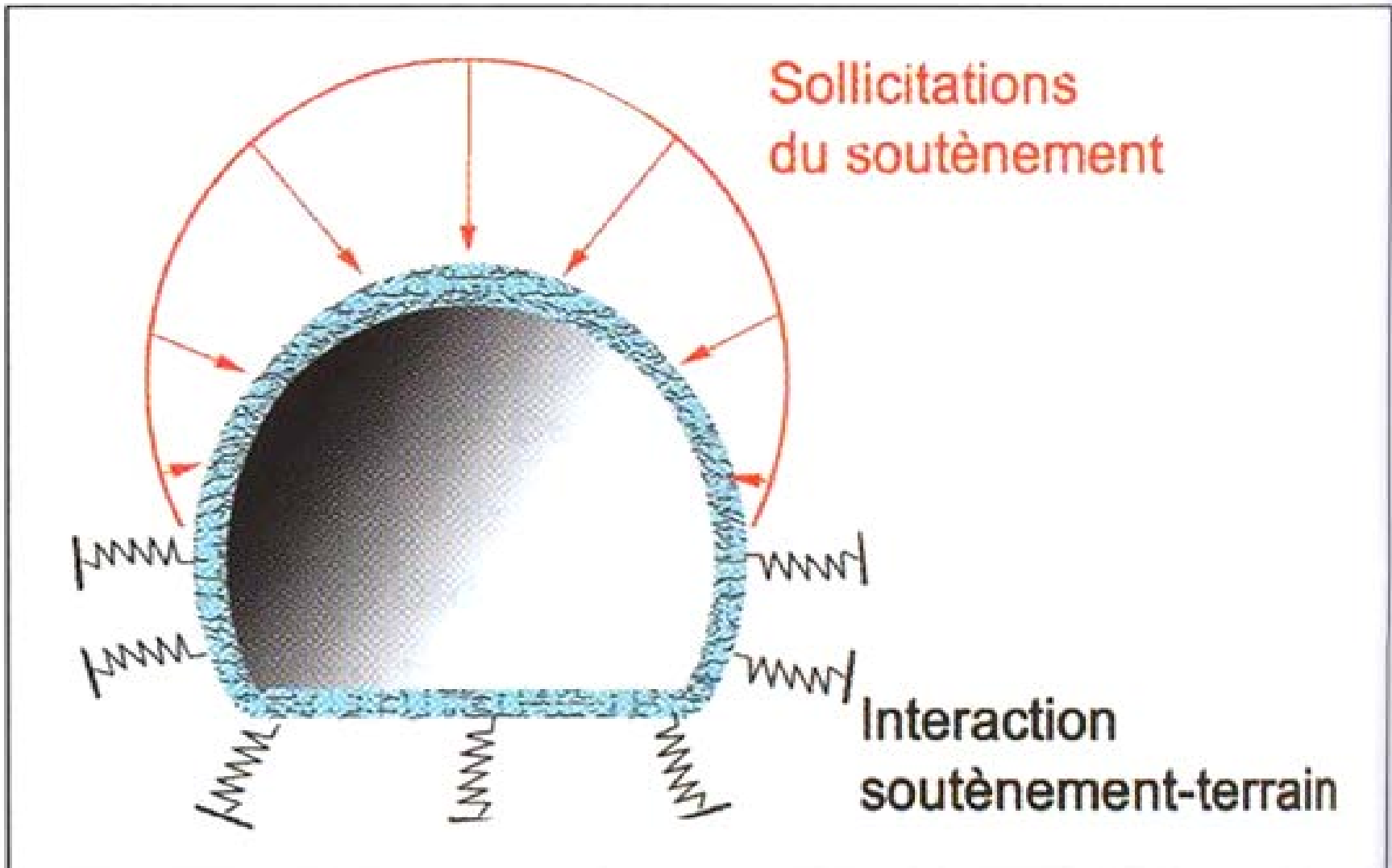
- ◆ Geometría: Dimensiones y Forma
- ◆ Materiales constituyentes
- ◆ Vínculos de apoyo
- ◆ Cargas actuantes

RETROALIMENTACIÓN GEOTÉCNICA DEL TÚNEL GUACARA

PROGRESIVAS 55+642.40 - 56+267.08

Progresivas (m)		Longitud Tramo (m)	Cobertura (m)	Rf (cm)	G S I		σ_i (Kg/cm ²)		m_i		k_n (Kg/cm ³)				ϕ_m (°)				H_p (m)				$R_p - R$ (m)		
Inicial	Final				Med.	Desv.	Med.	Desv.	Med.	Desv.	Med.	Desv.	5%	95%	Med.	Desv.	5%	95%	Med.	Desv.	5%	95%	Med.	5%	95%
55+642,40	55+676,12	33,72	4 -- 10	40,0	27	2	150	68	16	4	11	3	7	15	50	4	43	57	7,0	1,7	4,3	9,7	-	-	-
55+676,12	55+702,71	26,59	10 -- 20	40,0	28	2	177	89	20	0	12	3	8	18	48	4	43	54	11,0	0,3	10,5	11,5	-	-	-
55+702,71	55+746,48	43,77	20 -- 50	50,0	27	2	124	36	14	1	10	2	7	13	36	3	31	41	20,0	0,5	19,2	20,8	-	-	-
55+746,48	55+813,58	67,10	50 -- 100	40,0	29	1	145	8	11	1	12	1	11	13	30	2	28	33	-	-	-	-	2,63	1,25	4,12
55+813,58	55+882,65	69,07	100 -- 125	40,0	33	1	273	54	10	0	21	3	16	26	33	2	30	36	-	-	-	-	2,27	1,32	3,26
55+882,65	55+982,10	99,45	125 -- 145	50,0	29	3	217	45	11	1	15	3	10	20	29	2	25	32	-	-	-	-	3,40	1,86	4,56
55+982,10	56+029,26	47,16	100 -- 125	40,0	32	0	100	0	10	0	12	0	11	12	25	0	24	26	-	-	-	-	6,53	5,32	7,78
56+029,26	56+112,00	82,74	50 -- 100	40,0	34	2	202	67	14	3	19	4	13	25	36	3	31	42	-	-	-	-	1,23	0,27	2,76
56+112,00	56+158,00	46,00	20 -- 50	40,0	31	4	133	58	12	0	13	4	7	21	37	4	30	44	20,0	0,5	19,1	20,8	-	-	-
56+158,00	56+253,10	95,10	10 -- 20	40,0	28	1	75	25	12	0	8	2	6	11	38	3	32	43	15,0	3,0	10,5	19,5	-	-	-
56+253,10	56+267,08	13,98	4 -- 10	40,0	27	0	75	0	12	0	8	0	7	8	44	2	41	47	7,1	1,8	4,4	9,7	-	-	-

DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

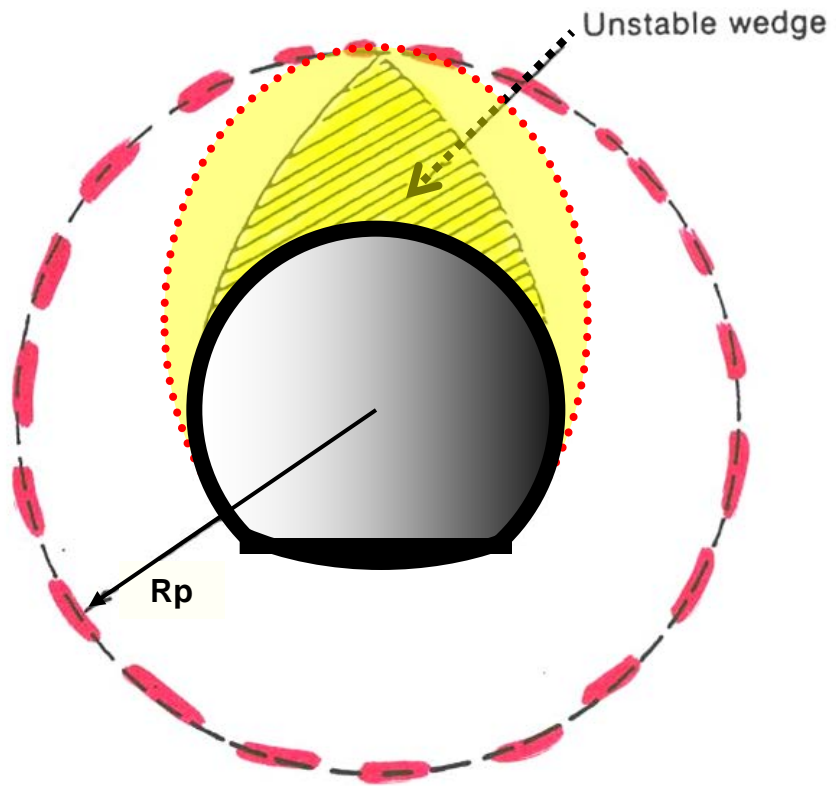


- Principle of hyperstatic reactions method

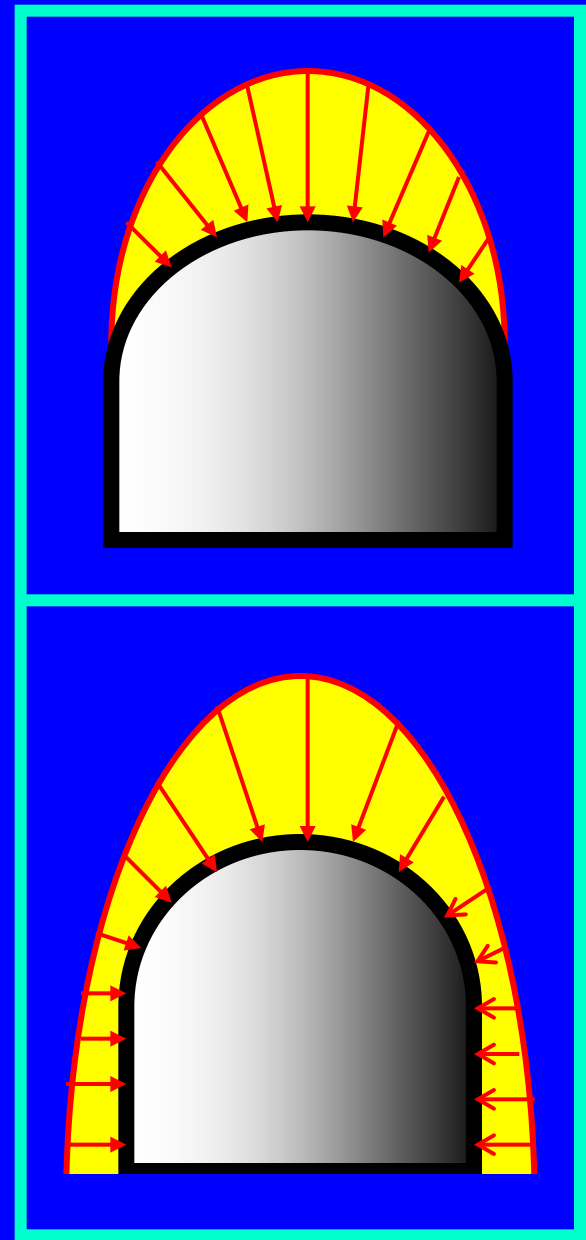
CARGAS DE DISEÑO PARA EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

Gravity effect

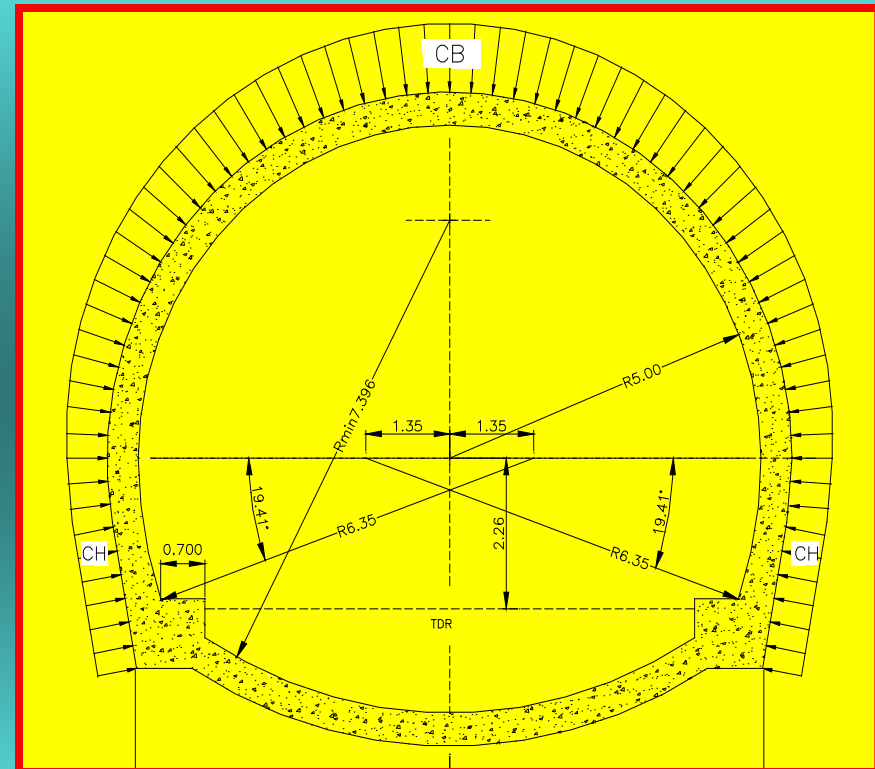
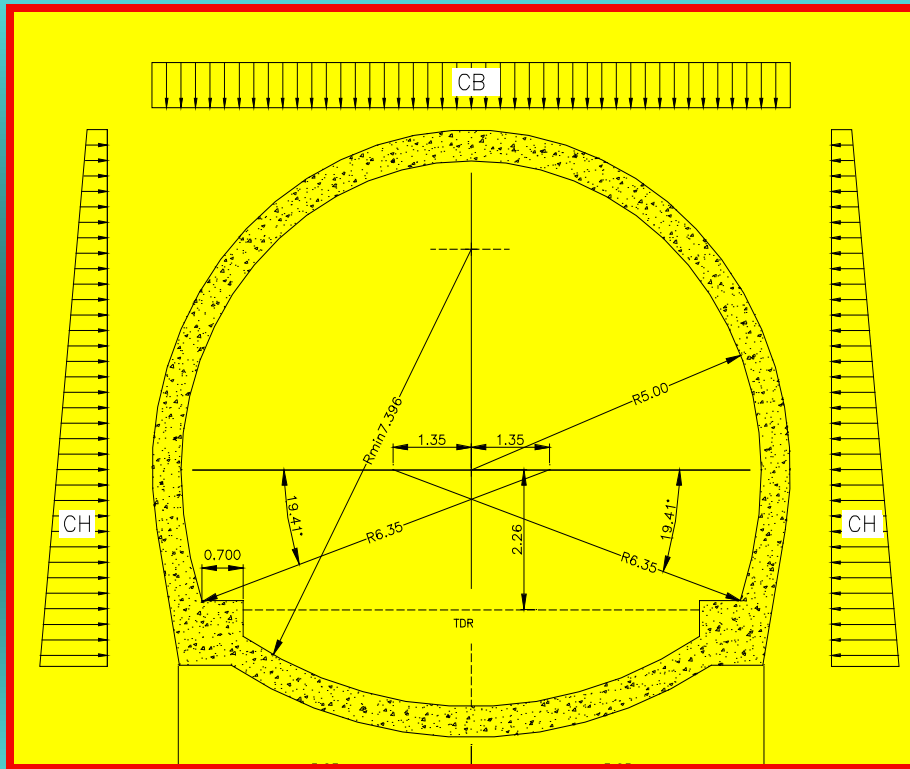
Decompression is accompanied by the formation of an unstable zone above the crown which might eventually collapse



- Gravity effect on decompressed zone



CARGAS DE DISEÑO PARA EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO



*Esquema de Cargas
Coberturas Moderadas*

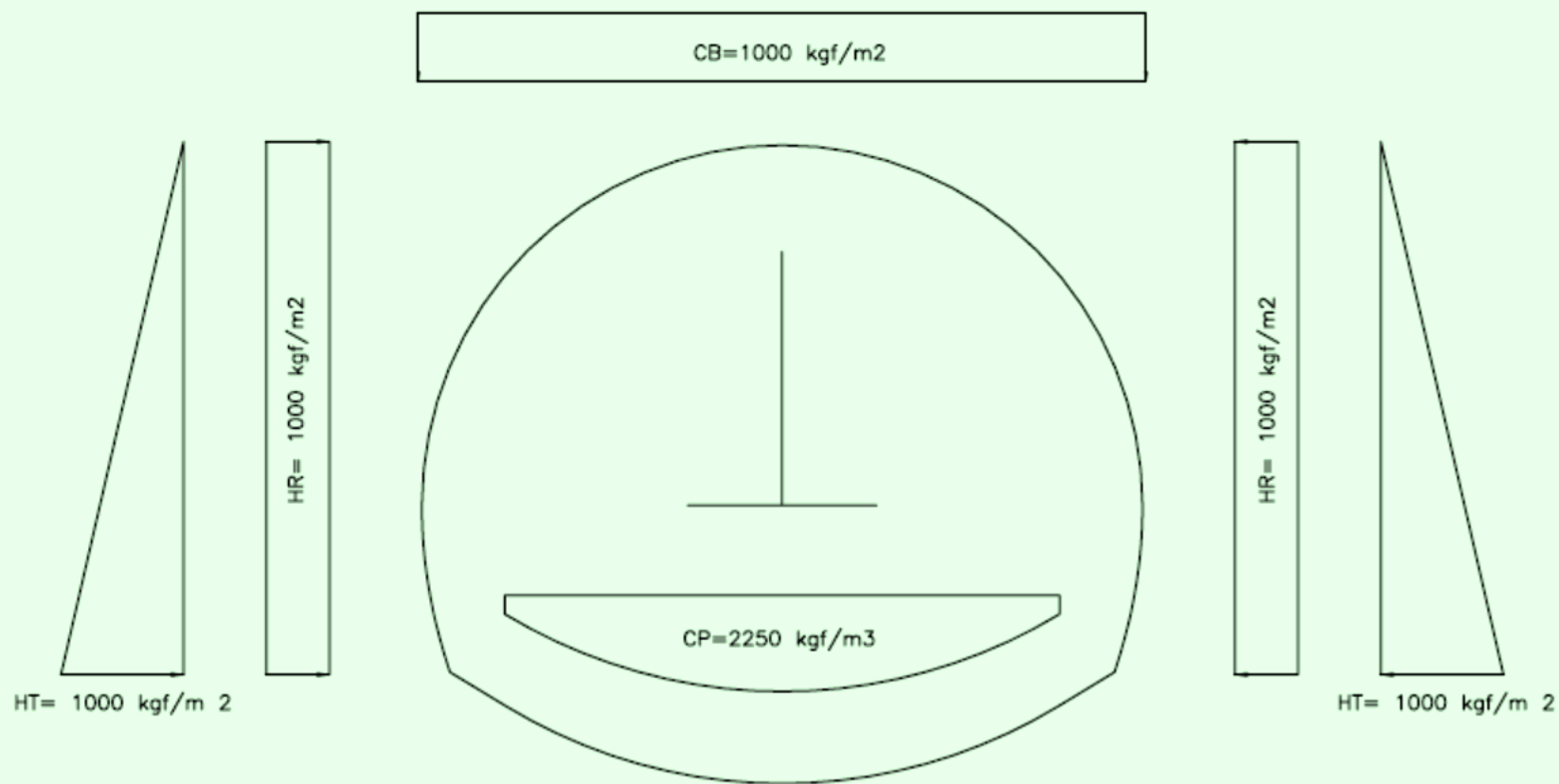
$$CB = \gamma H \quad CB = \gamma \alpha (b + Ht)$$

*Esquema de Cargas
Coberturas Elevadas*

$$CB = \gamma (R_p - R)$$

REVESTIMIENTO FINAL RF50

CARGAS BASICAS



CP: CARGAS PERMANENTES (PESO PROPIO+CONCRETO DE RELLENO+VIA FERREA)

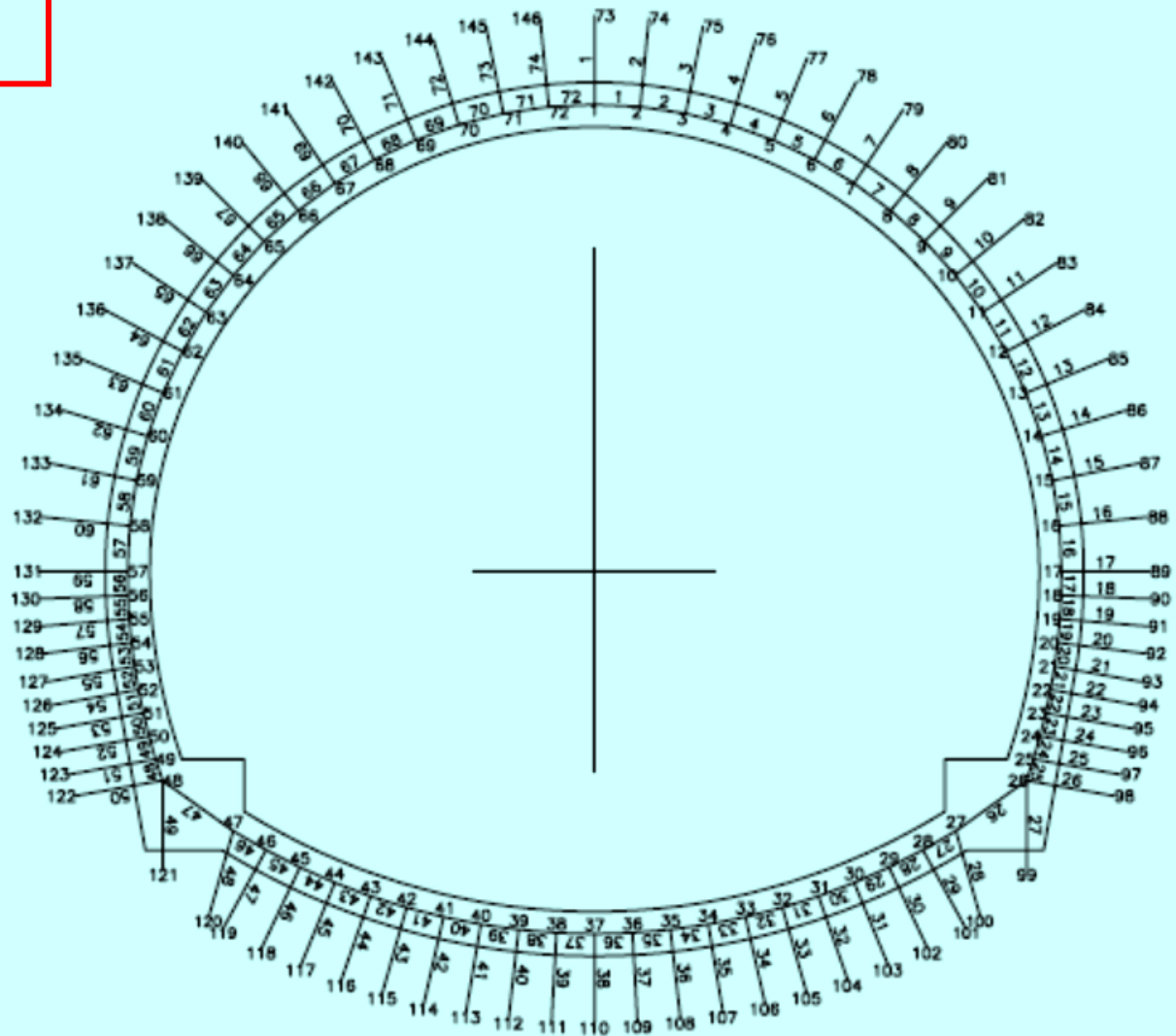
CB: CARGA RECTANGULAR EN LA BOVEDA

HR: CARGAS RECTANGULARES EN LOS HASTIALES

HT: CARGAS TRIANGULARES EN LOS HASTIALES

PP: PESO PROPIO DEL REVESTIMIENTO (USADO PARA ESTUDIO DE TEMPERATURA A TEMPRANA EDAD)

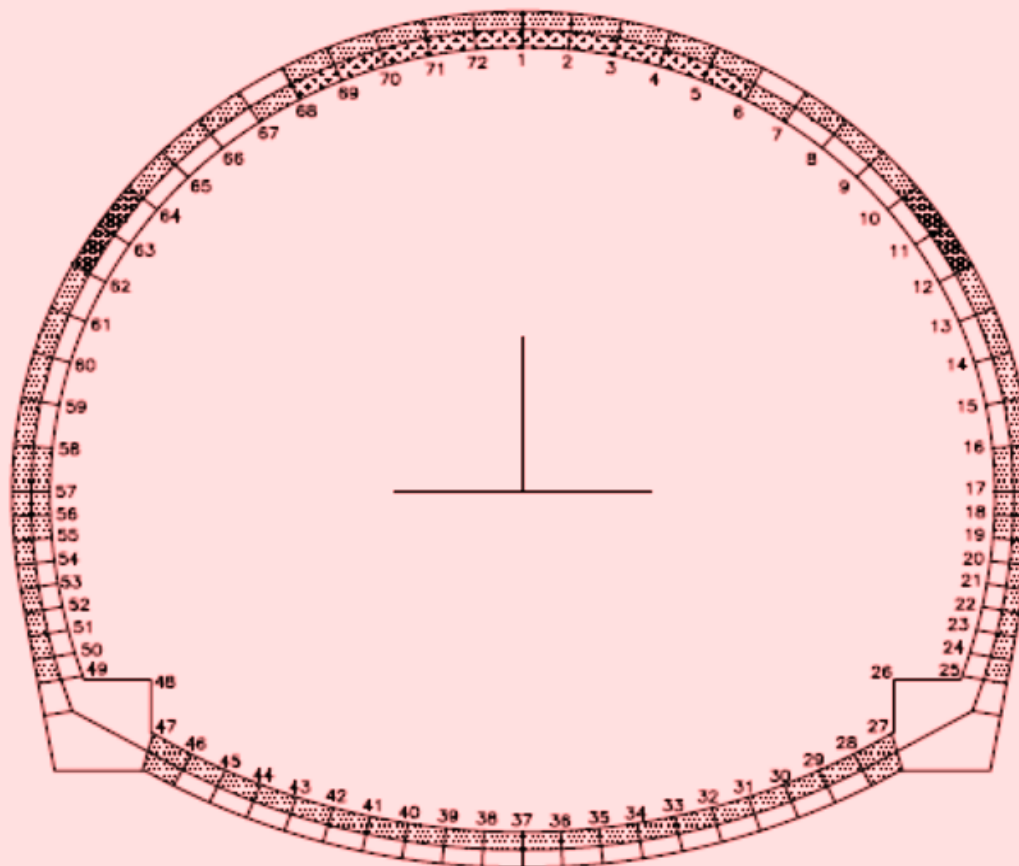
**DISEÑO DEL REVESTIMIENTO
DEFINITIVO EN CONCRETO
ARMADO VACIADO EN SITIO**






NUMERACION DE NODOS Y ELEMENTOS

ESC. 1: 100

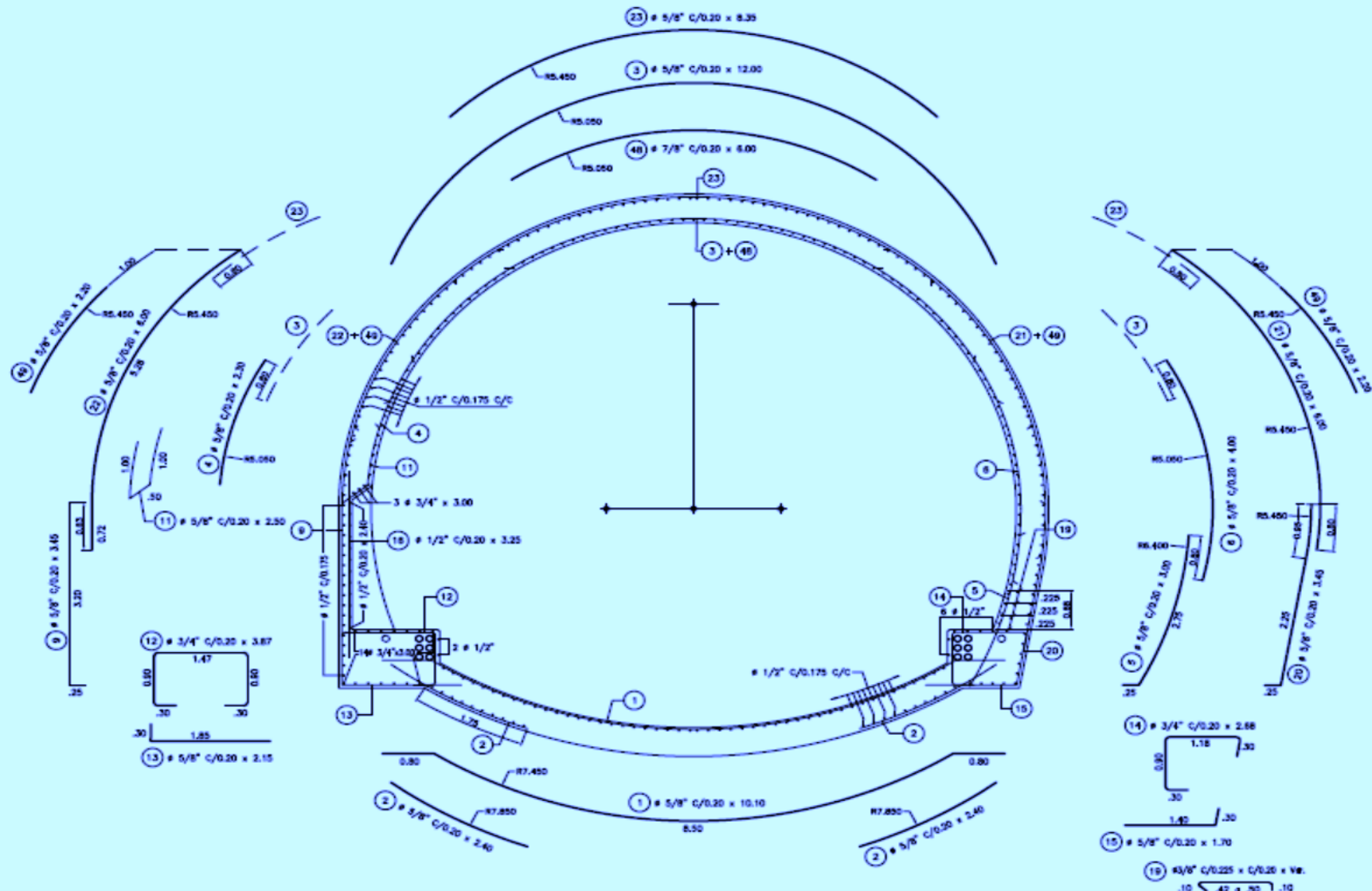
REVESTIMIENTO FINAL RF50



- ACERO REQUERIDO
-  #5/8" C/0.20
 -  #5/8" + #5/8" C/0.20
 -  #5/8" + #7/8" C/0.20

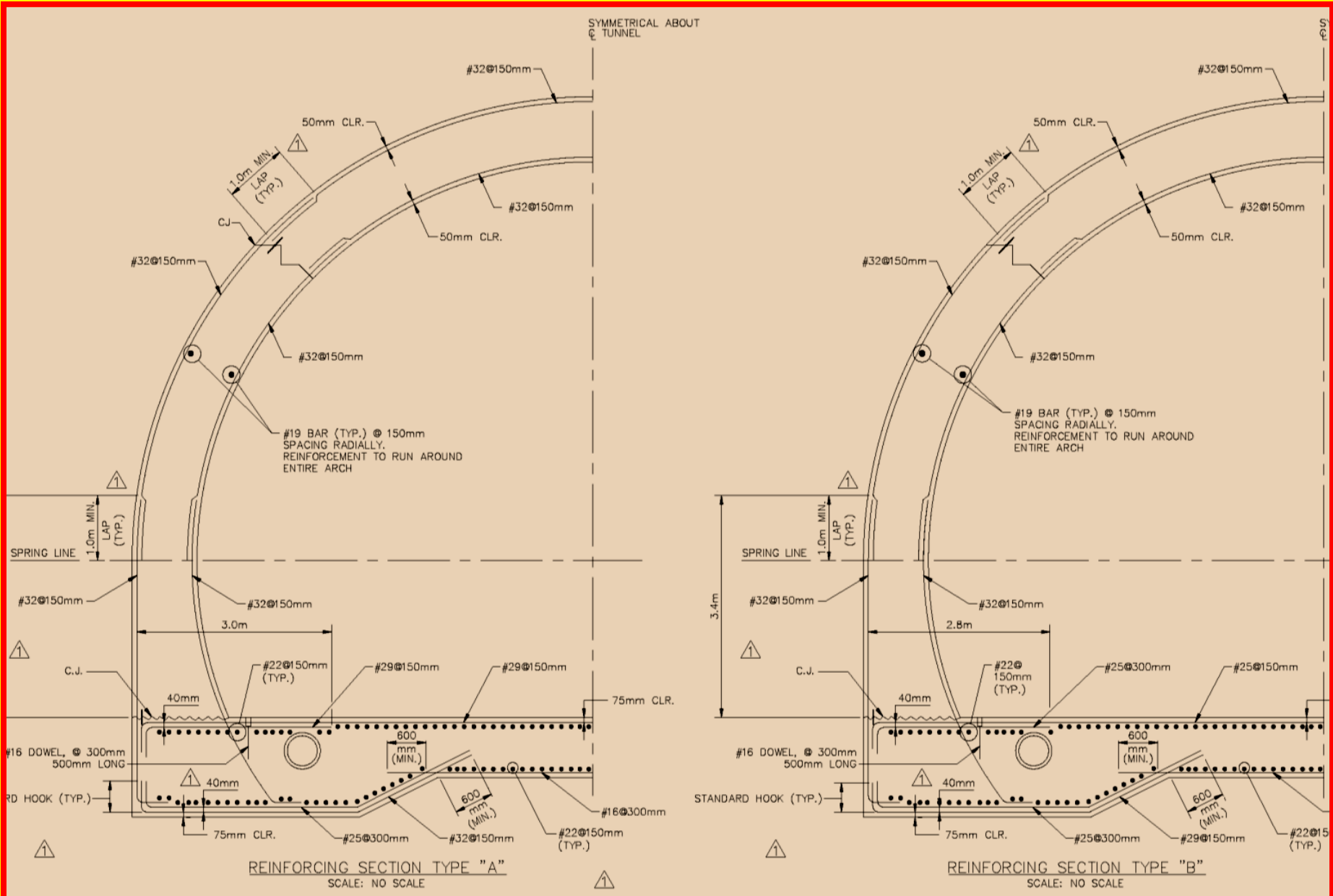
REVESTIMIENTO FINAL TIPO RF50
REFUERZO REQUERIDO POR FLEXION Y CARGA AXIAL
 CODIGO DE IDENTIFICACION DE TRAMO: RF50\J10

ESC. 1: 100

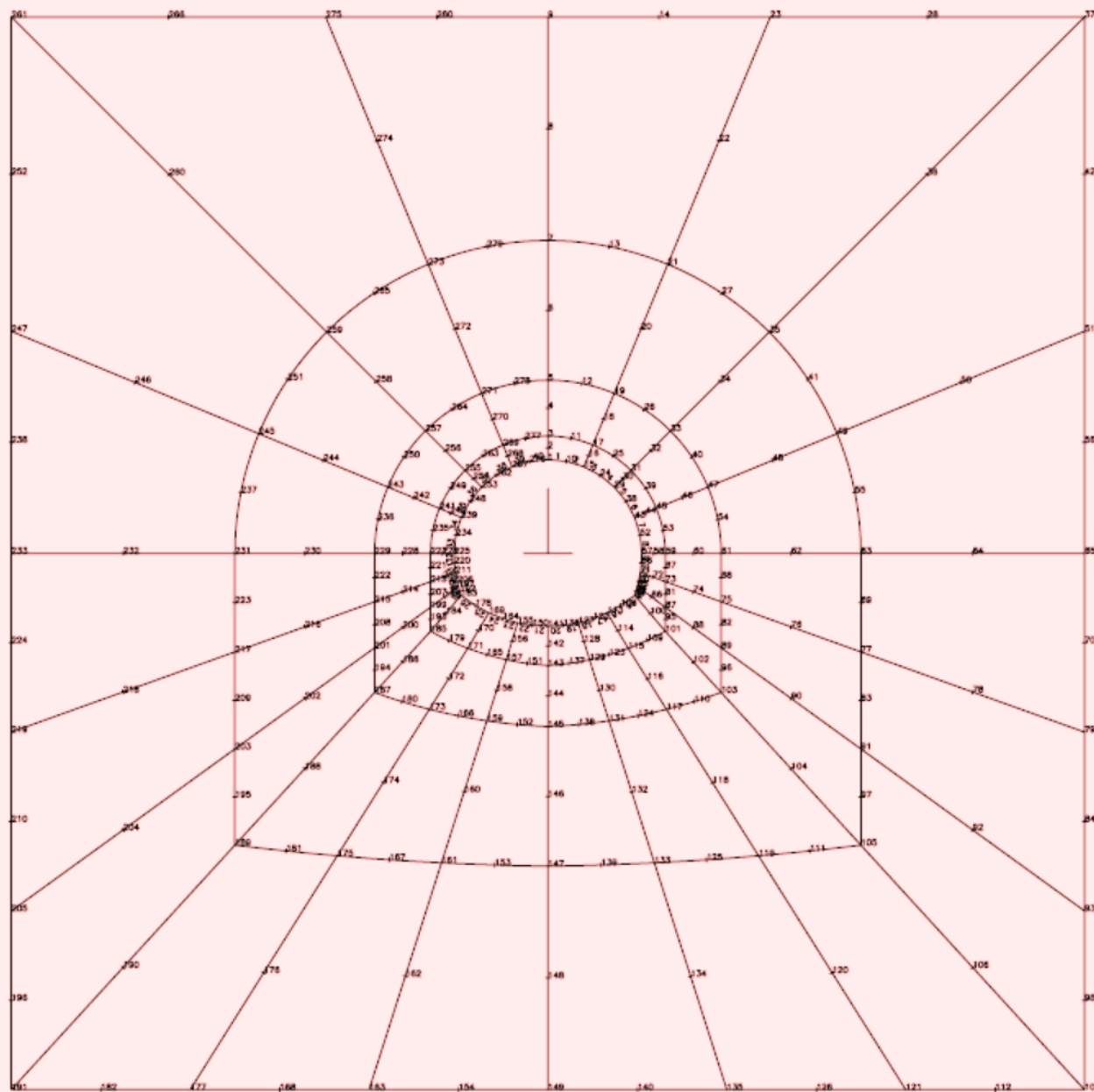


REVESTIMIENTO FINAL TIPO RF50 – REFUERZO ESC. 1: 100
 CODIGO DE IDENTIFICACION DE TRAMO: RF50\J10

REVESTIMIENTO DEFINITIVO EN CONCRETO ARMADO

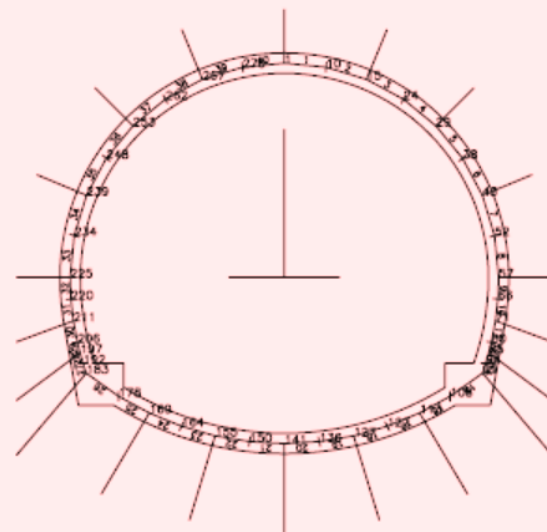


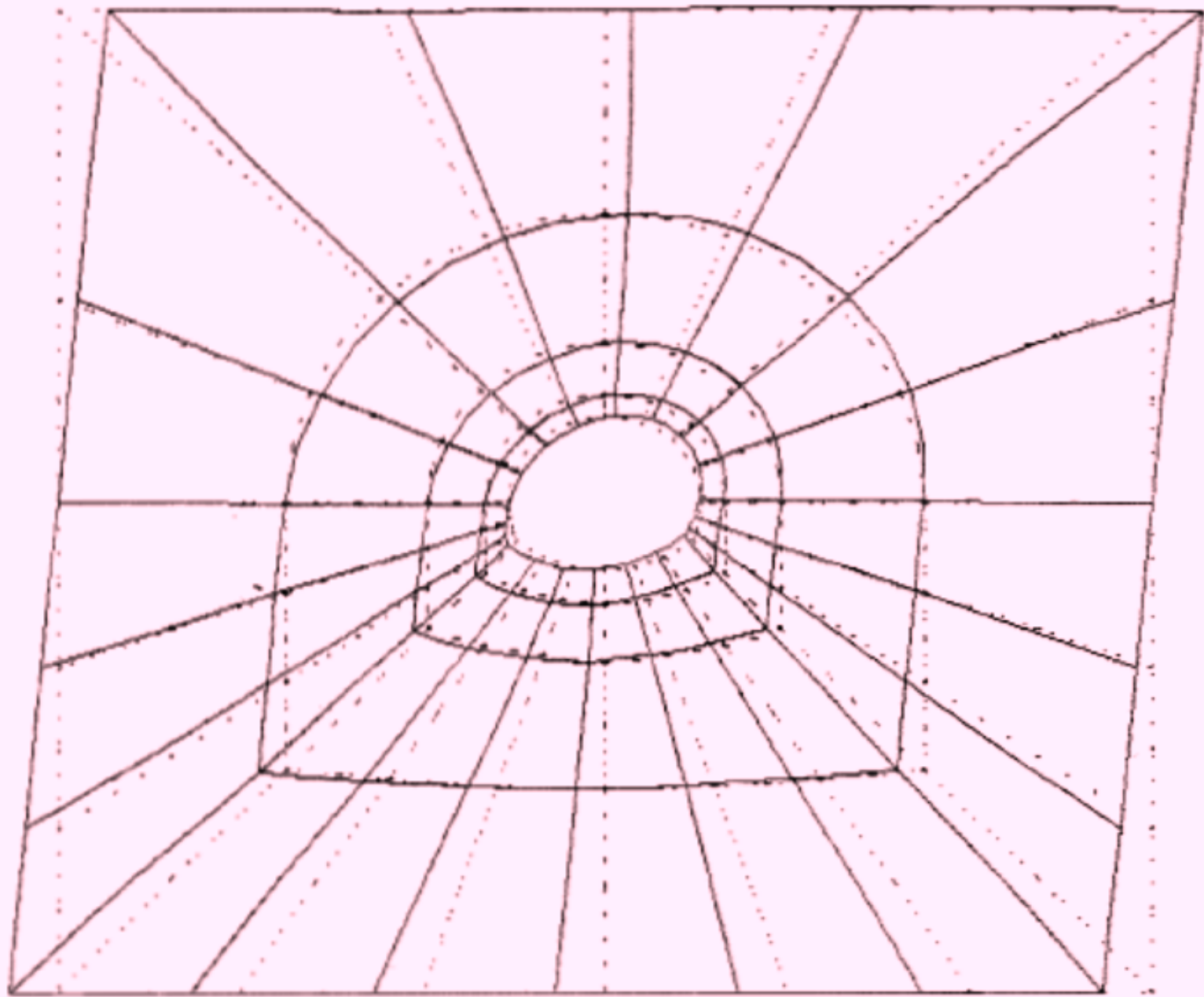
NUMERACION DE NODOS



MODELO DE INTERACCION
REVESTIMIENTO FINAL RF50

NUMERACION DE NODOS Y ELEMENTOS





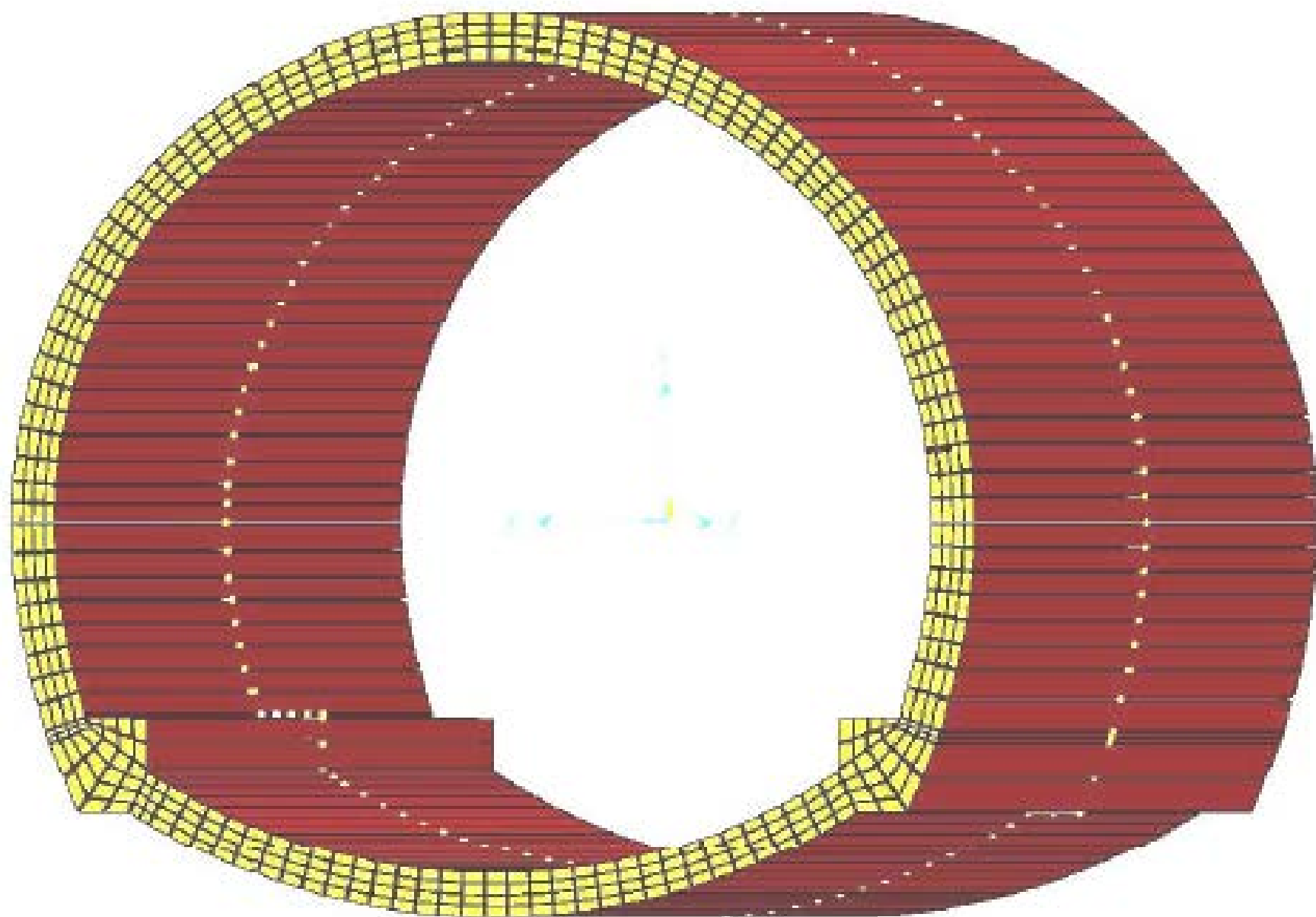


Figura 22 *Modelo numérico SAP para el revestimiento de los túneles*

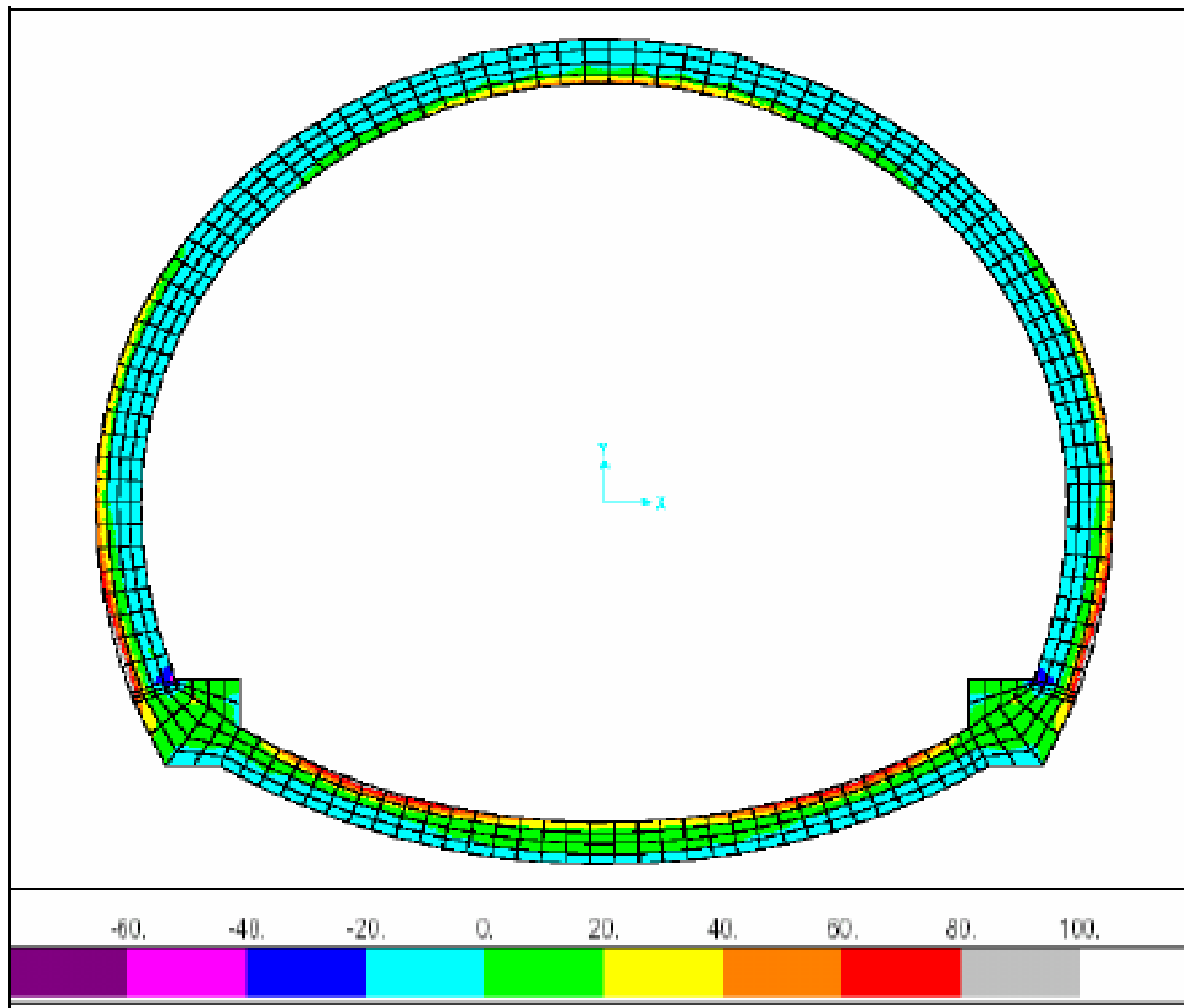


Figura 24 *Ejemplo gráfico de esfuerzos principales máximos en el revestimiento*

REVESTIMIENTOS EN CONCRETO VACIADO

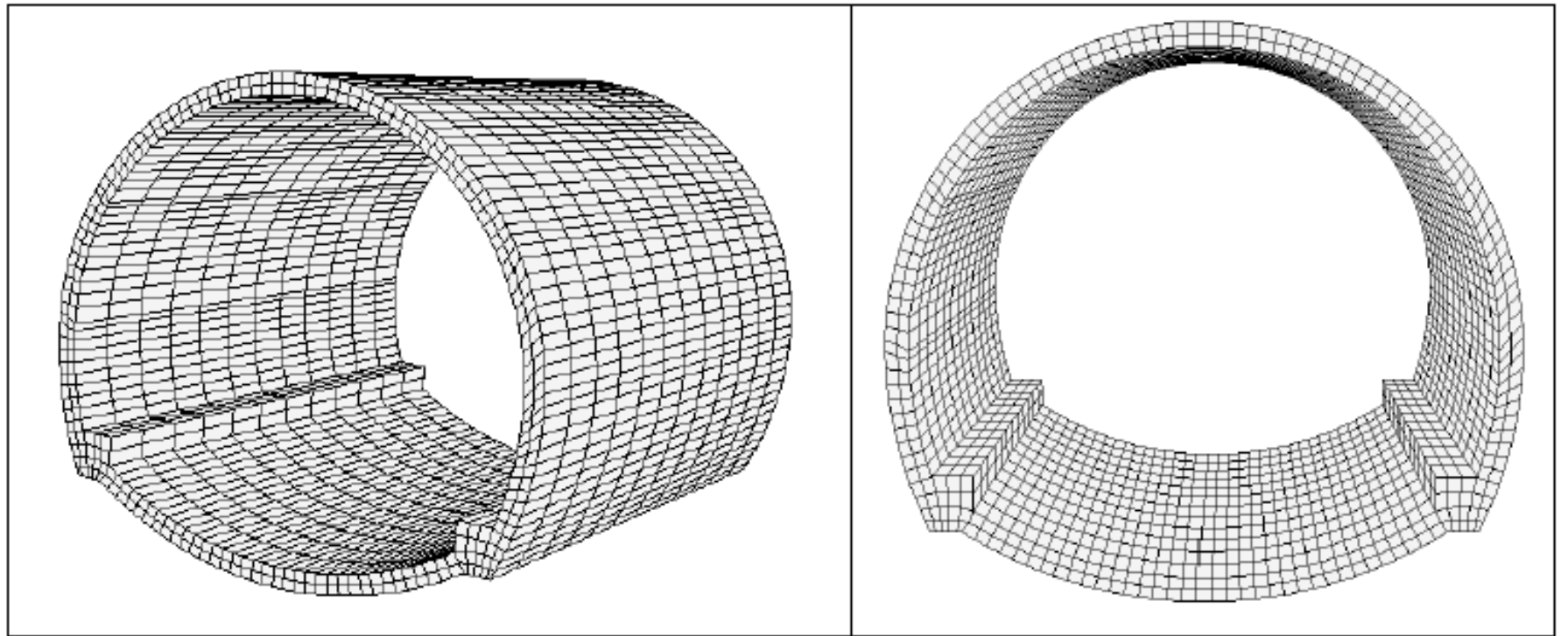
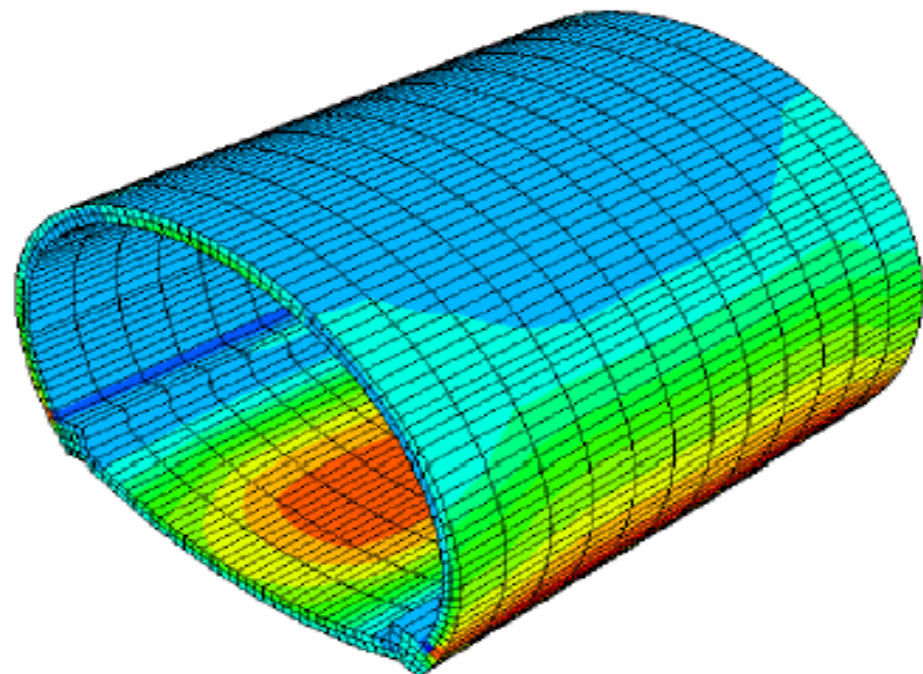
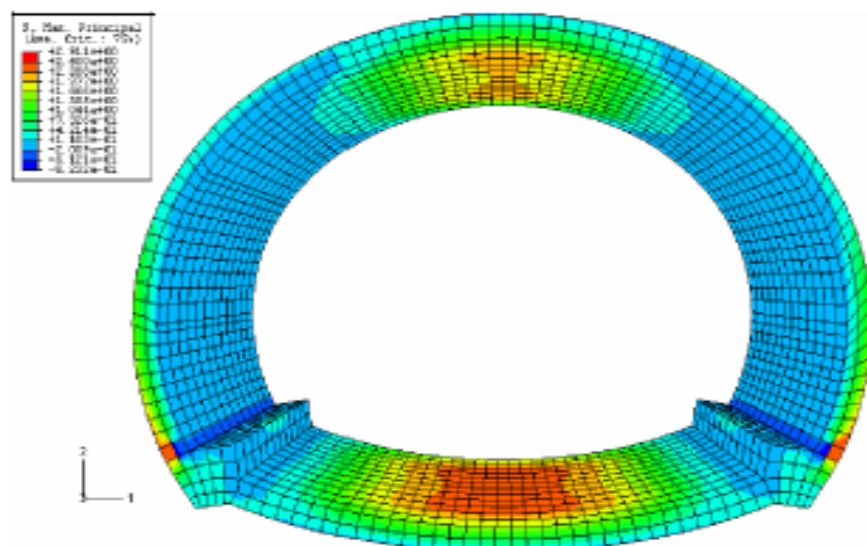


Figura 25 Mesh tridimensional de 3072 elementos del modelo ABAQUS del revestimiento



Figuras 28 - 29 *Solicitaciones principales máximas en el revestimiento fibro-reforzado*



REVESTIMIENTOS EN BAJAS COBERTURAS

CASOS	<u>Terreno Más Rígido</u>		<u>Terreno Menos Rígido</u>		REVEST. Tipo
	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	
	Boveda (Kg/cm ²)	Hastiales (Kg/cm ²)	Boveda (Kg/cm ²)	Hastiales (Kg/cm ²)	
1	24.60	2.43	131.50	101.70	RF2-Pc
16	12.50	0.95	34.40	11.60	RF2-Pc
2	42.20	7.40	221.00	178.10	RF2-Pd
3	32.60	4.30	175.50	141.80	RF2-Pd
4	16.70	2.10	53.30	12.80	RF2-Pd
5	4.80	0.57	27.50	4.30	RF2-Pc
6	1.83	0.35	15.40	0.76	RF1
7	46.60	11.60	276.30	250.00	RF2*
8	44.95	10.80	165.30	216.70	RF2-Pd

REVESTIMIENTOS EN ALTAS COBERTURAS

CASOS	<u>Terreno Más Rígido</u>		<u>Terreno Menos Rígido</u>		REVEST. Tipo
	Tracción	Tracción	Tracción	Tracción	
	Boveda (Kg/cm ²)	Hastiales (Kg/cm ²)	Boveda (Kg/cm ²)	Hastiales (Kg/cm ²)	
9	0.60	0.40	1.52	1.90	RF1
10	1.20	0.70	6.60	0.83	RF2-Pc
11	0.29	0.16	0.70	0.75	RF1
12	2.40	4.20	20.50	1.60	RF2-Pd
13	0.65	0.31	3.60	0.00	RF2-Pc
14	4.20	1.65	55.40	1.80	RF2*
15	3.70	2.41	32.70	2.70	RF2-Pd

Esfuerzos máximos de tracción en el revestimiento obtenidos de los análisis numéricos

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

Máximas Tracciones en Bóveda y Hastiales (MPa)

Revestimientos	Bajas Coberturas ($\leq H_s$)		Altas Coberturas ($> H_s$)	
	Terrenos Menos Rígidos	Terrenos Más Rígidos	Terrenos Menos Rígidos	Terrenos Más Rígidos
RF1 (30 cm)	1.54	0.18	0.19	0.06
RF2 (40 cm)	22.1	4.49	3.27	0.37
RF2* (50 cm)	27.63	4.66	5.54	0.42

REVESTIMIENTO DEFINITIVO EN CONCRETO FIBROREFORZADO

COBERTURAS $\leq H_i$	$H_i < \text{COBERTURAS} \leq H_s$	COBERTURAS $> H_s$
GSI ≤ 20 RF armado		
20 < GSI ≤ 40 RF armado	20 < GSI ≤ 40 RF (50 cm)	0.20 < IC ≤ 0.30 RF (40 cm)
40 < GSI ≤ 60 RF (50 cm)	40 < GSI ≤ 60 RF (40 cm)	0.30 < IC ≤ 0.45 RF (40 cm)
GSI > 60 RF (40 cm)	GSI > 60 RF (30 cm)	IC > 0.45 RF (30 cm)

CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO FIBROREFORZADO VACIADO EN SITIO

RF armado

RF (50 cm)

$f_{eq} \geq 5 \text{ MPa}$

RF (40 cm)

$f_{eq} \geq 4 \text{ MPa}$

RF (30 cm)

$f_{eq} \geq 2 \text{ MPa}$



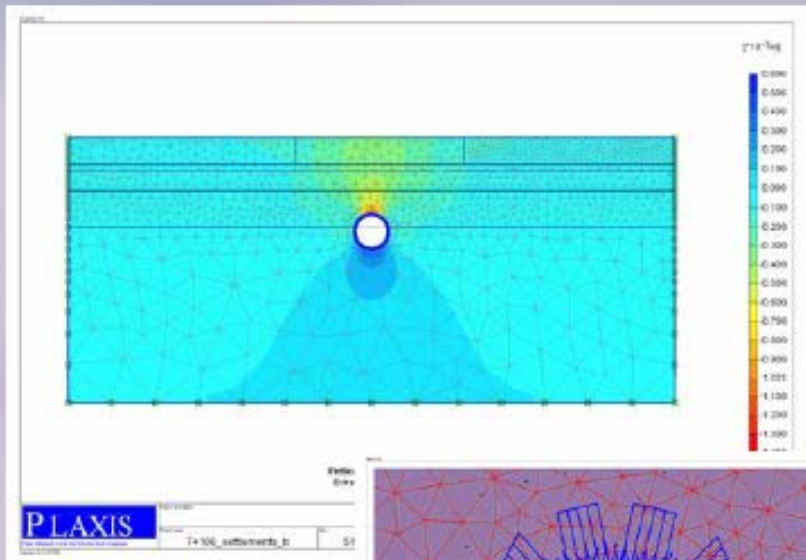
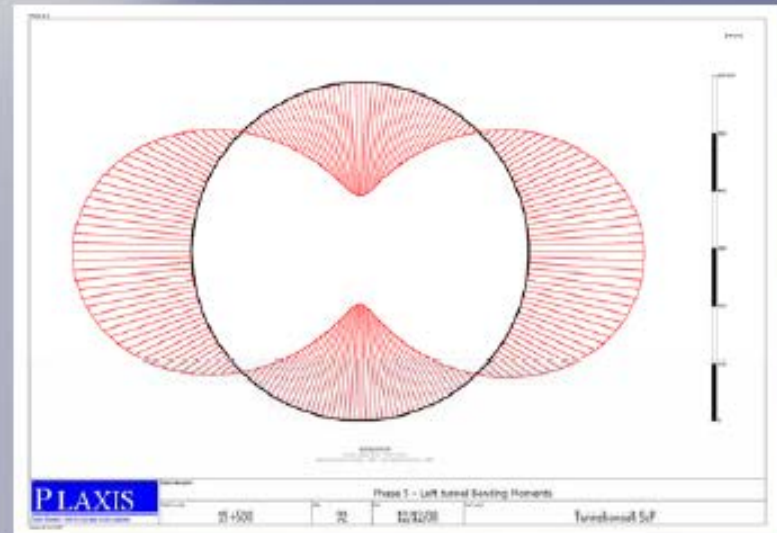
Solicitaciones en las dovelas de los anillos



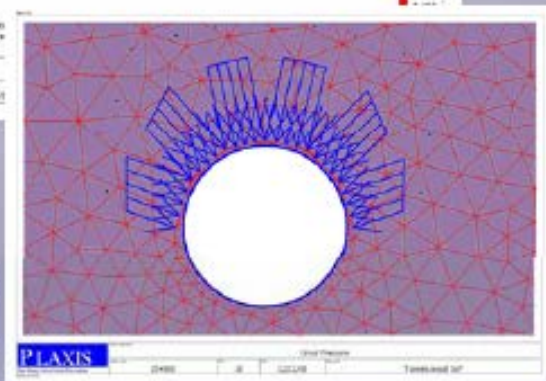
■ Ground loads using FEM

- Ground deformations
- Segmental forces
- Joint strength

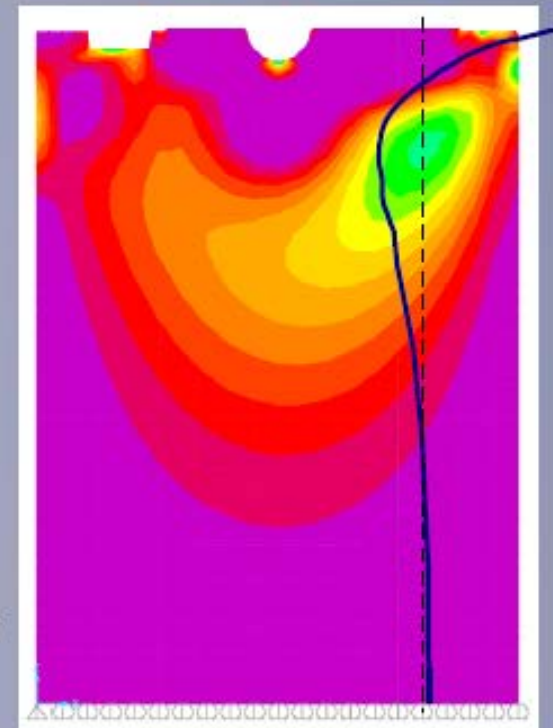
Bending in the lining



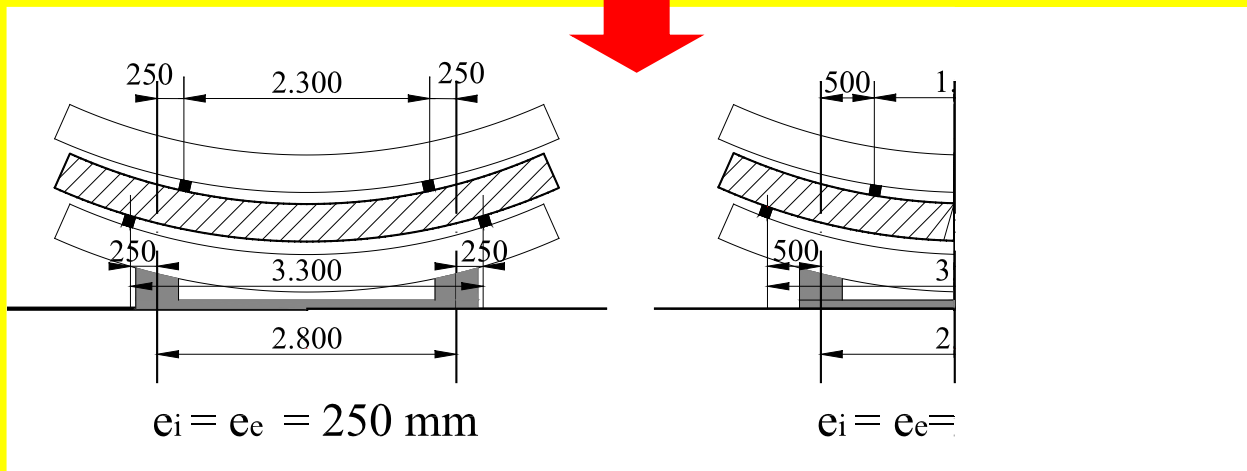
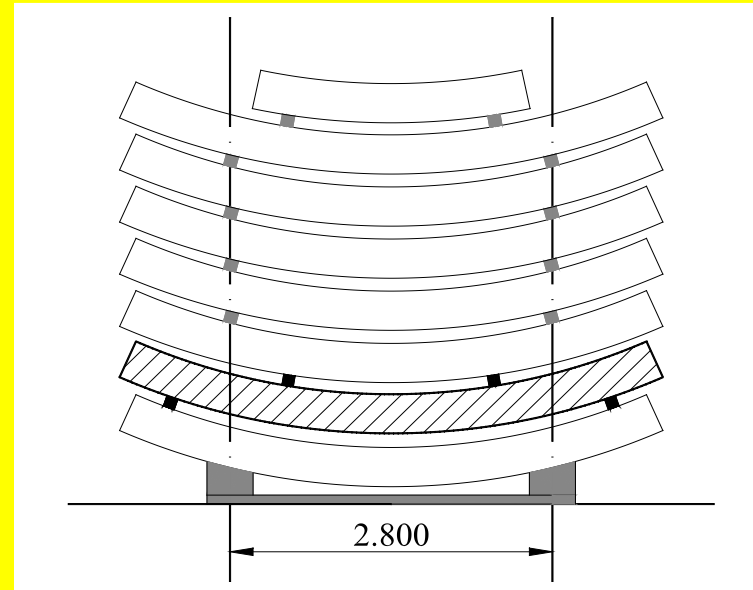
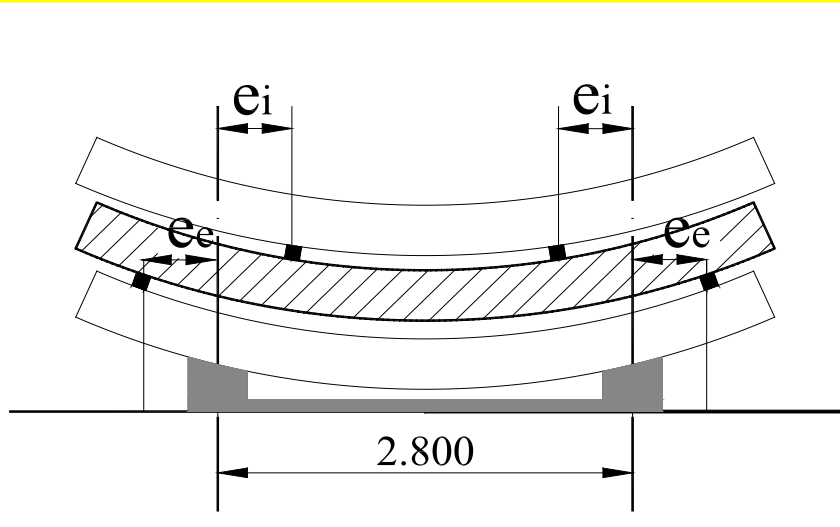
Ground Finite Element Model



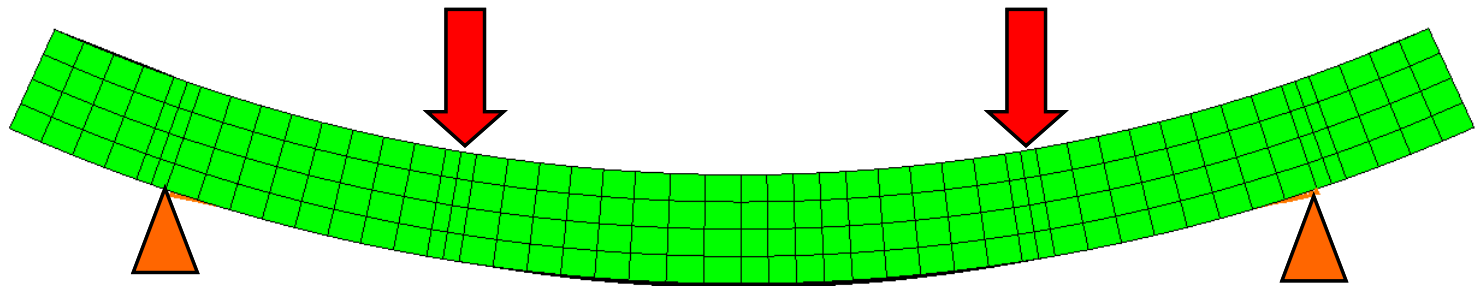
Joint analysis using FEM



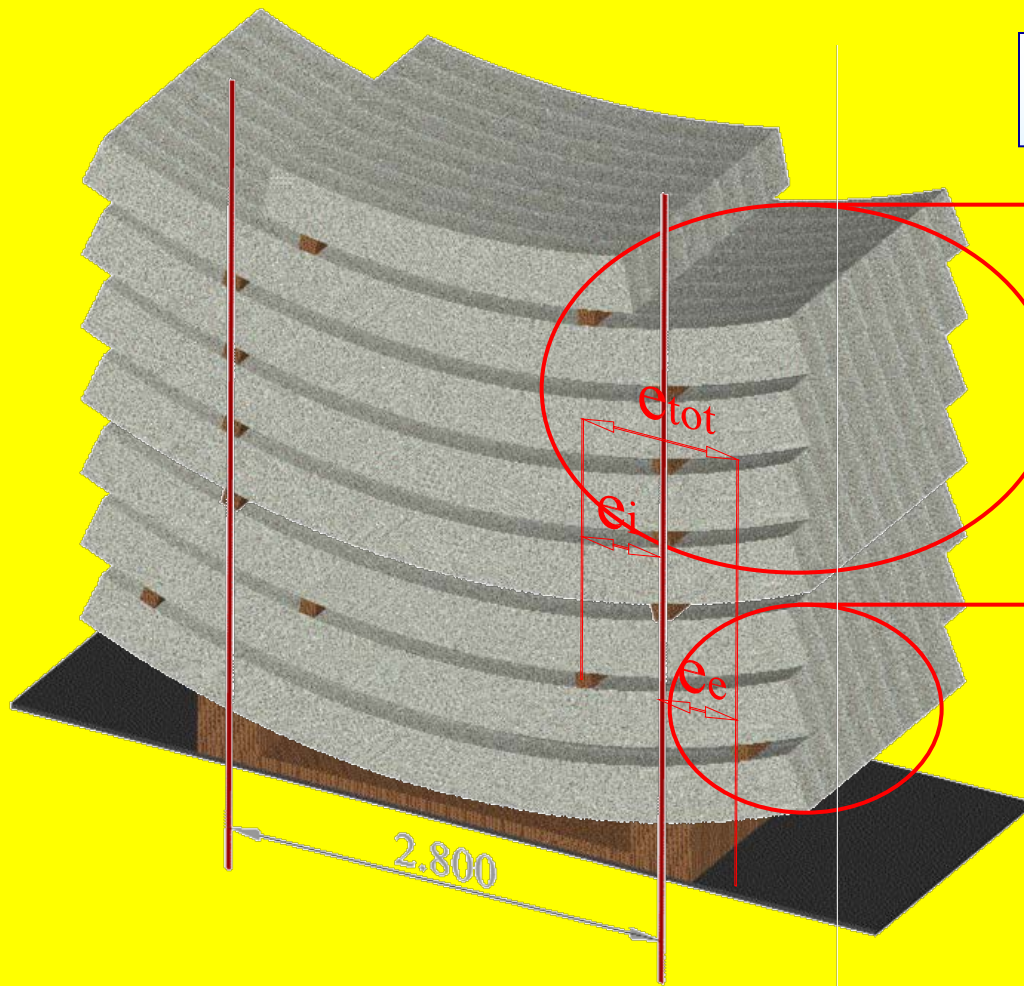
Acopio o Almacenamiento



Condiciones de Almacenamiento



Fases de Acopio, o Almacenamiento



La sistemazione dei blocchi di legno non risulta sempre corretta

Dopo 7 gg. restanti 4+1
conci, a formare un anello

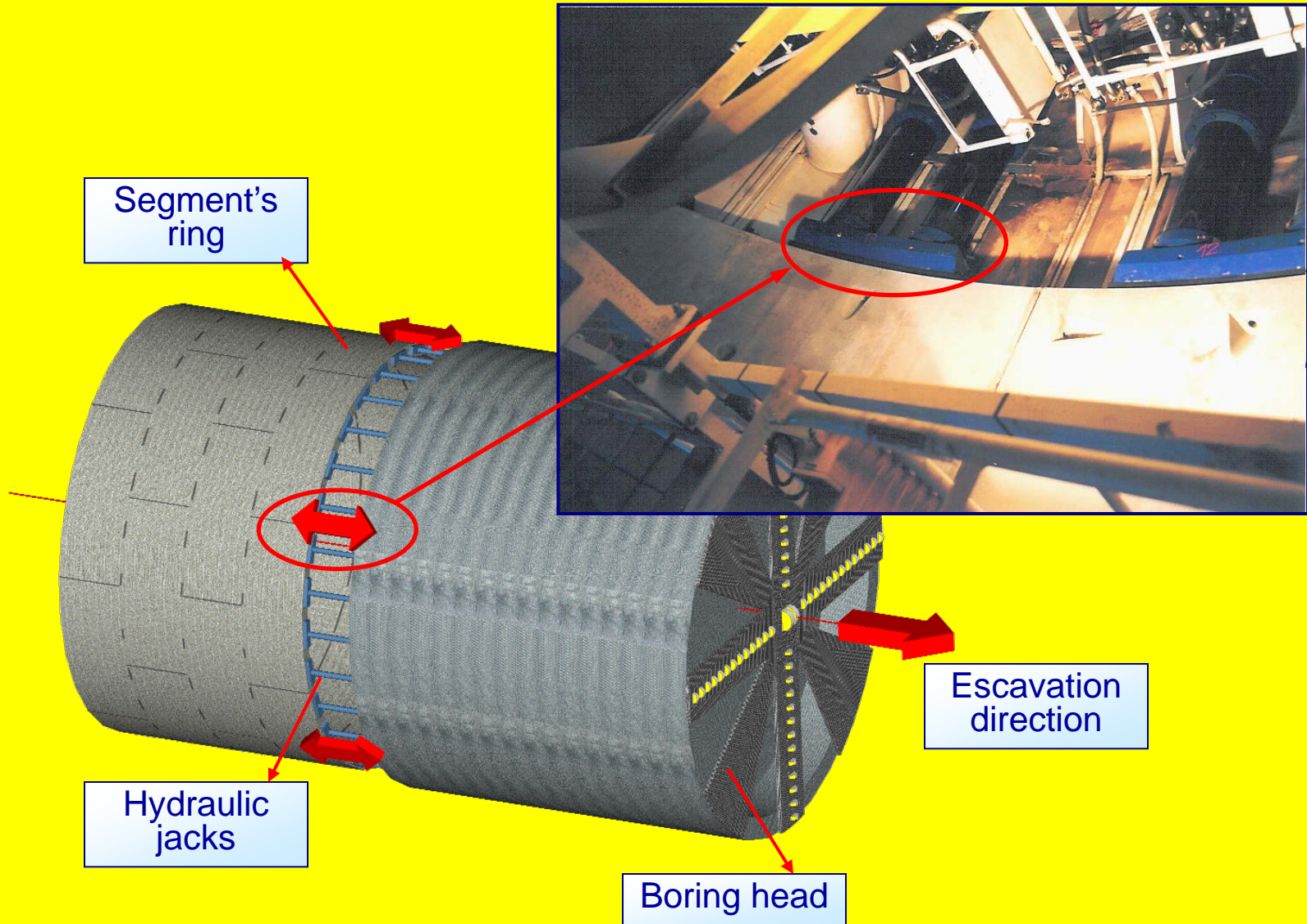
Eccentricità e_i ed e_e

Elevati sforzi flessionali

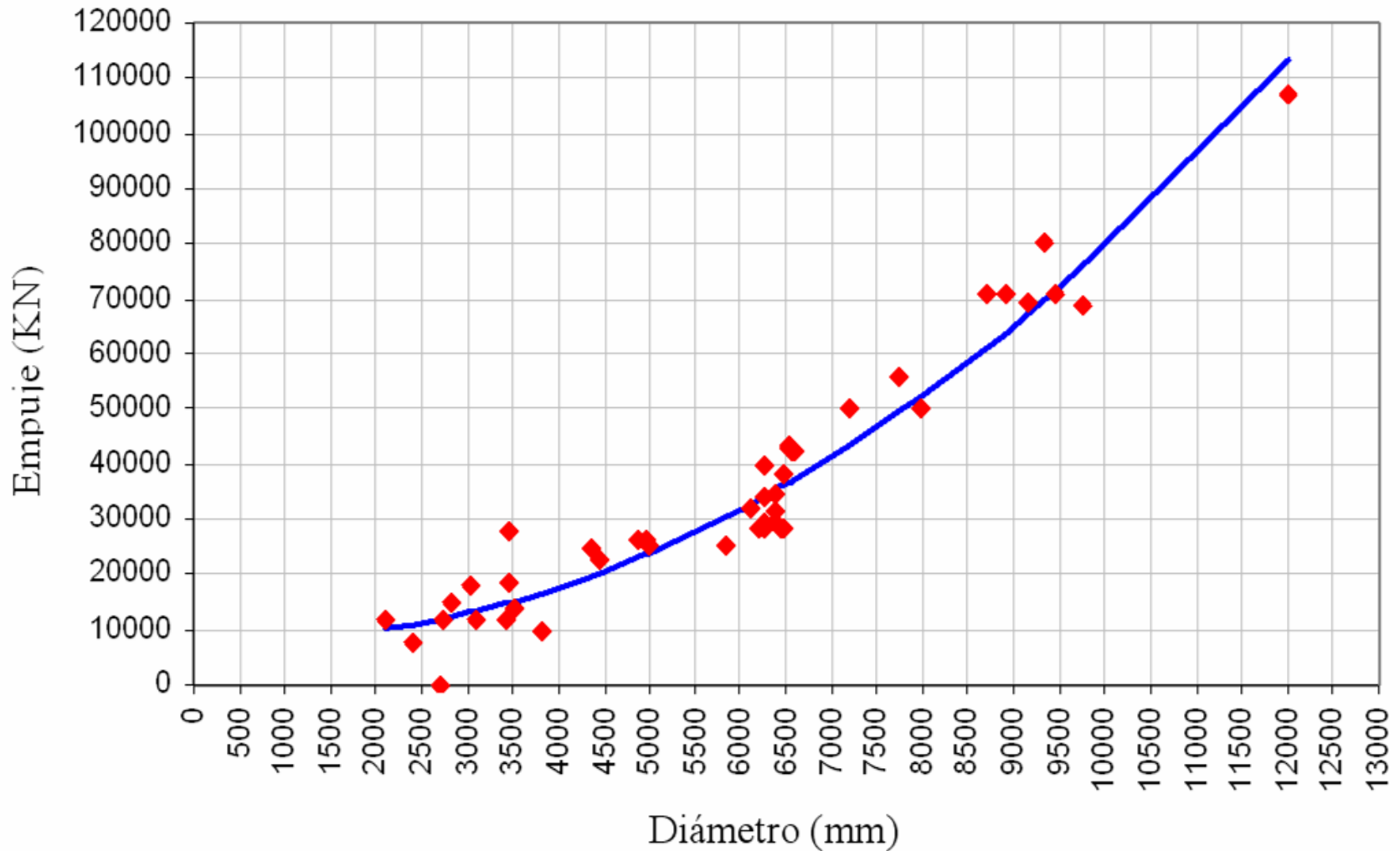
Dopo 1 gg. vengono
accumulati 3 conci

Fessure

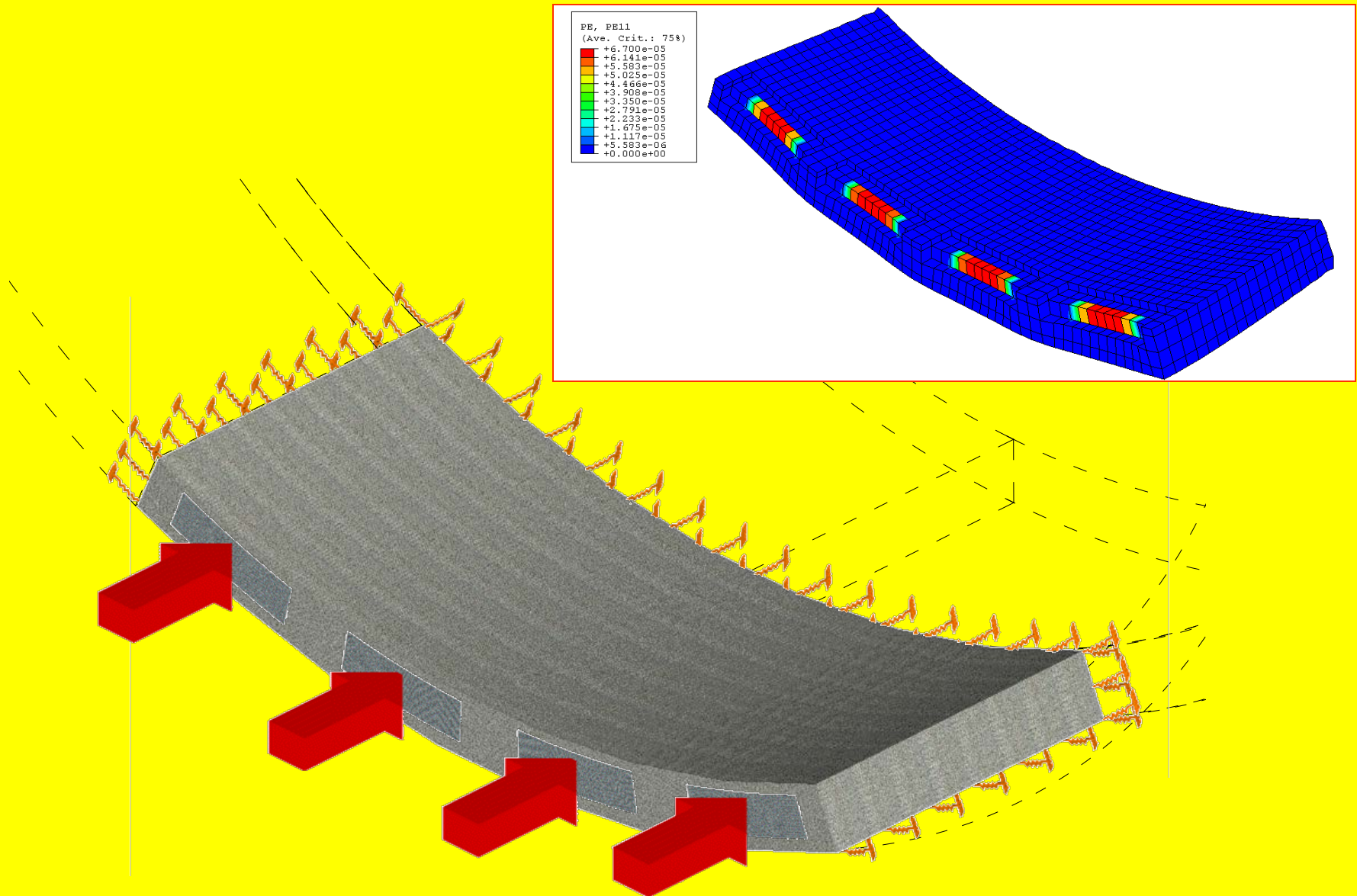
Cargas sobre las dovelas durante el avance



Empuje de los cilindros – Diámetro escudo EPB



Cargas sobre las dovelas durante el avance



Longitudinal stress under service load

LUSAS Modeller 14.0-3 - D:\SalesSupport\Terry\Maccaferri\GP_Tunnel_Segment\Tunnel_Segment-NonLinear_Analysis-Service_Load.mdl

January 20, 2007

Loadcase: 19

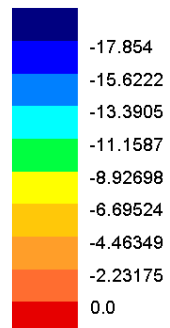
Title: Increment 19 Load Factor = 1.00000

Results File: 0

Entity: Stress

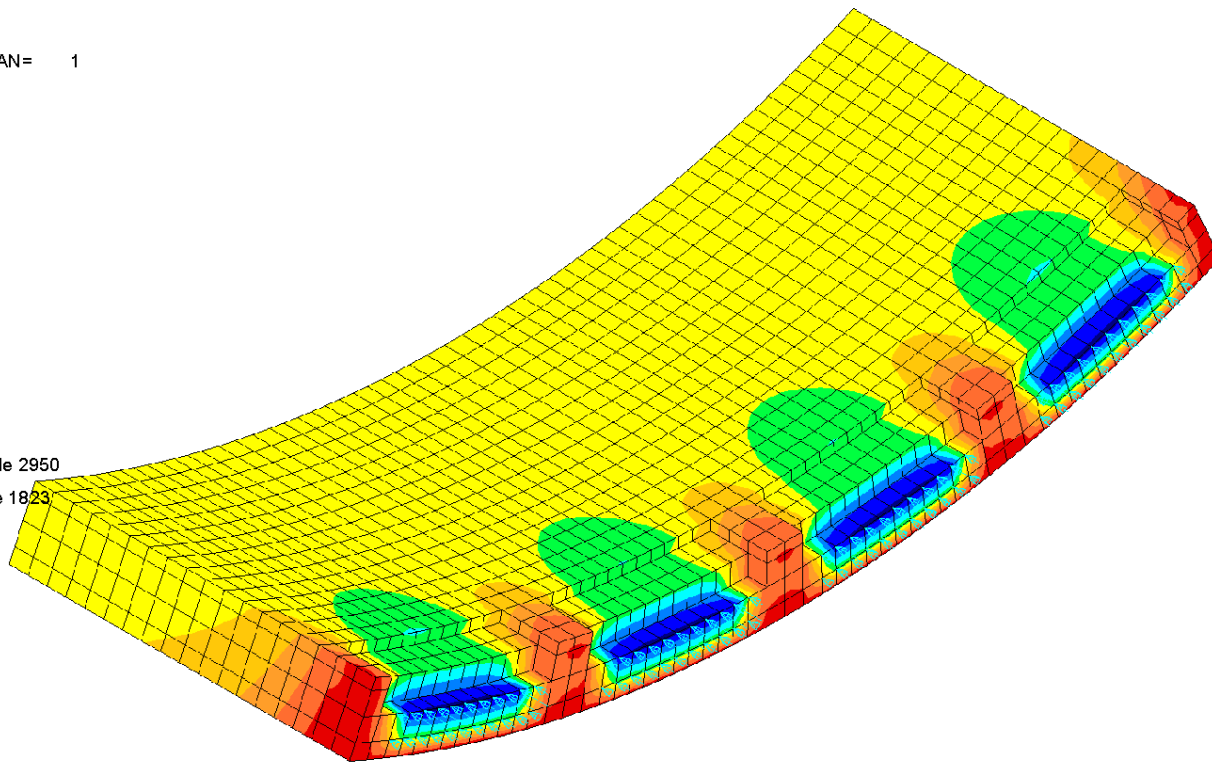
RESULTS CARTESIAN= 1

Component: Sz



Max 1.60982 at Node 2950

Min -18.4759 at Node 1823



Title: Maccaferri Tunnel Segment Model

Units: N,mm,t,s,C

Displacement under service load

LUSAS Modeller 14.0-3 - D:\SalesSupport\Terry\Maccaferri\GP_Tunnel_Segment\Tunnel_Segment-NonLinear_Analysis-Service_Load.mdl

January 20, 2007

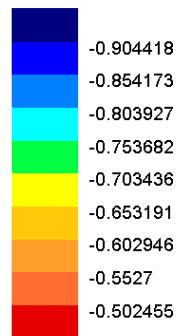
Loadcase: 19

Title: Increment 19 Load Factor = 1.00000

Results File: 0

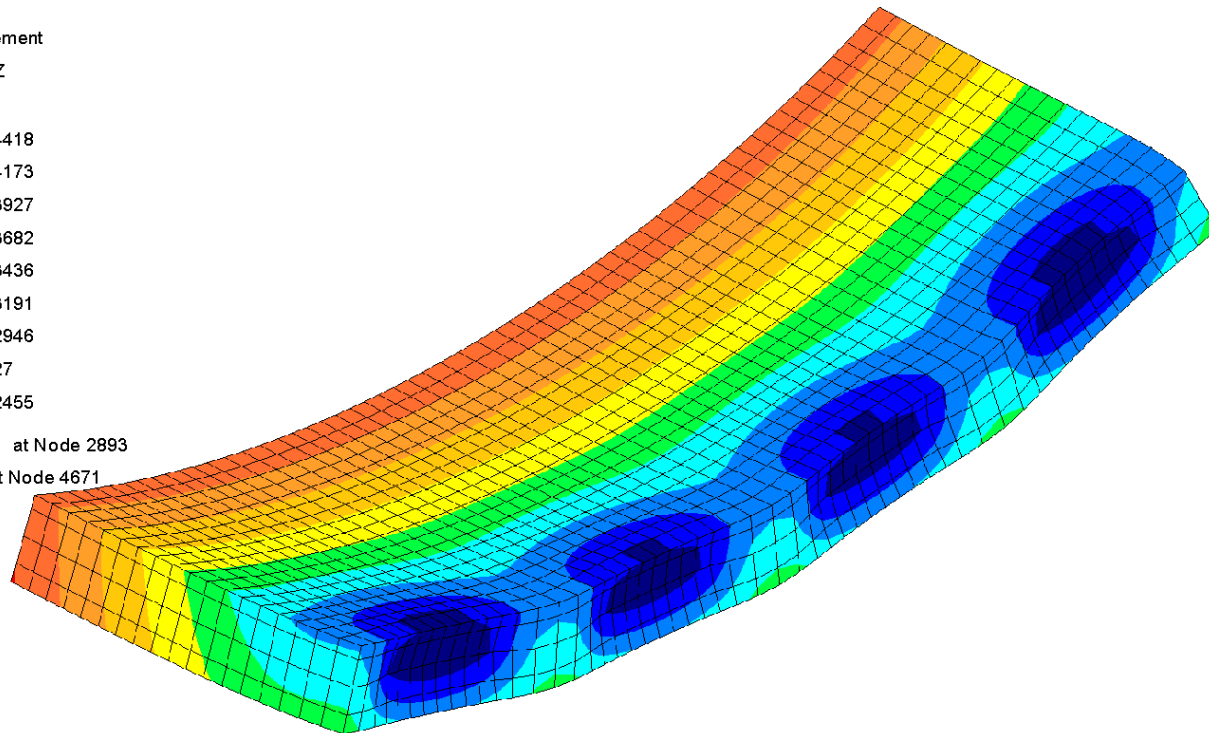
Entity: Displacement

Component: DZ



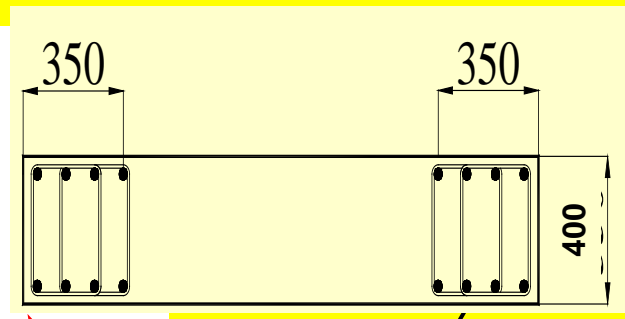
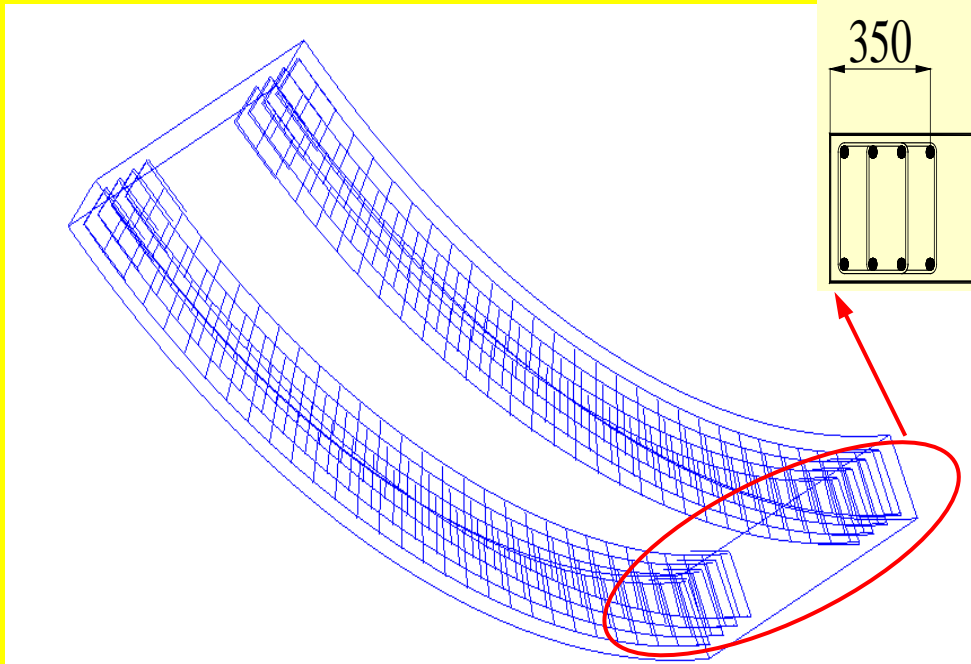
Max -0.486491 at Node 2893

Min -0.9387 at Node 4671



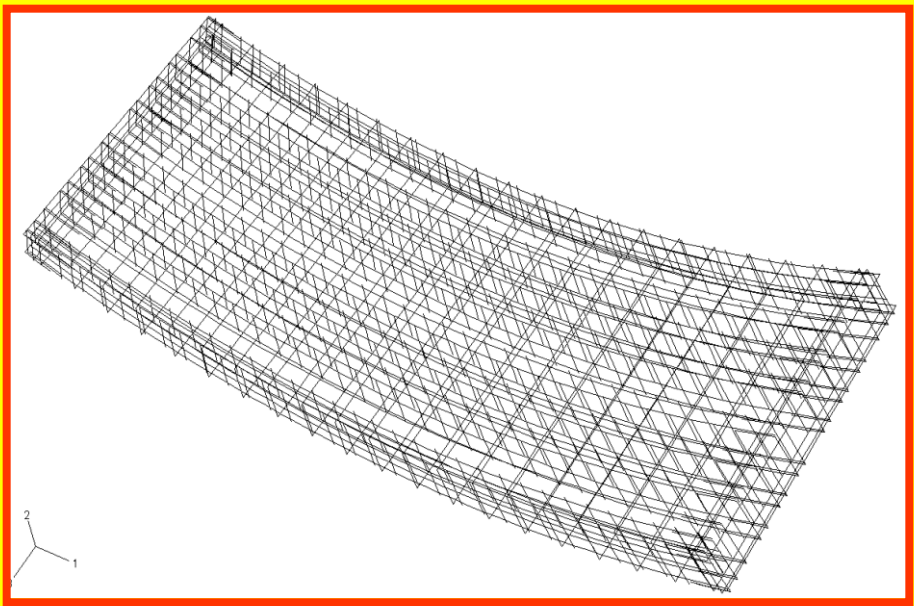
Title: Maccaferri Tunnel Segment Model

Units: N,mm,t,s,C



Columna 8 Φ 12

+ 35 Kg/m³ Fibras



Metro de Valencia Venezuela

ARMADURAS DE LAS DOVELAS