ÁREA: B
MÓDULO: DISEÑO Y PROYECTO DE TÚNELES

SOSTENIMIENTO DE DOVELAS

Ponente: Samuel Estefanía
ICCP
INTECSA

Día: 12/03/07
Hora: 18:15 a 20:15

MASTER EN TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS

ÁREA B

DIMENSIONAMIENTO DE DOVELAS DE HORMIGÓN ARMADO

(S. ESTEFANÍA - INTECSA)

12 de abril de 2007

ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO 1

2.- ACCIONES A CONSIDERAR 2

3.- PREDIMENSIONAMIENTO 3

4.- NORMATIVA 4

5.- DIMENSIONAMIENTO 6

5.1.- INTRODUCCIÓN 6

5.2.- MANIPULACIÓN 6

5.2.1.- Generalidades 6

5.2.2.- Cargas 7

5.2.3.- Cálculo de la armadura 8

5.3.- ALMACENAMIENTO 9

5.4.- ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO 11

5.4.1.- Introducción 11

5.4.2.- Túneles someros 12

5.4.2.1.- Generalidades 12

5.4.2.2.- Modelización del anillo 12

5.4.2.3.- Modelos de cálculo 13

5.4.2.3.1.- Modelo de cálculo de estructuras 13

5.4.2.3.2.- Modelo de curvas características 16

5.4.2.3.3.- Modelo de elementos finitos 18

5.4.2.4.- Cálculo de las armaduras 19

5.4.3.- Túneles profundos 19

5.4.3.1.- Generalidades 19

5.4.3.2.- Caracterización del terreno 20

5.4.3.3.- Determinación de p_v 20

5.4.3.4.- Armadura final 36

5.4.3.5.- Incendio 38

BIBLIOGRAFÍA

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO

En la clase anterior se han tratado los aspectos relacionados con el diseño geométrico del anillo de dovelas prefabricadas, que influirán especialmente sobre el montaje y rendimientos de la operación.

Trataremos ahora el diseño estructural de la dovela, teniendo en cuenta, además de la geometría del anillo, los esfuerzos a los que va a estar sometido desde el desencofrado en factoría hasta el final de su vida útil.

El espectacular aumento registrado en los últimos tiempos en el número de túneles excavados con escudos y revestidos con anillos de dovelas ha hecho que su diseño sea, en la actualidad, una de las tareas habituales de los Proyectistas.

Haciendo un poco de historia, el primer revestimiento en España con dovelas prefabricadas, que pudiéramos calificar de moderno, data del año 1989 en el que se utilizó para la construcción del Pasillo Verde Ferroviario de Madrid ya que, hasta aquel momento, los túneles excavados en suelos en medio urbano se realizaban siguiendo la técnica del Método Belga mientras que los correspondientes a túneles interurbanos para infraestructura viaria o ferroviaria seguían la práctica del NMAT puesto que, en aquél momento, las tuneladoras con el diámetro necesario para ello eran todavía una excepción.

A partir de entonces, como todos conocéis, para la ejecución de las decenas de kilómetros correspondientes a las sucesivas ampliaciones de Metros de Madrid, Barcelona y Sevilla, se han utilizado masivamente máquinas tuneladoras (predominantemente EPB) y los grandes túneles de infraestructura (Guadarrama 28,6 km, Abdalajís 8 km, Perthus 8 km, Pajares 27,8 km) lo han sido con doble escudo o escudo simple. En contrapartida, cada vez son menos los túneles que se excavan con "topos" debido a la gran ventaja de los escudos que consiste en dejar el túnel terminado.

La envergadura de estas realizaciones hace muy importante, desde el punto de vista económico, un diseño ajustado, tanto del espesor de la dovela como de sus armaduras ya que existe una tendencia evidente al sobredimensionamiento de ambas. A lo largo de la exposición intentaremos incidir en los aspectos que, a nuestro juicio, originan dichos sobredimensionamientos.

2.- ACCIONES A CONSIDERAR

Como ya se ha dicho, deben de considerarse todas aquellas capaces de producir esfuerzos en el anillo y que pueden ejercerse desde el desencofrado en factoría hasta el final de la vida útil del túnel. Citándolas por orden cronológico, habría que considerar:

- Manipulación en factoría.
- Almacenaje.
- Puesta en obra.
- Inyección.
- Acciones del terreno.
- Comprobación de juntas radiales:
  - Bursting.
  - Spalling.
- Comprobación de juntas transversales:
  - Bursting.
  - Spalling.
- Fisuración.
- Incendio.

En la práctica, alguna de estas hipótesis no se considera, ya que está comprobado que sus efectos son inferiores a otros de los citados.

Así, por ejemplo, la hipótesis de la manipulación en obra es muy semejante a la que se produce en factoría pero menos exigente ya que, al desencofrar, la resistencia del hormigón no ha alcanzado su límite.

Asimismo, es inusual considerar la inyección, siempre de efectos menores que las cargas del terreno. Por último, es evidente que en un túnel hidráulico no se contemplaría la acción del incendio.

Como puede verse, todas estas acciones son independientes o consecuencia una de otra y no se ejercerán simultáneamente excepto en el caso del incendio, en el que el anillo seguiría sometido a las cargas exteriores, por lo cual habrá que considerarlas al mismo tiempo.

Por este motivo, con la excepción apuntada, la armadura corresponderá al caso pésimo, debiéndose comprobar que se supera la armadura mínima geométrica.

3.- PREDIMENSIONAMIENTO

En la mayoría de los casos, el Proyectista sólo conoce el diámetro interior del túnel, que viene determinado por motivos funcionales. Por lo tanto, para el desarrollo, de los cálculos justificativos (y para determinar el diámetro de la máquina), es necesario estimar previamente un espesor del anillo, para lo cual se cuenta con una abundante literatura sobre casos reales que nos ayudarían a fijar un valor. Para ello se cuenta con el ratio $\frac{\phi_{int}}{e}$, siendo $Ø_{int}$ el diámetro interior en m y e el espesor del anillo en m.

Se puede decir que, actualmente, las relaciones más frecuentes están entre $\frac{1}{16}$ y $\frac{1}{32}$.

En el cuadro adjunto se pueden ver algunos ejemplos:

Túnel	$Ø_{int}$ (m)	e_{dovela} (m)	$Ø_{int}/e_{dov.}$
Evinos-Mornos	3,50	0,20	17,5
Guadairo-Majaceite (h)	4,20	0,25	16,8
Plave II (h)	6,40	0,20	32,0
Doblar (h)	6,40	0,20	32,0
Metro de Madrid	8,43	0,32	26,3
Guadarrama	8,50	0,32	26,6
Pajares	8,50	0,50	17
Metro de Sevilla	5,60	0,25	22,4
Metro de Barcelona (L9)	10,90	0,40	27,25
By Pass Sur de Madrid	13,60	0,60	23

(h) Dovela hexagonal

Quiero llamar vuestra atención sobre el hecho de que, salvo contadas excepciones, que se refieren siempre a túneles muy profundos, el espesor del anillo no viene motivado por razones estructurales sino más bien funcionales.

Hay que advertir a este respecto que, si bien toda disminución en el espesor del anillo tiene una indudable repercusión económica, hay que tener en cuenta que el espesor en las juntas, debido a los rebajes, puede llegar a ser del orden del 60-70% el del anillo, por lo que constituyen el punto clave del dimensionamiento, sobre todo si se trabaja fundamentalmente a compresión como es el caso de los túneles profundos. Además de esto, hay que considerar que suelen producirse "cejas" (falta de encaje en el plano vertical de las juntas circunferenciales), lo cual contribuye asimismo a disminuir la superficie de contacto efectivo; asimismo, el espesor del anillo debe de ser suficiente para proporcionar una superficie de apoyo adecuada para los gatos.

Por todos estos motivos, creemos que el espesor no debe de bajar de 20 cm como valor absoluto y que un valor del ratio $\frac{\phi_i}{e} = 26 - 27$, como en los Metros de Madrid y Barcelona o en el Túnel de Guadarrama, constituye ya un valor muy afinado.

En el caso de túneles donde son de esperar grandes empujes del terreno los espesores deben ser del orden de 45-50 cm. Por ejemplo, en Abdalajís, con un recubrimiento máximo de unos 600 m, el espesor es de 45 cm y en Pajares, con 1.000 m, de 50 cm.

Por nuestra parte, el espesor mínimo fue en un túnel de saneamiento, Colector de Valladolid, de 2,80 m de diámetro interior y 15 cm de espesor y el máximo, con 60 cm en el ya citado By Pass Sur de Madrid (record absoluto de diámetro de tuneladora). En este último ejemplo, el espesor del anillo no es debido a motivos estructurales sino al deseo de contar con un margen de seguridad en caso de incendio. Es también el caso del 4° Túnel bajo el Elba (Hamburgo) donde el espesor es de 70 cm.

4.- NORMATIVA

La norma principal es la Instrucción de Hormigón Estructural EHE. Sin embargo, hay que tener en cuenta que esta norma sólo es aplicable para hormigones con resistencia característica a compresión de hasta 50 MPa, existiendo un apéndice expresamente dedicado a Hormigones de Alta Resistencia (HAR), con recomendaciones para este

tipo de hormigones, si bien se mantiene el coeficiente de minoración de 1,5, lo cual, como se comprenderá, penaliza en gran medida la resistencia a compresión del hormigón. Recuérdese que la resistencia característica del hormigón, f_{ck}, ya viene afectada de un coeficiente de 0,85, con lo que la minoración por este concepto es $\frac{0,85}{1,5} = 0,57$.

En este caso, se puede recurrir a otras Normas, siempre que la Administración lo autorice, que permiten coeficientes más favorables:

- Norma Noruega NS 3473 E 992 para HAR, ya que es la que ha sido más utilizada internacionalmente para estos tipos de hormigón. Permite bajar a 1,4.
- Monografía M-8 "Recomendaciones para el Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia", de julio de 2004, editado por la Asociación Científico-Técnica del Hormigón (ACHE).
- Normas Francesas que permiten minoraciones hasta por 1,3.
- Recomendaciones de la AFTES (Asociación Francesa para Obras Subterráneas).

En nuestra opinión, la EHE peca de excesivamente conservadora, ya que no parece lógico tratar igual a un hormigón fabricado en una planta cualquiera que a uno prefabricado con todos los controles de calidad.

También hay que señalar que no es infrecuente ver Proyectos (sobre todo Británicos) donde se advierte que no se sigue norma alguna, haciendo uso de la facultad (que también reconoce la EHE) de que el Proyectista es libre (bajo su responsabilidad) de no seguir Normas establecidas. En este sentido, existen proyectos en que las dovelas carecen de armadura convencional, incorporando sólo fibras de acero, cuyo uso no está regulado por normas oficiales (excepto en Suiza). Añadiremos, en honor a la verdad, que esta práctica no la hemos visto nunca en casos en los que existen importantes acciones debidas al terreno y asusta pensar las consecuencias en un túnel sometido a esfuerzos de flexión.

5.- DIMENSIONAMIENTO

5.1.- INTRODUCCIÓN

En este punto, vamos a analizar la forma de estimar las acciones que se ejercen sobre las dovelas debido a las causas enumeradas anteriormente. En primer lugar, nos referiremos a las debidas a operaciones de manipulación y almacenaje, dejando para el final las debidas al terreno.

Este primer bloque de acciones (manipulación y almacenaje) se calculan siempre de la misma forma, sea cual sea el tipo de dovela de que se trate, ya que dependen, en todos los casos, del peso propio.

En muchos casos, como sucede en los túneles someros, son los que van a condicionar las armaduras de la pieza ya que producen siempre esfuerzos de tracción y compresión por lo que el armado se realizará a flexión simple siguiendo la EHE. Para soportar estas acciones, suele ser suficiente un hormigón tipo HA-40.

5.2.- MANIPULACIÓN

5.2.1.- Generalidades

Dentro de este punto se engloban 2 operaciones, prácticamente idénticas entre sí, por lo que se tratará únicamente la que produce las acciones más exigentes.

- Por un lado, el desencofrado e izado de la dovela desde el molde de fabricación hasta el lugar de curado. Lógicamente, cuando se realiza esta operación, la resistencia del hormigón no ha alcanzado su nivel máximo, por lo que el Proyecto debe de fijar la resistencia mínima para desencofrar.

- Una vez en obra, se produce la operación de colocar la dovela en el lugar que le corresponde en el anillo. Para ello, el brazo erector coge la pieza y la lleva a su lugar. Es evidente que en ese momento, el hormigón habrá adquirido su máxima resistencia.

De la descripción de ambas operaciones, resulta claro que bastará con estudiar solamente la debida al desencofrado, que se suele realizar con la condición de que el hormigón posea en ese momento una resistencia de 10 ó 15 MPa, si bien en la actualidad es más frecuente tomar 15 MPa, dado el rápido endurecimiento de estos hormigones.

5.2.2.- Cargas

Para facilitar la exposición se aplica a un ejemplo de una dovela de 1,50 m de longitud, 0,50 m de espesor y 8,50 m de diámetro interior.

El anillo está formado por seis dovelas más llave. Los ángulos de cada dovela son los siguientes (el ejemplo correspondería a un tramo del Túnel de Pajares).

Número de dovelas	Ángulo (°)	Posición
1	62	Solera
4	56	Estándar 1
1	54	Estándar 2
1	20	Clave

El peso de la dovela se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$P_T = \pi * \left[(R_{ext})^2 - (R_{int})^2\right] * \frac{\alpha}{360} * 1{,}50 * \gamma_h$$

en la que:

R_{int}: Radio interior 4,25 m

R_{ext}: Radio exterior 4,75 m

R_{med}: Radio medio 4,50 m

γ_h : densidad del hormigón 2,5 t/m^3

α : ángulo de la dovela Variable

Longitud media de la dovela en proyección horizontal:

$$L_p = 2 * R_{med} * \text{sen}\,(\alpha/2)$$

Peso total de la dovela por metro lineal proyectado.

$$W = \frac{P_T}{L_p}$$

El momento flector máximo en una dovela, suponiéndola sujeta por los extremos. Obviamente si se izase por un solo punto (en el centro) el momento sería el mismo. Esta situación es la más frecuente hoy en día por los erectores de vacío.

$$M = W \frac{L_p^2}{8}$$

5.2.3.- Cálculo de la armadura

Los resultados se resumen en el cuadro siguiente (cálculo por anillo de dovelas):

	62°	56°	54°	20°
Peso (t)	10,86	8,25	7,51	2,78
Longitud proyectada (m)	5,61	5,07	4,92	1,89
W (t/m)	1,93	1,62	1,52	1,47
Momento (m)	7,59	5,20	4,59	0,65

Se considera un coeficiente de mayoración de las cargas de 2,0, que engloba el coeficiente de amplificación dinámico y el de mayoración de cargas.

El cálculo se realiza para el mayor momento obtenido que corresponde, como es natural, a la dovela de solera que es la de mayor desarrollo.

$$M = 7{,}59 \text{ mt}$$

$$M_d = 2{,}0 * 7{,}59 = 15{,}18 \text{ mt}$$

En este ejemplo se considera, del lado de la seguridad, que la resistencia del hormigón al desencofrar es de 10 MPa (cada vez es más frecuente tomar 15 MPa).

Se dimensiona a flexión simple con armadura simétrica, para un hormigón de 10 MPa de resistencia característica, de la forma siguiente:

a) Se calcula $U_0 = 0{,}85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot d$ con $\gamma_c = 1{,}5$; $f_{ck} = 1.000$ t/m^2 y tomando un recubrimiento de 0,03 m.

b) Se comprueba que $M_d < 0{,}375\ U_o \cdot d$

c) La armadura correspondiente por anillo en cada cara para la cara traccionada (y para la opuesta ya que se colocará armadura simétrica) es:

$$U_{s1} = U_0 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \cdot d}}\right)$$

Así,

$U_0 = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0{,}85 \cdot (1000/1{,}5) \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}47 = 399{,}5$ t

$M_d = 12{,}57$ mt $< 0{,}375 \cdot 399{,}5 \cdot 0{,}47 = 70{,}4$ mt

$U_s = U_0 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \cdot d}}\right)$ =28,6 t equivalentes a 7 Ø 12 de acero B-500S

Hormigón	Espesor (m)	U_0 (t/anillo)	M_d (mt/anillo)	$0{,}375\ U_0 \cdot d$	U_s (t/anillo)	A_s (cm^2/anillo/cara)
HA-40	0,50	399,5	15,18	70,4	33,72	6,6

Aunque, como se ha dicho, para estas acciones es siempre suficiente un hormigón HA-40, como la limitación viene de los 10 MPa de resistencia al desencofrar, la superficie de acero necesaria A_s sería la misma para cualquier otro tipo de hormigón.

5.3.- ALMACENAMIENTO

Se considera que, tanto en factoría como en obra, las dovelas se almacenan en grupos de 7, formando un anillo completo.

Se supone que la dovela de mayor desarrollo (la de solera), es decir, la de 62°, es la que se coloca en la posición inferior. La disposición sería la que se muestra en la figura nº 1.

Según los pesos calculados en 5.2.3, el peso de esta dovela es de 10,86 t y el del anillo completo, de 54,15 t.

El peso que se apoya sobre la dovela de solera será:

$$P_2 = 54{,}15 - 10{,}86 = 43{,}29 \text{ t}$$

El apoyo entre dovelas y dovela de base y terreno se realiza mediante tacos de madera (ver figura nº 1).

La fuerza que actúa sobre la dovela que apoya directamente sobre el terreno es:

$$F = \frac{43{,}29\,t}{2} \Rightarrow F = 21{,}65\,t$$

La reacción en los apoyos será:

$$R = \frac{54{,}15\,t}{2} \Rightarrow F = 27{,}075\,t$$

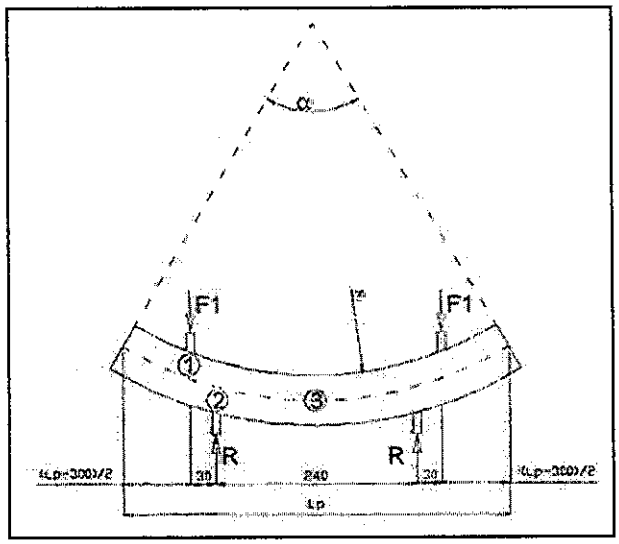


Figura nº 1.- Cargas debidas al almacenamiento de dovelas

Los momentos flectores resultantes en los puntos 1, 2 y 3 de la figura anterior son:

$$M_1 = 2{,}34 \cdot \frac{\left(\frac{4{,}63-3}{2}\right)^2}{2} = 0{,}77\,mt$$

$$M_2 = 2{,}34 \cdot \frac{\left(\frac{4{,}63-2{,}4}{2}\right)^2}{2} + 21{,}65 \cdot 0{,}30 = 7{,}94\,mt$$

$$M_3 = 2{,}34 \cdot \frac{\left(\frac{4{,}63}{2}\right)^2}{2} + 21{,}65 \cdot 1{,}5 - 27{,}075 \cdot 1{,}200 = 6{,}25\,mt$$

El momento flector máximo se produce en el punto 2 (apoyo de la dovela de base sobre el terreno). Adoptamos como momento de cálculo M_d = 7,94 mt.

Supondremos que cuando comienza el apilamiento de dovelas, éstas continúan con el mismo valor mínimo de resistencia de f_{ck} = 10 MPa, lo cual es una hipótesis muy conservadora, y dimensionando a flexión simple se obtiene la cuantía siguiente:

$$M_d = \gamma_f \cdot M = 1{,}5 \cdot 7{,}94 = 11{,}91 \text{ mt}$$

$$U_0 = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot D = 0{,}85 \cdot 1000/1{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}47 = 390{,}5 \text{ t}$$

$$M_d = 11{,}91 \text{ mt} < 0{,}375 \cdot 399{,}5 \cdot 0{,}47 = 70{,}4 \text{ mt}$$

$$U_s = U_0 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \, d}}\right) = 26{,}20 \text{ t}$$

$\Rightarrow A_s = 6{,}02 \text{ cm}^2$ (para acero B 500 S) equivalente a 6 Ø 12 por anillo y cara.

5.4.- ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO

5.4.1.- Introducción

Si bien las acciones que se han tratado en puntos anteriores se calculan siempre de la misma forma, en esta ocasión es donde pueden surgir discrepancias y, de hecho, una misma situación puede dar lugar a acciones muy diferentes y, por lo tanto, a diseños con costes muy dispares. Sin embargo, hay que advertir que esta afirmación se refiere fundamentalmente a túneles profundos (Guadarrama, Pajares, Abdalajís, Perthus) en materiales poco competentes en los cuales la metodología de cálculo tiene gran influencia ya que existe otro gran grupo de túneles, fundamentalmente los excavados en medio urbano, relativamente someros, (Metros, Saneamiento, pasos inferiores) cuya metodología de cálculo difiere sustancialmente y donde el resultado final suele ser bastante uniforme sea cual fuere aquélla.

En cuanto a los resultados sobredimensionados que se obtienen a veces, proceden, en mi opinión, a la utilización compulsiva de factores de seguridad absurdos que, además, acaban sumándose. La dovela del Metro de Madrid, por ejemplo, se diseñó con cuantías de 80 Kg/m³ mientras que el Metro de Londres, con recubrimientos semejantes, tienen cantidades de acero muy superiores. El "summum" corresponde al 4° túnel bajo el Elba, en Hamburgo, donde, con un espesor de 70 cm, la cuantía es de ¡ 700 Kg/m³ !. Un ejemplo de coeficiente de seguridad absurdo es el 1,5 que se aplica, a veces, a la carga de agua, lo cual supondría inundaciones que no se han registrado nunca.

Dividiremos la exposición posterior en estos 2 grandes tipos de túneles.

5.4.2.- Túneles someros

5.4.2.1.- Generalidades

Aunque no es posible una generalización, pertenecen a este apartado la práctica totalidad de los túneles de Metro, pasos inferiores urbanos y túneles hidráulicos y de saneamiento que se ejecutan en medio urbano. Salvo rarísimas excepciones, la existencia de una gran ciudad va ligada a un cauce fluvial de mayor o menor entidad y/o a depósitos terrígenos o aluviales, lo cual quiere decir que suelen excavarse en suelos más o menos blandos. Ejemplo de ello son los Metros de Madrid (excavados en suelos de la facies Madrid), Barcelona (en los aportes del Besós y el Llobregat y en depósitos terrígenos de las cadenas litorales aunque algunos afectan también a materiales paleozoicos), Sevilla (aportes del Guadalquivir), Málaga (aportes del Guadalhorce y depósitos de las cadenas litorales), Valencia (aportes del Turia).

Por lo tanto, centraremos el problema en los túneles de metro, con mucho los más frecuentes:

- Túnel del orden de 8,43 m (vía doble) de diámetro interior (aunque el de Barcelona tiene 10,90 m y el de Sevilla, doble de vía sencilla 5,60 m).
- Recubrimientos entre 1 y 4 diámetros.
- Excavados en suelos que abarcan una amplia gama de composiciones, desde no cohesivos (arenas) hasta constituir prácticamente una roca blanda (peñuelas de Madrid).
- Con nivel freático alto (Madrid sería aquí una excepción ya que no existe a las cotas habituales de construcción un nivel continuo sino que se trata más bien de niveles colgados).

5.4.2.2.- Modelización del anillo

El problema consiste aquí en representar el anillo de dovelas teniendo en cuenta la existencia de juntas. Una práctica habitual es la de considerar las juntas como rótulas con giro libre y momento nulo lo cual, obviamente, no es real, ya que el giro no es libre. También puede imponerse una coacción al giro con el inconveniente de estimar el valor de ésta.

En definitiva, nuestra opinión, contrastada por numerosos casos realmente construidos, es que se puede optar por 2 alternativas:

- Considerar el anillo monolítico, lo cual tendría como consecuencia, si conservamos su inercia, que se deformaría menos que el real y se cargaría más. Por lo tanto, se debe disminuirse la inercia (a la mitad, por ejemplo) para corregir este efecto.

- Considerar el anillo con sus rótulas, (momento nulo y giro libre), lo cual tendría el efecto contrario que en el supuesto anterior: mayor deformación y menores esfuerzos que en la realidad ya que el giro no es totalmente libre. Para compensar esto, se aumenta la inercia original (al doble, por ejemplo).

A efectos prácticos y habiendo utilizado ambas opciones, podemos decir que los resultados obtenidos son muy similares por lo que, posiblemente, resulte más cómodo utilizar el caso del anillo monolítico con inercia mitad.

5.4.2.3.- Modelos de cálculo

Se trata de elegir el modelo con el cual se representan el anillo y el terreno (incluyendo, en su caso, el agua), obteniendo las acciones en la dovela, a partir de las cuales se realizará el dimensionamiento. Ni que decir tiene que, cualquiera que sea el modelo elegido, es imprescindible un buen conocimiento de las características geotécnicas del material así como de su comportamiento a corto y largo plazo.

Dicho esto, existen, fundamentalmente, 3 tipos de modelo de cálculo:

5.4.2.3.1.- Modelo de cálculo de estructuras

Se utiliza un modelo de cálculo de estructuras, por ejemplo STAAD-III, imponiéndose a la estructura (el anillo) unas cargas deducidas a partir de alguna de las teorías existentes (ver figura nº 2).

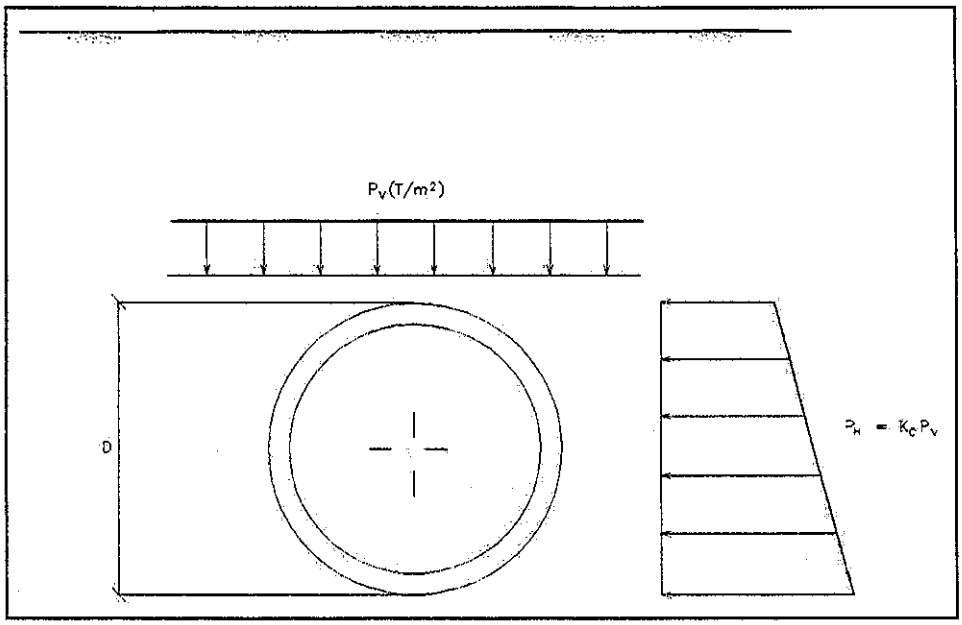


Figura nº 2.- Modelo de cálculo

Los datos necesarios son:

1) Estimación de p_v

Si se trata de un túnel con recubrimiento inferior a 30 m, estaremos del lado de la seguridad utilizando la carga total. Si el recubrimiento es mayor, se puede recurrir a teorías como las de TERZAGHI o PROTODYAKONOV. El problema de sí considerar o no la carga de agua, depende de la situación del nivel freático y del tipo de material. Si se trata de un suelo granular habrá que tenerla en cuenta; por el contrario si se trata de una arcilla tipo tosco, mi opinión es que no aunque hay muchas opiniones en contrario. Del lado de la seguridad podría considerarse el agua a largo plazo, superponiendo al modelo de la figura nº 2 un estado de carga hidrostático que no sería muy penalizador. Existe, sin embargo, la posibilidad de trabajar con densidades saturadas, lo cual, en mi opinión, puede resolver el problema. Veamos un ejemplo:

Consideramos un túnel, situado a una profundidad H en unas arenas de miga con el nivel freático situado a una profundidad h (figura nº 3).

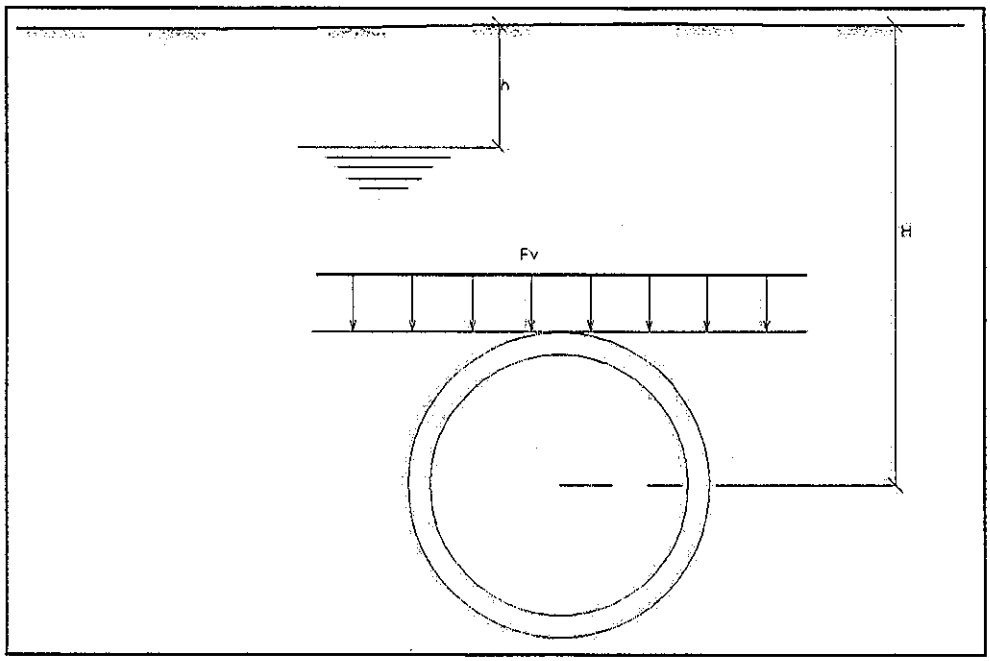


Figura nº 3

<u>Estimación de p_v con densidades saturadas</u>

$(p_v)_1 = \gamma_a \cdot h + \gamma_s (H-h)$; siendo γ_a = densidad aparente y γ_s = densidad saturada.

<u>Estimación de p_v con carga de agua</u>

$(p_v)_2 = \gamma_a \cdot h + (\gamma_s - \gamma_w) (H-h) + \gamma_w (H-h)$; siendo $(\gamma_s - \gamma_w) = (\gamma_s - 1)$ densidad sumergida del material ; γ_w = densidad del agua.

Comparando ambas expresiones:

$$(p_v)_2 - (p_v)_1 = \gamma_a \cdot h + (\gamma_s - 1) (H-h) + (H-h) - \gamma_a \cdot h + \gamma_s (H-h) =$$

$$= (\gamma_s - 1) (H-h) + (H-h) - \gamma_s (H-h) = (H-h) [(\gamma_s - 1) + 1 - \gamma_s] = 0$$

Es decir, se puede obviar el problema trabajando con densidades saturadas.

2) Estimación de p_H

$p_H = K_0 \cdot p_v$. Para k_0 se pueden tomar los valores siguientes:

- Si se trata de materiales de tipo granular, se utilizaría la fórmula de JAKY ; $K_0 = 1\text{-sen}\theta$ que, para estos materiales, daría valores del orden de 0,5.

- Si se trata de materiales normalmente consolidados o sobreconsolidados (toscos y peñuelas), los Profesores Oteo y Rodríguez Ortiz recomiendan valores de K_0=1 (toscos) y K_0=1,2 (peñuelas). Por ejemplo, en las molasas de Ginebra (Proyecto CERN) K_0=2 debido a la extrema consolidación del material por la existencia de enormes espesores de hielo durante el cuaternario.

3) Estimación de K

Denominamos K (T/m^3) al valor del módulo de reacción del terreno que representa la interacción terreno-estructura en aquellas zonas del túnel que se deforman contra el terreno. Se deduce a partir de la expresión de DUDDEK:

$$K = \frac{E}{(1-\nu)R}$$

Siendo E el módulo de elasticidad en descarga, ν el coeficiente de Poisson y R el radio del túnel.

5.4.2.3.2.- Modelo de curvas características

Solamente válido si:

- El medio es homogéneo.
- $K_0 = 1 \Rightarrow p_v = p_H$
- Geometría circular, lo cual es evidente que en este caso se cumple.

El problema en este caso estriba en la dificultad de estimar qué relajación ha sufrido el terreno cuando se coloca la dovela, teniendo en cuenta que el terreno puede deformarse libremente (siempre que p_i = 0, es decir, que se trate de un escudo no presurizado) hasta ocupar el huelgo resultante del gálibo de sobrecorte, de la conicidad de la coraza, del espesor de ésta y de la holgura entre coraza y dovela.

Evidentemente, si se trata de un escudo presurizado, es decir, p_i>0, dicha deformación ya no será libre, lo cual complica el problema. Los aspectos involucrados se representan en la figura nº 4 para un escudo trabajando a presión atmosférica y en la figura nº 5 para un escudo de presión (EPB).

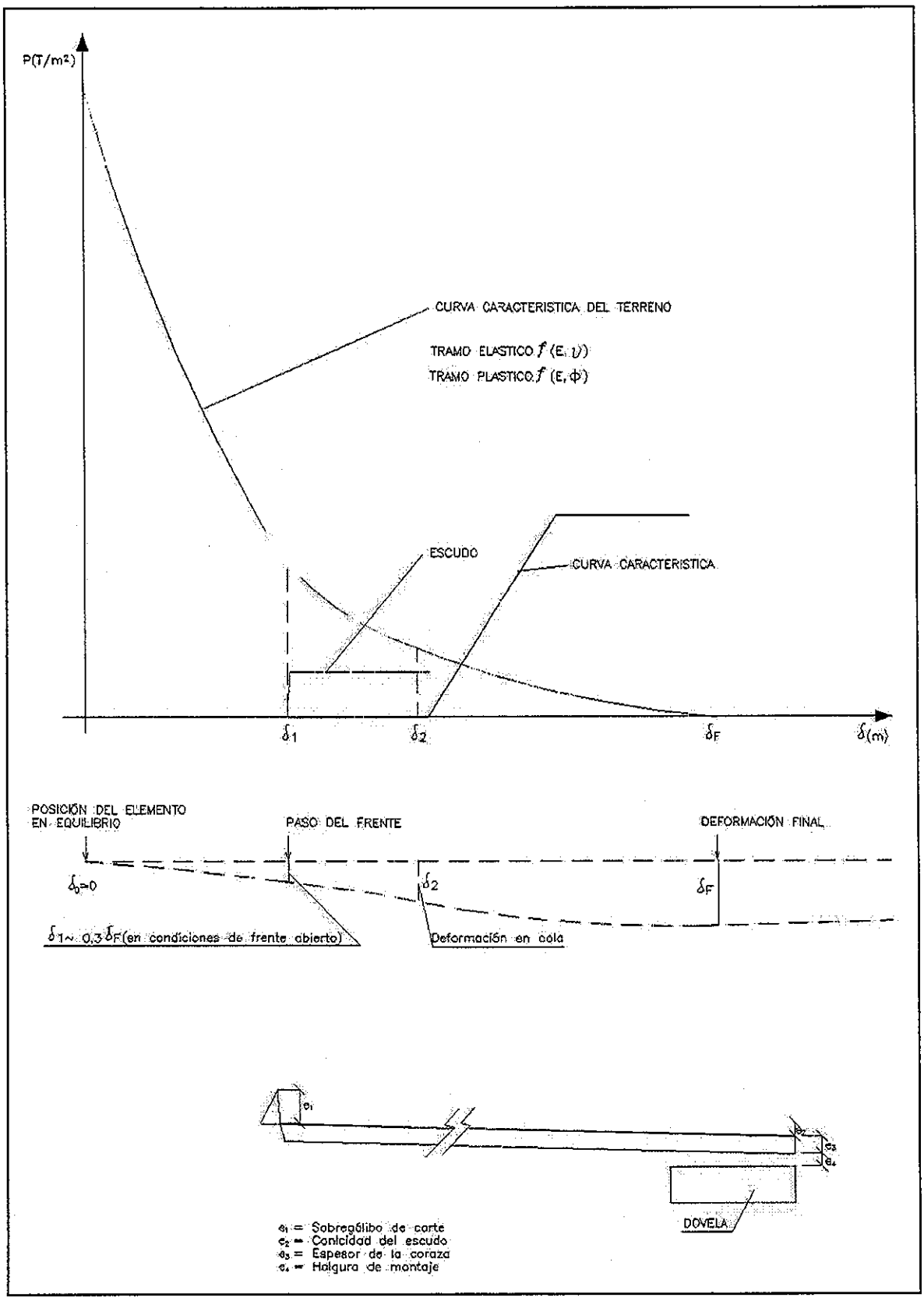

P(T/m²)
CURVA CARACTERISTICA DEL TERRENO
TRAMO ELASTICO f (E, υ)
TRAMO PLASTICO f (E, Φ)
ESCUDO
CURVA CARACTERISTICA
δ1
δ2
δF
δ(m)
POSICIÓN DEL ELEMENTO EN EQUILIBRIO
PASO DEL FRENTE
DEFORMACIÓN FINAL
δ0=0
δ2
δF
δ1~ 0,3 δF(en condiciones de frente abierto)
Deformación en cola
e1
e2
e3
e4
DOVELA
e1 = Sobregálibo de corte
e2 = Conicidad del escudo
e3 = Espesor de la coraza
e4 = Holgura de montaje

Figura nº 4

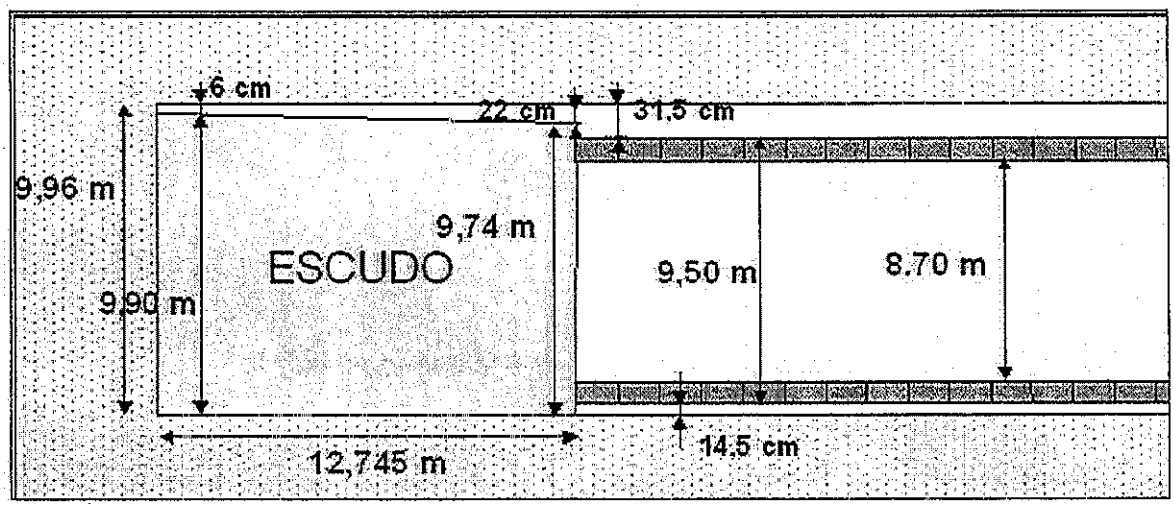


Figura nº 5

De estas figuras se deduce que si la deformación final del terreno δ_F es inferior a la suma de holguras, el terreno no entrará en contacto con la dovela, pero sí con la inyección que, a su vez, una vez fraguada, transmitirá la carga a la dovela.

Evidentemente, el problema se complica en caso de que el escudo sea cerrado y presurizado, ya que la deformación del terreno estará coartada.

En cuanto a las características del terreno necesarias son, además de las representadas en las figuras, la densidad natural y saturada, además de la densidad seca, la humedad natural y la densidad de las partículas (γ_d, w y G).

5.4.2.3.3.- Modelo de elementos finitos

Dentro de este tipo puede elegirse entre uno bidimensional o tridimensional.

- En el caso bidimensional, mucho más sencillo y que exige poco tiempo de cálculo, tendremos más o menos el mismo problema principal del caso anterior, es decir, el desconocimiento de la relajación del terreno cuando se coloca el anillo. Esto se puede solucionar recurriendo a la ejecución previa, siempre que el problema tenga simetría axial, de un modelo axilsimétrico, que representa un perfil por el eje del túnel y donde puede verse el punto en que el terreno entra en contacto con el anillo y, por lo tanto, el coeficiente de relajación.

- El modelo tridimensional, es el que resuelve verdaderamente todos los problemas de comportamiento del terreno de las presiones de trabajo y de la

geometría del problema. En contrapartida, su elevado tiempo de cálculo. Permite resolver los siguientes aspectos:

- Diversos modelos de comportamiento del terreno (MOHR-COULOMB, STRAIN SOFTENING, CAM-CLAY).
- Modelización de la geometría del escudo.
- Simulación de la presión de inyección en cabeza, coraza y cola.
- Modelización del fraguado del mortero de inyección entre el terreno y la dovela.
- Efecto de la excavación de un segundo túnel con el consiguiente incremento de acciones sobre el primero.

5.4.2.4.- Cálculo de las armaduras

Con los valores de M y N resultantes del cálculo mayorados por 1,5, se comprueba a flexión compuesta con armadura simétrica, según la EHE. En caso de que $U_S<0$, se armaría para $0{,}05N_d$ en cada cara.

5.4.3.- <u>Túneles profundos</u>

5.4.3.1.- Generalidades

No es fácil definir qué se entiende exactamente por túnel profundo; sin embargo, a efectos de esta exposición, son aquellos donde la carga debida al terreno es, con mucho, predominante sobre las demás acciones y donde la excavación producirá en el macizo grandes plastificaciones.

Aunque parezca paradójico, no existían, hasta hace poco tiempo, en el Mundo ejemplos recientes de túneles revestidos con dovelas a gran profundidad (se entiende como tal valores superiores a 500 m), ya que los grandes túneles de base databan del siglo XIX. Aún hoy día existe cierta reticencia a la utilización de escudos para tales obras por el temor de que la máquina pudiera quedar atrapada bajo la elevada presión geostática y esto a pesar de que no existe ningún caso conocido en que estos incidentes se hayan producido de forma permanente. Sin embargo, en la actualidad existen varios ejemplos, algunos en España, que permiten ya avanzar algunas reglas de diseño.

Digamos también que estos túneles se excavan con máquinas tipo escudo simple o doble escudo, que trabajan a presión atmosférica con inyección de gravilla y/o mortero en el trasdós de la dovela. Por ello, en este caso, el problema principal es el de evaluar las cargas que van a existir en los diferentes materiales atravesados así como el modelo de comportamiento de cada tipo de material durante el proceso. Aunque se trata de un tema ciertamente complejo, analizaremos en lo que sigue las líneas maestras del diseño.

5.4.3.2.- Caracterización del terreno

En los túneles profundos es habitual estudiar el anillo a compresión con K_0=1. Esto es debido a la dificultad, prácticamente insuperable, con los medios habituales, de conocer el verdadero valor de K_0 que, en zonas muy tectonizadas (Abdalajís, Pajares) será seguramente superior a 1. Sin embargo, dada las exigencias del armado a compresión de la EHE, se piensa que el resultado será razonablemente conservador.

Por lo tanto, la primera necesidad es la de contar con un perfil longitudinal geológico-geotécnico donde se recojan en la guitarra, además de los litotipos existentes, las características geotécnicas del macizo rocoso, deducidas a partir de las de la roca matriz que se habrán determinado mediante ensayos de laboratorio. Otro parámetro interesante es $\frac{\sigma_{CM}}{\sigma_0}$, siendo σ_{CM} la resistencia a compresión simple del macizo y σ_0 la tensión geostática a cota de túnel.

Según los valores de este parámetro se deducen las posibilidades de fluencia del material. Valores inferiores a 0,4 denotan condiciones en las que pueden darse fenómenos de fluencia. Si son inferiores a 0,1 la fluencia puede ser severa.

5.4.3.3.- Determinación de p_v

A tenor de lo dicho para los túneles someros, parece inmediato deducir que los 2 métodos para deducir p_v son las curvas características y los elementos finitos.

Evidentemente, si son muchas las formaciones existentes, con diferentes propiedades tensodeformacionales la aplicación de modelos de elementos finitos requeriría un plazo (y un coste) considerable. Por estos motivos, podríamos proponer la metodología siguiente:

a) Utilización del método de las curvas características.

b) Elegir el modelo constitutivo del terreno.

La elección del modelo de comportamiento del material es importante, ya que de él dependen los resultados que se obtengan.

El comportamiento del terreno se puede ver, de forma muy gráfica, en la curva característica representación de los puntos de equilibrio tensión-deformación (figura nº 6). En general, tiene 2 tramos bien diferenciados: una rama recta o fase elástica, donde las deformaciones son lineales con la tensión, definida por los parámetros elásticos E y ν, y otra plástica, donde no existe linealidad entre deformaciones y tensiones, regida por los parámetros plásticos, c y Ø. Se comprende que cuanto más débil sea el material y/o más elevada la profundidad, la rama plástica será más importante. Cuando el material se rompe, por la excavación realizada, el material está sometido a una tensión desviadora σ_1-σ_3 que provoca una tensión de corte $\tau=c+\sigma tg\varnothing$, cuya expresión nos da una clara idea del efecto beneficioso que supone un aumento del ángulo de rozamiento y/o de la cohesión.

La figura nº 6 ilustra sobre las consecuencias de tomar diferentes modelos de comportamiento.

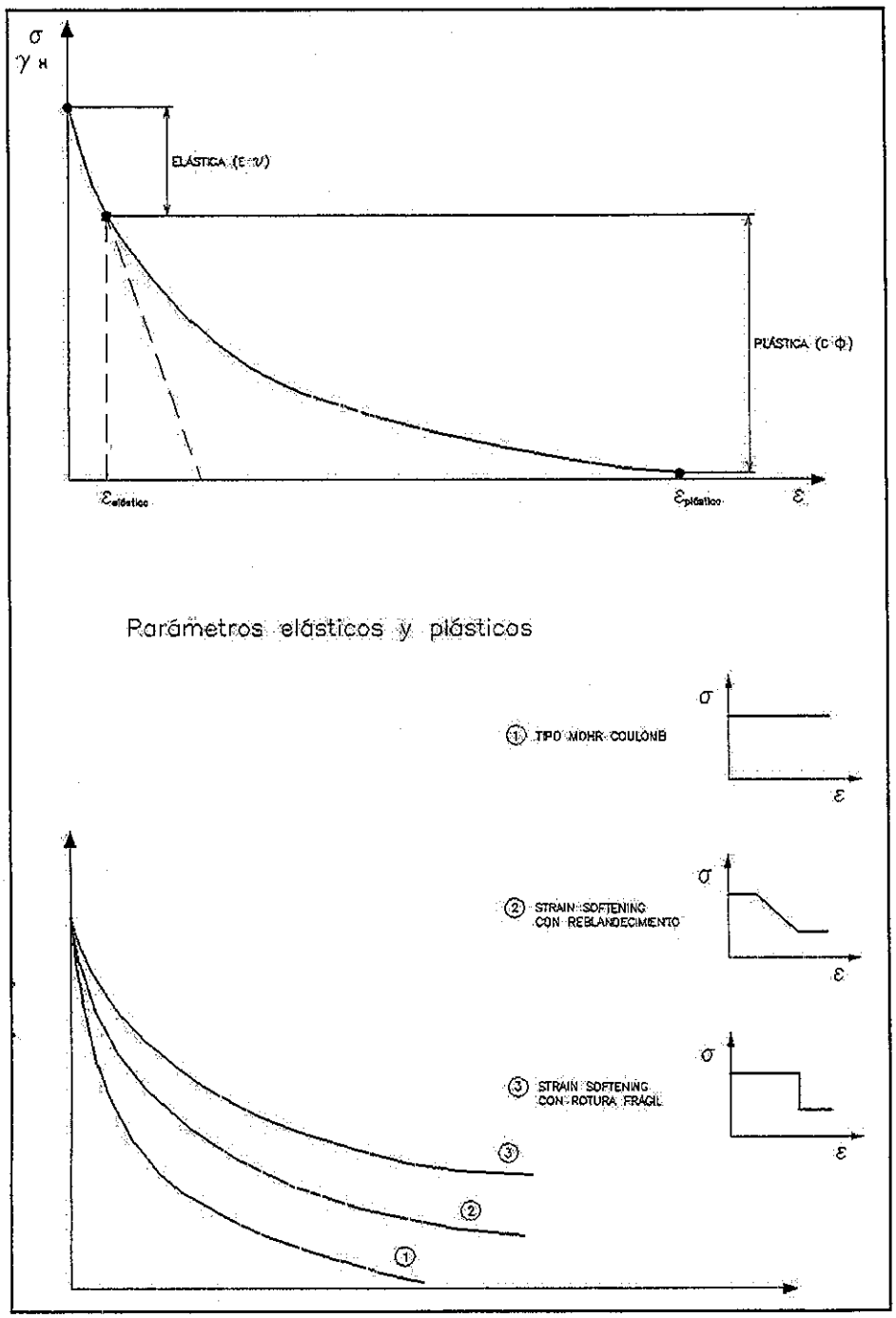


Figura nº 6.- Tipo de comportamientos

Como puede verse, el de MOHR-COULOMB, que supone que los parámetros plásticos no varían en la rotura es, de lejos, el más favorable. Por su parte, la curva 3, que supone la anulación instantánea de la cohesión en la rotura, sólo sería lógica en materiales frágiles. Por lo tanto, en circunstancias normales, se elegiría el modelo de la curva 2, en el cual, a partir de una cierta deformación, las características plásticas del material disminuyen, lo cual tiene como consecuencia que la curva característica se traslada hacia arriba, con lo cual, a

una misma deformación, le corresponde una mayor presión. Todo esto sucede dentro del dominio elastoplástico, en el cual las deformaciones se consideran instantáneas. El modelo se denomina "STRAIN-SOFTENING", que podría traducirse como reblandecimiento por deformación.

Para dar un ejemplo, en un material tipo esquistos, se tomaría una disminución de la cohesión de C_0 (c inicial) a $C_0/3$, que se produce linealmente a partir de una deformación del 2,5% (Ejemplo tomado del Túnel de Pajares para profundidades de 800 m). En cuanto a Ø, se conserva el mismo valor, siguiendo a autores (por ejemplo, PETHIKOV y LINKOV) que postulan que podría, incluso, aumentar debido a la dilatancia que se produce en la plastificación.

El proceso descrito corresponde a un comportamiento elastoplástico perfecto. Sin embargo, si prosigue la deformación, puede producirse un segundo reblandecimiento, que origina un efecto similar pero, en este caso, dependiente del tiempo (comportamiento reológico).

En general, los modelos existentes se dividen en 2 categorías, según que las deformaciones sean reversibles o no. En el primer caso, se denominan visco-elásticos y en el segundo visco-plásticos. En nuestro caso, nos vamos a referir a los visco-plásticos que, en realidad, se pueden derivar de los visco-elásticos cuando éstos ya no tienen un comportamiento lineal o presentan un "envejecimiento". En este caso, el problema no puede ser resuelto por un método iterativo que siga intervalos de tiempo y debe introducirse una rigidez variable del macizo.

Si el flujo visco-plástico no se produce hasta sobrepasar un cierto nivel de deformación definido por un criterio dado, la ley de flujo, asociado o no, se introduce según se respete o no el principio de normalidad del criterio de rotura.

Si no se llega a este límite, el fenómeno seguiría las leyes de la visco-elasticidad.

El comportamiento ya no es elastoplástico sino elasto plástico-viscoso y entran en juego las propiedades reológicas (dependientes del tiempo) del material. Ya no se trata de un fenómeno instantáneo, sino progresivo (puede durar años) y se ilustra en la figura nº 7.

Por su complejidad, no nos extenderemos más en esta posibilidad. Basta decir que podría simularse de manera sencilla considerando una nueva disminución de C que, al límite, podría considerarse 0 (ver figura nº 7), lo cual sería el caso extremo.

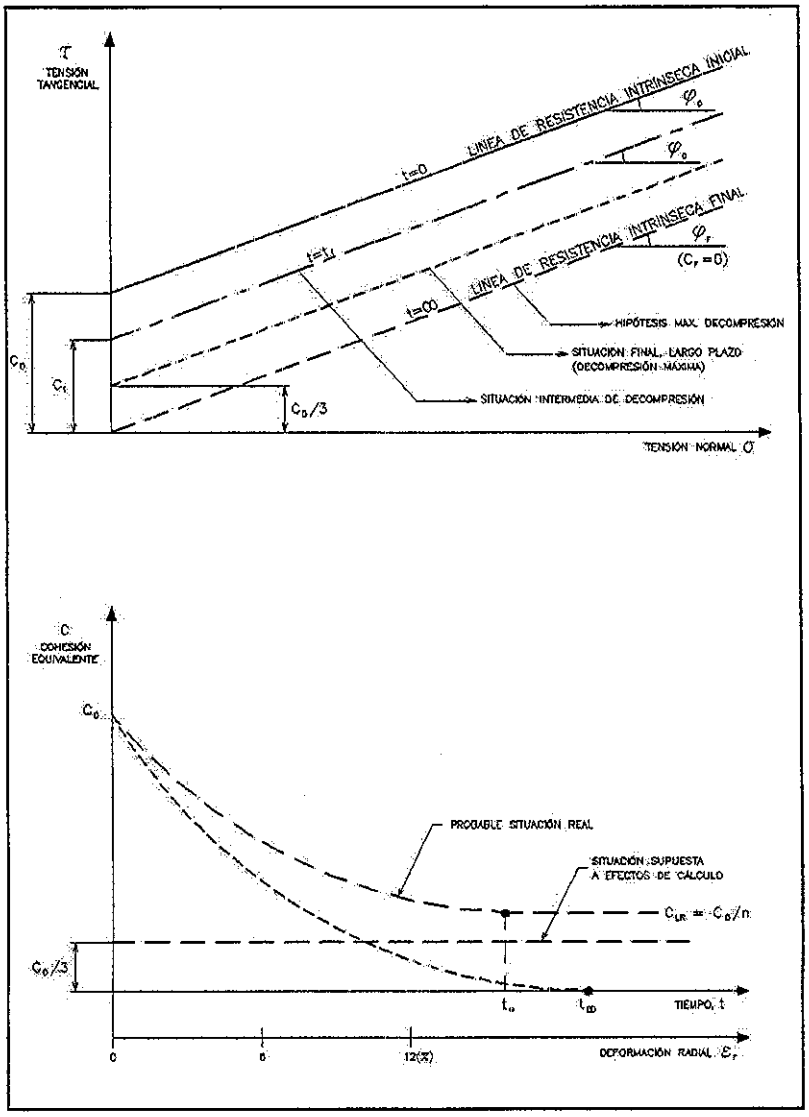


Figura nº 7.- Probable evolución en el tiempo de la cohesión equivalente del macizo si no hubiera máquina.

c) <u>Elaboración de la curva característica del terreno</u> para el máximo recubrimiento de cada litotipo.

d) <u>Determinación de la presión correspondiente</u> a la deformación necesaria para que el terreno entre en contacto con la dovela (recuérdese la descripción de las holguras de la figura nº 4). Sin embargo, hay que tener en cuenta que, por efecto de la gravedad, el anillo "cae" al salir de la coraza por lo que, a efectos

prácticos, el "gap" será casi el doble que el teórico de clave. Esto puede ser importante para grandes presiones.

e) Con todo este proceso, se habrá obtenido <u>una tramificación de presiones</u> (figura nº 8) para cada formación del tipo:

FORMACIÓN	P.K. - P.K.	$P_v$máx (T/m^2)	$P_v$mín (T/m^2)

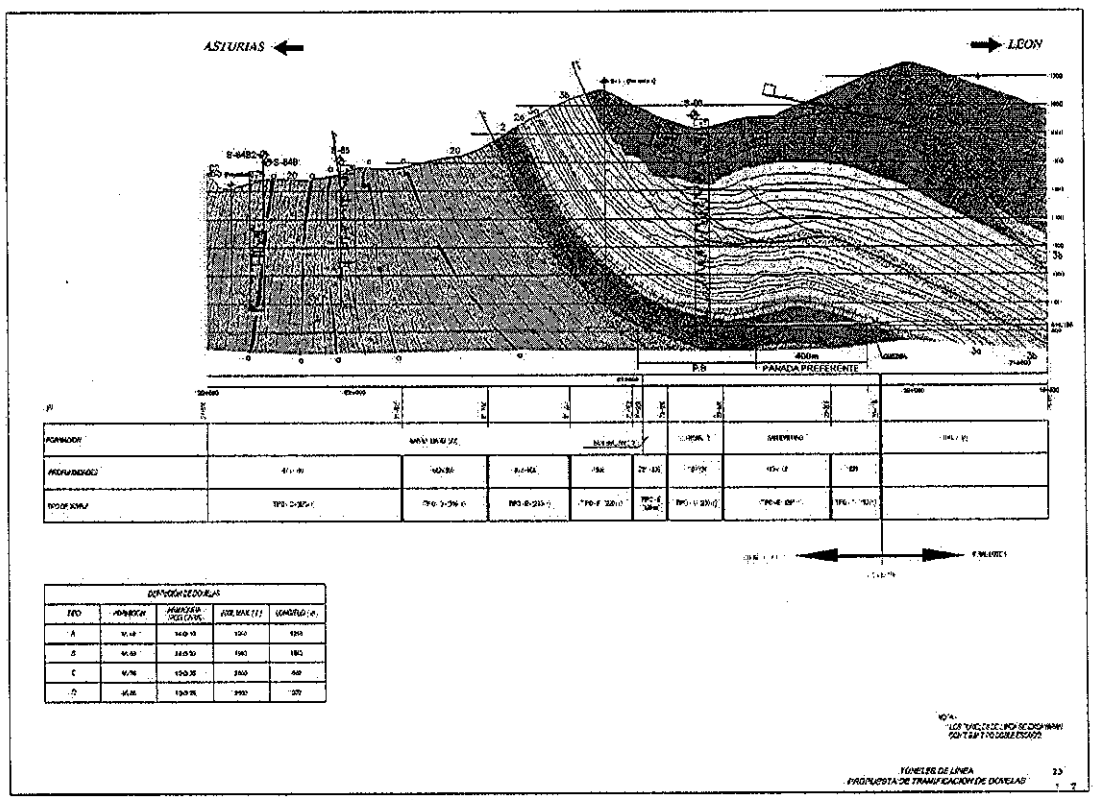


Figura nº 8 (1 de 2)

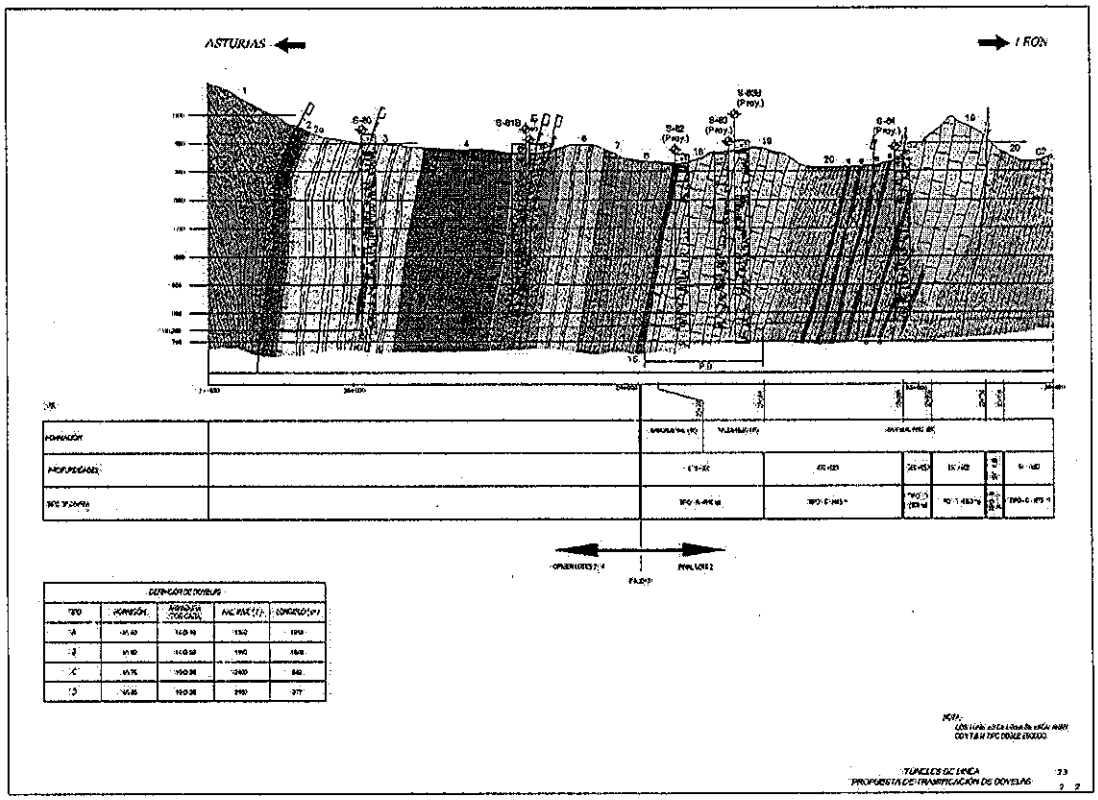


Figura nº 8 (2 de 2)

f) <u>Toma en consideración del agua</u>

Nos volvemos a encontrar con el manido tema de la toma en consideración del agua, que constituye siempre una fuente interminable de discusión. Por nuestra parte, puedo decir que, por experiencias propias y ejemplos descritos en la literatura técnica, es muy raro que exista agua a partir de una cierta profundidad ya que la presión sella las posibles vías, impidiendo que se cumpla la Ley de DARCY. Como excepción podemos citar el caso en que existan conductos kársticos (túnel de Abdalajís) o formaciones muy fracturadas (en este caso a profundidades medias). Evidentemente, si se considera la carga de agua en túnel muy profundos el túnel resultaría inviable. Sería el caso del nuevo Túnel de San Gotardo, con una carga teórica de 2.000 m, lo cual llevaría aparejado un axil de $p_w.R$ = 2.000x5 = 10.000 T/m^2. Recordemos que un hormigón HA-100 (que ya es inusual) sólo resistiría un $N_d = 0{,}85.\frac{10.000}{1{,}5}.5.667\,T$ (para un anillo de 1,0 m de espesor). La solución en este caso, que es la que se utiliza en los Túneles Alpinos, consiste en colocar un revestimiento primario con dovelas, sobre éste una lámina drenante, recogida en solera por tubos y un revestimiento interior de 2ª fase. En España, no se ha utilizado esta disposición a pesar de que en el Túnel de

Guadarrama existen recubrimientos de hasta 1.000 m sino que se recurre a una solera drenada con taladros que conectan con los conductos de drenaje.

Un ejemplo del comentario anterior, en el sentido del sobredimensionamiento en algunos túneles, consiste en considerar una posible fluencia (con el consiguiente aumento de presiones a largo plazo) y que, además, pueda estar sometido a carga de agua.

Para concluir, en este tema debe prevalecer el buen juicio del Proyectista para no caer en un sobredimensionamiento injustificado.

g) Axiles de cálculo: A partir de p_v, sin más que hacer $N=p_v.R$ (siendo R el radio), obtenemos el axil de cálculo en cada intervalo. En mi opinión, este valor no debe mayorarse ya que, además de lo conservador del método, estimamos que los coeficientes de minoración aplicados al hormigón cubren más que de sobra este aspecto.

h) Elección del tipo de hormigón

Según la EHE, el máximo axil (en t/m) que puede resistir una sección de hormigón viene dado por la fórmula siguiente:

$$N_d = 0{,}85\frac{f_{ck}}{\gamma}A_c \qquad \text{(art. 40.3.1)}$$

siendo:

f_{ck} La resistencia característica del hormigón.

A_c El canto de la dovela.

α Coeficiente de reducción de la resistencia por efecto de la junta = $\sqrt{\frac{A_1}{A_c}}$,

siendo A_1 el ancho del área efectiva de apoyo en las juntas radiales, descontando los rebajes. Normalmente A_1=0,60-0,80 $A_c \Rightarrow \alpha$=0,77-0,89.

γ Como ya se ha indicado anteriormente, en España no existe ninguna norma que se ocupe específicamente de los hormigones de alta resistencia (HAR) utilizados en las dovelas. Por lo tanto, se utilizará la Norma Noruega NS 3473 E 1992, que es la norma usada más comúnmente para HAR. Así,

en las dovelas en las que f_{ck}>5.000 t/m², se podría considerar γ=1,4. Este valor es conservador si se tiene en cuenta que las recomendaciones de la AFTES (Asociación Francesa para Obras Subterráneas) permite utilizar γ=1,3 cuando la fabricación es industrial, y con certificado ISO, independientemente de si se trata de un HAR

Así, tomando una dovela de A_c=0,50 m y γ_c=1,5 (EHE) resultaría el siguiente cuadro con el N_d que resulta para cada tipo de hormigón.

Tipo dovela	Calidad hormigón	Espesor (m)	N_d (t/m)
A	HA-40	0,50	963
B	HA-50	0,50	1 204
C	HA-60	0,50	1.448
D	HA-70	0,50	1.686
E	HA-80	0,50	1.927

Como ejemplo práctico, diremos que en el túnel de Pajares, con recubrimientos de hasta 1.000 m, en materiales de mala calidad y con axiles de cálculo, considerando la fluencia a 30 años, de hasta 3.200 T, se llega a emplear HA-110.

i) Comprobación a fisuración

Según el artículo 49.2.1 de la EHE, el axil de cálculo no debe sobrepasar:

$$N_d < 0,6 \cdot f_{ck} \cdot A_c$$

con objeto de evitar la aparición de fisuras por compresión en Estado Límite de Servicio. Esto es evidente que se cumple, ya que $\frac{0,85}{1,5} = 0,57 < 0,60$.

j) Refuerzo de juntas

En las juntas radiales, cuando el anillo trabaja a compresión, se transmite ésta a través de un espesor inferior al teórico por los rebajes existentes. Recordemos que esto implica una disminución de su capacidad (representado por el coeficiente $\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_c}}$.

Si tomamos $\frac{A_{c1}}{A_c} = 0,7 \Rightarrow \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_c}} = 0,84$

Como se puede apreciar, el axil de cálculo N_d quedaría disminuido entre un 12% y un 14%.

Para evitar este efecto, se propone aprovechar la propiedad de que el hormigón confinado tiene una resistencia a compresión mayor, por lo que se "zunchará" la zona en las cercanías de las juntas.

Según la EHE, un hormigón confinado aumenta su resistencia según la ley:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1+1{,}6 \cdot \alpha \cdot \omega) \quad \text{(art. 40.3.4)}$$

en los que α y ω son parámetros que dependen de la armadura de confinamiento, su disposición, así como el volumen de hormigón confinado.

Por otro lado, la Monografía M-8 de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), "Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia" (julio, 2004), propone, sin embargo, que se utilice la relación:

$$f_{ck\,c} = f_{ck} \cdot (1+0{,}289 \cdot \sqrt{\rho_s}) \quad \text{(Yazzar y Serna, 2000)}$$

en la que ρ_s es la cuantía volumétrica relativa del acero que produce el confinamiento.

En lo siguiente se seguirá esta última fórmula, ya que es más adecuada para los hormigones de alta resistencia que es donde suele ser necesaria esta medida.

Así, para conseguir este efecto de confinamiento, se puede, como primer tanteo, armar con cercos circulares Ø 12 separados, en su plano, medio diámetro y, entre planos, 7,5 cm. El plano de estos cercos será perpendicular a la dirección de las compresiones. El recubrimiento de las armaduras principales suele ser de 3 cm.

Con este armado, la cuantía volumétrica relativa del acero vale:

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_s}{s_n \cdot \phi} \cdot 100$$

- Tramificación del tipo de hormigón: a partir de los axiles de cada tramo y los que son capaces de resistir cada tipo de hormigón, se puede hacer la tramificación de los tipos de hormigón.

k) Cálculo de las armaduras principales

Según la EHE, para un N_d determinado se dispondrá en cada cara una cuantía equivalente a $0{,}05N_d$, lo cual, para esfuerzos elevados, lleva a cuantías considerables.

l) Armaduras longitudinales

Se dispondrá un 40% de las principales

m) Empuje de los gatos

Las dovelas, cuando ya están montadas formando un anillo completo, son sometidas al empuje de los gatos hidráulicos, necesario para el desplazamiento del escudo.

El número de gatos que lleva incorporado el escudo depende de su diámetro así como de la fuerza de empuje del escudo. Por ejemplo, en el Metro de Madrid es de 100.000 kN y en Pajares de hasta 150.000 kN.

El esfuerzo de los gatos de empuje se mayora por 1,25.

Se realizará el análisis comprobando que la tensión que se produce en la dovela no supera la máxima resistencia admisible para el hormigón.

Las tensiones que se producen en las juntas circunferenciales por el empuje de los gatos del escudo será igual a:

$$E = \frac{NF}{L}$$

siendo,

N = número de gatos.

L = desarrollo del perímetro medio del túnel.

F = fuerza de empuje de cada gato mayorada.

luego,

$$E = \frac{24 \,.\, 156{,}25}{21{,}834} = 171{,}75 \text{ t/m}$$

La tensión que se produce en la junta será, teniendo en cuenta el área de contacto A_{c1}, resulta:

$$\sigma_t = \frac{E}{t \,.\, b} \, t/m^2$$

que se compara con la tensión admisible del hormigón correspondiente.

n) <u>Refuerzos en las juntas</u>. Efectos "bursting" y "spalling" (figuras nº 9 y nº 10).

Desde el punto de vista estructural, las juntas entre dovelas, ya sea entre las de un mismo anillo, o entre anillos sucesivos, suponen un punto débil.

Esto es debido a varias causas:

- No hay armadura pasante entre dovelas, por lo que las juntas no se pueden considerar, en sentido estricto, como hormigón armado, sino sólo como hormigón en masa.

- Los únicos esfuerzos que se pueden transmitir entre dovelas son "a priori" compresiones. Sin embargo, cualquier excentricidad puede producir momentos localizados y, por lo tanto, tracciones.

- La superficie de contacto entre dovelas es, debido a los rebajes laterales, inferior al ancho normal, por lo que se produce concentración de tensiones en su superficie. Esto crea tracciones en sentido perpendicular a las compresiones (efecto "bursting" o estallido) y tracciones en los vértices de las juntas, según un plano oblicuo que "mata" la esquina (efecto "spalling" o lajeo).

En el caso de las juntas radiales, los esfuerzos son producidos por la transmisión entre dovelas de las compresiones causadas por las cargas del terreno, mientras que en las juntas circunferenciales, los esfuerzos son producidos por los gatos de empuje.

- Juntas radiales

Efecto "bursting"

Tal y como se explica en el artículo 60 de la EHE, los esfuerzos concentrados de compresión producen tracciones perpendiculares a la dirección de la compresión (ver figura nº 9). En el caso en el que la máxima tensión de tracción supere el valor de la resistencia a tracción del hormigón de la dovela, se deberá colocar la armadura siguiente:

$$A_s \cdot f_{yd} = 0{,}25 \cdot N_d \cdot \left(\frac{a - a_1}{a}\right) \qquad \text{(art. 60)}$$

siendo,

a el espesor de la dovela

a_1 el espesor del contacto entre dovelas

N_d el axil de cálculo máximo de cada tipo de dovela

Esta armadura se colocará en una longitud comprendida entre 0,1 a y a.

La tensión máxima de tracción se obtiene de las curvas publicadas por LEONHARDT en el libro "Estructuras de Hormigón Armado (tomo II, cap. 3)".

Por otro lado, hay que tener en cuenta que la armadura para evitar el efecto "bursting" se solapa a la armadura de zunchado, descrita en j), cuyo objetivo es, como ya se dijo anteriormente, aumentar la resistencia a compresión del hormigón en las cercanías de las juntas mediante su confinamiento. De este modo, para no duplicar la armadura, se armará exclusivamente con la mayor de las dos armaduras necesarias, la de confinamiento o la de Bursting.

Como ejemplo, tomamos una dovela de 0,50 m de espesor y HA-40.

Según Leonhardt,

$$\frac{a}{a_1} = \frac{0{,}50}{0{,}365} = 1{,}37 \quad \Rightarrow \quad \frac{\sigma_t}{\sigma_o} = 0{,}11$$

en la que,

a espesor del anillo de dovelas

a_1 espesor de la zona de contacto entre dovelas

σ_t, la tensión de tracción

σ_o, la tensión de compresión media = $\frac{P}{b \cdot d}$

de donde se obtendría σ_t que se compararía con la tensión de tracción máxima del HA-40, que es:

$$f_{ctk} = 0{,}21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} = 2{,}5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 2{,}60 \text{ MPa} \quad > \quad f_{ctd} = \frac{2{,}5}{1{,}5} = 1{,}67 \text{ MPa}$$

Si $\sigma_t > f_{ct,1}$ sería necesario colocar el refuerzo indicado por el Artículo 60 de la EHE, que debe compararse con el obtenido según j), colocándose el mayor de ambos.

Efecto "spalling" (ver figura nº 10)

En los vértices de las juntas se producen tensiones de tracción oblicuas que causan el estallido de las esquinas de las dovelas. El valor de estas tracciones es, según Leonhardt "Estructuras de Hormigón Armado (tomo II, cap. 3)":

- $z_y = 0{,}015 \cdot Nd$ (en sentido paralelo a la junta).
- $z_x = 0{,}010 \cdot Nd$ (en sentido perpendicular a la junta).

Se colocarán armaduras en U **tan pegadas al vértice como sea posible** (recubrimiento mínimo).

- <u>Juntas circunferenciales (entre anillos)</u>

En estas juntas, los esfuerzos de compresión son producidos por los gatos de empuje.

Efecto "bursting"

Los gatos de empuje producen compresiones a una cierta distancia del plano de apoyo. Sin embargo, debajo del patín de apoyo, se producen tracciones tanto en el sentido perpendicular al "plano" de la dovela como en el sentido circunferencial. Las tracciones en el sentido perpendicular se calculan del mismo modo que en las juntas radiales, mientras que las tracciones en sentido circunferencial se calculan utilizando la fórmula de Schleeh.

Según Schleeh, la tracción es de:

$$Z = 0{,}09 \cdot \left[1 - 0{,}9\left(\frac{a}{d}\right)^2\right] \cdot P$$

siendo,

P la carga debida a cada gato o par de gatos = 637x2 = 1.274 t.

a el área de contacto de la zapata.

d la separación entre ejes de patines = 2,5 m.

Esta tracción se aplica en una profundidad igual a un canto útil, por lo que la tensión de tracción media es:

$$\sigma_t = \frac{Z}{e \cdot e} = \frac{113}{0{,}4 \cdot 0{,}4} = 7\,\text{MPa}$$

que debe compararse a la resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$.

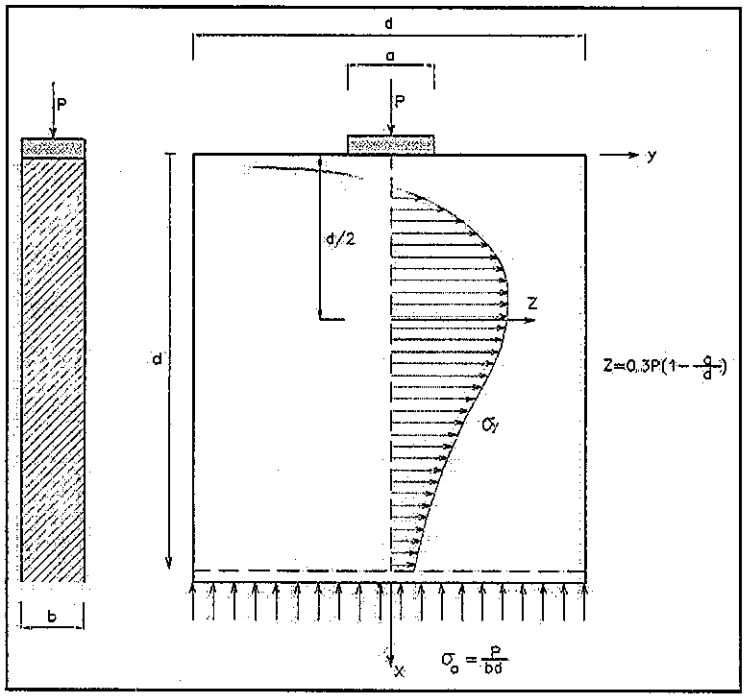


Figura nº 9.- Efecto Bursting

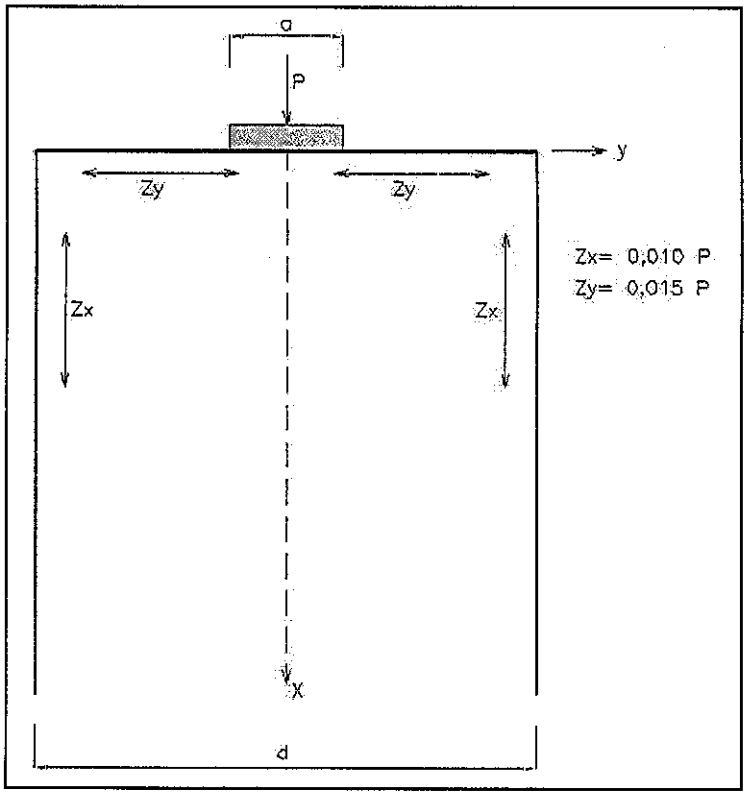


Figura nº 10.- Efecto Spalling

5.4.3.4.- Armadura final

La armadura final resulta de la correspondiente a los empujes del terreno, que es $0{,}05N_d$ por cara, siendo N_d el axil hallado para cada tipo de terreno.

Evidentemente, si la cuantía por manipulación o almacenaje fuese superior se colocaría ésta, lo cual puede suceder en los tramos de boca con escaso recubrimiento. Como armadura de reparto, se coloca el 40% de la principal. Además, se suman los refuerzos en las juntas resultantes de los efectos de bursting, spalling y empuje de gatos. Resultaría un esquema de armado como el de la figura nº 11.

Como órdenes de magnitud, en el Túnel de Guadarrama, excavado en materiales de buena calidad geotécnica, la cuantía no excede de los 100 Kg/m^3, con hormigones tipo HA-50 predominantemente. En Pajares, que llega a recubrimiento del mismo orden en materiales de calidad media a mala, las distintas cuantías oscilan entre 100 y 200 Kg/m^3, con hormigones que van de HA-40 hasta HA-110.

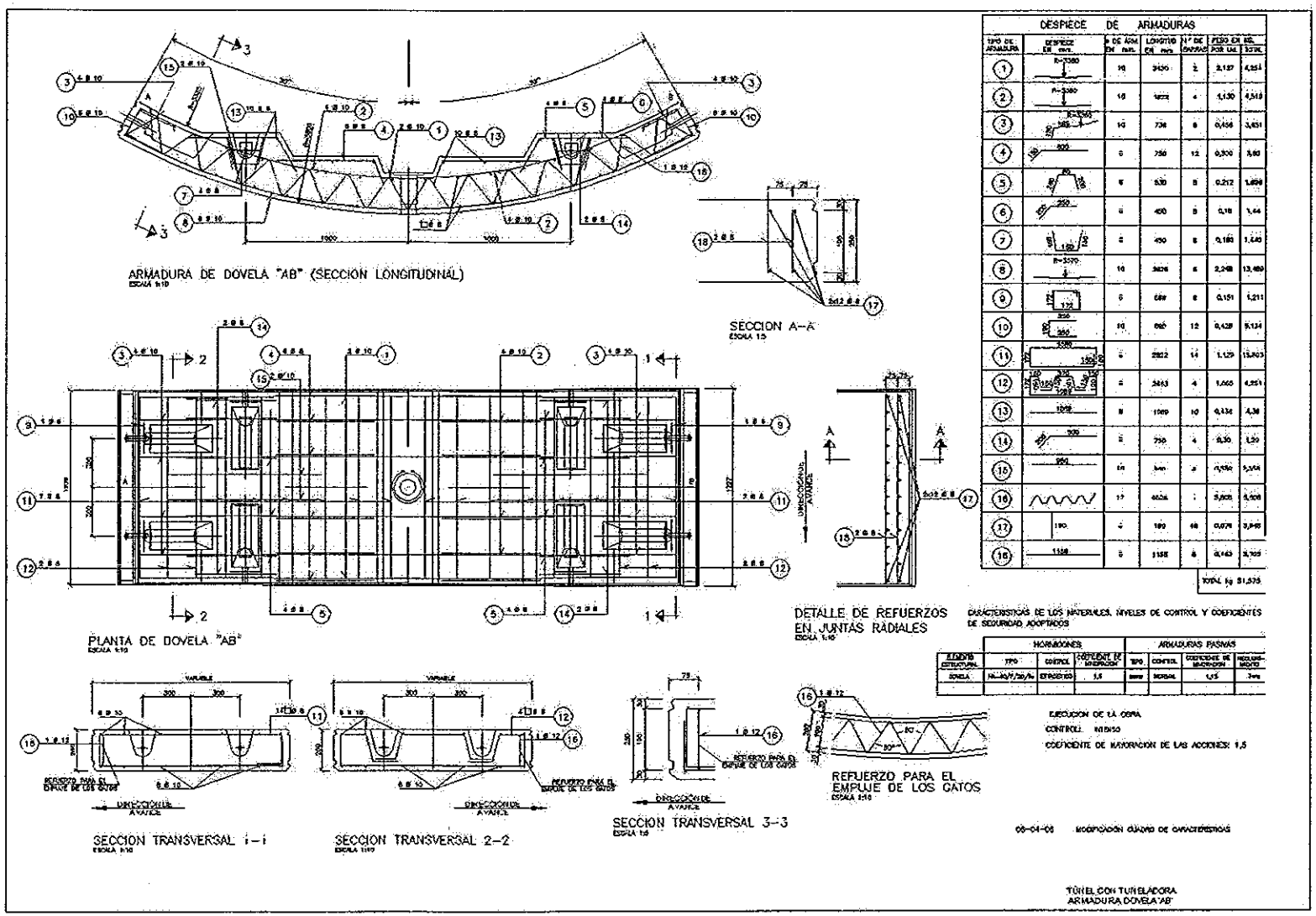

ARMADURA DE DOVELA "AB" (SECCION LONGITUDINAL)
SECCION A-A
PLANTA DE DOVELA "AB"
DETALLE DE REFUERZOS EN JUNTAS RADIALES
REFUERZO PARA EL EMPUJE DE LOS GATOS
SECCION TRANSVERSAL 1-1
SECCION TRANSVERSAL 2-2
SECCION TRANSVERSAL 3-3
DIRECCION DE AVANCE
DESPIECE DE ARMADURAS
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, NIVELES DE CONTROL Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD ADOPTADOS
HORMIGONES
ARMADURAS PASIVAS
EJECUCION DE LA OBRA
CONTROL: NORMAL
COEFICIENTE DE MAYORACION DE LAS ACCIONES: 1,5
TUNEL CON TUNELADORA
ARMADURA DOVELA "AB"

Figura nº 11

5.4.3.5.- Incendio

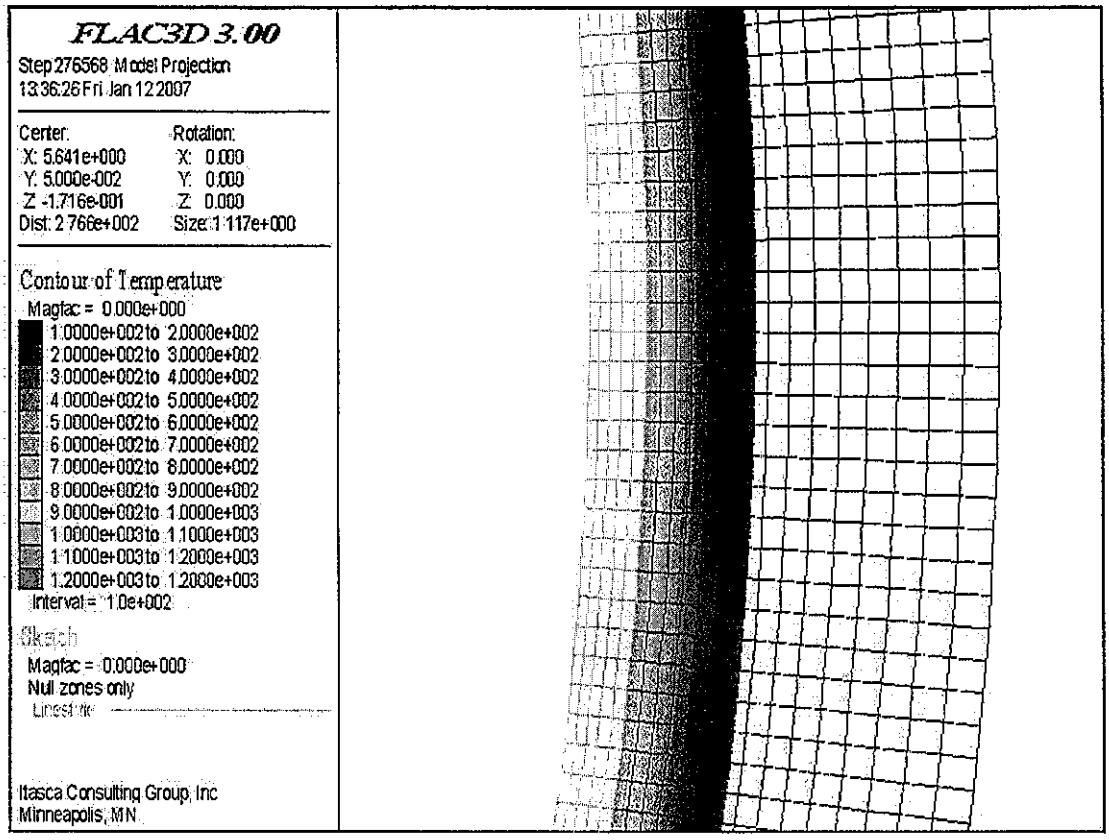
Se trata este punto después del proceso de Dimensionamiento, ya que su comprobación suele realizarse sobre un diseño determinado. Además, sus resultados suelen influir más bien sobre los recubrimientos de las armaduras que sobre las cuantías de éstas aunque para incendios severos también puede suceder esto.

El estudio consta de 2 fases:

- La primera que podríamos llamar estudio termomecánico, consiste en obtener, bien a partir de las curvas del Eurocódigo, bien por aplicación de la ecuación del calor, en el incendio de diseño, las curvas isotermas que se producen en el interior de la dovela. De esta forma es posible conocer el espesor de hormigón afectado total o parcialmente por el aumento de temperatura. Asimismo, se determina si la temperatura a la que ha estado sometida la armadura anula la acción de ésta (figura nº 12).

- En segundo lugar, utilizando el modelo de cálculo empleado para el cálculo ordinario se analiza si la estructura remanente después del incendio es capaz de soportar las cargas existentes, ya que se supone que éstas siguen actuando. En ocasiones, se generan tracciones en el extradós cuya cuantía puede exigir el aumento de la armadura (figura nº 13).

Abril de 2007


FLAC3D 3.00
Step 276568 Model Projection
13:36:26 Fri Jan 12 2007
Center:
X: 5.641e+000
Y: 5.000e-002
Z: -1.716e-001
Dist: 2.766e+002
Rotation:
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 0.000
Size: 1.117e+000
Contour of Temperature
Magfac = 0.000e+000
1.0000e+002 to 2.0000e+002
2.0000e+002 to 3.0000e+002
3.0000e+002 to 4.0000e+002
4.0000e+002 to 5.0000e+002
5.0000e+002 to 6.0000e+002
6.0000e+002 to 7.0000e+002
7.0000e+002 to 8.0000e+002
8.0000e+002 to 9.0000e+002
9.0000e+002 to 1.0000e+003
1.0000e+003 to 1.1000e+003
1.1000e+003 to 1.2000e+003
1.2000e+003 to 1.2000e+003
Interval = 1.0e+002
Sketch
Magfac = 0.000e+000
Null zones only
Linestyle
Itasca Consulting Group, Inc
Minneapolis, MN

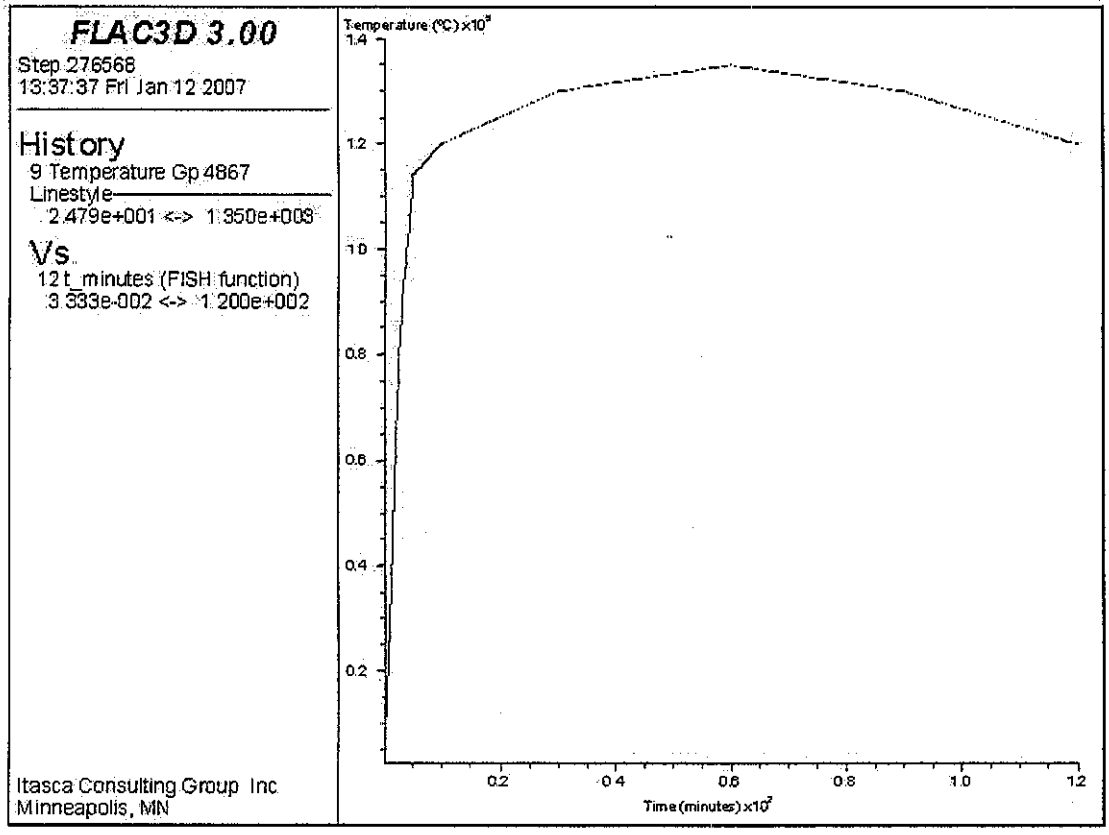
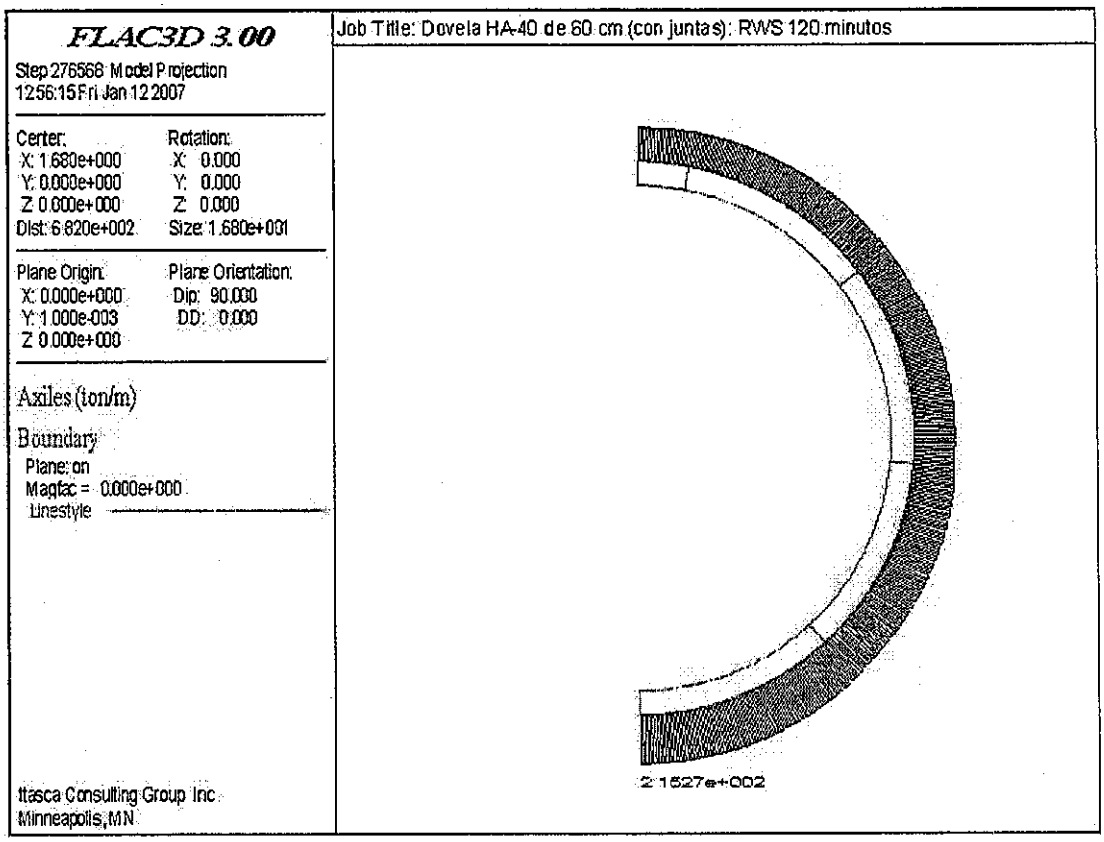

FLAC3D 3.00
Step 276568
13:37:37 Fri Jan 12 2007
History
9 Temperature Gp 4867
Linestyle
2.479e+001 <-> 1.350e+003
Vs.
12 t_minutes (FISH function)
3.333e-002 <-> 1.200e+002
Temperature (°C) x10³
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
Time (minutes) x10²
Itasca Consulting Group, Inc
Minneapolis, MN

Figura n° 12


FLAC3D 3.00
Step 276568 Model Projection
12:56:15 Fri Jan 12 2007
Center:
X: 1.680e+000
Y: 0.000e+000
Z: 0.000e+000
Dist: 6.820e+002
Rotation:
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 0.000
Size: 1.680e+001
Plane Origin:
X: 0.000e+000
Y: 1.000e-003
Z: 0.000e+000
Plane Orientation:
Dip: 90.000
DD: 0.000
Axiles (ton/m)
Boundary
Plane: on
Magfac = 0.000e+000
Linestyle
Itasca Consulting Group Inc.
Minneapolis, MN
Job Title: Dovela HA-40 de 60 cm (con juntas): RWS 120 minutos
2.1527e+002

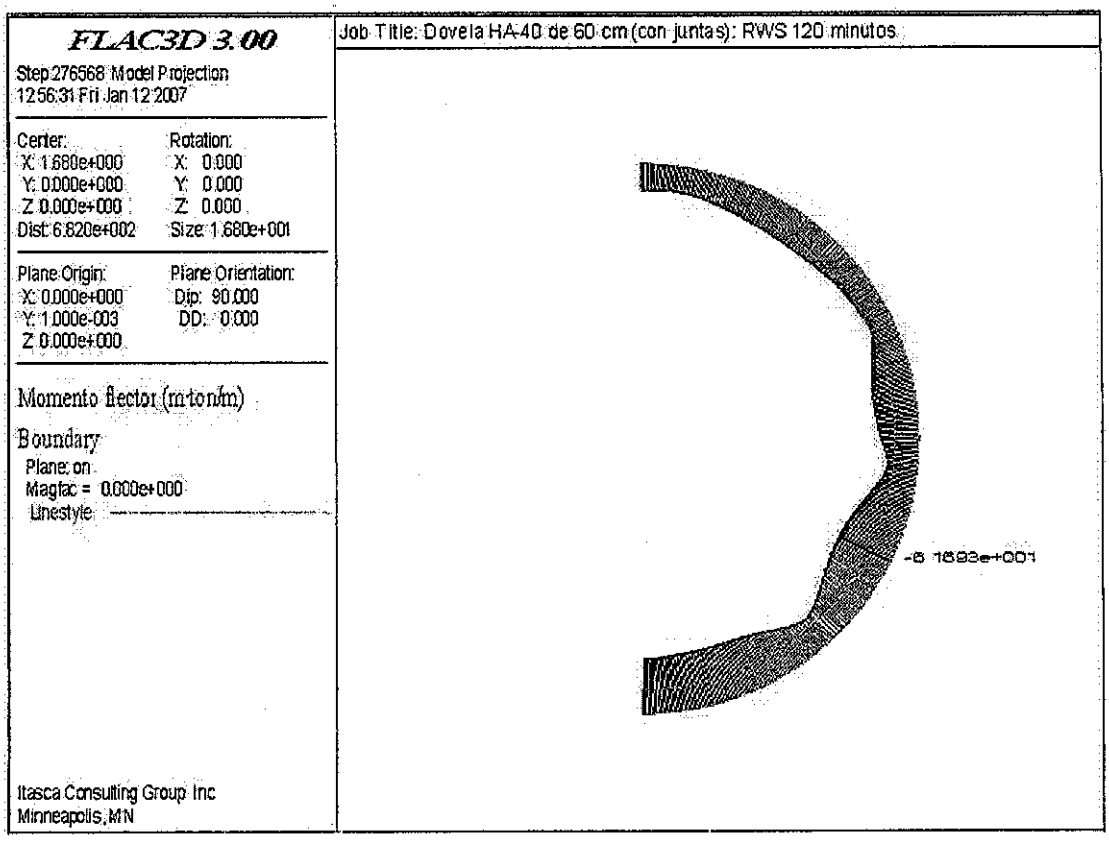

FLAC3D 3.00
Step 276568 Model Projection
12:56:31 Fri Jan 12 2007
Center:
X: 1.680e+000
Y: 0.000e+000
Z: 0.000e+000
Dist: 6.820e+002
Rotation:
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 0.000
Size: 1.680e+001
Plane Origin:
X: 0.000e+000
Y: 1.000e-003
Z: 0.000e+000
Plane Orientation:
Dip: 90.000
DD: 0.000
Momento flector (m ton/m)
Boundary
Plane: on
Magfac = 0.000e+000
Linestyle
Itasca Consulting Group Inc.
Minneapolis, MN
Job Title: Dovela HA-40 de 60 cm (con juntas): RWS 120 minutos
-6.1693e+001

Figura n° 13

BIBLIOGRAFÍA

- ESTEFANÍA, S. (1997) "*Revestimiento con hormigón y dovelas*". Cap. 18. Manual de Túneles y Obras Subterráneas - Ed. C. López Jimeno.
- ESTEFANÍA, S. ; FERNÁNDEZ, E. "*Revestimiento de dovelas hexagonales*".
- I.T.A. - Grupo de Trabajo nº 2. "*Guidelines for Shield Tunnel Living*" (2000).