

TÚNELES EXCAVADOS CONVENCIONALMENTE: GEOMECÁNICA SOPORTES Y REVESTIMIENTOS La Experiencia Italiano-Venezolana

Gianfranco Perri

Ingeniero Consultor y Profesor de la Universidad Central de Venezuela - Caracas
[*gperri@cantv.net*](mailto:gperri@cantv.net)

INTRODUCCIÓN

Debido a un conjunto de favorables circunstancias de distinta naturaleza, concurridas durante los últimos diez años en Venezuela, se ha producido un interesante auge en las construcciones subterráneas, específicamente de túneles para el transporte ferrocarrilero y metropolitano:

Las Líneas 3 y 4 del Metro de Caracas, el Metro de Valencia, el Metro de Los Teques, el Ferrocarril Caracas-Cúa y el Ferrocarril Puerto Cabello-La Encrucijada, son las obras de infraestructura para las cuales se han proyectado y en su mayor parte ya construido un total de casi 100 Kilómetros de túneles:

Casi todos estos túneles y especialmente todos los kilómetros de túneles construidos con las más modernas técnicas convencionales de excavación soporte y revestimiento, han sido proyectados y construidos con la directa participación y asistencia técnica del autor de este trabajo, permitiéndose así una muy importante y valiosa acumulación de experiencias la cual ha redundado en la continua actualización de los criterios de diseño, en la optimización de los proyectos y en la mayor eficiencia y seguridad en las construcciones.

Por otro lado, la casi totalidad de estos mismos túneles han sido construidos por empresas constructoras de tradición italiana, las cuales han inicialmente transferido su acerbo tecnológico para luego, a lo largo de los años y de las nuevas experiencias, enriquecerlo, modificarlo y adaptarlo a la experiencia venezolana en aras del avance tecnológico y de su optimización técnico económica.

En este trabajo se pretende resumir el estado actual de los conocimientos alcanzado a través de todas las sucesivas evoluciones de los criterios y métodos de análisis y diseño, todos los cuales siempre han sido publicados y presentados por el autor (ver la bibliografía anexa) con miras a compartir y difundir dentro del ambiente profesional de la ingeniería de túneles, todas las valiosas experiencias acumuladas a lo largo de todas estas importantes y numerosas obras subterráneas planificadas, diseñadas y realizadas en Venezuela.

COMPORTAMIENTO GEOMECÁNICO DE LA SECCIÓN

Así como se detallará ampliamente al comentar lo relativo a las "Clases de comportamiento de la Excavación", son ciertamente muy numerosos y de naturaleza compleja todos los factores que en una específica sección subterránea concurren a determinar el comportamiento geo-estático de la cavidad que se abre para la construcción de un túnel, siendo la profundidad misma del túnel uno de estos factores y sin embargo, para cada túnel es por lo general posible definir un rango de coberturas (de profundidad del túnel) dentro del cual tal factor geométrico incide en el comportamiento geomecánico de la sección solamente de manera no relevante y por lo tanto prácticamente despreciable.

Se trata de un concepto obviamente no nuevo y sobre cuya aceptación se basaron bien sea métodos muy antiguos y bien sea métodos más recientes, en unos casos para estimar las cargas actuantes sobre el soporte de un túnel y en otros casos hasta para definir la estructura misma del soporte a aplicar: Bierbaumer 1913, Terzaghi 1946, Protodyakonov 1960, Wickham 1972, Bieniawsky 1973, Barton 1974, son solamente los ejemplos más importantes y los que más han sido aplicados en la práctica ingenieril.

Todos estos métodos en efectos, aunque siguiendo criterios procedimientos y formalidades distintas entre sí, para determinar el soporte de un túnel hacen solamente directa referencia, por un lado a las dimensiones de la sección y por el otro, a las características geomecánicas del medio dentro del cual se ejecuta la excavación.

Pero, este mismo fundamento conceptual se ha muy a menudo revelado ser absolutamente una limitante de cada uno de los referidos métodos, ya que las evidencias prácticas en cada vez más numerosos casos han reiteradamente y a menudo contundentemente demostrado que las características geomecánicas del medio excavado, aunque ciertamente constituyen un, o el, elemento fundamental en el gobierno del comportamiento geo-estático de una sección de túnel, no siempre resultan suficientes por sí solas a cumplir cabalmente con tal objetivo.

En otras palabras, en un túnel pueden existir importantes circunstancias debido a las cuales el comportamiento geo-estático resulta evidentemente diferente a igualdad de características geotécnicas del medio excavado, con lo cual queda demostrado que hay otros factores que pueden incidir: dentro de estos factores, ciertamente son importantes las condiciones tensionales naturales existentes en el medio previamente a la misma excavación, o las eventuales muy próximas condicionantes geométrico-topográficas de la superficie.

De hecho en cada determinado túnel pueden y deben definirse dos coberturas límites, una inferior y otra superior y dentro del rango de coberturas así delimitado, que a menudo puede resultar bien amplio y posiblemente dominante para un normal túnel, es en principio aceptable asumir que el comportamiento geomecánico de la sección y en consecuencia también las cargas a soportar y finalmente el soporte requerido, puedan ser considerados ser esencialmente función de las características geomecánicas del medio a excavar, con lo cual es en principio más sencillo definir cada específica situación y luego también diseñar el soporte necesario para cada sección geo-mecánicamente individualizada y suficientemente caracterizada (ver más adelante el tema específico de la caracterización geomecánica de los macizos rocosos).

Por el contrario, afuera de estas coberturas límites, afuera o sea de las secciones intermedias, intervienen también otros aspectos a incidir contundentemente sobre el comportamiento geomecánico de la excavación: los elementos tensionales y deformatorios ligados al estado de tensión natural pre-existente a la excavación para las coberturas elevadas (secciones profundas) y los equilibrios rígido-cinemáticos ligados a la proximidad de la sección a la superficie topográfica externa para las bajas coberturas (secciones superficiales).

Finalmente, es importante desde ya anticipar que en cuanto a los valores absolutos de las referidas coberturas límites, no pueden avanzarse dimensiones precisas ni universalmente valederas ya que para ambos casos, estos valores pueden cambiar en cada túnel porque a su definición efectiva concurren, además de la forma y dimensiones de la excavación misma, también y nuevamente las específicas características geomecánicas del medio a excavar: cuanto más mecánicamente competente resulta ser el medio a excavar, tanto más baja puede resultar la cobertura límite inferior y tanto más elevada puede resultar la cobertura límite superior, o sea, tanto más amplio puede resultar el rango práctico de las coberturas intermedias donde el comportamiento mecánico de las secciones resulta ser controlado esencialmente por las solas características geomecánicas del medio (ver más adelante el tema específico de la determinación de las cargas actuantes sobre el soporte).

Caracterización geomecánica de los macizo rocosos

La identificación y caracterización de los terrenos que estarán afectados por las excavaciones, es el punto de partida del complejo proceso por el cual transita el proyecto de un túnel y tal identificación está directamente ligada a los resultados de lo que se denomina tradicionalmente estudio geológico, o levantamiento geológico, o sencillamente geología del área de emplazamiento de la obra subterránea.

Tal referida identificación y eventual agrupación de los terrenos, es importante que sea realizada también con criterio ingenieril y no solamente geológico, en el sentido de considerar en todo momento las condiciones y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales y del conjunto.

Ya que el túnel será finalmente excavado y construido dentro del macizo rocoso a su escala natural, será este medio el objetivo final de la caracterización geomecánica, aunque la misma pasará en secuencia, por la caracterización del o de los materiales (rocas intactas) que conforman al macizo y luego por la caracterización de las estructuras (discontinuidades) que interrelacionan entre ellos los mismos materiales componentes del macizo.

El macizo rocoso, en función de la densidad de fracturas y de la orientación de las mismas (grado de anisotropía), puede ser esquematizado con un modelo continuo, discontinuo, o continuo equivalente.

En los casos de aplicación de un modelo discontinuo, el objetivo fundamental de la caracterización es individuar las características geométricas y de resistencia de las discontinuidades específicas, utilizando para ello alguna de las metodologías que se han propuesto para tal fin, por ejemplo por Barton (1973) entre otros autores disponibles.

Para los casos de macizos rocosos representables con un modelo continuo o con uno continuo

equivalente de acuerdo con la metodología propuesta por Hoek y Brown (1997), para estimar los parámetros geomecánicos de resistencia y deformación de los macizos rocosos que puedan ser considerados macroscópicamente isótropos en relación con la escala de la aplicación específica, se requiere el conocimiento de los tres siguiente parámetros básicos, dos de ellos relativos a los materiales rocosos que conforman el macizo y el tercero relativo a la macro-estructura del macizo:

- La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta " σ_{ci} "
- La constante " m_i " que define el carácter friccionante de la roca
- El Geological Strength Index "**GSI**" del macizo rocoso.

Se anexan dos tablas que resumen los posibles rangos numéricos correspondientes a cada uno de los dos primeros parámetros referidos, las cuales pueden ser utilizadas en primera aproximación para estimar los valores de estos dos parámetros para una determinada roca, en ausencia o a complemento de ensayos de laboratorio. Luego también se anexan las tablas de Hoek relativas a la definición y determinación del tercer parámetro, el GSI.

El siguiente paso es la estimación de las cuatro características geomecánicas básicas de resistencia y deformación del macizo rocoso:

- El ángulo de fricción del macizo rocoso " φ_m "
- La cohesión del macizo rocoso " c_m "
- La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso " σ_{cm} "
- El módulo de deformación del macizo rocoso " E_m ".

Para ello Hoek y Brown indican las siguientes fórmulas empíricas:

$$\begin{aligned} \varphi_m &= \text{sen}^{-1}[(6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})/(2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})] \\ c_m &= \sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma_{3n}]/(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}/(1+a)(2+a)[1+(6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))]^{0.5} \\ \sigma_{cm} &= \sigma_{ci} [(m_b+4s-a(m_b-8s))*(m_b/4+s)^{a-1}]/[2(1+a)(2+a)] \\ E_m &= 1000(\sigma_{ci}/100)^{1/2}10^{(GSI-10)/40} \quad (\text{enMPa}) \end{aligned}$$

Siendo: $\sigma_{3n} = \sigma_{3max}/\sigma_{ci}$ $(\sigma_{3max}/\sigma_{cm}) = 0.47(\sigma_{cm}/\gamma H)^{-0.91}$

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

Con "H" profundidad del túnel y "D" factor de perturbación constructiva: igual a "0" para condiciones no disturbadas e igual a "1" para voladuras no bien controladas.

Se debe recalcar que se trata de formulas empíricas que deben ser utilizadas con extremo cuidado y en todos los casos, cada uno de estos siete parámetros geomecánicos es recomendable sea cuantificado en términos estadísticos, asignando a cada uno de ellos una distribución probabilística en función de su naturaleza y unos índices y rangos estadísticos en función de los conocimientos específicos de los cuales sobre ellos se dispone en cada caso.

Field estimates of uniaxial compressive strength of intact rock.

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.

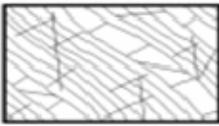
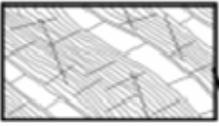
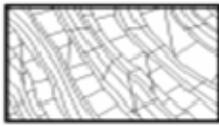
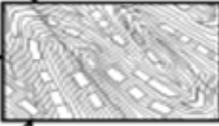
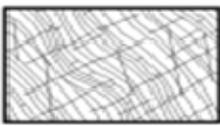
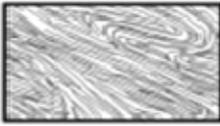
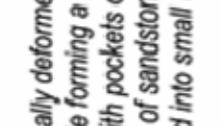
Values of the constant m_i for intact rock, by rock group¹. Note that values in parenthesis are estimates. The range of values quoted for each material depends upon the granularity and interlocking of the crystal structure – the higher values being associated with tightly interlocked and more frictional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

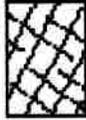
Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic				Chalk 7 ± 2	
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	Diorite 25 ± 5		
			Granodiorite (29 ± 3)			
	Dark	Gabbro 27 ± 3	Dolerite (16 ± 5)			
		Norite 20 ± 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.

Rock Type: <input type="text" value="General"/>	SURFACE CONDITIONS								
GSI Selection: <input type="text" value="31"/>	<input type="text" value="OK"/>	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR			
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY							
	<p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>		<p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>		<p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets, Persistence of bedding planes or schistosity</p>		
	<p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>		<p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES					
	90	80	70	60	50	40	30	20	10

Rock Type: Flysch <input type="button" value="OK"/>		GSI Selection <input type="text" value="31"/>		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES						
		COMPOSITION AND STRUCTURE					VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR
<p>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.</p> 		<p>D. Siltstone or silty shale with sandstone layers</p> 		<p>E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers</p> 		<p>70</p> <p>60</p> <p>50</p> <p>40</p> <p>30</p> <p>20</p> <p>10</p>				
<p>B. Sandstone with thin interlayers of siltstone</p> 		<p>C. Sandstone and siltstone in similar amounts</p> 		<p>F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</p> 						
<p>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.</p> 		<p>G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers</p> 		<p>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.</p> 						
				<p>↑ : Means deformation after tectonic disturbance</p>						

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX <p>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 Geological Strength Index (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.</p>		CONDICION DE LA SUPERFICIE				
ESTRUCTURA		MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
		Muy rugosa, superficies sin meteorización	Rugosa, ligeramente meteorizada, superficies teridas de óxido	Plana, moderadamente meteorizada, superficies alteradas	Espejos de falla, superficies muy meteorizadas con rellenos duros o de fragmentos angulares	Espejos de falla, superficies muy meteorizadas con rellenos de arcilla blanda
		DISMINUCION EN CALIDAD DE SUPERFICIE 				
	INTACTA O MASIVA – rocas intactas o rocas masivas in situ con pocas discontinuidades separadas ampliamente	90			N/A	N/A
	FRACTURADA – macizo rocoso poco perturbado consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas ortogonales de discontinuidades, muy bien unidos entre sí	80	70			
	MUY FRACTURADA – macizo rocoso parcialmente perturbado consistente de bloques angulares unidos entre sí, formados por cuatro o más sistemas de discontinuidades		60	50		
	FRACTURADA/PERTURBADA – macizo rocoso plegado y/o fallado con bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades			40	30	
	DESINTEGRADA – macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente unidos entre sí				20	
	FOLIADA/LAMINADA – macizo rocoso foliado, plegado y cizallado tectónicamente. La esquistosidad prevalece sobre cualquier sistema de discontinuidades, completamente carente de bloques	N/A	N/A			10
		DISMINUCION EN LA UNION DE LOS BLOQUES DE ROCA 				

EL GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) DE HOEK PARA ROCAS METAMORFICAS

CLASE DE COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN

El comportamiento geo-estático de una excavación subterránea o, aún más esquemáticamente, la "Clase de comportamiento de la excavación", depende de la combinación de un conjunto de numerosos factores que, con el máximo de la simplificación, pueden identificarse como: el estado de sollicitación natural preexistente en el medio a excavar y la resistencia geomecánica del mismo.

El estado de sollicitación natural, en primera aproximación, puede (a falta de elementos adicionales como por ejemplo mediciones directas o indirectas en sitio) asociarse directamente con la profundidad o cobertura (H) de la excavación y la geomecánica del medio a excavar puede, también con una cierta aproximación, asociarse por un lado con la resistencia de los materiales dominantes en el medio y por el otro lado, con la macro-estructura geomecánica del macizo (fracturas, alteraciones, anisotropías y morfologías de las superficies de las discontinuidades, entre otros) para identificar y sintetizar la cual se pueden usar diferentes índices de calidad geomecánica (por ejemplo el RMR de Bieniawsky, el Q de Barton, el RSR de Wikham, etc.) y en especial el ya comentado GSI de Hoek.

En condiciones de sollicitaciones naturales que resulten considerablemente elevadas en relación con la resistencia del macizo natural y simplificando un poco mas, puede hacerse directamente referencia a la resistencia a la compresión no confinada del macizo rocoso (σ_{cm}) y ponerla directamente en relación con el estado de sollicitación natural (γH), siendo (γ) la densidad del macizo rocoso, introduciendo para tal correlación el importante concepto de "Índice de competencia de la excavación" ($IC = \sigma_{cm} / \gamma H$) el cual resultará de gran utilidad al momento de discriminar la clase de comportamiento de la excavación en las circunstancias descritas, mientras para condiciones de valores elevados del referido índice (IC), así como generalmente ocurre a coberturas moderadas donde las condiciones de sollicitaciones naturales resultan naturalmente bajas, podrá resultar suficientemente condicionante y discriminante de la clase de comportamiento de la excavación, la calidad geomecánica del macizo (GSI) por sí sola, según se detallará más adelante.

Dentro de este orden de ideas, las posibles clases de comportamiento de la excavación pueden, para fines prácticos, agruparse en las cinco siguientes:

- **Clase de comportamiento "A"**

Comportamiento a frente y cavidad estables. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación, que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio no superan las características de resistencia del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es por lo general siempre mucho mayor de la unidad ($FS > 2.5$).

Los fenómenos de deformación que consiguen a la excavación evolucionan manteniéndose en campo elástico, son inmediatos y son por lo general de modesto alcance, limitados al orden de pocos centímetros. Las deformaciones axiales del núcleo, presentes bajo la forma de extrusiones, son despreciables.

La deformación radial libre de la cavidad (relación porcentual entre el desplazamiento radial y el

radio de la galería: R_o) es muy baja ($\varepsilon < 1\%$); aún menor es la deformación radial al frente ($\varepsilon_o \ll 0.5\%$); la plastificación (expresada en términos de extensión del radio plástico, R_p) es prácticamente inexistente ($R_p/R_o = 1$) y el índice de competencia de la excavación resulta ser muy elevado ($IC \gg 0.45$). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es elevado ($GSI > 60$).

La eventual presencia de agua, también en régimen hidrodinámico, generalmente no influye en la estabilidad del túnel, a menos que se trate de terrenos alterables o, que gradientes hidráulicos demasiado fuertes provoquen un lavado tal de reducir drásticamente la resistencia al corte a lo largo de los planos de discontinuidad presentes en el terreno.

Toda la excavación es globalmente estable y se pueden eventualmente producir solamente inestabilidades muy localizadas en términos de caída de bloques aislados, debido a localmente desfavorables circunstancias geo-estructurales en un macizo algo discontinuo.

Las intervenciones de estabilización son por lo general mínimas y están principalmente dirigidas a evitar localizados desprendimientos del terreno potencialmente peligrosos para las personas y al mismo tiempo a mantener un perfil de excavación regular.

En lo que específicamente se refiere al soporte a preseleccionar en esta clase, se considera suficiente la eventual puesta en obra de pernos aislados con además una eventual capa poco espesa de concreto proyectado fibroreforzado.

- **Clase de comportamiento “B”**

Comportamiento a frente estable y cavidad estable a corto plazo. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación, que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio se acercan a las características de resistencia elástica del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es: aún mayor de la unidad ($FS_f \approx 2$) en el frente y próxima a la unidad ($FS_c \approx 1$) en el contorno de la cavidad a cierta distancia del primero.

Los fenómenos de deformación que consiguen a la excavación evolucionan en campo elástico en el frente y en campo elasto-plástico sobre el contorno de la cavidad, son algo diferidos y son por lo general de limitado alcance, en el orden de centímetros. Las deformaciones axiales del núcleo, presentes bajo la forma de extrusiones, son limitadas y no condicionan la estabilidad del túnel ya que el terreno está aún en condición de movilizar una suficiente resistencia residual.

Bajo coberturas elevadas, la deformación radial libre de la cavidad vale ($1\% < \varepsilon < 2.5\%$); la deformación radial al frente vale ($\varepsilon_o \leq 0.5\%$); el radio de plastificación vale ($1 < R_p/R_o < 2$) y el índice de competencia vale ($0.3 < IC < 0.45$). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es relativamente alto ($40 < GSI < 60$).

La eventual presencia de agua, especialmente si bajo un régimen hidrodinámico, reduciendo la capacidad de resistencia al corte del terreno, favorece la extensión de la plastificación y aumenta por lo tanto la importancia relativa de los fenómenos de inestabilidad. Es por esto necesario prevenir la presencia del agua, sobretodo en la zona del frente de excavación, desviándola para

mantenerla en lo posible hacia el exterior del núcleo.

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 el uso de intervenciones tradicionales de contención radial.

Las intervenciones de estabilización son generalmente de tipo conservativo basadas en técnicas de contraste pasivo, o sea dirigidas a evitar el completo de-confinamiento del macizo rocoso en el contorno de la cavidad y entonces su descompresión hasta mucho más allá del mismo contorno.

En lo que específicamente se refiere al soporte a preseleccionar en esta clase, se considera apropiada la puesta en obra de un sistema compuesto por la integración de una capa de concreto proyectado fibroreforzado de moderado espesor, con pernos y eventuales costillas metálicas livianas, capaz de contrastar con adecuado margen de seguridad las cargas radiales.

- **Clase de comportamiento “C”**

Comportamiento a cavidad inestable. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio superan por poco las características de resistencia elástica del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es: próxima a la unidad ($FS_f \approx 1$) en el frente y menor a la unidad ($FS_c < 1$) en el contorno de la cavidad a cierta distancia del primero.

Las deformaciones se desarrollan lentamente en relación a las normales velocidades de avance de la excavación y aunque no se producen evidentes derrumbes del frente debido al moderado desequilibrio tensional, las deformaciones axiales del núcleo, presentes bajo la forma de extrusiones, pueden condicionar la estabilidad del túnel.

Además, debido al producirse ya en el mismo frente de deformaciones plásticas, las condiciones de la cavidad lejos del frente resultan algo críticas y la franja plástica se desarrolla en sentido radial en una extensión superior al radio del túnel, con una consecuente convergencia radial importante y con deformaciones axiales en el frente.

Bajo coberturas elevadas, la deformación radial libre de la cavidad vale ($2.5\% < \varepsilon < 5\%$); la deformación radial al frente vale ($0.5 < \varepsilon_o < 1\%$); el radio de plastificación vale ($2 < R_p/R_o < 4$) y el índice de competencia vale ($0.2 < IC < 0.3$). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es reducido ($30 < GSI < 50$).

La eventual presencia de agua, reduciendo la capacidad de resistencia al corte del terreno, favorece la extensión de la plastificación y aumenta por lo tanto la importancia relativa de los fenómenos de inestabilidad. Es por esto necesario prevenir la presencia del agua, sobretodo en la zona del frente de avance, desviándola para mantenerla en lo posible hacia el exterior del núcleo.

En lo que específicamente se refiere al soporte a preseleccionar en esta clase, las acciones de estabilización en general es probable que puedan concretizarse con la sola aplicación de una adecuada estructura de contraste constituida por costillas y concreto proyectado fibroreforzado,

pero suficientemente pesada para soportar las cargas de equilibrio y solo eventualmente, complementada con una armadura del frente mediante elementos de vidrio resina con el objeto de rigidizarlo lo suficiente para permitir un equilibrio temporal de la cavidad hasta tanto, a distancia del orden de un radio, entre a actuar el soporte primario después de haberse desarrollado una limitada y por lo tanto aún beneficiosa convergencia de la cavidad.

Sin embargo, para las condiciones más críticas de esta misma clase, las intervenciones pueden llegar a ser predominantemente mejorativas y a tal fin la consolidación del frente mediante elementos de vidrio resina se podrá inclusive extender en el inmediato estrados del perímetro de la excavación, mediante la colocación de una serie de elementos de vidrio resina periféricos y algo inclinados respecto al eje del túnel para de tal manera afectar, con la acción mecánica de la armadura de pre-consolidación, una corona de roca inmediatamente externa al perímetro de excavación, contribuyendo de tal forma a limitar la extensión del radio de plastificación de la roca alrededor de la excavación y en consecuencia limitar las cargas finales de equilibrio sobre el soporte seleccionado.

- **Clase de comportamiento “D”**

Comportamiento a frente inestable. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio superan las características de resistencia del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es: menor a la unidad ($FS_f < 1$) en el frente y mucho menor a la unidad ($FS_c \ll 1$) en el contorno de la cavidad a cierta distancia del primero.

Los fenómenos de deformación resultan inaceptables ya que evolucionan rápidamente en campo de ruptura dando lugar a graves manifestaciones de inestabilidad tales como la caída del frente y el colapso de la cavidad, sin dejar el tiempo de actuar con intervenciones de contención radial: las deformaciones axiales del núcleo, presentes bajo la forma de extrusiones o colapsos, condicionan la estabilidad del túnel.

En la zona del frente el desequilibrio tensional es tal de producir altos gradientes deformativos, resultando críticas las condiciones de estabilidad del frente para las normales velocidades de avance.

Además, las condiciones de la cavidad lejos del frente resultan aún más críticas y la franja plástica se desarrolla en sentido radial en una extensión superior al diámetro del túnel, con una consecuente convergencia radial muy importante: se requieren por lo tanto intervenciones de pre-consolidación a monte del frente de avance para desarrollar acciones de pre-contención y capaces de inducir artificialmente los efectos de arco.

Bajo coberturas elevadas, la deformación radial libre de la cavidad vale ($5\% < \varepsilon < 10\%$); la deformación radial al frente vale ($\varepsilon_o > 1\%$); el radio de plastificación vale ($R_p/R_o > 4$) y el Índice de competencia vale ($0.15 < IC < 0.2$). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es bajo ($20 < GSI < 40$).

La eventual presencia de agua, en régimen hidrostático, reduce aún más la capacidad de resistencia al corte del terreno favoreciendo una mayor extensión de la plastificación e

incrementando la magnitud de los fenómenos de deformación.

La misma agua, en régimen hidrodinámico, se traduce en fenómenos de arrastre de materiales y de sifonamiento absolutamente inaceptables y peligrosos para la estabilidad global de la excavación. Por lo tanto, es necesario prevenir la presencia del agua, sobretodo en la zona del frente de avance, desviándola para mantenerla en todo lo posible hacia el exterior del núcleo.

Para contener el desarrollo de la plastificación, sea más allá del frente de la excavación y sea en sentido radial, es muy útil una densa intervención mejorativa de consolidación preventiva del núcleo con elementos resistentes de vidrio resina conectados al macizo rocoso mediante inyecciones de mezclas de cemento.

El soporte primario debe ser preseleccionado pesado y estar constituido por una espesa capa de concreto proyectado fibroreforzado y pesadas costillas metálicas eventualmente integradas con la aplicación de elementos radiales de mejora del macizo rocoso cuya densidad y longitud dependerán esencialmente del comportamiento deformacional del macizo rocoso alrededor de la excavación.

Tales elementos radiales mejorativos podrán ser constituidos por vidrio resina, o podrán ser cables o pernos estructuralmente equivalentes, dependiendo de la factibilidad práctica de su construcción, en relación con la densidad y longitud que resulten necesarias.

- **Clase de comportamiento “E”**

Comportamiento inestable. Tal clase de comportamiento se produce cuando el estado de sollicitación, que se establece al frente y al contorno de la cavidad como consecuencia de la redistribución de los esfuerzos naturales que sigue a la excavación misma, es tal que los esfuerzos en el medio superan ampliamente las características de resistencia del mismo y la relación de movilización entre resistencia y sollicitaciones es mucho menor a la unidad ($FS \ll 1$) sea en el frente y sea en el contorno de la cavidad.

Esta clase se distingue por una inestabilidad a corto plazo del frente con derrumbes inmediatos en el mismo como consecuencia de las operaciones de avance y en presencia de la convergencia libre de la cavidad muy acentuada.

Tal comportamiento es, por ejemplo, típico de los terrenos incoherentes, de macizos rocosos cataclados, como en las zonas de fallas, o en presencia de fuertes gradientes hidráulicos, o de todos modos en los casos en donde desequilibrios tensionales elevadísimos determinan el derrumbe inmediato del frente al momento de la abertura de la cavidad.

En el caso de cruce de fallas o en los tramos que de todos modos se caractericen por una inestabilidad a corto plazo del frente con condiciones de colapso inmediato, se evaluará en función de las características geo-estructurales y hidrogeológicas, la necesidad de intervenciones de pre-confinamiento, pre-soporte o de mejoramiento en avance, o de eventualmente una oportuna combinación de dichos métodos.

Bajo coberturas elevadas, la deformación radial libre de la cavidad vale ($\varepsilon > 10\%$); la deformación radial al frente vale ($\varepsilon_0 \gg 1\%$); el radio de plastificación vale ($R_p/R_0 \gg 4$) y el Índice de

competencia vale ($IC < 0.15$). El GSI, principal controlador del comportamiento de la excavación cuando las coberturas son moderadas, es muy bajo ($GSI < 20$).

La eventual presencia de agua, reduce drásticamente la capacidad de resistencia al corte del terreno favoreciendo una mayor extensión de la plastificación e incrementando la magnitud de los fenómenos de deformación, dando posiblemente lugar a fenómenos de arrastre de materiales y de sifonamiento absolutamente inaceptables y peligrosos para la estabilidad global de la excavación. Por lo tanto, es indispensable prevenir la presencia del agua, desviándola para mantenerla en todo lo posible hacia el exterior.

Debido a la reducida capacidad portante de los terrenos, el sistema de contraste de primera fase además de resultar lo suficientemente pesado y debidamente integrado como en la clase anterior, contemplará también adecuadas soluciones técnicas complementarias (por ejemplo, costillas con apoyo aumentado, tratamiento mejorativo del terreno de fundación de las costillas, arco invertido provisional, arco invertido definitivo en avance, arcos de pre-soporte de la excavación, etc.).

El soporte primario debe ser preseleccionado muy pesado y estar constituido por una muy espesa capa de concreto proyectado fibroreforzado y pesadas costillas metálicas integradas con la aplicación de densos elementos radiales de mejora del terreno.

Tales elementos radiales mejorativos podrán ser constituidos por vidrio resina, o podrán ser cables o pernos estructuralmente equivalentes, dependiendo de la factibilidad práctica de su construcción, en relación con la densidad y longitud que resulten necesarias.

	Strain ϵ %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	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.
B	1 to 2.5	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	2.5 to 5	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	5 to 10	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	More than 10	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 and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

Approximate relationship between strain and the degree of difficulty associated with tunnelling through squeezing rock. This strain is for tunnels with no support.

Hoek & Marinos Tunnels and Tunnelling International November 2000-December 2000

CLASES DE COMPORTAMIENTO Y PRESELECCIÓN DEL SOPORTE

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

DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS Y DIMENSIONADO DEL SOPORTE

Una vez preseleccionado cualitativamente el soporte necesario a la adecuada estabilización el túnel, basado en la determinación de la clase de comportamiento de la excavación de acuerdo con las pautas establecidas con anterioridad, para elaborar un detallado diseño estructural es luego necesario proceder con los correspondientes análisis y cálculos, para lo cual el elemento básico lo constituye la determinación de las cargas actuantes sobre la estructura del soporte, además obviamente de la calibración de la rigidez de los terrenos que acogerán la misma estructura del soporte a diseñar.

Así como ya comentado y reiterado con anterioridad, también para la determinación práctica de las cargas actuantes sobre el soporte de una sección de túnel, es conveniente y necesario diferenciar las secciones de excavación de acuerdo con su correspondiente rango de coberturas (H): "bajas – intermedias – altas".

La anteriormente identificada cobertura límite inferior, representa para un determinado túnel aquel valor (H_i) que delimita las secciones bajas de las intermedias y la anteriormente identificada cobertura límite superior, representa para el mismo túnel aquel valor (H_s) que delimita las secciones intermedias de las altas.

La experiencia hasta ahora acumulada en el diseño y construcción de los muchos kilómetros de túneles excavados convencionalmente en ambientes geológicos venezolanos de distinta naturaleza, desde aquellos caracterizados por macizos rocosos constituidos por rocas metamórficas foliadas en condiciones físicas muy variables entre descompuestas y frescas hasta aquellos caracterizados por rocas masivas con igual variabilidad de sus condiciones físicas y pasando también por terrenos residuales y sedimentarios, ha permitido identificar para las referidas coberturas límites dimensiones comprendidas entre 75 y 150 metros para H_s y dimensiones comprendidas entre 10 y 25 metros para H_i .

En cada caso particular, el valor específico de la cobertura límite depende de las dimensiones de la sección (por ejemplo del ancho, o diámetro equivalente "b") y de las características geomecánicas del terreno (por ejemplo del grupo geomecánico de pertenencia "GGi", dentro de un rango de 'i' estimable de 1 a 5 y asociable en primera instancia al índice de calidad geomecánica de Hoek "GSI").

En primera aproximación, se ha estimado que en general los valores correspondientes a las dos coberturas límites responden bastante aceptablemente a las siguientes relaciones:

$$H_i = b (75/GSI)$$

$$H_s = b (GSI/5)$$

Se observa que, así como ya comentado en ocasiones anteriores, con el aumentar de la calida geomecánica del macizo a excavar se amplía el rango de las coberturas intermedias (disminuyendo H_i y aumentando H_s) para las cuales resulta prácticamente inmediato asociar, sea el comportamiento geomecánico de la sección, sea la clase de comportamiento de la excavación y sea finalmente el soporte a instalar, a solamente las características geomecánicas del macizo rocoso a excavar: el GGi, o en primera instancia el solo GSI, para la específica dimensión de la sección del túnel.

Efectivamente, de acuerdo con la cobertura de una determinada sección del túnel, las cargas actuantes sobre el soporte se estiman generalmente siguiendo dos diferentes metodologías: la metodología del "sólido de cargas" en los casos de coberturas moderadas, inferiores a H_s , y la metodología de las "líneas características" en los otros casos, de coberturas altas, superiores a H_s .

Además, también se aplica un esquema distinto de distribución para las cargas actuantes: sobre el revestimiento definitivo, cargas gravitacionales verticales en bóveda y horizontales en los hastiales para las secciones bajo coberturas moderadas y cargas radiales solo en bóveda para las secciones más profundas. Sobre el soporte primario, se aplica por lo general indistintamente el modelo simplificado de cargas radiales en bóveda y hastiales.

- Para las secciones de excavación con coberturas bajas y clasificables como "superficiales" ($H \leq H_i$), la carga de equilibrio de contraste sobre el soporte primario y las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento definitivo serán las mismas y serán iguales a las cargas gravitacionales (γH) correspondientes a un sólido de altura coincidente con la cobertura específica.

Sobre el revestimiento definitivo de estas secciones, las cargas horizontales de diseño serán iguales a las que se deriven de la aplicación de la teoría clásica de empujes sobre estructuras de contención de tierra y además actuarán también las acciones sísmicas.

- Para las secciones de excavación bajo coberturas moderadas y clasificables como "intermedias" ($H_i < H \leq H_s$), la carga de equilibrio de contraste actuante sobre el soporte primario será radial e igual a la carga gravitacional correspondiente a un sólido de altura: $H_p = \alpha(b+h)$, siendo " α " un coeficiente de proporcionalidad lineal (de Terzaghi) función de las características geomecánicas del terreno y siendo " b " el ancho y " h " la altura de la sección del túnel.

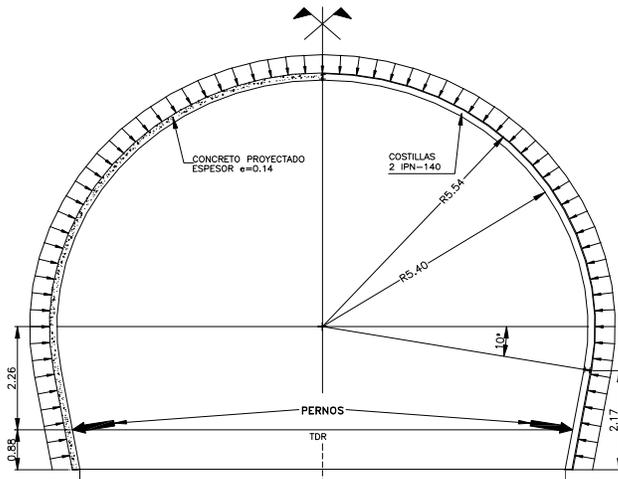
El coeficiente de proporcionalidad (α) es función de "GSI" y " m_i ", según se refleja en el gráfico anexo y que responde aproximadamente a la fórmula (Perri, 2000):

$$\alpha = 1244 m_i^{-1,433} GSI^{(m_i 0,0004 \text{ mi}-0,0046 \text{ mi}-1,2344)}$$

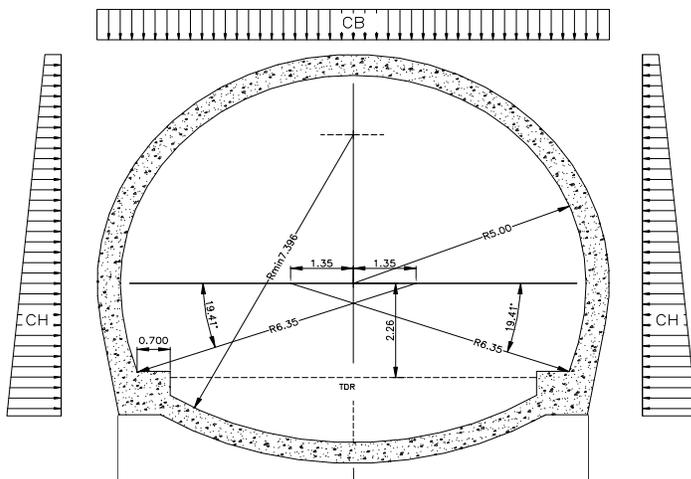
En estas secciones clasificadas como intermedias, para estimar las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento definitivo se podrá eventualmente asumir una oportuna disminución del coeficiente " α ", de entre el 25% y máximo el 50% del valor obtenido de la fórmula, dependiendo de las condiciones geomecánicas de la excavación y de los lapso de tiempo previstos a transcurrir antes del comienzo de la construcción del revestimiento definitivo del túnel.

Efectivamente, la referida reducción de la carga de diseño actuante sobre el revestimiento podrá ser tanto más acentuada cuanto más se pueda con certeza asumir que el soporte primario se haya efectivamente cargado por efecto del sólido de cargas antes de la construcción del revestimiento, el cual a su vez y en consecuencia deberá recibir solamente toda aquella porción de la carga no previamente absorbida por el soporte primario.

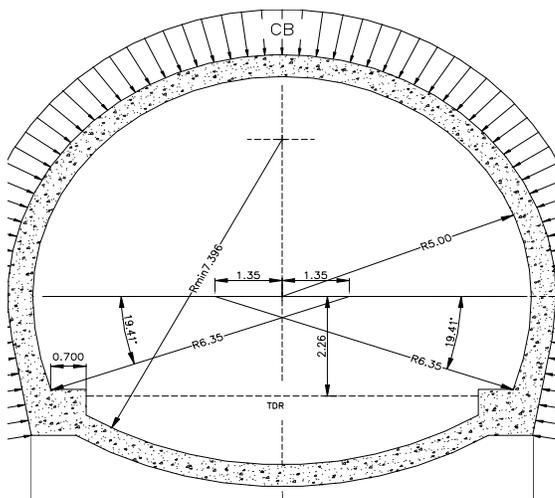
ESQUEMAS DE CARGAS SOBRE SOPORTES Y REVESTIMIENTOS



Esquema de Cargas
Soporte Primario



Esquema de Cargas
Revestimiento Definitivo
Coberturas Moderadas



Esquema de Cargas
Revestimiento Definitivo
Coberturas Elevadas

Sobre el revestimiento definitivo de estas secciones intermedias, las cargas horizontales de diseño serán iguales a las que se deriven de la aplicación de la teoría clásica de empujes sobre estructuras de contención de tierra, o serán simplemente las que se deriven de la reacción elástica de confinamiento ofrecida por el terreno sobre el revestimiento deformable, según indique el modelo de análisis que se aplique en cada caso específico. Las acciones sísmicas se aplicarán solamente donde explícitamente lo recomienden los estudios geológicos y geotécnicos.

- Para las secciones clasificables como “profundas” ($H > H_s$), las cargas de equilibrio de contraste actuantes sobre el soporte primario serán las radiales que resulten de un análisis de interacción por líneas características.

Sobre el revestimiento definitivo, las cargas de diseño serán radiales, aplicadas solamente en la zona de bóveda y de magnitud proporcional a la extensión del radio de plastificación establecido en correspondencia del equilibrio alcanzado con el soporte primario o del radio que luego se pueda eventualmente alcanzar hasta la efectiva entrada en actuación del revestimiento, mientras las cargas horizontales actuantes serán las resultantes de la reacción elástica de confinamiento ofrecida por el terreno sobre el revestimiento deformable. Las acciones sísmicas se aplicarán solamente donde explícitamente lo recomienden los estudios geológicos y geotécnicos. Todos los elementos anteriores, relativos a los criterios para calcular las cargas actuantes sobre los soportes, deben luego ser empleados para un detallado diseño estructural sobre la base de la capacidad estructural misma de los posibles soportes a emplear, disponibles en cada caso específico.

Selección y diseño estructural del soporte

En la moderna tecnología de túneles, los soportes colocados durante la excavación se componen de un conjunto de elementos resistentes, el principal de los cuales es el concreto proyectado fibroreforzado eventualmente complementado con marcos y pernos metálicos los cuales, según sea el caso, podrán ser colocados en diferentes combinaciones, así como a manera de ejemplo en la tabla que sigue, se indica para cinco típicos soportes primarios los cuales (SP-a; SP-b; SP-c; SP-d; SP-e) en el caso de la tabla están referidos a un túnel de aproximadamente 10 metros de ancho (b), o de similar diámetro equivalente.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y ESTRUCTURALES DE SOPORTES BÁSICOS				
Tipo de Soporte	Concreto Proyectado	Costillas Metálicas	Pernos Metálicos 20 t	Capacidad (Kg/cm²)
SP-a	10 cm	-	-	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

En la referida tabla puede observarse que, con la excepción de las dos situaciones extremas, para las cuales en un caso ciertamente se trata de situaciones geomecánicas en las que no es necesario integrar el soporte con marcos metálicos y en el otro caso se trata de situaciones geomecánicas en las que es en cambio prácticamente inevitable tal uso, en todas las situaciones intermedias y más recurrentes en las practica tunelera, es siempre posible optar por lo menos entre dos alternativas tecnológicas de soporte: una basada sobre el uso de los marcos metálicos para integrar el concreto proyectado y la otra basada en cambio sobre el uso sistemático y extensivo de los pernos metálicos para integrar el mismo concreto proyectado.

Efectivamente, desde un punto de vista estrictamente estructural, es ciertamente posible alcanzar el mismo objetivo en cuanto a capacidad estructural o capacidad de contraste del soporte, con ambas alternativas tecnológicas y en consecuencia, la selección práctica finalmente depende en cada caso de factores tales como, por ejemplo: la disponibilidad en obra de los mismos elementos, la disponibilidad de los equipos para la colocación en obra de los elementos, el costo comparativo de los elementos en el mercado específico, las condiciones contractuales, los rendimientos productivos, la experiencia y tradición del constructor.

Naturalmente podría además mencionarse toda una larga serie de distintas ventajas o desventajas técnicas comparativas entre ambas alternativas, pero en este aspecto entraría fácilmente en juego con mucha fuerza la subjetividad de cada quien, con lo cual se terminarían invalidando con facilidad las respectivas posiciones al respecto.

Finalmente, sobre la base de las posibles alternativas de soporte previstas o disponibles en cada proyecto, se debe proceder a la selección específica de este para cada sección de diseño, confrontando los valores de la presión que se espera deba actuar (las cargas) de acuerdo con las coberturas y las posibles condiciones geomecánicas de los terrenos a encontrar (representadas estas por ejemplo por el Geological Strength Index de Hoek) con los valores de la capacidad (las resistencias) de los soportes disponibles.

Siguiendo tal procedimiento para, por ejemplo, un túnel de aproximadamente 10 metros de ancho ó similar diámetro equivalente, se han obtenido preliminarmente los soportes indicados en la tabla que se reporta.

PRESELECCIÓN DE SOPORTES BÁSICOS EN FUNCIÓN DE GSI Y COBERTURA

Cobertura:	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)
Geomecánica del Terreno:	5-10	10-20	20-100	100-150	150-250	250-500
GSI <= 20	SP-e	SP-e	SP-e	SP-e	SP-e	SP-e
20 < GSI < 40	SP-e	SP-d	SP-d	SP-d	SP-d	SP-e
30 < GSI < 50	SP-d	SP-c	SP-c	SP-c	SP-c	SP-d
40 < GSI <= 60	SP-c	SP-b	SP-a	SP-a	SP-b	SP-c
GSI > 60	SP-c	SP-b	SP-a	SP-a	SP-a	SP-a

Por otro lado, se dispone de metodologías de análisis y cálculo estructural que bien pueden ser adoptadas y adaptadas al diseño de elementos estructurales resistentes en concreto fibroreforzado, desde algunas analíticas aún sencillas hasta otras numéricas más sofisticadas y más versátiles, tales como son las que hacen uso de códigos tan poderosos y ya tan difundidos como el SAP 2000®, o de otros códigos aún más complejos, con algoritmos de diferencias finitas y elementos finitos, en campo bi y tri-dimensional.

Se comentan a continuación los resultados obtenidos de los análisis efectuados para soportes de túneles de 10 m de ancho, recurriendo a la modelación numérica por medio del código SAP (Structural Analysis Program), relativos a tres de los espesores de concreto proyectado ya considerados (14cm para P-b, 16cm para P-c, 20cm para P-d/e), mientras el soporte primario P-a de 10 cm de espesor no se ha analizado ya que su uso está generalmente limitado a los casos de cargas estáticas nulas o muy bajas y su función es esencialmente de protección contra los posibles desprendimientos locales accidentales de pequeños bloques rocosos del techo y paredes de la excavación.

Los resultados más representativos de los análisis numéricos efectuados están representados por las máximas tracciones en las dos zonas críticas de la sección estructural del soporte (bóveda y hastiales) y son función, sea de los niveles de rigidez del terreno y sea de los esquemas de cargas considerados en los análisis: el de una presión normal uniforme sobre todo el perímetro del arco del soporte y el, más crítico, de una presión aún normal pero diferente entre la bóveda y los hastiales, con finalmente una presión lateral gradualmente reducida a solo una fracción hacia los pies del arco.

Las tracciones más elevadas, se obtienen en correspondencia de los análisis que simulan cargas del terreno sobre el soporte con una presión lateral reducida y las más bajas por el contrario, corresponden a los análisis con presiones uniformes sobre todo el perímetro del soporte. Las zonas más críticas del soporte, en cuanto a presencia y magnitud de las tracciones, son las de los hastiales a contacto con el terreno: para los análisis con presiones uniformes sobre todo el perímetro del soporte, no se producen tracciones en las zonas de bóveda, mientras para los análisis con presión lateral reducida, las tracciones que se producen en las zonas de bóveda resultan siempre inferiores a las correspondientes de los hastiales.

Las referidas tracciones en las zonas de los hastiales, que se producen también con presiones uniformes sobre todo el perímetro del soporte, resultan siempre más elevadas cuando se simula una menor rigidez para el terreno.

La máxima tracción obtenida es de 9.0 Kg/cm^2 (0.9 MPa), siguiéndole otros valores elevados (8.2; 7.3; 5.7 y 3.9 Kg/cm^2). Todas las demás tracciones máximas obtenidas son de 2.8 Kg/cm^2 (0.3 MPa), o menores.

En suma, todos los casos analizados, incluyendo los correspondientes a las condiciones más desfavorables de magnitud y esquema de cargas así como de rigidez del terreno, muestran que las tracciones a esperar en todos los soportes resultan inferiores a 1 MPa y por lo tanto en principio, siempre compatibles con las resistencias características equivalentes a tracción por flexión que se pueden generalmente alcanzar con un concreto proyectado de clase

C24/30 y con una dosificación mínima de fibras metálicas (25 Kg/m³): aproximadamente unos 1.5 MPa, de acuerdo con los numerosos ensayos.

Se anexa a continuación la tabla de diseño del soporte primario recabada de la síntesis de todos los análisis llevados a cabo según hasta ahora comentados, la cual puede ser diligentemente utilizada para fines de un inmediato prediseño del soporte de túneles con diámetro equivalente en el orden de los 10 metros.

La primera parte de esta tabla permite seleccionar el soporte sobre la base de la clase de comportamiento de la excavación, la cual es referible: al **GSI** (Geological Strength Index) para las secciones de túneles bajo coberturas moderadas ($H \leq H_s$) y, para las secciones de túneles bajo coberturas elevadas ($H > H_s$), al Índice de Competencia:

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

La segunda parte de la tabla describe las características geométricas y estructurales básicas de los soportes referidos, para los cuales en relación con el principal elemento estructural que los identifica, cual es el concreto proyectado fibroreforzado, se indica su mínima resistencia equivalente a tracción por flexión (feq) referencialmente recomendada para cada caso.

DISEÑO DEL SOPORTE PRIMARIO: Túneles de ancho ~ 10 m

COBERTURAS $\leq H_i$		$H_i < \text{COBERTURAS} \leq H_s$		COBERTURAS $> H_s$	
GSI ≤ 20	SP-e	GSI ≤ 20	SP-e	IC ≤ 0.15	SP-e
20 < GSI ≤ 40	SP-e	20 < GSI ≤ 40	SP-d	0.15 < IC ≤ 0.20	SP-d
30 < GSI ≤ 50	SP-d	30 < GSI ≤ 50	SP-c	0.20 < IC ≤ 0.30	SP-c
40 < GSI ≤ 60	SP-c	40 < GSI ≤ 60	SP-b	0.30 < IC ≤ 0.45	SP-b
GSI > 60	SP-c	GSI > 60	SP-a	IC > 0.45	SP-a

TIPO DE SOPORTE	Concreto Proyectado Fibroreforzado	Costillas Metálicas	Pernos Metálicos 20 t
SP-a	10 cm (feq ≥ 1 MPa)	-	-
SP-b	14 cm (feq = 1-1.25 MPa)	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par de costillas
		o, alternamente 7 pernos x 4m @ 150 cm (sin costillas)	
SP-c	16 cm (feq = 1-1.25 MPa)	2 IPN160 @ 125 cm	4 x 6 m @ par de costillas
		o, alternamente 11 pernos x 6m @ 125 cm (sin costillas)	
SP-d	20 cm (feq = 1-1.25 MPa)	2 IPN200 @ 100 cm	6 x 6 m @ par de costillas
		o, alternamente 15 pernos x 6m @ 100 cm (sin costillas)	
SP-e	20 cm (feq = 1.25-1.5 MPa)	2 IPN200 @ 075 cm	10 x 6 m @ par de costillas

CLASE DE COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACION EN FUNCION DE: GSI - H - σ_{ci}

H σ_{ci} (m/MPa)	INDICE DE COMPETENCIA (I/C = $\sigma_{cm}/\gamma H$)																								
	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	23	25	28	30	35	40	45	50	60	70	80
GSI ≤ 20	5	0,11	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01
	7,5	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01
	10	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02
	15	0,24	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02
	20	0,29	0,26	0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03
	25	0,35	0,30	0,27	0,24	0,22	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03
	30	0,40	0,35	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03
	35	0,45	0,39	0,35	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04
	5	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01
	7,5	0,22	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	E	0,03	0,03	0,03	0,02
10	0,26	0,23	0,20	0,18	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	
15	0,33	0,29	0,26	0,23	0,21	0,20	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03	
20	0,40	0,35	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	
25	0,47	0,41	0,37	0,33	D	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,09	0,08	0,07	0,07	0,05	0,04	
30	0,54	0,47	0,42	0,38	0,34	0,31	0,29	0,27	0,25	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	0,07	0,05	0,04	
35	0,60	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,23	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,09	0,08	0,06	0,05	
5	0,26	0,23	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02	
7,5	0,32	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	
10	0,38	0,33	0,29	0,26	0,24	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	
15	0,47	0,41	0,37	0,33	0,30	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,09	0,08	0,07	0,05	0,04	0,04	
20	0,56	0,49	0,43	0,39	0,35	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,20	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,06	0,06	
25	0,64	0,56	0,50	0,45	0,41	0,37	C	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,24	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,07	0,06	
30	0,72	0,63	0,56	0,51	0,46	0,42	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,27	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14	0,13	0,11	0,10	0,08	0,07	
35	0,80	0,70	0,63	0,56	0,51	0,47	0,43	0,40	0,38	0,35	0,33	0,31	0,30	0,28	0,25	0,23	0,20	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	
5	0,43	0,38	0,34	0,30	0,28	0,25	0,23	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	
7,5	0,52	0,46	0,41	0,37	0,33	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,20	0,19	0,18	0,16	0,15	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	
10	0,59	0,52	0,46	0,41	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,18	0,17	0,15	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	
15	0,71	0,62	0,55	0,49	0,45	0,41	0,38	0,35	0,33	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,22	0,21	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,08	0,07	
20	0,81	0,71	B	0,57	0,52	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	
25	0,92	0,81	0,72	0,65	0,59	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,29	0,26	0,24	0,21	0,18	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	
30	1,03	0,90	0,80	0,72	0,66	0,60	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	0,32	0,29	0,26	0,24	0,21	0,18	0,16	0,14	0,12	0,10	
35	1,14	1,00	0,89	0,80	0,73	0,67	0,62	0,57	0,53	0,50	0,47	0,44	0,42	0,40	0,36	0,32	0,29	0,27	0,23	0,20	0,18	0,16	0,14	0,11	
5	0,94	0,82	0,73	0,66	0,60	0,55	0,51	0,47	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33	0,29	0,26	0,24	0,22	0,19	0,16	0,15	0,13	0,11	0,09	
7,5	1,07	0,94	0,83	0,75	0,68	0,63	0,58	0,54	0,50	0,47	0,44	0,42	0,40	0,38	0,33	0,30	0,27	0,25	0,21	0,19	0,17	0,15	0,13	0,11	
10	1,16	1,02	0,90	0,81	0,74	0,68	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41	0,36	0,33	0,30	0,27	0,23	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	
15	1,30	1,14	1,01	0,91	0,83	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48	0,46	0,41	0,36	0,33	0,30	0,27	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	
20	1,44	1,26	1,12	1,01	0,92	0,84	0,78	0,72	A	0,63	0,59	0,56	0,53	0,51	0,45	0,40	0,37	0,34	0,29	0,25	0,22	0,20	0,17	0,14	
25	1,60	1,40	1,24	1,12	1,02	0,93	0,86	0,80	0,75	0,70	0,66	0,62	0,59	0,56	0,50	0,45	0,41	0,37	0,32	0,28	0,25	0,22	0,19	0,16	
30	1,76	1,54	1,37	1,23	1,12	1,03	0,95	0,88	0,82	0,77	0,73	0,69	0,65	0,62	0,55	0,49	0,45	0,41	0,35	0,31	0,27	0,25	0,21	0,18	
35	1,94	1,70	1,51	1,36	1,23	1,13	1,04	0,97	0,91	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,60	0,54	0,49	0,45	0,39	0,34	0,30	0,27	0,23	0,19	

FUNCIÓN Y DIMENSIONADO DEL REVESTIMIENTO

Antes de pasar a tratar de la experiencia venezolana específica relativa al diseño estructural del revestimiento definitivo, se considera útil resumir a continuación los aspectos más sobresalientes de la filosofía como ahora se la está adoptando a base de todo el proceso de diseño y construcción de los túneles excavados convencionalmente, donde entre otro se hace directa y explícita referencia a la función del revestimiento definitivo del túnel:

- Un túnel es una cavidad que debe ser estabilizada a corto y a largo plazo, desde su apertura hasta toda la vida útil establecida para la obra.

- Los factores de seguridad de la cavidad y de la obra, serán diferentes según se trate del corto plazo (durante la construcción), o del largo plazo (durante el ejercicio). Mas que de factores de seguridad deberá tratarse de márgenes de seguridad, o de confiabilidad, o de probabilidad de falla de la cavidad u de la obra. A corto plazo se aceptará una probabilidad de falla relativamente elevada (por ejemplo 5%), mientras que a largo plazo se impondrá una probabilidad de falla muy baja (por ejemplo 0.01%), compatible con el carácter de obra vital y de infraestructura fundamental que pose un ferrocarril.

- Las rocas y los macizos rocosos que las albergan, son elementos naturales intrínsecamente heterogéneos y anisótropos y, sin embargo, en determinadas circunstancias, dependiendo del factor escala de la aplicación específica, pueden ser considerados razonablemente homogéneos e isotropos. En estos casos pero, su caracterización física y mecánica (geomecánica) es recomendable que sea expresada en términos estadísticos mediante la adopción de adecuadas distribuciones probabilísticas que permitan reflejar fehacientemente la naturaleza variable de cada una de las propiedades consideradas numéricamente dentro de los algoritmos empleados en los análisis y cálculos del diseño.

- El comportamiento geo-estático de una excavación subterránea depende, entre otros tantos factores, de las características geomecánicas del medio natural en el que se opera, de las sollicitaciones naturales preexistentes en el medio, del proceso y procedimiento constructivo adoptados incluyendo la naturaleza misma del eventual soporte instalado y de las circunstancias específicas de tal instalación. Lo anterior se puede reflejar suficientemente en la oportuna definición de “clase de comportamiento de la excavación”, que pasa, entre otros factores, a través de la caracterización geomecánica del medio (geomecánica del macizo rocoso a excavar) así como de la definición del estado de sollicitaciones naturales (función en primera instancia de la profundidad del túnel y de la densidad del macizo).

- El soporte primario, o de primera fase, debe garantizar la seguridad de los trabajadores y la estabilización (posiblemente total) de la cavidad a corto plazo y se pone en obra en condiciones ambientales que pueden llegar a ser incómodas, hostiles y hasta peligrosas, por lo cual los controles de su calidad son normalmente limitados y pueden llegar a ser deficientes, recomendándose en consecuencia no asignar a tal soporte una confiabilidad estructural formal de largo plazo, sino solamente una tarea de colaboración, limitada a algunas funciones y aspectos de algunos de sus componentes específicos. El soporte primario conservativo (como concreto proyectado reforzado con fibras metálicas, costillas

metálicas y pernos de costura o trabadura) deberá ser integrado con elementos de refuerzo mecánico (de mejora) del macizo rocoso (tales como por ejemplo, pernos metálicos, vidrio resinas, inyecciones, etc.) o de pre-soporte (tales como por ejemplo, arcos troncocónicos de concreto en precorte, o de jet grouting o de micropilotes) toda las veces que tal integración resulte necesaria o beneficiosa a los fines de la seguridad y de un adecuado control de la estabilización de la cavidad a corto plazo y que al mismo tiempo redunde en el establecimiento de condiciones estáticas de mayor eficiencia para las funciones del revestimiento definitivo.

- La deformación del núcleo de avance de la excavación representa un elemento fundamental de control de la estabilidad de la excavación misma y por lo tanto, el controlar y limitar la deformación del núcleo de avance (extrusión) incrementando adecuadamente su rigidez, juega un rol determinante sobre la estabilidad misma del túnel, a corto y largo plazo. Lo anterior deriva de la comprobada existencia de un ligamen estrecho entre el fenómeno de extrusión del núcleo al frente de avance y los fenómenos de pre-convergencia y convergencia de la cavidad con dependencia cronológica entre los fenómenos de deformación de la cavidad y los que afectan previamente al núcleo del frente de excavación, así como de un ligamen igualmente estrecho entre la inestabilidad o el colapso del frente o núcleo de avance y la consecuente inestabilidad o colapso de la cavidad, aún si previamente estabilizada.

- Las formas de la excavación, del soporte y del revestimiento, deben ser seleccionadas en manera tal que resulten estáticamente eficientes, constructivamente factibles y económicamente optimas, para lo cual en principio estarán caracterizadas por una forma de herradura, o por un único arco de círculo, menos que en la solera, la cual podrá ser seleccionada para cada sector de túnel, desde plana hasta curva con el mismo radio que el resto del perímetro de la sección, a medida en que la calidad geomecánica de la sección de excavación vaya pasando de optima a extremadamente precaria.

- El revestimiento definitivo, debe garantizar el adecuado factor de seguridad o la confiabilidad establecida para la obra, absorbiendo las cargas que se estime le sean aplicadas a largo plazo, según los criterios definidos al respecto. En tales cargas, en principio, no se incluirían las acciones sísmicas, a menos que se trate de secciones específicas correspondientes a circunstancias consideradas en estos criterios especialmente sensibles a las acciones sísmicas, tales como por ejemplo ocurre en secciones de túnel muy superficiales o en secciones de túnel excavadas en sectores geológicos especialmente desfavorables (brechas de falla, etc.). En las secciones de revestimiento en que no resulte requerido acero de refuerzo para absorber solicitaciones estáticas, se deberá colocar acero para controlar el agrietamiento por retracción o alternativamente, se podrá eliminar tal acero y eventualmente sustituirlo con una adecuada cuantía de fibras, dependiendo todo de las limitaciones que se impongan a la aceptabilidad de desarrollo de las referidas grietas. Cuando el revestimiento no resulte directamente de exigencias estructurales, sus funciones serán entre otras, facilitar la ventilación natural, garantizar la regularidad geométrica de la sección, contribuir a la impermeabilización; en estos casos su espesor será el mínimo compatible con las exigencias tecnológicas (del orden de los 30 cm).

Finalmente, con apoyo sobre las bases filosóficas apenas expuestas en relación con la función del revestimiento definitivo del túnel excavado convencionalmente y sobre los criterios anteriormente descritos relativos a la determinación de las cargas actuantes sobre el revestimiento, diferentes según se trate de túneles superficiales intermedios o profundos, el cálculo estructural se lleva a cabo de manera rutinaria siguiendo la común práctica de la ingeniería estructural, apoyándose cuando necesario en el empleo de los códigos para el análisis numérico y siguiendo la teoría de los estados límites y las normas ACI para las estructuras de concreto armado.

Más específicamente:

El análisis estructural del revestimiento final se realiza a partir de los Valores Medios y Desviaciones Estándar de las tres variables geomecánicas aleatorias independientes: \bar{GSI} , $\bar{\sigma}_{ci}$ y \bar{m}_i .

La presión característica actuante se determina mediante procedimientos probabilísticos y su valor corresponde al asociado a una probabilidad de no ser excedida del 95%.

Se considera en el análisis, la vulnerabilidad ante la Acción Sísmica en aquellos sectores del túnel donde la cobertura vertical o lateral sea igual o menor que el ancho del sólido de cargas (B), y donde explícitamente lo recomienda el específico estudio geotécnico.

El coeficiente de reacción característico del macizo rocoso se determina mediante procedimientos probabilísticos y su valor corresponde al asociado a una probabilidad de ser excedida del 95%.

El Estado Límite de Agotamiento Resistente se evalúa para la siguiente combinación de las Acciones: $U = 1.2*PP + 1.3*CB$ siendo PP el Peso Propio y CB la Carga de Bóveda.

Cuando se considera la Vulnerabilidad ante la Acción Sísmica, se aplica además la combinación que incluye tal acción sísmica (SU): $U = PP + CB + SU$.

En aquellos tramos de túnel, para los cuales no se consideran las acciones sísmicas, y las cargas de roca actuantes sobre el revestimiento final resulten nulas o despreciables, se evalúa el Estado Límite de Agotamiento Resistente para las condiciones impuestas por el peso propio (PP) y el decremento de temperatura (DT) que afecta el cambio de volumen a temprana edad del concreto. La combinación de las acciones a ser empleada es la siguiente: $U = 1.2*PP + 1.2*DT$.

Finalmente, cuando eventualmente lo implique explícitamente el modelo de análisis que se adopte en cada caso específico, según comentado a propósito de los criterios para la determinación de las cargas actuantes, en los casos superficiales e intermedios se aplican las combinaciones que incluyen también a la Carga de Hastiales (CH):

$$U1 = 1.2*PP + 1.3*CB + 1.3*CH$$

$$U3 = 0.9*PP + 0.8*CB + 1.3*CH$$

$$U2 = 1.2*PP + 1.3*CB + 0.8*CH$$

$$U4 = 1*PP + 1*CB + 1*CH + SU$$

BIBLIOGRAFIA

1. G. PERRI A. "*Análisis numérico de pantalla de micropilotes anclada para la contra-cimentación de estructuras adyacentes al túnel del Metro de Caracas*". Primer Congreso Latinoamericano de Obras Subterráneas, Caracas- Venezuela, 1984.
2. G. PERRI A. "*Análisis Numérico de Interacción. Metro de Caracas*". (En colaboración con R. Centeno). VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 16 al 21 Agosto 1987, Cartagena - Colombia.
3. G. PERRI A. "*La tecnología CCP en el Metro de Caracas*". VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 16 al 21 Agosto 1987, Cartagena - Colombia.
4. G. PERRI A. "*Interazione Terreno-Struttura nelle gallerie della Metropolitana di Caracas*". Congresso Internazionale di Geoingegneria, del 27 al 30 Septiembre 1989, Torino - Italia.
5. G. PERRI A. "*Jet Grouting in Tunnelling: Consolidation in the 'El Silencio' manouvering section of the second line. Caracas Subway*". Internacional Congress on Tunnel and Underground Works, del 3 al 7 de Septiembre 1990, Chengdu - China.
6. G. PERRI A. "*Inyecciones tipo 'Jet Groutin' en túneles: Consolidación en la sección de maniobras 'El Silencio' de la segunda línea del Metro de Caracas*". (En colaboración con H. Araya). 3er. Congreso Suramericano de Mecánica de rocas, 16 al 20 Octubre 1990, Caracas- Venezuela.
7. G. PERRI A. "*Análisis Numérico de un Túnel Urbano de Caracas*". IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, del 26 al 30 Agosto 1991, Viña del Mar - Chile.
8. G. PERRI A. "*Análisis Numérico para los túneles gemelos de La Bandera en la Línea 3 del Metro de Caracas*". Congreso Internacional Hacia Nuevos Mundos en Túneles, 16 al 20 mayo 1992, Acapulco - México.
9. G. PERRI A. "*Evolución de los Criterios y Métodos para el Análisis y Diseño Geotécnico Estructural de los Túneles Estándar del Metro de Caracas*". XII Seminario Venezolano de Geotecnia, del 3 al 7 Noviembre 1992, Caracas- Venezuela.
10. G. PERRI A. "*La problemática Geotécnica del Metro de Caracas presente en importantes Foros Internacionales*". XII Seminario Venezolano de Geotecnia, del 3 al 7 Noviembre 1992, Caracas - Venezuela.
11. G. PERRI A. "*Analysis and Prevention of the Damages that could be caused by the future Excavation of hydraulic tunnel very close to Caracas subway twin tunnels*". ISRM, International Symposium EUROCK 93, del 21 al 24 Junio 1993, Lisboa - Portugal.

12. G. PERRI A. "*Analysis of the effects of the two new twin tunnels excavation very close to a big diameter tunnel of Caracas subway*". International Congress on Tunnelling and Ground Conditions, del 3 al 4 Abril 1994, El Cairo - Egipto,.
13. G. PERRI A. "*Interacción entre dos nuevos túneles gemelos y un túnel de gran diámetro preexistente excavados en rocas descompuestas para el Metro de Caracas*". IV Congreso Suramericano de Mecánica de rocas, del 10 al 14 Mayo 1994, Santiago - Chile.
14. G. PERRI A. "*Construir el Metro de Caracas: el precio de lo bello*". (En colaboración con R. Alvarez). Caracas: memorias para el futuro. Gangemi Editore, 1995, Roma - Italia 1995.
15. G. PERRI A. "*Umbrella Arch: En el Ferrocarril Caracas – Cúa un método constructivo para túneles en terrenos difíciles basado en la versión moderna de la técnica del Marchavanti*". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 74, Junio 1998, Caracas- Venezuela.
16. G. PERRI A. "*Undergropund works and tunneling*". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Agosto 1999, Iguazú - Brazil.
17. G. PERRI A. "*Actividades antropicas y estabilidad geotécnica a largo plazo del Ferrocarril Caracas-Cúa*". XVI Seminario Venezolano de Geotecnia, Noviembre 2000, Caracas - Venezuela.
18. G. PERRI A. "*Proyecto de túneles: Criterios de diseño*". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 81, Enero 2002, Caracas - Venezuela.
19. G. PERRI A. "*La moderna tecnología 'EPBS' en la construcción de los túneles de gran diámetro de la Línea 1 del Metro de Valencia*". XVII Seminario Venezolano de Geotecnia, Noviembre 2002, Caracas - Venezuela.
20. G. PERRI A. "*Tunnelling in Venezuela. Pasado Presente y Futuro*". Seminario Internacional "South American Tunnelling, Febrero-Marzo 2004, Sao Paulo - Brasil.
21. G. PERRI A. "*Historia y Actualidad de los Túneles en Venezuela*". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre 2004, Caracas - Venezuela.
22. G. PERRI A. & G. PLIZZARI; R. PERRI; L. COMINOLI "*Revestimiento de Túneles en Concreto Reforzado con Fibras Metálicas: Principios - Experiencias - Perspectivas*". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre 2004, Caracas - Venezuela.
23. G. PERRI A. & R. PERRI "*Diseño del Soporte de Túneles en Concreto Proyectoado Reforzado con Fibras Metálicas*". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 Noviembre 2004, Caracas - Venezuela.
24. G. PERRI A. & G. SICILIANO "*Los Túneles del Metro de Valencia en Venezuela*". GEAM-SIG Politecnico di Torino, 16-19 Noviembre 2004, Torino - Italia.