PROYECTO: **DOVELA FONTSANTA-TRINITAT**	
TÍTULO: **DIMENSIONAMIENTO DE LA DOVELA DE LA CONDUCCION FONTSANTA – TRINITAT EN EL TRAMO ENTRE LA RIERA DE SANT JUST Y LA ESTACION DISTRIBUIDORA DE LA TRINITAT**	
TIPO DE DOCUMENTO: **INFORME**	REFERENCIA: **FE-33491-080225-007**
AUTOR/ES: **FAUSTINO ESTEBAN**	**FECHA:** **25 DE FEBREERO DE 2008**
REVISADO:	**REVISIÓN:** **3.00**
Intecsa-Inarsa	

REGISTRO DE EDICIONES DE DOCUMENTOS

VERSIÓN	FECHA	OBJETO DE LA EDICIÓN	PREP. POR	COMP. POR	APROB. POR
01.00	03-01-08	Primera edición	FE	FE	
02.00	13-02-08	Recalculo del efecto bursting en juntas radiales teniendo en cuenta la reducción de la sección debida a la barra guiado.	FE	FE	
03.00	25-02-08	Revisión de los cálculos y corrección de erratas.	FE	FE	

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 1
2. ANILLO PROPUESTO 3
2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL ANILLO 4
2.2. UNIÓN DE DOVELAS 5
2.2.1. Superficies de contacto 5
2.2.2. Sistemas de fijación 5
2.3. IMPERMEABILIZACIÓN 6
2.4. RESUMEN DE LOS DATOS DE LAS DOVELAS 8
2.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES 8
2.5.1. Hormigón 8
2.5.2. Acero 11
2.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS GATOS DE EMPUJE 11
2.7. MANIPULACIÓN Y ALMACENAMIENTO 12
2.8. ELEMENTOS DE UNION 12
3. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA DOVELA 14
3.1. PROCESO DE CÁLCULO 14
3.2. BASES DE CÁLCULO 15
3.3. ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO 15
3.3.1. Modelo de cálculo 21
3.3.2. Resultados 23
3.3.3. Dimensionamiento estructural de las dovelas 31
3.3.4. Dovela HA-30 34
3.3.5. Dovela HA-50 38
3.4. CARGAS DE MANIPULACIÓN DE UNA DOVELA 41
3.5. CARGAS DE DESENCOFRADO DE UNA DOVELA 44
3.6. CARGAS DE ALMACENAMIENTO 46
3.7. EFECTO DE LOS GATOS SOBRE LA DOVELA 48
3.7.1. Empuje de los gatos en las juntas circunferenciales 48
3.7.2. Efecto bursting 49
3.7.3. Efecto Spalling 53
3.8. ARMADURA GEOMÉTRICA MÍNIMA 54
3.9. ARMADURA MÍNIMA MECÁNICA POR FLEXIÓN 54

3.10. FISURACIÓN POR TRACCIÓN 54
3.10.1. Hormigón HA-30 (Manipulación) 56
3.11. RESUMEN DE RESULTADOS 60
3.12. CONCLUSIONES 61
4. DIMENSIONAMIENTO DE LA DOVELA BASE 62

PLANOS

1. INTRODUCCIÓN

La conducción Fontsanta – Trinitat en el tramo entre la Riera de Sant Just y la Estación distribuidora de la Trinitat tiene previsto construir un tramo de túnel con un doble escudo. El tramo con tuneladora se sitúa entre el PK 3+452 y el PK 14+909. La excavación se ha planteado con dos tuneladoras, excavando cada una por cada boca.

La conducción tiene un diámetro interior de 5,20 y se han previsto dovelas de 25 cm de espesor y 1,40 m de longitud y dos tipos de hormigones en función de la calidad del macizo, HA-30 y HA-50. Las dovelas de HA-50 esta previsto colocarlas en las zonas donde hay afluencia de agua. En el perfil geotécnico del Proyecto se han tramificado los tramos con dovelas HA-30 y HA-50.

La conducción en planta tiene un radio mínimo de 800 m. Las dovelas se han diseñado para un radio menor de 325 m.

Los parámetros geotécnicos para el cálculo de las acciones debidas al terreno se han tomado del Anejo nº 5 Geología y Geotécnia del Proyecto. Se han revisado los parámetros del dique de Pórfido respecto de los de Proyecto.

Los cálculos se realizan teniendo en cuenta la EHE.

Las hipótesis de cálculo consideradas son las siguientes:

- Acciones debidas al terreno
- Acciones de manipulación de una dovela
- Construcción y desencofrado
- Almacenamiento de dovelas
- Empuje de los gatos

Las acciones debidas al terreno se han obtenido a partir de un cálculo realizado con el programa FLAC^{3D}, en donde se ha modelizado el proceso constructivo de excavación del túnel.

La armadura resultará del efecto más desfavorable, siendo la armadura mínima la correspondiente a la mínima geométrica (1,8$^{o}/_{oo}$) de acuerdo con la EHE o la cuantía mecánica del 0,04 f_{cd} A_c.

Se ha estudiado en las juntas radiales el efecto bursting teniendo en cuenta la reducción de sección que produce la barra de guiado. Para el efecto spalling se ha considerado toda la carga debido a que la rotura se produce en los extremos.

2. ANILLO PROPUESTO

La construcción del túnel con tuneladora (doble escudo) implica la utilización de revestimientos prefabricados, de dovelas de hormigón armado.

Se ha adoptado un anillo universal, formado por cinco dovelas más cierre, con una relación entre la dovela de cierre y el resto de 1:3. La dovela de cierre puede situarse en 16 posiciones distintas, puesto que hay 16 conectores en las juntas circunferenciales.

La elección del anillo universal frente al anillo no universal se debe a las ventajas que presenta el primero, que son:

- El anillo no universal exige dos juegos de moldes, uno a derechas y otro a izquierdas, para describir curvas en planta; mientras que el anillo universal requiere un solo juego de moldes.

- El anillo universal es el que permite una gama más amplia de radios de curvatura, tanto en planta como en alzado, consiguiendo un mayor ajuste del túnel a la traza del proyecto.

- En el anillo no universal, las juntas anillo / dovela son siempre en cruz, lo que se considera menos eficaz ante filtraciones de agua que las juntas en T obtenidas con el anillo universal.

El anillo propuesto esta formado por dovelas rectangulares y trapezoidales (dovela de cierre y adjuntas).

En las juntas circunferenciales se han dispuesto 16 conectores.

En las juntas radiales se han dispuesto como elementos de unión, con excepción de la unión entre la dovela de clave con las dovelas contiguas (donde se disponen dos

tornillos rectos de 25 mm de rosca), dos barras de guiado de 40 mm de diámetro y 400 mm de longitud y un tornillo recto (tirafondo) de 25 mm de diámetro de rosca.

2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL ANILLO

El diámetro interior del anillo es de 5,20 m.

Se ha decidido adoptar el mismo espesor que había en proyecto de 25 cm. La longitud del anillo se ha aumentado respecto del Proyecto (1,25 m) adoptándose una longitud de 1,4 m.

En relación con el número de dovelas, hemos de indicar que cuanto menor sea su número menor es el riesgo de ovalización. En este sentido se ha adoptado un anillo formado por seis dovelas, tres de ellas rectangulares (denominadas en los planos con las letras A1, A2, A3) y tres trapezoidales (denominadas con las letras B, C y K) para poder cerrar el anillo. La conicidad de la dovela K es 1/6, ésta permite introducir la dovela de clave retranqueándola respecto del anillo.

Conocidos el número de dovelas y la relación de la dovela de cierre con el resto, resulta que los ángulos abarcados por las dovelas son 22,5º en la dovela de cierre (denominada en los planos con la letra K) y 67,5º en el resto.

El radio mínimo de curvatura que se puede describir con el anillo universal depende de la conicidad dada al anillo. El despiece de las dovelas se ha proyectado para un radio mínimo de 325 m.

El anillo se ha proyectado cónico con un ángulo de 0,1203º, resultando una conicidad total de 24,56 mm. Una de las caras del anillo es vertical y la otra esta inclinada respecto de la vertical 0,1203º.

Con objeto de evitar juntas en cruz, se recomienda no disponer más de dos anillos consecutivos con la llave en la misma posición. Esto no es ningún problema ya que combinando de manera adecuada los dieciséis giros que permite el anillo, se pueden describir rectas y curvas, en planta y en alzado de radio superior a 325 m.

2.2. UNIÓN DE DOVELAS

En los siguientes apartados se definen el tipo de junta y los elementos de fijación adoptados para el diseño del anillo de revestimiento.

2.2.1. Superficies de contacto

Las superficies de contacto, tanto en las juntas radiales como en las circunferenciales, se han diseñado planas

En las juntas radiales, con excepción de la unión de la dovela de clave con las contiguas se han dispuesto dos barras de guiado, habiéndose realizado un rebaje en la junta, consistente en un semicilindro de 41,0 mm de diámetro en cada cara. En una de las caras el rebaje es continuo y en la opuesta el rebaje esta limitado a la longitud de la barra de guiado más una tolerancia de 4 mm.

2.2.2. Sistemas de fijación

En las juntas circunferenciales se han dispuesto tres conectores por dovela con excepción de la dovela de clave donde solo hay uno. Para permitir alojar los conectores se han creado, en las dovelas, unos rebajes que permite la introducción de estos.

Por otra parte, en las juntas radiales (con excepción de la unión entre la dovela de clave con las contiguas) se disponen, como elementos de unión, dos barras de guiado de 400 mm de longitud de 40 mm de diámetro más un tornillo recto de 25 mm de diámetro.

Para poder alojar las barras de guiado en las juntas radiales se han realizado dos acanaladuras de 20,5 mm de radio y 404 mm de longitud (con una tolerancia de 4 mm) en una de las caras de unión y en la cara contigua la acanaladura se ha diseñado pasante.

Los tornillos dispuestos en las juntas radiales se insertan en unos rebajes con forma trapezoidal con inserto embutido en la dovela contigua, de forma que se reduce el número de rebaje necesarios para los tornillos a la mitad. En este caso, al tratarse de una obra que requiere un alto grado de impermeabilización, la solución adoptada es la más adecuada.

2.3. IMPERMEABILIZACIÓN

La impermeabilización de un revestimiento prefabricado de dovelas se consigue mediante dos barreras:

- En primer lugar, la colocación en las juntas de la dovela de unas bandas o tiras de impermeabilización (impermeabilización primaria).

- En segundo lugar, una vez colocadas las dovelas en su posición, la inyección del espacio que queda entre la superficie excavada y el anillo de dovelas construido (impermeabilización secundaria).

En realidad, sería más correcto decir que la inyección del trasdós de las dovelas cumple la misión de ser la impermeabilización primaria, ya que, en la práctica, es la primera barrera que encuentra el agua freática en su recorrido hacia el interior del túnel, siendo la secundaria la que proporcionan las juntas.

En relación con las juntas o bandas de estanqueidad, la construcción del túnel bajo el Canal de La Mancha, empleando como sistema de impermeabilización, únicamente, éstas y la inyección del espacio anular comprendido entre el anillo de dovelas y la excavación, ha contribuido enormemente al desarrollo de aquéllas.

Normalmente, estas bandas impermeabilizantes están fabricadas con cauchos de etileno-propileno (E.P.D.M.), termo-polímeros, o de policloropreno (CR), vulgarmente conocido este compuesto bajo la denominación de neopreno, ya que éste fue el nombre comercial del primer caucho fabricado en este compuesto a escala industrial.

Las bandas se encuentran alojadas en unos rebajes situados en las juntas, muy próximos al extradós, construidos a tal efecto en las juntas radiales y circunferenciales de las dovelas. El encaje de las bandas en los rebajes, se hace normalmente a presión o mediante el empleo de resinas.

Las bandas funcionan, fundamentalmente, por la compresión que sufren ante los esfuerzos que les transmiten los tornillos de fijación con que se unen las dovelas.

Además de las juntas entre las dovelas que constituyen un anillo del revestimiento (juntas radiales), existen las de unión entre los diferentes anillos (juntas circunferenciales), en las que las bandas de estanqueidad también funcionan por deformación bajo presión; en este caso la que transmiten los gatos de la tuneladora al hacer reacción en el último anillo construido.

En cuanto a lo que se ha denominado como impermeabilización secundaria, esto es, la inyección del hueco anular creado entre la excavación realizada por la tuneladora y el anillo constituido por las dovelas, las fases son las siguientes: una vez conformado el anillo de dovelas y colocado en su posición definitiva se rellena el hueco que queda entre su trasdós y la excavación realizada, empleando medios neumáticos, con una lechada de cemento.

Para el dimensionamiento de las juntas de impermeabilización se debe partir de una carga hidrostática, que, en este caso se ha supuesto, de acuerdo con el Proyecto (anejo nº 5 de geotecnia) de 12,00 bares.

Para la comprobación de la validez del sello formado por la junta, es necesario su verificación a una presión superior a la de trabajo, durante un tiempo significativo.

La junta adoptada CS 002B de TRELLEBORG o similar es capaz de aguantar 24 bares de presión de sellado inmediato (considerando un gap de 6 mm y un offset de 10 mm). La capacidad de sellado a largo plazo de acuerdo con stress relaxation según la BS903 es de 18,46 bares y la capacidad de sellado con criterio conservador de 100 años es de 12,00 bares.

La junta está formada por material EPDM, tiene una anchura de 24 mm sin comprimir y de 14 mm comprimida.

Cuando la presión de sellado es inferior a 6,5 bares se ha adoptado la junta CS 001B de TRELLEBORG o similar con la misma acanaladura.

2.4. RESUMEN DE LOS DATOS DE LAS DOVELAS

Las características de las dovelas son:

Tipo de anillo	Universal
Diámetro de excavación:	5.980 mm
Diámetro interior:	5.200 mm
Espesor de revestimiento:	250 mm
Espesor inyección en trasdós:	140 mm
Longitud media del anillo:	1.400 mm
Número de dovelas:	5 + 1
Posiciones de la llave	16
Angulo abarcado por la pieza llave	22,50º
Angulo abarcado por el resto de las dovelas	67,50º

2.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Se suponen las siguientes características para los materiales empleados.

2.5.1. Hormigón

Se han adoptado dos materiales HA-30 y HA-50, este último se ha adoptado cuando esta previsto una carga hidrostática de 12 bares.

Resistencia característica a compresión:

La resistencia característica del hormigón de las dovelas a 28 días será de 30 MPa y 50 MPa.

Resistencia a tracción:

El término resistencia a tracción, según el Código Modelo CEB-FIP 1990, se refiere a la resistencia a tracción axil f_{ct} determinada de acuerdo con RILEM CPC7.

Los límites superior e inferior de la resistencia característica a tracción $f_{ctk,máx}$ y $f_{ctk,min}$ pueden estimarse a partir de la resistencia característica a compresión.

$$f_{ctk,min} = f_{ctk_o,min}\left(\frac{f_{ck}}{f_{ck_o}}\right)^{2/3}$$

$$f_{ctk,max} = f_{ctk_o,max}\left(\frac{f_{ck}}{f_{ck_o}}\right)^{2/3}$$

donde:

$f_{ck_o} = 10$ MPa

$f_{ctk_o,\,min} = 0{,}95$ MPa

$f_{ctk_o,\,max} = 1{,}85$ MPa

Por otra parte, la resistencia media a tracción f_{ctm} asociado a la resistencia característica f_{ck} es:

$$f_{ctm} = f_{ctk_o,\,m}\left(\frac{f_{ck}}{f_{ck_o}}\right)^{2/3}$$

$f_{ctk_o,\,m} = 1{,}40$ MPa

Los valores correspondientes de la resistencia característica a tracción que resultan para un hormigón de 30 MPa de resistencia característica son:

- f_{ctm} = 2,9 MPa
- $f_{ctk,min}$ = 2,0 MPa
- $f_{ctk,max}$ = 3,8 MPa

Los valores correspondientes de la resistencia característica a tracción que resultan para un hormigón de 50 MPa de resistencia característica son:

- f_{ctm} = 4,1 MPa
- $f_{ctk,min}$ = 2,8 MPa
- $f_{ctk,max}$ = 5,4 MPa

Módulo de elasticidad:

Los valores del módulo de elasticidad pueden estimarse a partir de la resistencia característica especificada según la ecuación:

$$E_{ci} = E_{co}\left[\left(f_{ck} + \Delta f\right) / f_{cmo}\right]^{1/3}$$

donde:

E_{ci}= módulo de elasticidad (MPa) para una edad del hormigón de 28 días.

f_{ck}= resistencia característica (MPa).

Δf = 8 MPa

f_{cmo}= 10 MPa

E_{co}= $2{,}15 \cdot 10^4$ MPa

Este valor se reduce, según el Código Modelo CEB-FIP 1990, para tener en cuenta la deformación plástica inicial.

$E_c = 0{,}85\ E_{ci}$

Los valores del módulo tangente Eci y del módulo reducido Ec que resultan son:

Dovelas HA-30:

Eci = 34.000 MPa

Ec = 29.000 MPa

Dovelas HA-50:

Eci = 39.000 MPa

Ec = 33.000 MPa

2.5.2. Acero

Se utilizarán barras corrugadas que cumplan los requisitos técnicos establecidos en la UNE 36068:94 y UNE 36740:98.

Las barras serán del tipo B 500 S, cuyas principales características son:

Clase de acero soldable
Límite elástico (f_y) = 500 N/mm^2
Carga unitaria de rotura 550 N/mm^2
Relación f_s/f_y en ensayo no menor que 1,05
Módulo de elasticidad = 200 KN/mm^2

2.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS GATOS DE EMPUJE

El desplazamiento del escudo se realiza mediante el empuje de los gatos hidráulicos que se apoyan sobre las dovelas ya montadas.

El escudo lleva incorporados 15 gatos simples y uno doble.

La fuerza máxima de cada gato simple es de 1646 KN y cada uno de los gatos dobles es de 823 KN.

Los gatos se disponen siguiendo el contorno de la coraza del escudo, situándose en los mismos ejes en donde están situados los conectores, de tal manera que la distancia entre dos gatos simples es de 22,5º.

Las dimensiones de las zapatas de los gatos son 572 x 310 mm, y la excentricidad máxima de los gatos de empuje es de 50 mm.

2.7. MANIPULACIÓN Y ALMACENAMIENTO

No se quitarán los moldes de las dovelas hasta que se haya logrado una resistencia mínima en probeta cilindrica de 10 N/mm^2.

Se aplicarán las siguientes restricciones al apilamiento y almacenamiento de las dovelas terminadas:

- Habrán alcanzado una resistencia en probeta cilindrica de 15 N/mm^2.

- La pila no será de más de cinco dovelas más cierre (un anillo completo) en altura cuando las dovelas están descansando con el intradós o el extradós hacia abajo.

- Los soportes de madera entre las dovelas en una pila serán colocadas una directamente encima de la otra con una variación no superior a $\pm$ 200 mm.

Las dovelas deben cumplir esta resistencia mínima en factoría, pues cuando éstas llegan al parque de dovelas de la obra ya han transcurrido 28 días por lo que ya han alcanzado su resistencia de diseño.

2.8. ELEMENTOS DE UNION

La unión entre dovelas se realiza mediante un perno de 25 mm de diámetro nominal y dos barras de guiado de 400 mm de longitud por 40 mm de diámetro. La unión de la dovela de clave con las contiguas (B ó C) se hace mediante dos pernos de 25 mm de diámetro nominal.

En la junta circunferencial se han previsto 3 conectores soft-fix tp por dovela y en la de clave uno.

La forma de la cabeza de los pernos es de tirafondo. En lugar de tuerca se utiliza un manguito con rosca interior, fabricado con material termoplástico, que se deja embebido en las dovelas de esta forma el número de huecos se divide por dos, lo cual es favorable de cara a la impermeabilidad. La longitud de los insertos es de 120 mm.

La resistencia a tracción de un perno o tornillo es igual al producto de la denominada área resistente del perno Ar por la resistencia a tracción fu del material del mismo.

Para pernos de 25 mm de diámetro nominal resulta:

Ar = 303 mm^2

fu = 650 N/mm^2

Por lo tanto la resistencia a tracción de un perno de 25 mm es de:

303 x 650/1000 = 196,95 KN

Respecto de la resistencia a cortante de los tornillos, esta es igual a:

Q = 0,577 x 650 x 380/1000 = 142,519 KN

Por otra parte, las barras de guiado propuestas tienen una resistencia a cortante mínima según el fabricante de 160 KN. Por lo tanto, la resistencia a cortante de una sección con un tornillo y dos barras de guiado es de 462,519 KN y la resistencia a cortante de la unión entre la clave con las contiguas es de 285,038 KN.

Respecto de la junta circunferencial los conectores soft-fix propuestos tienen una resistencia a cortante de 62 KN. Si consideramos la posibilidad de que un anillo quede colgado de los conectores por el fallo de los gatos resulta:

Peso del anillo: $\pi \left[(2{,}85)^2 - (2{,}60)^2\right] x\, 1{,}4\ x\ 2{,}5 = 14{,}981\, t$

La capacidad a cortante de los 16 conectores es igual a: 16 x 6,2 = 99,2 t.

Si consideramos un coeficiente de seguridad de 1,5 resulta que los conectores son capaces de absorber el peso del anillo con un coeficiente adicional de 99,2 / (1,5 x 14,981) = 4,4.

3. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA DOVELA

En los apartados siguientes se presentan los cálculos realizados para el dimensionamiento estructural de las dovelas.

3.1. PROCESO DE CÁLCULO

El dimensionamiento estructural de las dovelas se realiza teniendo en cuenta los condicionantes siguientes:

1.- ACCIONES DEL TERRENO

2.- EMPUJES DE LOS GATOS

3.- MANIPULACIÓN DE LA DOVELA

4.- DESENCOFRADO

5.- ALMACENAMIENTO DE DOVELAS

Todas estas acciones se producen en diferentes momentos de la vida de la dovela no pudiéndose sobreponer en ningún momento. Por este motivo, se trata de estados independientes, habiéndose considerado cada uno de ellos por separado.

La armadura resultará del efecto más desfavorable.

3.2. BASES DE CÁLCULO

Para el diseño aplicaremos la Norma Española de hormigón EHE, el Eurocódigo nº 2 (Proyecto de Estructuras de Hormigón) y el Código Modelo CEB-FIP 1990.

Los factores de seguridad adoptados, considerando un nivel de control de ejecución intenso, para el cálculo son:

Tipo de carga	Servicio	Última
Peso Propio	1,0	1,5
Presión del agua	1,0	1,0
Presión del terreno	1,0	1,5
Presión de los gatos	1,0	1,25

Material	Servicio	Última
Hormigón prefabricado	1,0	1,50
Acero	1,0	1,15

3.3. ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO

El túnel con tuneladora discurre entre el PK 3+452 y el PK 14+909. El tramo es heterogéneo y el túnel atravesará formaciones geológicas diferentes. Los terrenos dominantes son los esquistos y las filitas que representan el 35% del trazado. Las pizarras y pizarras cuarcititas, que son los materiales de peor calidad geotécnica de todo el trazado, suponen algo más del 15% y se encuentran en la parte inicial del trazado (emboquille de Sant Just). El resto de formaciones rocosas (granodiorita, cornubianitas, pórfidos, cuarcitas y rocas metamorficas) son de calidad media-alta.

Respecto de la presencia de agua no es previsible en la mayor parte del trazado del túnel. Los puntos más favorables a una posible presencia de agua son las zonas de

falla en algunas vaguadas y en los diques de pórfidos en los bordes de contacto entre la granodiorita y las rocas metamórficas.

A continuación se indican los parámetros medios asignados en el Proyecto para los diferentes litotipos dentro de cada grupo Geotécnico.

Grupo Geotécnico	**Litotipo Geotécnico**	**γ (t/m^3)**	**σ_c(MPa)**	**σ_T(MPa)**	**σ_c/σ_T**	**ν**	**mi**
PIZARRAS	Pizarras y pizarras cuarciticas	2,75	26	3	8,7	0,25	10
ROCAS DE RESISTEN-CIA MADIA - ALTA	Rocas calcosilicatadas	2,83	71	12	5,9	0,27	10,5
	Cornubianitas	2,73	80	9,9	8,1	0,30	19
	Cuarcitas	2,75	78	9	8,6	0,33	20
	Esquistos y filitas	2,77	67	9	7,4	0,30	29
	Cornubianitas	2,66	90	9	10	0,30	29
	Porfidos graníticos	2,68	81	12	6,7	0,30	20

En los cálculos las propiedades de los terrenos se obtienen del anejo de geología – geotecnia del Proyecto, para ello se ha utilizado el índice de calidad geomecánica GSI.

En el proyecto constructivo se han realizado dos cálculos, uno para las pizarras con la máxima montera prevista en estos materiales (H=205 m) y otro para el dique de pórfido con la mayor montera de todo el túnel (H=325 m). Además los diques de pórfido se sitúan en los bordes de contacto entre la granodiorita y las rocas metamórficas y, en caso de encontrarse fracturados, se convierten en canales preferentes de paso de agua. Esta circunstancia convierte a los diques en zonas potencialmente problemáticas desde el punto de vista geotécnico, por lo que, dado el importante tramo de túnel afectado por este dique, en el cálculo se ha introducido una carga de agua estimada en el estudio geológico – geotécnico del Proyecto.

Los cálculos a diferencia del Proyecto Constructivo se han realizado con el programa FLAC^{3D}, generando un modelo tridimensional que simula el proceso constructivo del túnel, frente al Proyecto que parte de una relajación en función de la longitud del escudo y a partir de dicha relajación se realiza un cálculo bidimensional, aquí el

cálculo es tridimensional, modelizando el escudo y excavando y colocando dovelas secuencialmente. Las variables del modelo además de los parámetros geotécnicos son el diámetro de excavación, la longitud del escudo (que es multiplo de la longitud de las dovelas), la longitud de las dovelas y el relleno del intrados de las dovelas con mortero.

En total se han pasado tres cálculos sin agua y dos considerando el agua a largo plazo.

Los dos primeros sin agua se han realizado con los parámetros de proyecto y el tercero modificando los parámetros del dique de pórfido a partir de la información geotécnica disponible.

Para la simulación de los dos cálculos con agua se ha trabajado con densidades sumergidas y al resultado se le ha añadido la acción del agua (consistente en un axil igual a Presión del agua x Radio). La presión del agua es de 12 bares.

Las propiedades del macizo rocoso para cada cálculo efectuado son las siguientes:

CALCULO 1 PIZARRAS

H = 205 m

GSI = 36

γ = 2,75 t/m^3

C = 0,556 MPa

ϕ = 33,79º

Em = 2277 MPa

ν = 0,25

CALCULO 2 DIQUE DE PORFIDO

H = 325 m

GSI = 25

γ = 2,68 t/m^3

C = 1,09 MPa

ϕ = 41,33º

Em = 2121 MPa

ν = 0,30

CALCULO 3 DIQUE DE PORFIDO (Parámetros modificados)

Se han revisado los parámetros del dique de porfido, escogiendo la sección correspondiente al PK 8+650. En este punto concurren varias circunstancias que hacen que se pueda considerar la peor sección:

Se trata de la zona de mayor recubrimiento. En ella existe un dique de pórfido granítico muy fracturado y con la posibilidad de presentar flujo moderado de agua. Aunque el pórfido es uno de los tipos rocosos que mejores características tiene, su alto grado de fracturación y el posible mal estado de las juntas por la meteorización debida a la circulación de agua, hace que su calidad descienda en la zona modelizada.

Los parámetros asignados al terreno se han obtenido aplicando el criterio de rotura de Hoek y Brown. Esta aplicación parte de los siguientes datos:

Altura de recubrimiento. En este caso 300 m

Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa: 81 MPa, de acuerdo con el Anejo de geología y geotecnia del Proyecto de construcción.

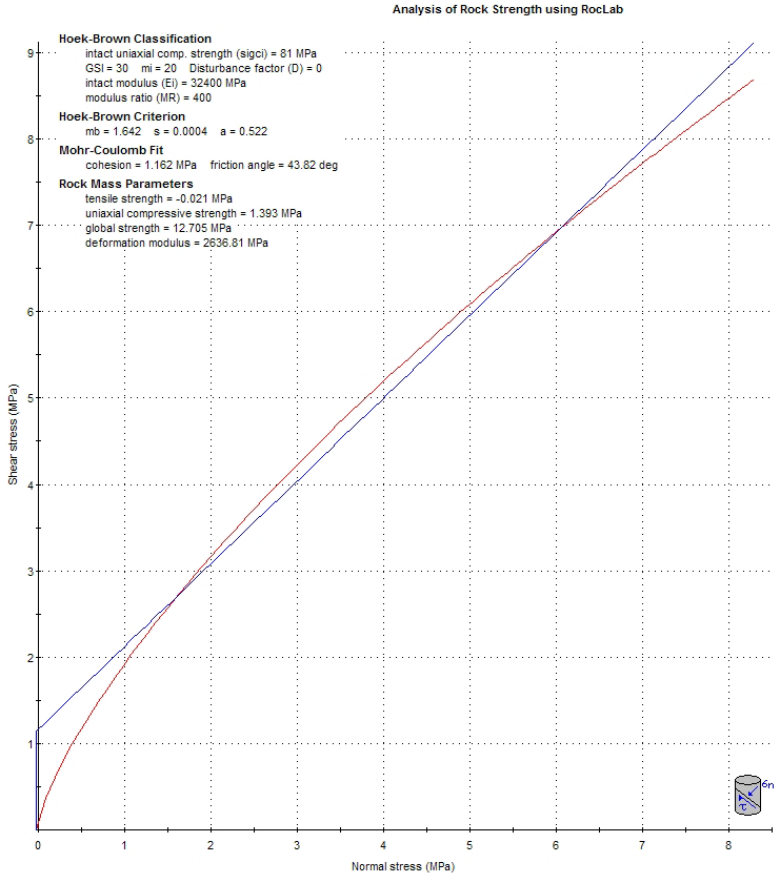
Índice geológico de resistencia: GSI. Se ha obtenido descontando 5 puntos al índice RMR, que, según consta en el perfil geológico geotécnico, varía en este tramo entre 35 y 45. Se toma un RMR de 35 y, por tanto, un GSI de 30.

Densidad de la matriz rocosa: 2,68 t/m^2, según el anejo de geología y geotecnia del Proyecto de construcción.

Por último m_i (constante que depende del tipo de material), en este caso 20.

Los cálculos para la obtención de los parámetros del criterio de rotura de Hoek y Brown y los correspondientes de Mohor-Coulomb, se han realizado con la ayuda del programa RocLab y dan los resultados que se recogen en la siguiente tabla, tras la que se incluye el gráfico que representa la envolvente de rotura de Hoek y Brown y el ajuste al criterio de Mohr-Coulomb:

Datos de partida						**Resultados obtenidos**			
MATERIAL	σ_{ci} (MPa)	GSI	γ_{ap} (t/m^3)	m_i	Profundidad (m)	σ_{CM} (MPa)	Em (MPa)	C (MPa)	Ø
Pórfidos (P.K. 8+650)	81	30	2,68	20	300	12,70	2.636	1,162	43,62º



Parábola de rotura de Hoek y Brown (línea azul) y ajuste de Mohr Coulomb (línea roja). Resistencia al corte en ordenadas y tensiones normales en abscisas.

Por consiguiente, los parámetros adoptados son los siguientes:

H = 300 m

GSI = 30

γ = 2,68 t/m^3

C = 1,162 MPa

ϕ = 43,62º

Em = 2636 MPa

ν = 0,30

En el proyecto se han realizado los cálculos con K_0 = 0,5; K_0 = 1,0 y K_0 = 1,5. El caso más desfavorable corresponde a K_0 = 1,5, por lo tanto los nuevos cálculos se han realizado para éste último.

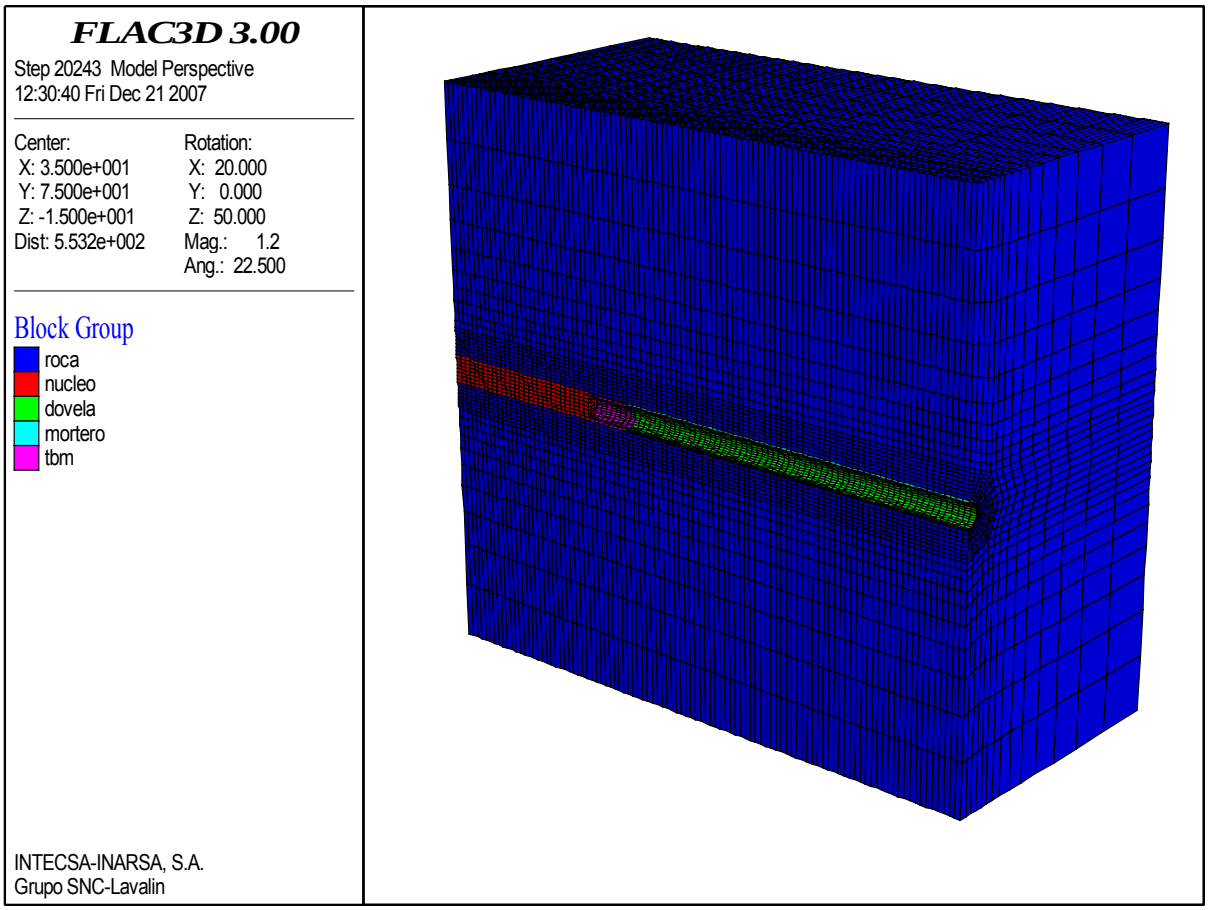
3.3.1. Modelo de cálculo

El cálculo se ha realizado con el programa FLAC^{3D} simulando la excavación del túnel con tuneladora, en este caso un doble escudo. La longitud del escudo se ha modelizado proporcional a la longitud de los anillos, en este caso, se ha estimado la longitud del escudo en 11,20 m.

Las dimensiones del modelo son 140 m en la dirección del eje del túnel y 64,30 m en la dirección perpendicular al eje.

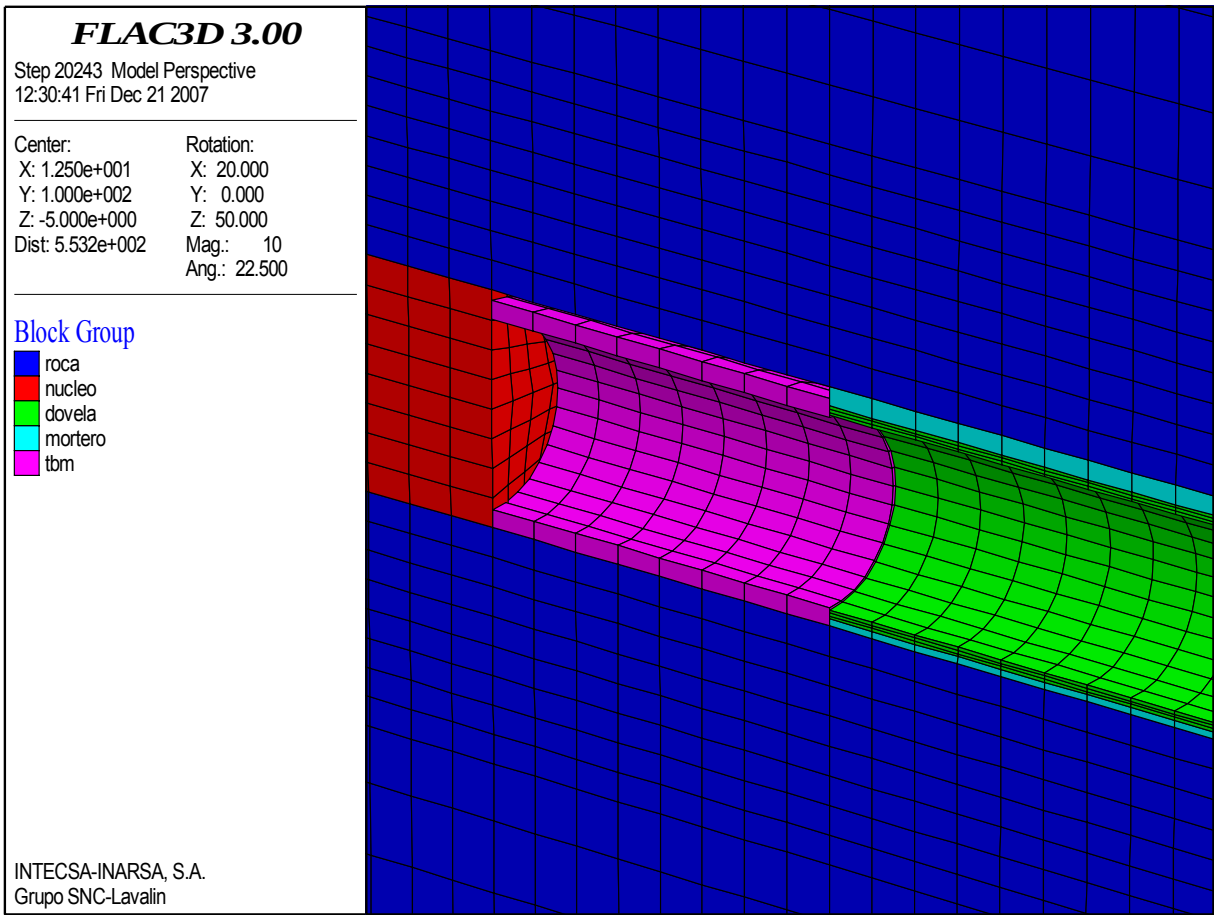
En cuanto a la altura del modelo se ha modelizado una altura menor que la real, intoduciendo el resto de la altura como sobrecarga. La dimensión en vertical, respecto del eje del túnel tiene una altura por encima del diámetro horizontal de 64,30 m y por debajo de éste de 64,30 m.

El modelo se ha discretizado en la dirección del avance del túnel en elementos de 1,4 m de espesor que corresponden a la longitud del anillo de dovelas y por lo tanto al pase de excavación. En la figura siguiente se representa una vista general del modelo de cálculo. En total se han excavado 99,40 m y se han colocado 63 anillos de dovelas.



El diámetro de excavación es de 5,98 m y los diámetros de la tuneladora, en cabeza y cola son, respectivamente, de 5,93 m y 5,85 m. La longitud del escudo es de 12,57 m.

En la figura siguiente se representa un detalle del modelo de cálculo.



3.3.2. Resultados

A continuación se muestran los resultados obtenidos en cada uno de los casos analizados. En todos los casos el desplazamiento que se produce en el contorno de la excavación es menor que el gap existente entre el trasdos del escudo y la excavación.

3.3.2.1. Cálculos sin agua

3.3.2.1.1. Pizarras

Los esfuerzos máximos sobre el revestimiento de dovelas son:

Axil máximo: 79,092 t/m

Momento máximo: 1,1836 mt/m

La tensión máxima sobre el anillo de dovelas es:

$$\sigma_{max} = \frac{79{,}092}{0{,}25} + \frac{1{,}1836}{\frac{0{,}25^2}{6}} = 429{,}99\ t/m^2$$

FLAC3D 3.00

Step 20243 Model Projection
12:32:50 Fri Dec 21 2007

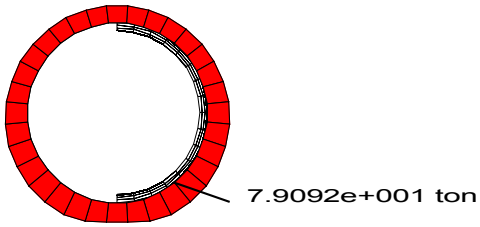
Center:	Rotation:
X: 4.600e+000	X: 0.000
Y: 7.500e-001	Y: 0.000
Z: 0.000e+000	Z: 0.000
Dist: 4.256e+002	Size: 2.413e+001

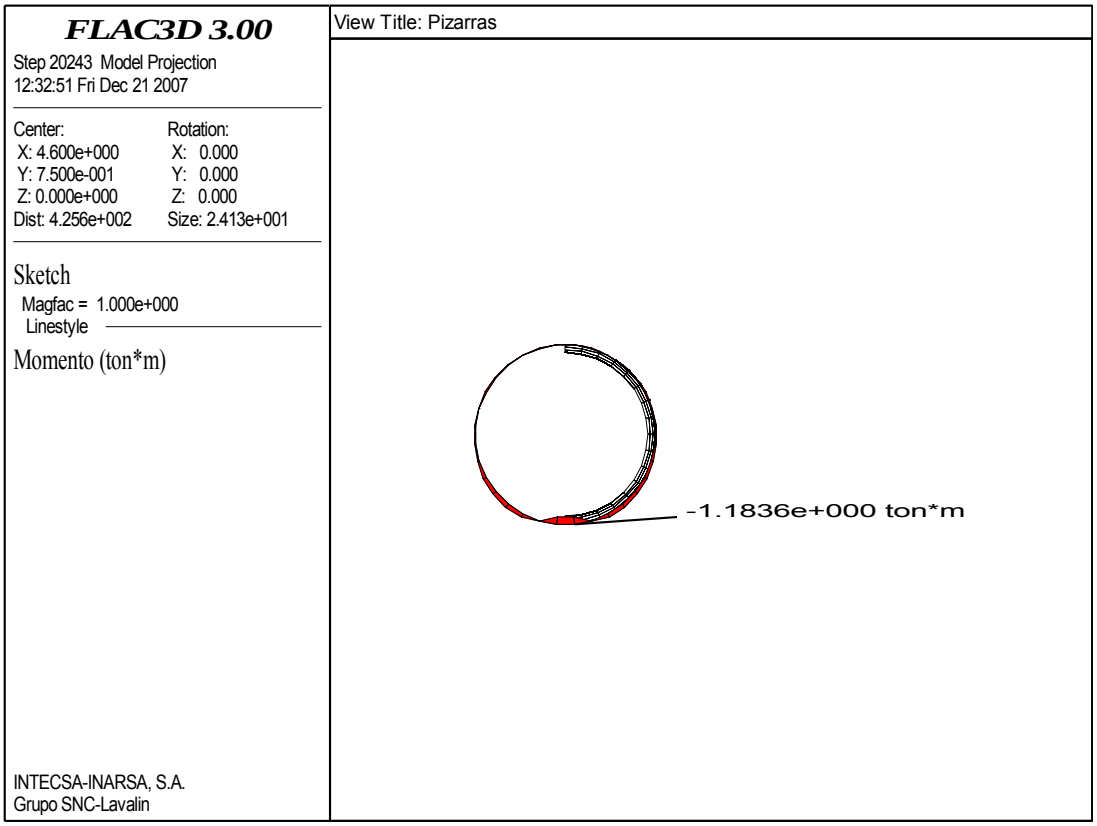
Sketch
Magfac = 1.000e+000
Linestyle

Axil (ton)

INTECSA-INARSA, S.A.
Grupo SNC-Lavalin

View Title: Pizarras





3.3.2.1.2. Dique de porfido

Los esfuerzos máximos sobre el revestimiento de dovelas son:

Axil máximo: 105,88 t/m

Momento máximo: 0,8475 mt/m

La tensión máxima sobre el anillo de dovelas es:

$$\sigma_{max} = \frac{105{,}88}{0{,}25} + \frac{0{,}8475}{\frac{0{,}25^2}{6}} = 504{,}88\ t/m^2$$

FLAC3D 3.00

Step 18331 Model Projection
12:41:44 Fri Dec 21 2007

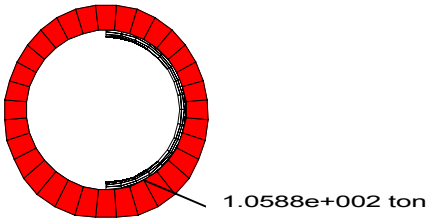
Center:	Rotation:
X: 4.600e+000	X: 0.000
Y: 7.500e-001	Y: 0.000
Z: 0.000e+000	Z: 0.000
Dist: 4.256e+002	Size: 2.413e+001

Sketch
Magfac = 1.000e+000
Linestyle

Axil (ton)

INTECSA-INARSA, S.A.
Grupo SNC-Lavalin

View Title: Dique de pórfido, parámetros de proyecto



FLAC3D 3.00

Step 18331 Model Projection
12:41:44 Fri Dec 21 2007

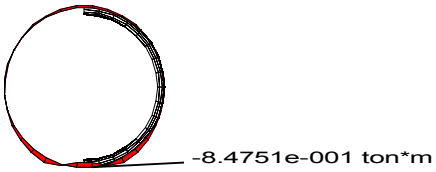
Center:	Rotation:
X: 4.600e+000	X: 0.000
Y: 7.500e-001	Y: 0.000
Z: 0.000e+000	Z: 0.000
Dist: 4.256e+002	Size: 2.413e+001

Sketch
Magfac = 1.000e+000
Linestyle

Momento (ton*m)

INTECSA-INARSA, S.A.
Grupo SNC-Lavalin

View Title: Dique de pórfido, parámetros de proyecto



3.3.2.1.3. Dique de porfido (parámetros modificados)

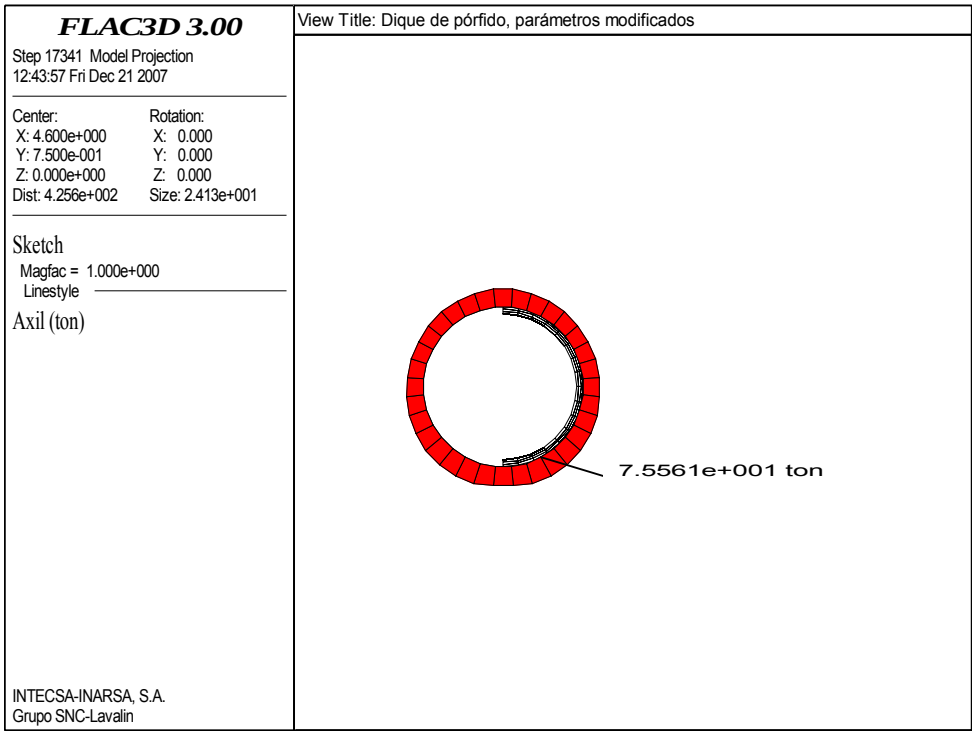
Los esfuerzos máximos sobre el revestimiento de dovelas son:

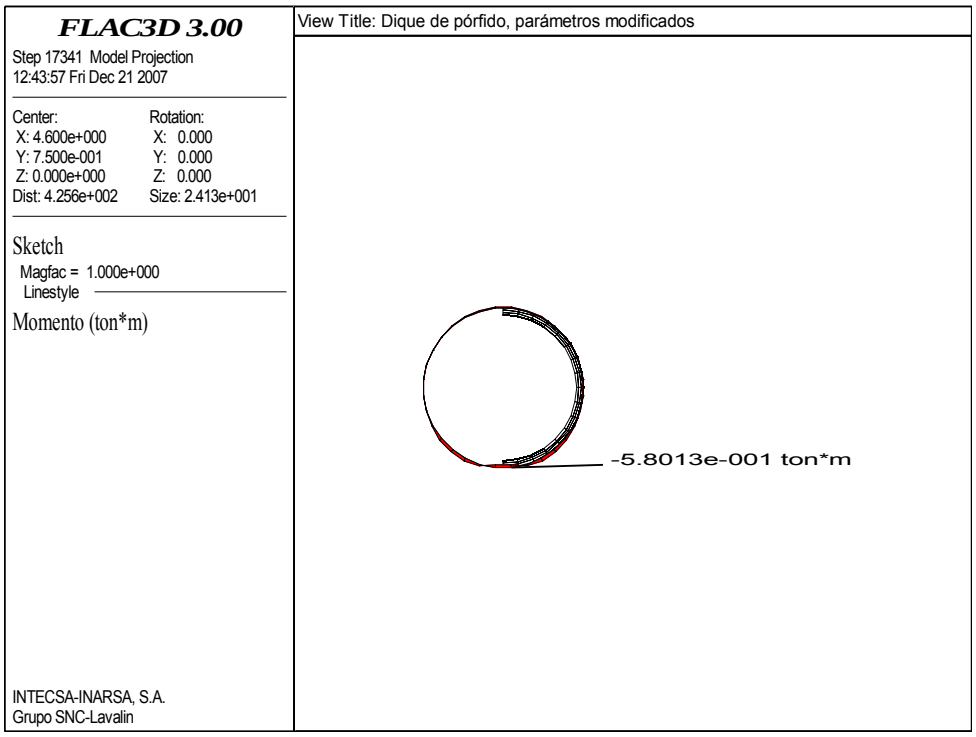
Axil máximo: 75,561 t/m

Momento máximo: 0,58013 mt/m

La tensión máxima sobre el anillo de dovelas es:

$$\sigma_{max} = \frac{75{,}561}{0{,}25} + \frac{0{,}58013}{\frac{0{,}25^2}{6}} = 357{,}94\ t/m^2$$





3.3.2.2. Cálculos con agua

En el dique de porfido se ha modelizado una fase a largo plazo en el que se recupera el nivel freático hasta su situación inicial introduciendo la carga hidráulica estimada en el anejo de geología del proyecto. La carga hidráulica considerada es de 12 bares.

El modelo se ha modificado considerando densidades sumergidas por debajo del nivel freático. Dada la altura del modelo (64,30 m) todo el modelo se ha procesado con densidades sumergidas. El axil debido a la presión hidrostática del agua se ha sumado al axil obtenido en el cálculo.

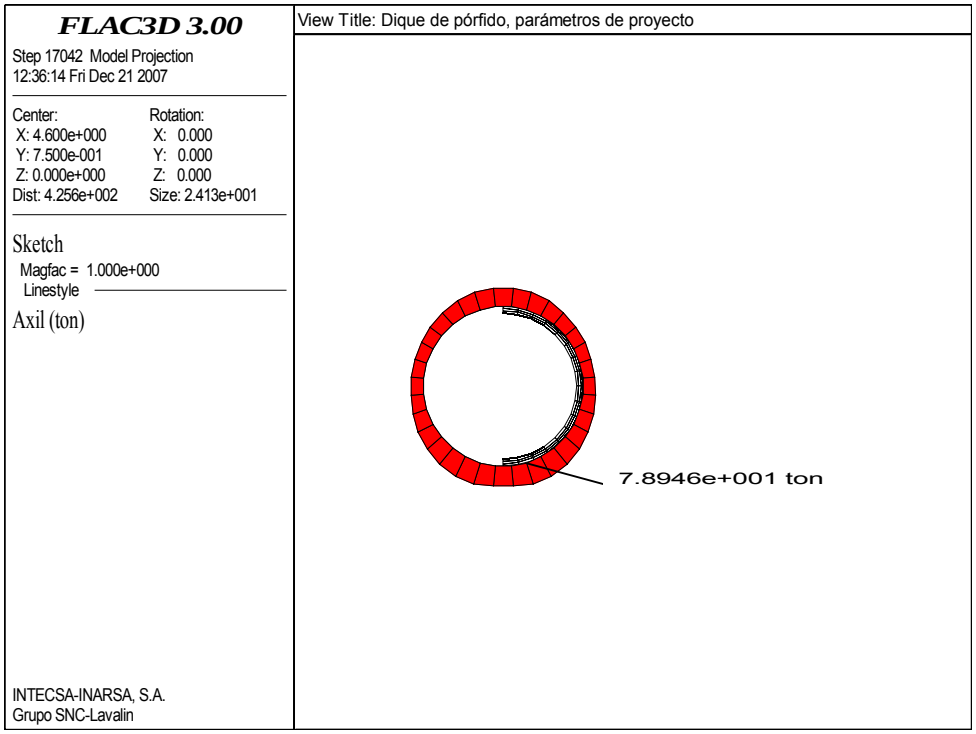
3.3.2.2.1. <u>Dique de porfido</u>

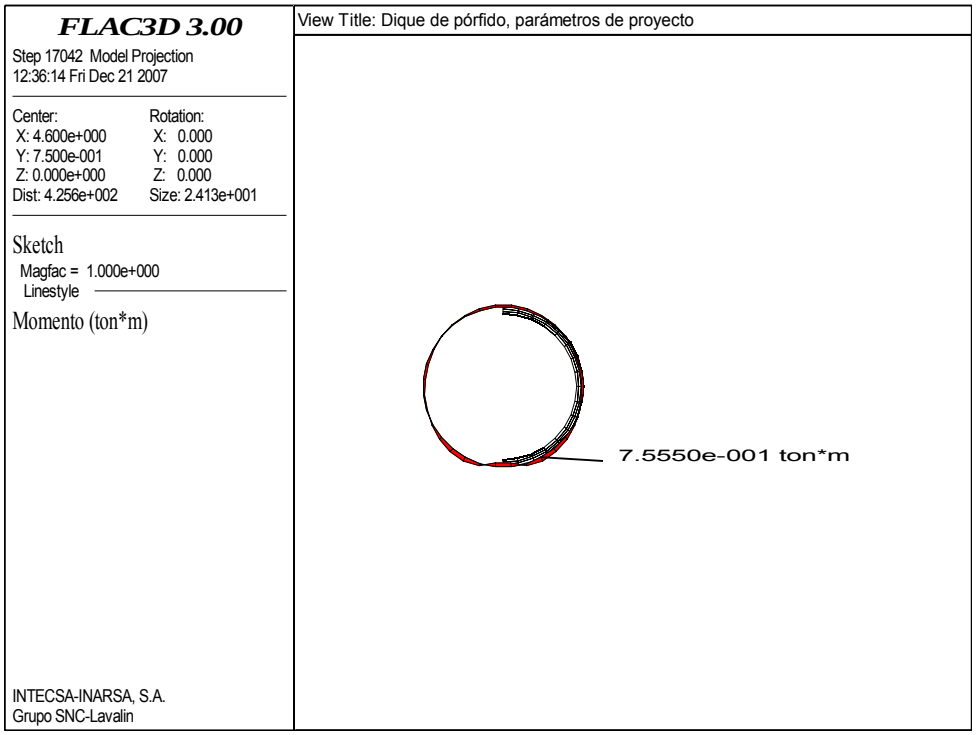
Axil máximo = 78,946 t + 120 x 2,85 = 420,95 t/m

Momento máximo = 0,7555 mt/m

La tensión máxima sobre el anillo de dovelas es:

$$\sigma_{max} = \frac{420{,}95}{0{,}25} + \frac{0{,}7555}{\frac{0{,}25^2}{6}} = 1756{,}33\ t/m^2$$

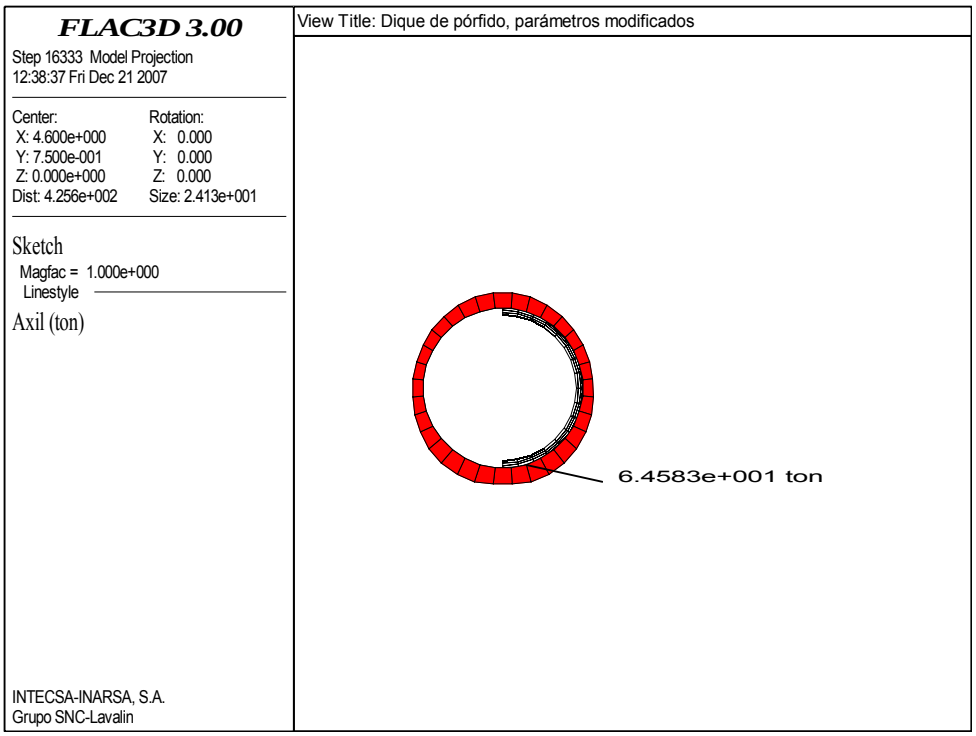


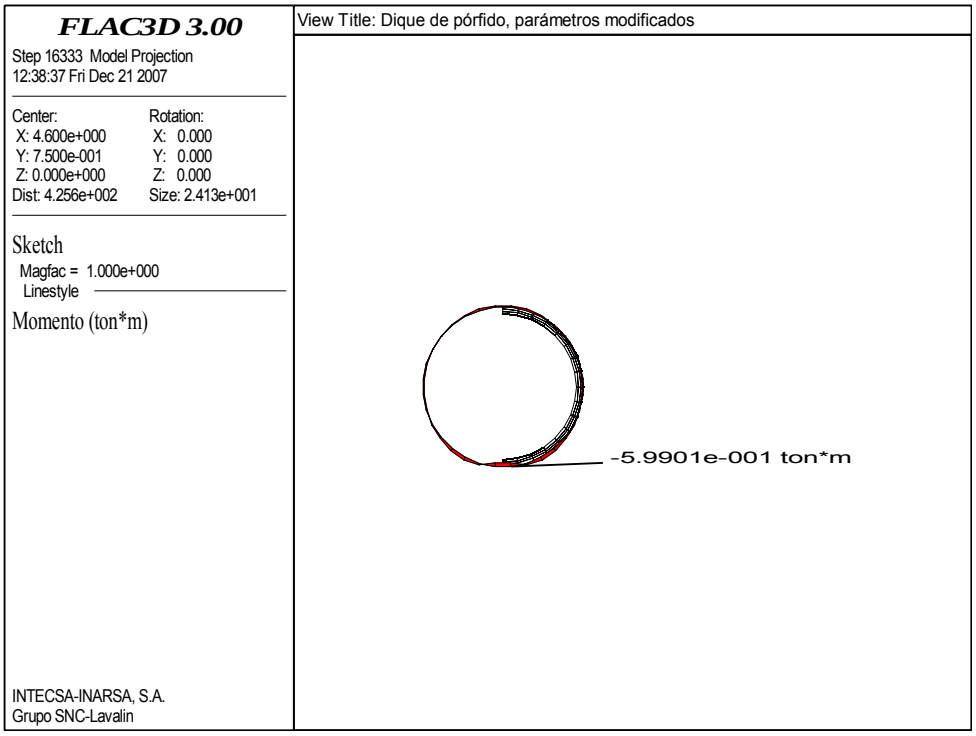


3.3.2.2.2. Dique de porfido (parámetros modificados)

Axil máximo = 64,583 t + 120 x 2,85 = 406,58 t/m

Momento máximo = 0,5990 mt/m





La tensión máxima sobre el anillo de dovelas es:

$$\sigma_{max} = \frac{406{,}58}{0{,}25} + \frac{0{,}599}{\frac{0{,}25^2}{6}} = 1683{,}82\ t/m^2$$

3.3.3. Dimensionamiento estructural de las dovelas

Una vez analizados los esfuerzos máximos obtenidos en los cálculos se procede al dimensionamiento estructural de las dovelas para las acciones debidas al terreno.

- **Axil máximo en sección interior**

De acuerdo con la EHE, en su artículo 40.3.1, la capacidad resistente de la dovela en una sección interior, donde la tensión máxima para el hormigón comprimido se limita a:

$$f_{1cd} = 0{,}85\ f_{cd}$$

Por lo tanto,

$$N_1 = 0{,}85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_c$$

dovela	N_1 (t/m)
HA-30	425,00
HA-50	708,33

Los esfuerzos axiles que se obtienen en los cálculos son menores que estos valores.

- **Axil máximo admisible en juntas**

Teniendo en cuenta las reducciones que se producen en las juntas los máximos axiles admisibles en las dovelas son los siguientes:

$$\sigma_{adm} = 0{,}85\, f_{cd} \sqrt{\frac{A_1}{A}}$$

A_1 = 43,35 + 76,6 = 119,95 mm

A = 250 mm

$$\sqrt{\frac{A_1}{A}} = \sqrt{\frac{119{,}95}{250}} = 0{,}693$$

Las tensiones máximas admisibles son las siguientes:

dovela	σ_{adm} (MPa)
HA-30	11,781
HA-50	19,635

Las tensiones resultantes de los cálculos son:

Dovelas HA-30

El cálculo pésimo es el correspondiente al dique de porfido con los parámetros de proyecto.

N = 105,88 t/m; Nd = 1,5 x 105,88 = 158,82 t/m

M= 0,8475 mt/m; Md = 1,5 x 0,8475 = 1,271 mt/m

La tensión mayorada es igual a:

$$\sigma_{\max,d} = \frac{158,82}{0,25} + \frac{1,271}{\frac{1}{6}\,0,25^2} = 635,28 + 122,016 = 757,340\ t/m^2 =$$
$$= 7,573\ MPa < \sigma_{ad} = 11,781\ MPa$$

Dovelas HA-50

El cálculo pésimo es el correspondiente al dique de pórfido con los parámetros de proyecto.

Acciones debidas al terreno:

N = 78,946 t/m

M= 0,7555 mt/m;

Acciones debidas al agua:

N = 342,000 t/m

Mayorando por 1,5 las acciones debidas al terreno y por 1 las acciones debidas al agua resulta:

Nd = 1,5 x 78,946 + 342 = 460,419 t/m

Md = 1,5 x 0,7555 = 1,133 mt/m

La tensión mayorada es igual a:

$$\sigma_{\max,d} = \frac{460,419}{0,25} + \frac{1,133}{\frac{1}{6}\,0,25^2} = 1.841,676 + 108,768 = 1.950,44\ t/m^2 =$$
$$= 19,604\ MPa < \sigma_{ad} = 19,635\ MPa$$

- **Axil máximo en fisuración por compresión**

Según el artículo 49.2.1 de la EHE, el axil de cálculo no debe sobrepasar el valor de 0,6 f_{ck} A.

dovela	σ_c (MPa)	N (t/m)
HA-30	18	450
HA-50	30	750

Los axiles máximos no sobrepasan los axiles admisibles.

3.3.4. Dovela HA-30

Esta dovela se dispone en la mayor parte del trazado. Se dimensiona para el máximo axil admisible. En los cálculos realizados los axiles resultantes son menores.

De acuerdo con el artículo 60.2 de la EHE el axil máximo a compresión que es capaz de soportar la dovela, teniendo en cuenta la reducción de sección en la junta viene dada por la fórmula:

$$N_d = 0,85\ f_{cd} \sqrt{\frac{A_1}{A}}\ A$$

Donde:

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón HA-30 (3000/1,5 = 2.000 t/m^2)

$\sqrt{\frac{A_1}{A}}$ = Coeficiente reductor debido a la perdida de sección útil por la exigencia de rebajes en los extremos de las juntas ($\sqrt{\frac{119,95}{250}}$ = 0,693)

A_1 = 43,35 + 76,60 = 119,95 mm

A = Canto de la pieza de hormigón (0,25 m).

Sustituyendo los valores anteriores resulta:

N_d = 0,85 x 2000 x 0,693 x 0,25 = 294,525 t/m

Este axil es mayor que el máximo obtenido en los cálculos.

De acuerdo con la norma EHE se dispone una cuantía mínima en cada cara de 0,05 N_d, es decir, 14,726 t/m.

La armadura necesaria es igual a:

A_s = 0,05 . 294,525 /4 = 3,682 cm^2/m

Dado que la dovela tiene 1,4 m de longitud la cuantía necesaria a disponer es de:

A_s = 1,4 x 3,682 = 5,155 cm^2

Por otra parte se debe disponer una cuantía mínima mecánica de 6,44 cm^2 (apartado 3.9), por lo tanto se dispone en las dovelas HA-30 10 ∅ 10 en cada cara.

3.3.4.1. Juntas radiales

En las juntas radiales estudiaremos el efecto bursting y el efecto spalling. Para estudiar el efecto bursting tendremos en cuenta la reducción de sección que produce la barra de guiado.

Dado que los momentos que se obtienen en los cálculos son muy pequeños, estudiaremos el efecto bursting considerando un reparto de la carga axil 50% - 50%.

La tracción que se produce la deduciremos de acuerdo con el artículo 60.2 de la EHE.

3.3.4.1.1. Efecto bursting

La fuerza máxima de compresión, para las cargas del terreno, que pueden actuar en las juntas raciales son de 294,525 t/m, deducido aplicando el artículo 60.2 de la EHE.

La tracción máxima que produce el axil anterior viene dado por la fórmula:

Nd = 0,50 x 294,525 = 147,263 t/m (reparto 50% - 50%).

$$T = 0,25 \ .147,263 \left(\frac{161,85 - 43,35}{161,85} \right) = 26,955 \ t/m$$

La tensión máxima que se produce según Leonhardt es:

Para $\frac{a}{a_1} = \frac{161,85}{43,35} = 3,73 \rightarrow$ resulta que $\sigma_y = 0,32\ \sigma_0$

$$\sigma_0 = \frac{P}{a} = \frac{147,263}{0,16185} = 909,873\ t/m^2$$

$$\sigma_y = 0,32 \cdot \sigma_0 = 291,159\ t/m^2$$

La resistencia a tracción del hormigón HA-30 es de 200 t/m^2, por lo que la resistencia a tracción mínorada ($\frac{200}{1{,}5} = 133{,}3\ t/m^2$) es menor que el valor obtenido anteriormente, por lo tanto hay que disponer armadura adicional para el efecto bursting.

Por lo tanto As = $\frac{26{,}955}{4} = 6{,}739\ cm^2/m$

Por lo tanto se disponen 10 cercos de ∅ 8 y 4 ∅ 8 en el sentido longitudinal.

3.3.4.1.2. Efecto Spalling

Cuando una dovela presenta una carga concentrada en los bordes predominan las tracciones en la dirección de las caras, y en el interior aparece tracción a lo largo de las diagonales a 45º de los vértices. Las tensiones de borde de tracción alcanzan valores entre 0,6 y 0,8 σ_0, es decir, que son mayores que las tensiones de fractura.

Los diagramas de tensiones más reducidos y menos profundos originan menores esfuerzos de tracción. Los picos de tensiones de tracción se ponen de manifiesto mediante las isobaras según Tesar-Guyón.

M. Sargious ha calculado las superficies de tensiones para distintos casos y determinado así los esfuerzos de tracción. Según dicho trabajo es suficiente cálcular la armadura en el borde cargado en las direcciones x e y para:

Zy = 0,015 P

Zx = 0,010 P

Los esfuerzos de tracción en los vértices que se dirigen hacía el interior según las diagonales, pueden ser absorbidos por los esfuerzos de desvío mediante la armadura de borde de los vértices.

Zy = 0,015 P = 0,015 x 294,525 = 4,418 t/m

Zx = 0,010 P = 0,010 x 294,525 = 2,945 t/m

La resultante de estos dos esfuerzos es:

Z = (4,418 + 2,945) x cos 45 = 5,206 t/m

La superficie de rotura debido a este esfuerzo es:

A = 0,03677 m^2

La tensión resultante es:

σ = 5,206 / (0,03677) = 141,583 t/m^2

Dado que esta tensión es mayor que resistencia a tracción del hormigón minorada es necesario disponer armadura adicional para el efecto spalling.

La armadura de refuerzo es igual a:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{5{,}206\ x\ 1{,}4}{5/1{,}15} = 1{,}676\ cm^2$$

Se dispone una armadura en U consistente en 10 ∅ 6 por longitud de dovela 2 ∅ 6 longitudinales.

3.3.5. Dovela HA-50

Esta dovela se da en aquellas zonas donde es susceptible de tener presencia de agua.

El máximo axil admisible de acuerdo con el artículo 60.2 de la EHE es:

$$N_d = 0{,}85 \times \frac{5000}{1{,}5} \times 0{,}693 \times 0{,}25 = 490{,}88 \text{ t/m}$$

Este axil es mayor que el axil máximo obtenido en los cálculos.

De acuerdo con la norma EHE se dispone una cuantía mínima en cada cara de 0,05 N_d, es decir, 24,54 t/m.

La armadura necesaria es igual a:

A_s = 0,05 . 490,88 /4 = 6,14 cm^2/m

Dado que la dovela tiene 1,4 m de longitud la cuantía necesaria a disponer es de:

A_s = 1,4 x 6,14 = 8,60 cm^2

Por otra parte se debe disponer una cuantía mínima mecánica de 10,73 cm^2, por lo tanto se dispone en las dovelas HA-50 10 ∅ 12 en cada cara.

3.3.5.1. Juntas radiales

En las juntas radiales estudiaremos el efecto bursting y el efecto spalling. El esfuerzo axil que consideraremos es el máximo admisible calculado anteriormente deducido del artículo 60.2 de la EHE. Suponiendo un reparto 50% - 50% para el caso del efecto bursting.

3.3.5.1.1. <u>Efecto bursting</u>

La fuerza máxima de compresión, para las cargas del terreno, que pueden actuar en las juntas radiales son de 488,75 t/m, deducido aplicando el artículo 60.2 de la EHE.

La tracción máxima que produce el axil anterior viene dada por la formula:

$$T = 0{,}25\ Nd\left(\frac{a - a1}{a}\right) = 0{,}25\ .\ (0{,}50 \cdot 490{,}88)\ .\left(\frac{161{,}85 - 43{,}35}{161{,}85}\right) = 44{,}93\ t/m$$

La tensión máxima que se produce según Leonhardt es:

Para a/a_1 = 161,85/43,35 =3,73 resulta que $\sigma_y = 0{,}32\ \sigma_0 = 0{,}32\ \frac{245{,}44}{0{,}16185}$ =485,27 t/m^2

La resistencia a tracción del hormigón HA-50 es de 280 t/m^2, por lo que la resistencia a tracción mínorada ($\frac{280}{1,5} = 186,67\ t/m^2$) es menor que el valor obtenido anteriormente, por lo tanto hay que disponer armadura adicional para el efecto bursting.

Por lo tanto As = $\frac{44,93}{4} = 11,23\ cm^2/m$

Por lo tanto se disponen 10 cercos de ∅ 10 y 4 ∅ 8 en el sentido longitudinal.

3.3.5.1.2. <u>Efecto Spalling</u>

Zy = 0,015 P = 0,015 x 490,88 = 7,36 t/m

Zx = 0,010 P = 0,010 x 490,88 = 4,91 t/m

La resultante de estos dos esfuerzos es:

Z = (7,36 + 4,91) x cos 45 = 8,68 t/m

La superficie de rotura debido a este esfuerzo es:

A = 0,03677 m^2

La tensión resultante es:

σ = 8,68 / (0,03677) = 236,06 t/m^2

Dado que esta tensión es mayor que resistencia a tracción del hormigón minorada es necesario disponer armadura adicional para el efecto spalling.

La armadura de refuerzo es igual a:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{8,68\ x\ 1,4}{5/1,15} = 2,79\ cm^2$$

Se dispone una armadura en U consistente en 10 ∅ 8 por longitud de dovela 2 ∅ 6 longitudinales.

3.4. CARGAS DE MANIPULACIÓN DE UNA DOVELA

Durante la colocación de una dovela, para formar un anillo, ésta se sitúa en su lugar mediante el erector que levanta la dovela por el "inserto" y la presenta en su posición definitiva.

El anillo esta formado por seis dovelas de 1,4 m de longitud, los ángulos de cada dovela son los siguientes:

Número	Ángulo (º)	Posición
1	22,50	Cierre
6	67,50	Resto

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

$$P = \pi * \left[(R_{ext})^2 - (R_{int})^2\right] * \frac{\alpha}{360} * L * \gamma_h$$

La longitud media de la dovela en proyección horizontal es:

$$L = 2 * Rmed * sen\ (\alpha/2)$$

El peso de la dovela por metro lineal proyectado será:

$$W = \frac{P}{L}$$

El momento flector máximo es:

$$M = W \cdot \frac{L^2}{8}$$

El cortante máximo es:

$$Q = W \cdot \frac{L}{2}$$

Siendo:

R_{int}:	Radio interior	2,60 m
R_{ext}:	Radio exterior	2,85 m
R_{med}:	Radio medio	2,725 m
L:	Longitud de la dovela:	1,40 m
γ_h:	densidad del hormigón	2,5 t/m³
α:	ángulo de la dovela	Variable

Los resultados de estos cálculos para las dos dovelas tipo son:

	ÁNGULO	
	22,50	67,50
Peso (t)	0,936	2,809
Longitud proyectada (m)	1,063	3,028
W (t/m)	0,881	0,928
Momento (mt)	0,124	1,064
Cortante (t)	0,468	1,405

Se ha considerado un coeficiente de mayoración de las cargas de 2,0, que tiene en cuenta el posible impacto de una cuña rocosa cuando la dovela sale fuera de la protección del escudo.

El dimensionamiento se hará para la dovela de mayor desarrollo.

- M = 1,064 mt

- Md = 2,0 * 1,064 = 2,128 mt

Dimensionando a flexión simple obtendremos:

<u>Hormigón HA-30</u>

$$U_o = 0{,}85 * f_{cd} * b * d = 0{,}85 * \frac{3000}{1{,}50} * 1{,}4 * 0{,}207 = 492{,}66 \quad t$$

$$M_d = \leq 0{,}375\ U_o\ .\ d = 0{,}375 * 492{,}66 * 0{,}207 = 38{,}243\ mt$$

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

$$U_{s1} = 492{,}66 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \frac{2{,}128}{492{,}66 * 0{,}207}}\right) = 10{,}39\ t$$

Este valor ha sido obtenido para una dovela de 1,4 m de longitud. El área de acero necesaria para absorber dicha armadura será de 2,39 cm² que corresponden a una armadura principal de 4 ∅ 10.

La cuantía mínima mecánica es igual a 0,04 f_{cd} A_c = 28 t, es decir, 6,44 cm^2 que corresponde a la armadura que tiene la dovela de 10 ∅ 10.

Hormigón HA-50

$$U_o = 0{,}85 * f_{cd} * b * d = 0{,}85 * \frac{5000}{1{,}50} * 1{,}4 * 0{,}206 = 817{,}133 \quad t$$

$$M_d = \leq 0{,}375\ U_o\ .\ d = 0{,}375 * 817{,}133 * 0{,}206 = 63{,}124\ mt$$

$$U_{s1} = Uo * \left(1 - \sqrt{1 - 2 \quad * \quad \frac{M_d}{Uo * d}}\right)$$

$$U_{s1} = 817{,}133 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \frac{2{,}128}{817{,}133 * 0{,}206}}\right) = 10{,}396\ t$$

Este valor ha sido obtenido para una dovela de 1,4 m de longitud. El área de acero necesaria para absorber dicha armadura será de 2,391 cm² que corresponden a una armadura principal de 4 ∅ 10.

La cuantía mínima mecánica es igual a 0,04 f_{cd} A_c = 46,67 t, es decir, 10,73 cm^2 que corresponde a la armadura que tiene la dovela de 10 ∅ 12.

3.5. CARGAS DE DESENCOFRADO DE UNA DOVELA

Cuando se procede al hormigonado de una dovela, éste se realiza mediante el vertido de hormigón en los moldes metálicos posteriormente a la colocación de la jaula de armaduras y de los insertos, en caso de haberlos.

Después se realiza el curado de la misma y, una vez que termina el proceso de curado, la resistencia mínima que debe alcanzar la dovela será de 10 N/mm^2.

Una vez terminado el proceso de curado, se traslada la dovela mediante un sistema de izado con pinza automática, que coge la dovela por las caras circunferenciales (por el eje que pasa por el punto medio de la misma), y se traslada al lugar de acopio de éstas.

Realizando el dimensionamiento para la dovela de mayor desarrollo, el momento de cálculo será:

M = 1,064 mt

Se ha considerado un coeficiente de mayoración de las cargas de 2,0. El momento mayorado es:

Md = 2,0 * 1,064 = 2,128 mt

Dimensionando a flexión simple para un hormigón de 10 N/mm² de resistencia característica:

$$U_0 = 0{,}85\, f_{cd} \cdot b \cdot d = 0{,}85 * \frac{1000}{1{,}50} * 1{,}4 * 0{,}206 = 163{,}427 \text{ t}$$

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

$$U_{s1} = 163{,}427 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \frac{2{,}128}{163{,}427 x\ 0{,}206}} \right) = 10{,}679 \text{ t}$$

Este valor ha sido obtenido para una dovela de 1,4 m de longitud. El área de acero necesaria para absorber dicha armadura será de 2,46 cm² que corresponden a una armadura principal de 4 ∅ 10.

Esta armadura es inferior a la armadura mínima que llevan las dovelas (10 ∅ 10 en hormigones de HA-30 y 10 ∅ 12 en hormigones de HA-50.

3.6. CARGAS DE ALMACENAMIENTO

Se considera que, tanto en factoría como en obra, las dovelas se almacenan en grupos de 5 más cierre formando un anillo completo.

Se supone que la dovela de mayor desarrollo es la que apoya directamente sobre el terreno.

El peso de esta dovela es de:

$$P_t = \pi \, [\, (2{,}85)^2 - (2{,}60)^2 \,] \, . \, 1{,}40 \, . \, 2{,}50 \, (67{,}5/360) = 2{,}809 \text{ t}$$

El peso total del anillo será:

$$P_t = \pi \, [\, (2{,}85)^2 - (2{,}60)^2 \,] \, . \, 1{,}40 \, . \, 2{,}50 = 14{,}981 \text{ t}$$

El peso del resto de las dovelas será por tanto:

$$P_2 = P_T - P_1 = 14{,}981 - 2{,}809 = 12{,}172 \quad t$$

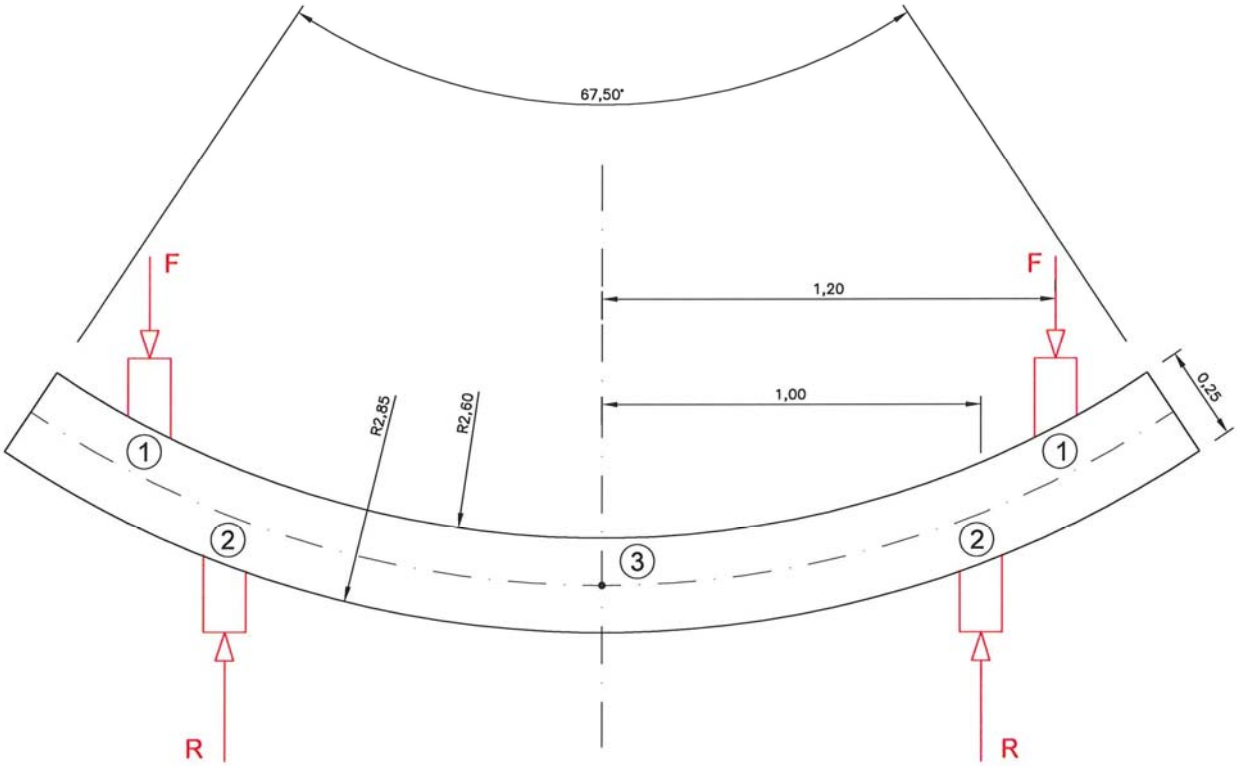
La separación entre dovelas y la dovela que apoya directamente sobre el terreno se hace mediante tacos de madera.

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

$$2\,F = 12{,}172\text{t} \qquad F = 6{,}086 \text{ t}$$

La reacción en los apoyos será:

$$2\,R = 14{,}981\text{t} \qquad R = 7{,}491 \text{ t}$$



ALMACENAMIENTO DE DOVELAS

Los momentos flectores resultantes en los puntos 1, 2 y 3 (ver figura adjunta) de la dovela apoyada sobre el terreno son los siguientes:

$$M_1 = 0{,}928 * \frac{(0{,}314)^2}{2} = 0{,}046 \text{ mt}$$

$$M_2 = 0{,}928 * \frac{(0{,}514)^2}{2} + 6{,}086 * 0{,}20 = 1{,}34 \text{ mt}$$

$$M_3 = \frac{0{,}928 * 1{,}514^2}{2} + 6{,}086 * 1{,}200 - 7{,}491 * 1{,}000 = 0{,}876 \text{ mt}$$

El momento flector máximo se produce en el punto 2 (apoyo de la primera dovela con el terreno).

Suponemos que cuando se comienza el apilamiento de dovelas, éstas ya han alcanzado el valor mínimo de resistencia permitido, es decir f_{ck}= 15 N/mm^2, y dimensionando a flexión simple se obtiene la cuantía siguiente:

$$M_d = \gamma_f * M = 1{,}50 * 1{,}340 = 2{,}01 \text{ mt}$$

$$U_0 = 0{,}85 * \frac{1500}{1{,}5} * 1{,}4 * 0{,}206 = 245{,}14 \text{ t}$$

$$U_{s1} = 245{,}14 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \frac{2{,}01}{245{,}14 * 0{,}206}}\right) = 9{,}96 \text{ t}$$

El área de acero necesaria para absorber dicha cuantía será de 2,29 cm^2 que corresponde a una armadura principal de 3 ∅ 10, que es inferior a la armadura mínima dispuesta en las dovelas.

3.7. EFECTO DE LOS GATOS SOBRE LA DOVELA

3.7.1. Empuje de los gatos en las juntas circunferenciales

El escudo tiene 15 gatos simples y uno doble. El empuje en condiciones de escudo es de 1646 KN para los gatos simples y 823 KN para cada uno de los dobles.

La fuerza de empuje total es:

E = 1646 x 15 + 823 x 2 = 26.336 KN.

El estudio de los gatos lo hacemos para un empuje excepcional del 20%, con lo que resulta:

F = 1,2 x 26.336 = 31.603,2 KN = 3160,32 t

El empuje medio que se produce en la junta circunferencial es igual a:

$$E = \frac{F}{\text{Perímetro medio}} = \frac{3.160,32}{\pi * 5,434} = 185,124 \text{ t/m}$$

La tensión que se produce en la junta circunferencial, teniendo en cuenta que la superficie de contacto es un 86,4% del canto es:

$$\sigma = \frac{E}{t \text{ x } b}$$

donde:

t: ancho de la dovela

b: porcentaje de sección sobre la que se ejerce el contacto (86,40%).

luego,

$$\sigma = \frac{185,124}{0,25 * 0,8640} = 857,06 \text{ t/m}^2 < 0,85 \text{ f}_{cd}$$

Por otra parte, para evitar fisuras por compresión se debe cumplir que $\sigma_c \leq 0,6 \text{ f}_{ck}$

En este caso se cumple dado que $\sigma_c = 857,06 \text{ t/m}^2 < 0,6 \text{ f}_{ck} = 0,60 \; 3000 = 1800 \text{ t/m}^2$

3.7.2. Efecto bursting

Las cargas concentradas, distribuidas sobre superficies relativamente pequeñas, o las fuerzas que actúan exteriormente a las estructuras dan lugar a presiones que se expanden en el cuerpo de la estructura generando tensiones de compresión y de tracción transversales a la dirección de la fuerza hasta que a una determinada distancia de introducción *"le"* se alcanza una distribución uniforme, lineal o superficial.

En las estructuras de hormigón es necesario prestar atención a las tensiones de tracción transversales a la dirección de la fuerza, las denominadas tensiones de

fractura por tracción (bursting stresses) y de las cuales se determinan los esfuerzos de hendeduras resultantes por tracción, o más simplemente, fuerzas de hendedura. Estas deben ser absorbidas por armaduras. La intensidad de los esfuerzos de hendedura depende de la relación entre la sección $F = b_x d$ de la pieza y la superficie en que actúa la carga $F_1 = a_x c$; cuanto mayor sea F/F_1, es decir, cuanto más deba expandirse la carga hasta que la variación de la tensión σ_x sea lineal, tanto mayores resultan los esfuerzos de hendedura.

La superficie de contacto de la dovela es de 572 x 310 mm, actuando una fuerza de 197,52 t. La excentricidad del gato puede actuar tanto hacía el interior como hacía el trasdos de la dovela, en este caso la situación pésima corresponde a que la excentricidad del gato se produzca hacía el trasdos.

Si consideramos una excentricidad del gato de 50 mm actuando hacía el trasdos de la dovela resulta:

e = 50 mm

u = 125 – 50 = 75 mm

a = 2u = 150 mm

a1 = (75 – 59) x 2 = 32 mm

De acuerdo con el Art. 60.3 de la EHE, la tensión de tracción es:

$$T_{ad} = 0{,}25 * N_d * \left(\frac{a - a_1}{a} \right)$$

siendo:

N: Fuerza de los gatos = 197,52 t

N_d: Fuerza de los gatos mayorado = 1,25 x 197,52 = 246,90 t

a = 150 mm

a_1 = 32 mm

$$T_{ad} = 0{,}25 * 246{,}90 * \left(\frac{150 - 32}{150}\right) = 48{,}56\ t$$

La tensión de compresión que se produce a una profundidad d igual a 150 mm es igual a:

$$\sigma o = 246{,}90 / (0{,}572 \times 0{,}15) = 2.877{,}6\ t/m^2$$

$$a/a_1 = 4{,}7$$

Entrando en las curvas de Leonhardt, que dan la tensión de tracción máxima que se produce en función de la tensión σ_0, se obtiene la tensión σ_y de tracción máxima, resultando:

$$\sigma_y = 0{,}325\ \sigma_0 = 0{,}325\ 2877{,}6 = 935{,}22\ t/m^2$$

La tensión de tracción admisible del hormigón (HA-50) minorada por 1,5 es igual a:

$$\sigma_{y,adm} = 280 / 1{,}5 = 186{,}67\ t/m^2 < 935{,}22\ t/m^2$$

La armadura necesaria a disponer en la sección transversal de la dovela es:

$$As = 48{,}56 / 4{,}00 = 12{,}14\ cm^2 .$$

Esta armadura debe disponerse entre 0,1 a y a, es decir, entre 15 y 150 mm. Se dispone una armadura formada por 8 cercos ϕ 10 por metro en las juntas circunferenciales, situándose el eje del cerco a 82,5 mm aproximadamente de la cara de contacto.

Las tensiones de borde y los esfuerzos de tracción de borde ZR a lo largo del borde cargado, cuando la separación entre cargas es considerable, pueden alcanzar valores relativamente grandes; en tal caso deben calcularse de acuerdo a las especificaciones para vigas de gran altura en cuyo caso las tensiones de la sección ubicada a x = d, representan la carga de la chapa, y las cargas aplicadas deben considerarse como las reacciones de vinculo.

De acuerdo con el trabajo de W.Schleeh en el caso de chapas, cargadas o pretensazas con distribución periódica –de una altura l de por lo menos igual al doble de la separación d entre fuerzas- la tensión de borde $\sigma_{y\ máx.}$ (normal a la dirección de la fuerza) es igual a la diferencia entre la presión p aplicada en la zona de carga o de pretensazo y el valor medio uniformemente repartido de la tensión σ_m = p . a/d. La intensidad del esfuerzo de borde de tracción se obtiene en este caso y de forma aproximada mediante la siguiente expresión:

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

Para estudiar las tensiones de tracción que se producen la dirección circunferencial de la dovelas aplicamos la expresión anterior.

En este caso:

P = 197,52 t

a = 0,572 m

d = 1,049 m

Con estos valores resulta:

$$Z_y = 0{,}09\left[1 - 0{,}9\left(\frac{0{,}572}{1{,}049}\right)^2\right]197{,}52 = 13{,}020\ \text{t}$$

La armadura necesaria en la dirección circunferencial es:

As = 1,25 x 13,02 / 4,00 = 4,069 cm^2

Se disponen 6 ϕ 10 en la dirección circunferencial dentro del cerco calculado anteriormente. De los 6 redondos de refuerzo, 4 pertenecen a la armadura principal y 2 están situados en el radio medio del anillo.

En la cara opuesta a la que actúan los gatos la presión es uniforme y no es necesario disponer armadura de refuerzo.

3.7.3. Efecto Spalling

En la dirección radial, es decir, en el sentido del canto de la dovela, la superficie de apoyo de los gatos es de 166 mm y la distancia al borde más cercano es de 25 mm, con estos datos resulta:

Zy = 0,015 P = 0,015 x 197,52 = 2,963 t

Zx = 0,010 P = 0,010 x 197,52 = 1,975 t

La resultante de estos dos esfuerzos es:

Z = (2,963 + 1,975) x cos 45 = 3,492 t

La superficie de rotura debido a este esfuerzo es:

A = 0,035 m^2

La tensión resultante es:

σ = 3,492 / (0,035) = 99,77 t/m^2

Esta tensión mayorada es igual a 1,25 x 99,77 = 124,71 t/m^2.

No es necesario disponer armadura para el efecto spalling en las juntas circunferenciales debido a que las tracciones que se producen son menores que las admisibles para un hormigón HA-30 (200/1,50 = 133,33 t/m^2).

3.8. ARMADURA GEOMÉTRICA MÍNIMA

De acuerdo con el artículo 42.3.5 de la EHE La cuantía geométrica mínima exigible que debe disponerse es 1,8‰, distribuido entre las dos caras de la dovela.

Para una dovela de 1,4 m de longitud y 0,25 m de espesor, la cuantía mínima en cada cará será de 3,15 cm².

La armadura dispuesta es mayor que la armadura mínima dispuesta.

3.9. ARMADURA MÍNIMA MECÁNICA POR FLEXIÓN

$$A_{s\,min} = 0{,}04\ \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\ A_c$$

dovela	$A_{s\,min\,(cm^2)}$
HA-30	6,44
HA-50	10,73

3.10. FISURACIÓN POR TRACCIÓN

La comprobación general consiste en satisfacer la inecuación siguiente:

$$w_k \leq w_{max}$$

donde: w_{max}: abertura máxima de la fisura.

w_k: abertura característica de la fisura

La abertura característica se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta\, s_m\, \varepsilon_{sm}$$

donde:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de la fisura con el valor característico, con un valor igual a 1,7.

s_m: Separación media de fisuras expresada en mm, que se calcula mediante la expresión:

$$s_m = 2\,c + 0{,}2\,s + 0{,}4\,k_1 \frac{\phi\; A_{c,eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, que se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - k_2\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \triangleleft\; 0{,}4\,\frac{\sigma_s}{E_s}$$

c: recubrimiento del hormigón

s: distancia entre barras longitudinales

k_1: coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección. En el caso de flexión simple este coeficiente toma un valor igual a 0,125

ϕ: diámetro de la barra

$A_{c,eficaz}$: área de la sección en la zona de recubrimiento $A_{c,eficaz} = b * h/4$

A_s: sección total de las armaduras situadas en la sección eficaz

σ_s: tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada. Se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_s = \frac{M}{0{,}8 * d * A_s}$$

d: canto útil

E_s: módulo de deformación longitudinal del acero

K_2: constante de valor 0,5, para los casos en que la carga no es instantánea

σ_{sr}: Tensión de la armadura en la sección fisurada cuando se fisura el hormigón, que se supone que es cuando la tensión de tracción alcanza el valor de $f_{ctm,k}$. Se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{sr} = \frac{b * h^2}{6} \quad \frac{f_{ct,m}}{0,8 * d * A_s}$$

$f_{ctm,k}$: Resistencia a tracción del hormigón

$$fct,m = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^{\,2}} \qquad f_{ck} \text{ en N/mm}^2$$

Los cálculos se han realizado para los esfuerzos de manipulación, desencofrado y almacenamiento.

Los parámetros de cálculo de la fisura son:

- Altura h = 250 mm
- Anchura b = 1.400 mm
- Distancia d' d' = 43 mm
- Canto útil: d = 207 mm
- Recubrimiento c = 30 mm
- Diámetro ϕ = 10 mm
- Número de barras n = 10
- Distancia entre armaduras s = 140,000 mm
- Área de hormigón $A_{c,eficaz}$ = 1.400 . 250/4 = 87.500 mm²
- Área de acero: $A_s = n \Pi \phi^2 /4 = 10 * \pi * 10^2 /4 = 785,398$ mm²
- Módulo de deformación longitudinal del acero $E_s = 2,1 .10^5$ N/mm²

3.10.1. Hormigón HA-30 (Manipulación)

- f_{ck}: 30 N/mm²
- $f_{ct,m}$: $0,30 \sqrt[3]{30^2} = 2,896 \quad N/mm^2$
- Tensión de servicio de la armadura pasiva

$$\sigma_s = \frac{1,064 \quad 10^7}{0,8 * 207 * 785,398} = 81,807 \quad N/mm^2$$

M = 1,064 . 10^7 mmN

- Tensión de la armadura en la sección fisurada

$$\sigma_{sr} = \frac{1400(250)^2}{6} \quad \frac{2,896}{0,80 \,.\, 207 \,.\, 785,398} = 324,717 \quad N/mm^2$$

La separación media de las fisuras será:

$$s_m = 2 * 30 + 0,2 * 140 + 0,4 * 0,125 * \frac{10 * 87.500}{785,398} = 143,704 \text{ mm}$$

Y el alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{81,807}{2,1 * 10^5} * \left[1 - 0,5 * \left(\frac{324,717}{81,807}\right)^2\right] = -0,002679 \geq \quad 0,4 * \frac{81,807}{2,1 * 10^5} = 0,000156$$

La abertura característica será:

$$w_k = 1,7 * 143,704 * 0,000156 = 0,038 \text{ mm} < 0,30 \quad \text{mm}$$

Valor inferior a 0,30 mm que es la máxima abertura de fisura permitida para un hormigón en una exposición tipo IIa.

3.10.1.1. Resistencia del hormigón de 10 N/mm² (Desencofrado)

- f_{ck}: 10 N/mm²
- $f_{ct,m}$: $0,30 \quad \sqrt[3]{10^2} = 1,392 \quad N/mm^2$

M = 1,064 . 10^7 mmN

- Tensión de servicio de la armadura pasiva

$$\sigma_s = \frac{1,064 \,.\, 10^7}{0,8 * 207 * 785,398} = 81,807 \quad N/mm^2$$

- Tensión de la armadura en la sección fisurada

$$\sigma_{sr} = \frac{1400.(250)^2}{6} \quad \frac{1{,}392}{0{,}8\ .\ 207\ .\ 785{,}398} = 156{,}080\ N/mm^2$$

La separación media de las fisuras será:

$$s_m = 2 * 30 + 0{,}2 * 140 + 0{,}4 * 0{,}125 * \frac{10 * 87.500}{785{,}398} = 143{,}704\ mm$$

Y el alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{81{,}807}{2{,}1\ .\ 10^5} * \left[1 - 0{,}5 * \left(\frac{156{,}080}{81{,}807}\right)^2\right] = -0{,}000319 < \quad 0{,}4 * \frac{81{,}807}{2{,}1.10^5} = 0{,}000156$$

La abertura característica será:

$$w_k = 1{,}7 * 143{,}704 * 0{,}000156 = 0{,}038\ mm < 0{,}30\ mm$$

Valor inferior a 0,30 mm que es la máxima abertura de fisura permitida para un hormigón en una exposición tipo IIa.

3.10.1.2. Resistencia del hormigón de 15 N/mm^2 (Almacenamiento)

- f_{ck}: 15 N/mm^2
- $f_{ct,m}$: $0{,}30 \quad \sqrt[3]{15^2} = 1{,}825 \quad N/mm^2$

M = 1,340 . 10^7 mmN

- Tensión de servicio de la armadura pasiva

$$\sigma_s = \frac{1{,}34 \quad 10^7}{0{,}8 * 207 * 785{,}398} = 103{,}028 \quad N/mm^2$$

- Tensión de la armadura en la sección fisurada

$$\sigma_{sr} = \frac{1.400 * 250^2}{6} \quad \frac{1{,}825}{0{,}8 * 207 * 785{,}398} = 204{,}63 \text{ N/mm}^2$$

La separación media de las fisuras será:

$$s_m = 2 * 30 + 0{,}2 * 140{,}000 + 0{,}4 * 0{,}125 * \frac{10 * 87.500}{785{,}398} = 143{,}704 \text{ mm}$$

Y el alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{103{,}028}{2{,}1 * 10^5} * \left[1 - 0{,}5 * \left(\frac{204{,}630}{103{,}028}\right)^2\right] = -0{,}000477 > 0{,}4 * \frac{103{,}028}{2{,}1 * 10^5} = 0{,}000196$$

La abertura característica será:

$$w_k = 1{,}7 * 143{,}704 \; 0{,}000196 = 0{,}047 \text{ mm} < 0{,}30 \text{ mm}$$

Valor inferior a 0,3 mm que es la máxima abertura de fisura permitida para un hormigón en una exposición tipo IIa.

3.11. RESUMEN DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos en el dimensionado son los siguientes:

HIPÓTESIS	N_d (t/m)	M_d (mt)	U_s (t)	As (cm²)	Armadura
Cargas debidas al terreno HA-30	294,525	-	20,616	5,155	10 ϕ 10
Cargas debidas al terreno HA-50	490,88	-	34,356	8,60	10 ϕ 12
Manipulación	--	2,138	10,39	2,39	4 ϕ 10
Desencofrado	--	2,138	10,68	2,46	4 ϕ 10
Almacenamiento	--	2,010	9,96	2,29	3 ϕ 10
Armadura mínima geométrica	--	--	--	3,15	4 ϕ 10

La hipótesis más desfavorable corresponden a las acciones debidas al terreno, siendo necesario en las dovelas de HA-30 10 ϕ 10 y en las dovelas HA-50 10 ϕ 12.

En las juntas radiales, en las dovelas de HA-30 se disponen para el efecto bursting 10 cercos de ϕ 8 y 4 barras longitudinales de ϕ 8. Para el efecto spalling se disponen 10 ϕ 6 con forma de C y 2 ϕ 6 longitudinales.

En las dovelas HA-50 se disponen para el efecto bursting 10 cercos de ϕ 10 y 4 barras longitudinales de ϕ 8. Para el efecto spalling se disponen 10 ϕ 8 con forma de C y 2 ϕ 6 longitudinales.

Respecto del empuje de los gatos se dispone una armadura transversal en la junta Z=0, es decir, donde empujan los gatos una armadura en 8 cercos de ϕ 10 por metro más una armadura adicional en el sentido circunferencial de 2 ϕ 10. No es necesario disponer armadura para el efecto spalling.

Respecto de la armadura de reparto se disponen cercos de ϕ 8 cada 20 cm.

También se ha dispuesto un refuerzo de armadura en el contorno del alojamiento de los tornillos y del inserto de inyección de la dovela.

3.12. CONCLUSIONES

La armadura dispuesta en las dovelas se calcula para absorber los esfuerzos que se producen durante el manejo de las mismas, así como por las acciones del terreno, es decir, se han tenido en cuenta todas las acciones posibles que pueden actuar sobre ellos, como se mencionó en apartados anteriores.

Teniendo en cuenta todas las hipótesis mencionadas en el apartado anterior resulta:

HORMIGÓN	ARMADURA PRINCIPAL	CERCOS	CUANTÍA (kg/m³)
HA-30	10 ∅ 10	∅ 8 / 20 cm	92,48
HA-50	10 ∅ 12	∅ 8 / 20 cm	117,21

4. DIMENSIONAMIENTO DE LA DOVELA BASE

La dovela base se utiliza para permitir el paso del back up y de los trenes de desescombro.

Esta dovela se coge en su centro por el erector mecánico que consiste en un tornillo que se enrosca en un inserto levantando la dovela y colocandola. La dovela es recta, es decir, no tiene conicidad, la longitud es de 1385 mm y la anchura es de 2401 mm.

Esta dovela es de hormigón HA-30.

El peso de la dovela es:

Peso = 0,802 x 1,385 x 2,5 = 2,777 t

$L_{proyectada}$ = 2,401 m

$$W = \frac{2{,}771}{2{,}401} = 1{,}157 \text{ t/m}$$

El momento máximo es igual a:

$$M = W\,\frac{L^2}{8} = 1{,}157\,\frac{2{,}401^2}{8} = 0{,}843 \text{ mt}$$

Dimensionando a flexión simple para el espesor medio de la dovela se obtiene:

$$U_0 = 0{,}85 * \frac{3000}{1{,}5} * 1{,}385 * 0{,}243 = 572{,}144 \text{ t}$$

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

$$U_{s1} = 572{,}144 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \frac{0{,}834 * 1{,}5}{572{,}144 * 0{,}243}}\right) = 5{,}172 \text{ t}$$

Dado que la cuantía resultante es muy pequeña se dispone una cuantía mínima de 1,33 A_{cal}, es decir, 1,33 x 5,172 / (5/1,15) = 1,582 cm^2.

Por otra parte, se dispone la cuantía mínima mecánica del $0{,}9^0/_{00}$ en cada cara, es decir,

$A_{s,min}$ = 138,5 x 28,5 x 0,9/1000 = 3,553 cm^2.

Se dispone en la dovela base una armadura principal formada por 10 ∅ 8 y longitudinalmente ∅ 8/20.

Madrid, Febrero de 2008

Fdo.: Faustino Esteban Morejón
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
División de Túneles y Obras Subterráneas
INTECSA-INARSA, S.A.
Miembro del Grupo SNC LAVALIN

PLANOS