

MEMORIA DE CÁLCULO

TABLERO

Índice :

4. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA
5. DATOS GENERALES DE CALCULO
6. PROGRAMAS DE CALCULO
7. DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO
8. TREN DE CARGAS
9. DESCRIPCIÓN DE LA DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS
10. ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR
11. CALCULO DEL ARMADO DE LA VIGA
12. CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA
13. CALCULO DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS
14. NORMATIVA CONSIDERADA
15. ANEJO DE CALCULO

1. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Se trata de la construcción del tablero de la estructura *Sustitución de una obra de drenaje en A Barcala (A Estrada)* perteneciente a la obra del mismo nombre.

El tablero está formado por un único vano de ancho 9,10 m y longitud de viga 9,80 m. El tablero lo constituyen 4 vigas tipo "doble T" de 60 cm. de canto sobre las que se vierte hormigón "in situ" para constituir una losa de compresión de 0,25 m de espesor. El esviaje de este vano es de 100,00°.

La pendiente longitudinal considerada es del 5,50% y la transversal del 6,00%. Para considerar el sobrepeso que suponen los recrecidos, en el cálculo se considera un espesor de aglomerado 3 cm superior al establecido de 6 cm.

Se han realizado los cálculos del tablero dimensionando la viga más desfavorable.

2. DATOS GENERALES DE CALCULO

- Tipo de viga : I-60A.
- Ancho medio del tablero : 9,00 m.
- Luz de cálculo : 9,10 m.
- Número de vigas por vano : 4
- Número total de vanos: 1.
- Canto total mínimo de la losa : 0,25 m.
- Sobrecarga uniforme: 400 kp/m²
- Sobrecarga de carro: 60 Mp
- Espesor de pavimento : real 0,06 m. de cálculo 0,09 m.
- Barreras: 1.000 Kp/m (simuladas como aceras de 0,50 m de ancho y altura de 0,80 m)

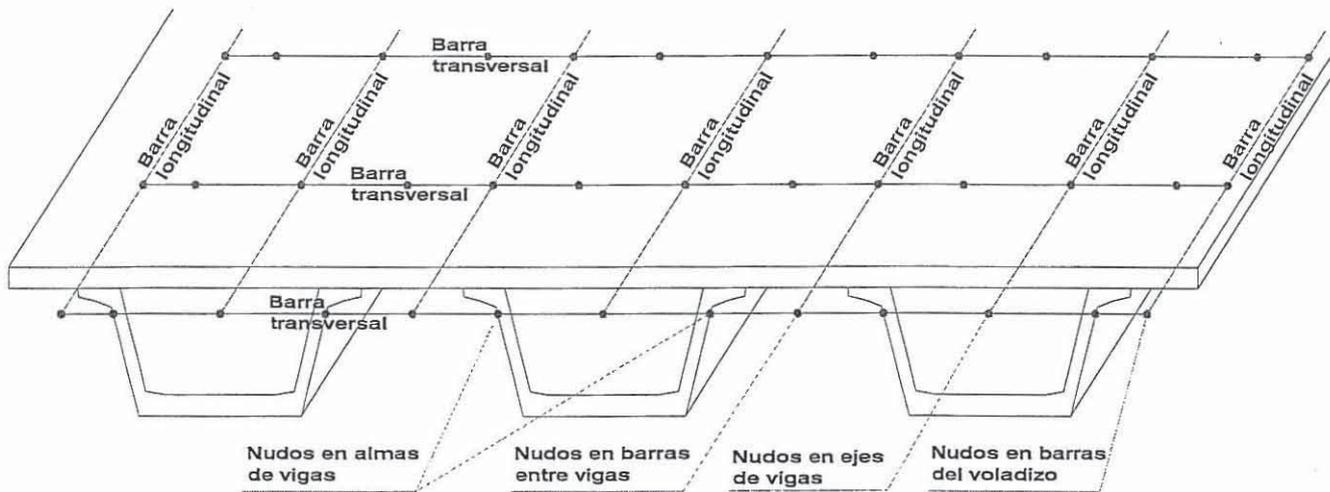
3. PROGRAMA DE CALCULO

Los cálculos de las vigas han sido realizados mediante el programa "PUENTES" (versión PVD00), elaborado por el Instituto Eduardo Torroja en colaboración con Precon, escrito en BASIC-UX y que puede ser utilizado en ordenadores HP de las series 200, 300 y 400 y/o compatibles bajo los sistemas operativos BASIC o UNIX.

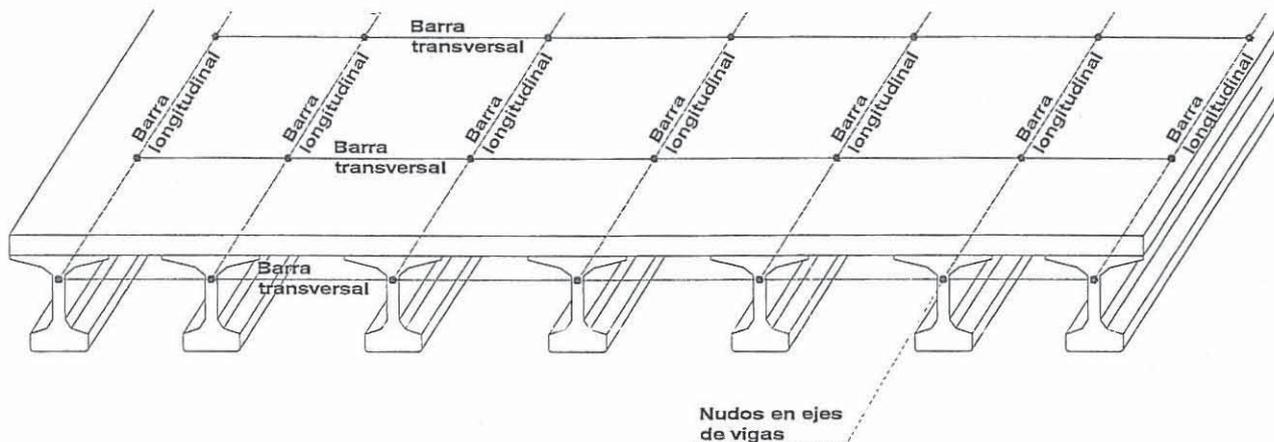
4. DEFINICIÓN DEL EMPARRILLADO

Para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos producidos por las acciones ejercidas sobre el tablero completo se ha elegido el modelo de emparrillado plano con las siguientes características :

- En tableros de vigas tipo artesa (con dos almas por viga), los ejes de cada una de las vigas definen una secuencia de barras que denominaremos longitudinales. Para ello se definen unos nudos que se sitúan en las barras transversales donde cortarían al alma de las vigas, y otros en los puntos medios entre viga y viga y en la mitad del voladizo de la barra transversal, de acuerdo al siguiente esquema:



- En tableros de vigas con una sola alma (por ejemplo, de sección rectangular, doble T, simple T, ó simple T invertida), el esquema es muy similar, aunque sin incluir los nudos en las almas de la viga ya que coinciden con la barra principal:



- Las barras longitudinales están entrelazadas por otras barras que denominaremos transversales, las cuales serán todas paralelas a la dirección fijada en el cálculo.

La disposición de filas de barras transversales se hace con arreglo a los siguientes criterios:

- Se situará una fila de barras transversales en cada una de las intersecciones de vigas con las líneas de apoyo dorsal y frontal, siempre y cuando dichas líneas de apoyos no sean paralelas a la dirección de las transversales. En este último caso solamente se definirá una línea de barras transversales por cada línea de apoyo.

- Se elige el número completo de barras transversales siendo éste siempre impar, para tener una barra en el punto de máximo momento.

5. TREN DE CARGAS

El tren de cargas utilizado para el cálculo es el definido en la “Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”, IAP-98, según Orden Ministerial del Ministerio de Fomento del 12-2-1998..

Este tren de cargas está definido por la acción simultanea de una carga uniformemente repartida de 400 kp/m^2 aplicada sobre toda la superficie y un vehículo de 60 Tm. formado por tres ejes de 20 Tm. cada uno separados entre sí 1,50 m. y con una separación entre ruedas de 2,00 m.

Este vehículo puede estar situado en cualquier zona de la calzada, buscando la posición más desfavorable, y con una distancia del eje de ruedas a borde de paseos de 0,50 m.

En el caso de que la plataforma del tablero tenga una anchura mayor de 12,0 m. se considerará la actuación de uno o dos vehículos según sea más desfavorable. La distancia transversal mínima entre líneas de cargas de diferentes vehículos pesados situados en la misma zona de la plataforma del tablero es de 2,00 m.

Carga eje nº 1 : 20 t.

Carga eje nº 2 : 20 t.

Carga eje nº 3 : 20 t.

Distancia entre eje nº 1 y nº 2 : 1,50 m.

Distancia entre eje nº 2 y nº 3 : 1,50 m.

Ancho entre ruedas : 2,00 m.

6. DESCRIPCIÓN DE LA DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS

Los cálculos se desarrollan en dos fases. La primera analiza las sollicitaciones que recibe la viga prefabricada antes de fraguar la losa superior, y la segunda la que se produce después de fraguada ésta y que, por tanto, da lugar al reparto o influencia sobre distintos elementos del tablero que reciben las acciones.

Para la “fase I” se han aplicado las cargas que actúan sobre la viga prefabricada, obteniendo las sollicitaciones correspondientes al peso propio de la viga y de la losa.

En la “fase II” se desarrolla un emparrillado plano para determinar los esfuerzos en las vigas suponiendo varias hipótesis de cálculo, de manera que se realiza una distribución de las cargas en función de las inercias de las barras.

La hipótesis consideradas corresponden a:

- **Hipótesis 1 :** *Cargas uniformes debidas a cargas muertas: aceras, barandillas, pavimento, etc. Su efecto ha de considerarse siempre en cada sección, independientemente de que resulte favorable o desfavorable.*
- **Hip. 2 a 5 :** *Sobrecarga uniformemente repartida en bandas longitudinales a lo largo del tablero . Son cargas cuyos esfuerzos son tenidos en cuenta en la sección siempre que sean desfavorables.*
- **Resto de hipótesis :** *Sobrecargas producidas por las distintas posiciones de los carros de la Instrucción de acciones a considerar en puentes de carretera. Son hipótesis incompatibles entre*

si, esto es, en una sección dada sólo deberá considerarse la hipótesis más desfavorable de este grupo.

Para determinar los momentos flectores máximos correspondientes a cada hipótesis de peso muerto, sobrecarga uniforme y sobrecarga de carro, el proceso seguido por el programa es el siguiente:

- *Para cada una de las vigas :*
 - a) Traer cada uno de los puntos de dicha viga, los esfuerzos de las barras longitudinales que tienen su origen o extremo en dicho nudo. Si concurren dos barras en el nudo, promediar los resultados.
 - b) Repasar todos los momentos de dicho nudo y según la clasificación de la hipótesis hacer:
 - 1) *Acumular las de tipo 1 (cargas permanentes).*
 - 2) *Acumular los momentos positivos de las de tipo 2 (cargas variables).*
 - c) Seleccionar el máximo valor positivo de las de tipo mayor que 2 (corresponden a las diferentes posiciones del tren de cargas), son incompatibles entre sí.
 - d) Acumular los valores máximos correspondientes a cada hipótesis cuyo tipo es mayor que 2.
 - e) Seleccionar los valores máximos de los momentos en los distintos puntos de la viga correspondientes a peso muerto, a sobrecarga permanente, o a sobrecargas de carro, así como a la suma de los tres momentos en cada nudo.
 - f) Estos resultados junto con los obtenidos en la hipótesis de peso propio de la viga y de la losa (la obtención de estos esfuerzos no se incluye en las hipótesis del emparrillado al ser soportados por cada una de las vigas de forma independiente) serán los que se utilicen para determinar el número y la posición de los cables de pretensado a emplear. Debe señalarse que los máximos momentos correspondientes a las distintas hipótesis pueden ocurrir en secciones diferentes, por lo cual el máximo de la suma de los momentos puede ser menor que la suma de todos los máximos. El programa indica para cada una de las vigas las hipótesis que intervienen para obtener el máximo momento flector total.
- *La determinación de los torsores máximos en cada viga se hace de forma semejante, salvo que se calculan separadamente en cada nudo los torsores positivos y negativos; posteriormente se elige para cada tipo de hipótesis y para la suma, el máximo valor absoluto de los torsores positivos y negativos.*

7. ESFUERZOS EN LA LOSA SUPERIOR

En el modelo utilizado, la losa superior del tablero se idealiza por medio de las vigas transversales. Los esfuerzos calculados por medio del emparrillado en estas barras representan los esfuerzos que se producen en la losa debido a la diferente deformación de las barras longitudinales en las que se discretizan las vigas.

Como ya se ha indicado más arriba, en el caso de considerar relevantes los esfuerzos locales, (que son los producidos por las cargas sobre los vanos entre barras longitudinales o en los voladizos), éstos se determinan como indicamos a continuación. En el caso de puentes de carretera, se utilizan las fórmulas de Westergaard y, en el caso de puentes de FF.CC., se utilizan modelos de vigas simples empotradas o en voladizo.

8. CALCULO DEL ARMADO DE LA VIGA

El número de cables de pretensado se fija de forma que las tensiones de tracción y compresión en el hormigón de la losa superior del tablero están dentro de los límites admisibles establecidos. Esta comprobación se realiza para las distintas fases del proceso constructivo y de uso normal en la estructura, y comprende las siguientes etapas:

- 1) *Prefabricación de las vigas*
- 2) *Hormigonado de la losa superior del tablero*
- 3) *Colocación de las cargas muertas*
- 4) *Actuación de las sobrecargas de uso durante la vida útil del puente*

En cada etapa se consideran las correspondientes pérdidas de pretensado. Respecto a las pérdidas por retracción y fluencia, de acuerdo con la instrucción EHE, se tiene en cuenta la influencia de la cuantía de armadura pasiva así como la utilización de hormigón de consistencia seca.

El programa permite modificar el número de cables de pretensado de la viga, alojados en la cabeza superior así como su diámetro y la tensión del pretensado, para obtener diseños adecuados frente a las sollicitaciones actuantes. Si es necesario se procede al envainado de los cables en el extremo de la viga con objeto de que las tensiones en el hormigón no superen las tensiones máximas admisibles.

Por último, una vez definido el pretensado de la viga, se dimensionan de acuerdo con la EHE las armaduras de cortante y rasante, y en su caso torsión, conexión ala-alma, refuerzo por rotura a flexión, etc.

9. CALCULO DE ARMADURAS PASIVAS EN LA LOSA

El armado de la losa se realiza por bandas de barras transversales, en donde se han determinado las solicitaciones calculados por medio del emparrillado, tal y como se ha indicado.

10. CALCULO DE LOS APOYOS ELASTOMERICOS

El desarrollo selecciona los apoyos a utilizar dentro de un catálogo interno. Para ello se hace una estimación de las deformaciones de dichos apoyos por efecto de la fluencia y de la retracción, se evalúa la fuerza de frenado y la acción del viento, y en su caso se determinan los repartos de acciones horizontales considerando la estructura en su conjunto (pilas y apoyos). Con todo ello comprueba que el apoyo elegido cumple las limitaciones de resistencia y de deformación.

11. NORMATIVA CONSIDERADA

- "INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL" (EHE)
- "INSTRUCCIÓN RELATIVA A LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERA" (IAP) **MINISTERIO DE FOMENTO**
- "RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y PUESTA EN OBRA DE LOS APOYOS ELASTOMERICOS PARA PUENTES DE CARRETERA" **M.O.P.T.M.A.**

12. ANEJO DE CÁLCULO



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

GEOMETRÍA DEL TABLERO

Ancho medio del tablero (m): 9.00
 Ancho de la acera izq. (m): 0.50
 Ancho de la acera der. (m): 0.50
 Espesor de aceras (m): 0.80
 Canto medio losa (m): 0.25 (incluido encofrado perdido)
 Carga muerta repartida (m): 0.09 densidad: 24 kN/m³ (aglomerado, balasto, etc)
 Ídem añadida (m): 0.03 (recrecido según Norma)

 Canto encofrado perdido (m): 0.06
 Entrega encof. perdido (m): 0.10
 Canto total (m): 0.85 (máximo viga + losa)
 Vuelo izquierdo (m): 0.50
 Vuelo derecho (m): 0.50
 Numero de vigas : 4
 Ala superior (m): 1.00

*****COORDENADAS DE LAS ESQUINAS DEL TABLERO (m)*****

ESQUINA	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.00	0.00
2	9.00	0.00
3	0.00	9.10
4	9.00	9.10

DATOS GEOMÉTRICOS DE LA VIGA DE CÁLCULO

VIGA N°	LONGITUD (m)	ENTREGA 1 (m)	LUZ CALCULO (m)	ENTREGA 2 (m)	INTEREJE (m)	ANCHO TRIBUT. (m)	ESVIAJE g
2	9.60	0.25	9.10	0.25	2.67	2.67	100.0

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA SECCIÓN SIMPLE DE VIGA (centro de vano)

Canto= 0.600 m Inercia= 0.01096198 m4
 Ycg = 0.311 m Wxxi = 0.03521205 m3
 H-Ycg= 0.289 m Wxxs = 0.03797190 m3
 Area = 0.227 m2



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

DATOS DE LOS MATERIALES

Resistencia inicial del hormigon en viga (fck0):: 35.0 MPa
 Resistencia caracteristica del hormigon en viga (fck):: 45.0 MPa
 Coeficiente de minoracion (γ_c):: 1.5

Resistencia caracteristica del hormigon en losa (fck):: 25.0 MPa
 Coeficiente de minoracion (γ_c):: 1.5

Limite elastico de la armadura pasiva (fyk).....: 500 MPa
 Coeficiente de minoracion en viga (γ_s):: 1.15
 Coeficiente de minoracion en losa (γ_s):: 1.15

Limite elastico de la armadura activa (fyk).....: 1639 MPa
 Carga unitaria maxima (fmax).....: 1863 MPa
 Coeficiente de minoracion (γ_s):: 1.15

Tension de pretensado de la armadura activa SUPERIOR..: 1373 MPa
 Area del cable utilizado SUPERIOR.....: 1.4 cm2
 Tension de pretensado de la armadura activa INFERIOR..: 1373 MPa
 Area del cable utilizado INFERIOR.....: 1.4 cm2

DEFINICIÓN DEL AMBIENTE PARA EL QUE SE HACEN LAS COMPROBACIONES

Clase general de exposición.....: IIa
 Clase específica de exposición.....: -
 Recubrimiento nominal (mm).....: 20

	Tensiones Admisibles	
	Compresión	Tracción
En viga al pretensar:	$\sigma_c = 21.0$ MPa	$f_{ct,m} = 3.2$ MPa
En viga con sobrecargas:	$\sigma_c = 27.0$ MPa	$f_{ct,m} = 3.8$ MPa
En losa con sobrecargas:	$\sigma_c = 15.0$ MPa	

NOTA: La compresión se comprobará en la combinación característica y la tracción en la combinación frecuente. Mientras que la primera se debe verificar siempre según EHE Art. 49.2.1, la segunda no viene limitada, aunque se considera que es el límite a partir del que se puede producir fisuración (según EHE Art. 49.2.5).

MÓDULOS DE DEFORMACIÓN CONSIDERADOS

Las comprobaciones tensionales se hacen considerando los siguientes valores:

Hormigón de viga, inicial.....: $E_{c,i} = 29.8$ GPa
 Hormigón de viga, a 28 días.....: $E_c = 31.9$ GPa
 Hormigón de losa, a 28 días.....: $E_{c,l} = 27.3$ GPa
 Armadura pasiva.....: $E_s = 200.0$ GPa
 Armadura activa.....: $E_p = 190.0$ GPa



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ACCIONES DIRECTAS CARACTERISTICAS SOBRE EL TABLERO

Norma de Acciones considerada: O.M. Febrero 1.998 - IAP

PERMANENTES	Peso propio viga	=	5.57 KN/m	
	Peso propio losa sobre viga	=	6.1 KN/m ²	
	Peso de Aceras	=	20.00 KN/m ²	
Carga repartida (incl. Recrecido)	=	2.88 KN/m ²		
	Peso barandilla izquierda	=	0.0 KN/m	(Se aplica en borde exterior de acera)
	Peso barandilla derecha	=	0.0 KN/m	
	Peso barrera izquierda	=	0.0 KN/m	(Se aplica en borde interior de acera)
	Peso barrera derecha	=	0.0 KN/m	
	Sobrecarga de tierras	=	0.0 KN/m ²	
VARIABLES	Sobrecarga uniforme	=	4.0 KN/m ²	
	Sobrec. puntuales (carro)	=	600 KN	

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ESFUERZOS ACTUANTES EN LA VIGA SEGÚN PROGRAMA PVD00

MOMENTOS LONGITUDINALES EN VIGA MÁS DESFAVORABLE (m·kN)

VIGA	M PPV	M PPL	M PM	M SCU	M CARRO	M SUMA
2	58	169	86	118	569	1000

CORTANTES EN VIGA MÁS DESFAVORABLE (kN)

VIGA	V PPV	V PPL	V PM	V SCU	V CARRO	V SUMA
2	25.3	74.3	37.7	52.0	365.8	555.1

TORSOR MÁXIMO ASOCIADO AL CORTANTE MÁXIMO (m·kN): 1.569

Los esfuerzos en las demás vigas que forman el tablero son menos desfavorables a efectos de diseño de armaduras y comprobación de los correspondientes Estados Límite. El diseño de esta viga se aplicará a las demás.

Los valores se refieren a los siguientes conceptos, con cargas características:

Cargas permanentes

PPV Peso Propio de Viga

PPL Peso Propio de Losa

PM Peso Muerto: aceras, aglomerado, recrecido, barandillas, tierras.

Sobrecargas (acciones variables)

SCU Sobrecarga Uniforme

CARRO Sobrecargas puntuales (Carro, 1 ó 2 unidades según Norma de Acciones considerada)



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

El valor representativo de una acción variable se obtiene afectando su valor característico por el factor que se indica a continuación. La nomenclatura es la recogida en la EHE Art. 11, y los valores son los siguientes:

Valor frecuente: $\psi_1 = 0.50$

Valor cuasipermanente: $\psi_2 = 0.20$

OTRAS ACCIONES

No se consideran acciones accidentales tales como impactos de vehículos, actos vandálicos, sismo, etc, a no ser que se indique específicamente.

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Respecto a las vigas se consideran los siguientes:

- E.L.U. rotura, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- E.L.U. deslizamiento entre materiales que trabajan solidariamente (rasante).

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones son los que figuran en la EHE, tabla 12.1.a, para situación persistente o transitoria, y se resumen en los siguientes:

Carga permanente: $\gamma_G = 1.35$

Pretensado: $\gamma_P = 1.00$

Permanente de valor no constante: $\gamma_{G^*} = 1.50 (*)$

Variable: $\gamma_Q = 1.50$

(*) El coeficiente de mayoración que se aplica a los esfuerzos debidos al peso de las tierras, caso de existir, es el mismo que el considerado para las sobrecargas.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Respecto a las vigas se consideran los siguientes:

- E.L.S. de tensiones normales y fisuración.
- E.L.S. de deformación: (se realiza solo una estimación de deformaciones).

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones son los que figuran en la EHE tabla 12.2, para armadura pretesa, con $\gamma_P=0.95$ ó $\gamma_P=1.05$ según resulte más desfavorable.

COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS

A los efectos de comprobación de los Estados Límite indicados que deben verificar las vigas, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los criterios y nomenclatura marcados en la EHE Art. 13:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}^0$$

APLICACIÓN A LA SECCIÓN EVOLUTIVA

Los E.L. enunciados se aplican en las fases de: pretensado, hormigonado de losa sobre la viga (ambos actúan sobre viga sola), y servicio a tiempo infinito (sobre sección compuesta), considerando en cada fase la sección resistente y las acciones que correspondan.



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ARMADURA TRANSVERSAL DE ALMA: INTRODUCCIÓN DE PRETENSADO Y CORTANTE EHE Art. 44

DATOS COMPLEMENTARIOS NECESARIOS PARA REALIZAR EL CÁLCULO

1/tangente ángulo armaduras transv. y eje pieza 0.00
 Resistencia media a tracción del hormigón 3.8 MPa
 Resistencia de cálculo de la armadura pasiva longitudinal tra 400.0 MPa
 Resistencia de cálculo de la armadura activa longitudinal tra 1425.2 MPa

CÁLCULOS DE ARMADO DE ALMAS EN LAS SECCIONES EN ESTUDIO, A DISTANCIA=X METROS DEL APOYO

MAGNITUD	UDS.	ZONAS						
		1	2	3	4	5	6	7
Abscisa X desde eje apoyo	m	0.10	0.90	0.90	1.90	3.60	3.60	3.60
Vrd	KN	799	696	696	568	356	356	356
Td, torsor	m·KN	2	2	2	1	0	0	0
d (canto útil)	m	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Nd	KN	-306	-1258	-1258	-1531	-1531	-1531	-1531
As long	cm ²	6.6	1.3	6.8	4.9	0.0	0.0	0.0
Ap disponible	cm ²	2.8	9.2	9.2	11.2	11.2	11.2	11.2
σ'_{cd}	MPa	-0.34	-1.41	-1.41	-1.71	-1.71	-1.71	-1.71
σ_{xd}	MPa	-0.38	-1.58	-1.58	-1.92	-1.92	-1.92	-1.92
K		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b ₀	m	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
Vu _l	KN	863	863	785	691	691	691	691
Tu _l	m·KN	462	462	421	370	370	370	370
¿CUMPLE COMPR. OBLICUA?		SI						
cotg θ		0.95	0.95	1.56	2.00	2.00	2.00	2.00
ξ		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
ρ_l		0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
cotg θ_e		--	1.19	1.19	1.23	1.23	1.23	1.23
β		--	0.65	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00
Vcu	KN	--	53	46	0	0	0	0
Vsu	KN	--	642	650	568	356	356	356
A α Cortante	cm ² /m	15.7	23.5	14.5	9.9	6.2	6.2	6.2
A α torsión	cm ² /m	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
A α Introd pretens.	cm ² /m	9.9	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
A α Total	cm ² /m	25.7	25.6	14.5	9.9	6.2	6.2	6.2
Long tramo teorica	Long.	15	140	100	170	0	0	55

ZONAS	1	2	3	4	5	6	7
N° ramas por estribo	2	2	2	2	2	2	2
N° estribos del tramo	3	24	10	12	0	0	2
ϕ con el que se armara el tramo	10	10	10	10	10	10	10
Separación estribos en el tramo	6	6	10	15	25	25	25
Long. Tramo real (cm)	18	144	100	180	0	0	38.0



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ARMADURA LONGITUDINAL DE APOYO

EHE Art. 44.2.3.4.2.

El resultado se refiere a la armadura pasiva que hay que añadir a la de pretensado, desde el extremo de la viga.

La longitud de esta armadura se extiende hasta que la de pretensado es capaz de absorber totalmente el incremento de tracción que se indica en la EHE. A partir de allí se prolongará en una longitud igual a la de anclaje.

La longitud hacia el extremo de la viga se determina alcanzando la longitud de anclaje desde el borde interior del apoyo y considerando la reducción de longitud por la relación entre cuantía dispuesta y necesaria. Si es necesario, se dispone patilla con una longitud igual o superior a la mínima, según el diámetro de la barra empleada.

RESULTADOS

Cuantía necesaria: 6.84 cm²
 Longitud de armadura necesaria: 4.93 m, (desde el extremo de la viga)
 Longitud de anclaje barra ϕ 16: 0.34 m
 Longitud de patilla necesaria: 0.00 m

Nº de barras ϕ 16 necesarias: 4 uds. por cada extremo 0 493

ARMADURA LONGITUDINAL DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXIÓN

Esta armadura pasiva complementa a la de pretensado en el caso de que éste no sea capaz de verificar el E.L.U. Tensiones normales por sí solo, en la zona central de la viga.

Cuantía necesaria por rotura a flexión 0.00 cm² B500S *
 Longitud necesaria del refuerzo según el cálculo 0.00 m + ANCLAJES *

* Equivalente a 0 cables Y1860S7 sin pretensar de 0.00 m de longitud total

Estas armaduras pueden decalar su longitud para ajustarse a la variación de la envolvente de esfuerzos flectores positivos, prolongándose más allá de donde dejan de ser necesarias una longitud igual a un canto útil más la longitud de anclaje que le corresponda. La distribución obtenida es la siguiente:

	Posición A	Posición B	Posición C	Posición D
Nº barras Uds.	0	0	0	0
ϕ mm	0	0	0	0
Desarrollo m	0.00	0.00	0.00	0.00



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ARMADURA DE CONEXIÓN VIGA - LOSA
ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR RASANTE EN JUNTAS ENTRE HORMIGONES
EHE Art. 47.2

Se considera la junta entre viga y losa como dúctil, según se define en EHE Art 47.3 dado que se verifican las condiciones necesarias respecto a variación de esfuerzos en la longitud de redistribución plástica considerada, y que se dispone la cuantía mínima necesaria, dada la superficie activa a rasante contemplada.

La Fuerza rasante que solicita el área de la junta es igual al volumen de compresiones en el hormigón por encima de la junta (en flexión positiva), y es igual al volumen de tracciones en E.L.U. Flexión, es decir, $F_r=1,596.17$ KN.

Longitud de redistribución considerada $a_r= 4.8$ m
 Superficie de contacto por metro de junta $p= 0.8$ m
 Tensión rasante media $\tau_{,md}= 0.42$ MPa

Ángulo formado por las barras con el plano de la junta $\alpha= 1.57$ rad
 Tensión externa de cálculo, normal al plano de la junta $\sigma_{cd}= 0.006$ MPa
 Coeficiente de adherencia entre hormigones $\beta= 0.40$
 Coeficiente de rozamiento entre hormigones $\mu= 0.90$
 Resist. de cálculo a tracción del hormigón más debil $f_{ctd,2}= 1.20$ MPa

Rasante absorbido por adherencia entre hormigones $\tau_1= 0.479$ MPa
 Rasante absorbido por rozamiento entre hormigones $\tau_3= 0.006$ MPa
 Rasante absorbido por tracción de las armaduras $\tau_2= 0$ MPa

Sección barras necesarias para coser la junta, eficazmente ancladas, en la longitud a_r $A_{st} \cdot a_r= 0$ cm²

ZONAS	1	2	3	4	5	6	7
Nº ramas por cada estribo y alma	2	2	2	2	2	2	2
Estribos para cumplir mínimo	0	0	0	0	0	0	0
Estribos para cumplir cuantía nec	0	0	0	0	0	0	0
Total estribos a disponer por alma	0	0	0	0	0	0	0
∅ con el que se armará el tramo	-	-	-	-	-	-	-
Armadura dispuesta cm ² /m	26.2	26.2	15.7	10.5	0.0	0.0	8.3
Armadura dispuesta cm ²	4.7	37.7	15.7	18.8	0.0	0.0	3.1

Total armadura disponible en la longitud a_r 80.11 cm²

Cumple la cuantía necesaria en la longitud de redistribución plástica considerada.

-No es necesario disponer estribos de rasante que complementen a la armadura saliente



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ARMADURA DEL ALA INFERIOR.
EHE Art. 44.2.3.5

OBTENCIÓN DE τ_{md} PARA RASANTE ENTRE ALA INFERIOR Y ALMA

Tracción en E.L.U. Flexión, exterior al alma, por cada lado $\Delta Fd=$ 798 KN
 Canto del ala inferior en la sección junto al alma $h_0=$ 0.23 m
 Longitud de redistribución plástica considerada $ar=$ 4.80 m
 Esfuerzo rasante medio por unidad de longitud $Sd=$ 166.3 KN/m
 Valor de tensión rasante obtenido $\tau_{,md}=$ 0.72 MPa

COMPROBACIÓN DE AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA

Coeficiente de resistencia para alas traccionadas $cr=$ 0.4
 Resistencia a compresión del hormigón $f_{lcd}=cr \cdot f_{cd}=$ 12 MPa
 Esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua $S_{ul}=$ 1380 KN/m
 Cumple la resistencia a agotamiento por compresión oblicua del alma

COMPROBACIÓN DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN

Resistencia de cálculo de las armaduras $f_{yp,d}=$ 400 MPa
 Armadura necesaria, perpendicular al plano de cálculo, en ar 29.6 cm²
 Total armadura disponible en la longitud ar 51.3 cm²

La armadura inferior también debe verificar las condiciones necesarias como refuerzo por introducción de pretensado y de torsión.

En la tabla siguiente se reflejan las comprobaciones correspondientes.

DATOS Y CÁLCULOS DE ARMADO DEL ALA INFERIOR

ZONAS	1	2	3	4	5	6	7
$A\alpha$ Introd pretens. + $A\alpha$ torsión	9.9	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Nº ramas por estribo	2	2	2	2	2	2	2
Nº estribos del tramo	3	24	10	12	0	0	2
\varnothing con el que se armará el tramo	8	8	8	8	8	8	8
Separación estribos en el tramo	6	6	10	15	0	0	19
Armadura dispuesta cm ² /m	16.8	16.8	10.1	6.7	0.0	0.0	5.3
¿CUMPLE cuantía neces. por zona?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Armadura dispuesta cm ²	3.0	24.1	10.1	12.1	0.0	0.0	2.0



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ARMADURA DEL ALA SUPERIOR.

EHE Art. 44.2.3.5

OBTENCIÓN DE τ_{md} PARA RASANTE ENTRE ALA SUPERIOR Y ALMA

Compresión, en E.L.U. Flexión, exterior al alma, por cada lado $\Delta Fd = 0 \text{ KN}$
Canto del ala superior en la sección junto al alma $h_0 = 0.16 \text{ m}$
Longitud de redistribución plástica considerada $ar = 4.80 \text{ m}$
Esfuerzo rasante medio por unidad de longitud $Sd = 0.0 \text{ KN/m}$
Valor de tensión rasante obtenido $\tau_{md} = 0.00 \text{ MPa}$

COMPROBACIÓN DE AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA

Coefficiente de resistencia para alas comprimidas $cr = 0.6$
Resistencia a compresión del hormigón $f_{lcd} = cr \cdot f_{cd} = 18.00 \text{ MPa}$
Esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua $S_{ul} = 1440 \text{ KN/m}$
Cumple la resistencia a agotamiento por compresión oblicua del alma

COMPROBACIÓN DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN

Resistencia de cálculo de las armaduras $f_{yp,d} = 400 \text{ MPa}$
Armadura necesaria, perpendicular al plano de cálculo, en ar 10.31 cm^2
Total armadura disponible en la longitud ar 25.64 cm^2

La armadura del ala superior también debe resistir la flexión a la que se puede someter a ésta durante el montaje y ejecución de la losa superior.

Armadura necesaria para resistir la flexión $A_s = 2.15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esta armadura se considera la mínima que debe haber en cualquier abscisa.

En la tabla siguiente se reflejan las comprobaciones correspondientes.

DATOS Y CÁLCULOS DE ARMADO DEL ALA SUPERIOR

ZONAS	1	2	3	4	5	6	7
Aa mínima	2.1	2.1	2.1	2.1	0.0	0.0	2.1
Nº ramas por estribo	1	1	1	1	1	1	1
Nº estribos del tramo	3	24	10	12	0	0	2
∅ con el que se armará el tramo	8	8	8	8	8	8	8
Separación estribos en el tramo	6	6	10	15	0	0	19
Armadura dispuesta cm^2/m	8.4	8.4	5.0	3.4	0.0	0.0	2.6
¿CUMPLE cuantía neces. por zona?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Armadura dispuesta cm^2	1.5	12.1	5.0	6.0	0.0	0.0	1.0



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

COMPROBACIÓN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE TENSIONES NORMALES

Se ha realizado la comprobación de tensiones acumuladas en secciones a varias distancias del extremo, en las fibras superior e inferior de la viga y superior de losa. En cada sección se han considerado:

- * Los esfuerzos actuantes.
- * Las secciones existentes de hormigón y armaduras, en cada fase.
- * La ponderación del pretensado con el factor 1.05 o bien 0.95 según resulte más desfavorable.
- * Los cables de pretensado disponibles, total o parcialmente anclados, según su distancia al extremo, más la armadura pasiva de refuerzo que exista, suficientemente anclada.
- * Las pérdidas de pretensado correspondientes.

Se han verificado en todas las secciones las siguientes condiciones:

- *Bajo ninguna combinación de acciones se supera la compresión admisible de valor 27.0 MPa en viga ni 15.0 MPa en losa.
- *Bajo la combinación de acciones frecuentes no se supera la tracción admisible de valor -3.8 MPa en viga.
- *Para la viga en la fase de introducción de pretensado con la resistencia característica del hormigón alcanzada en ese momento, de 35.00 MPa, no se superan ni la compresión admisible de 21.00 MPa, ni la tracción admisible de -3.21 MPa.

FISURACIÓN POR FLEXIÓN

- * **Fisuración por tracción:** Se ha verificado en todas las secciones que el incremento de tracción de la armadura activa, debido a la acción de todas las cargas desde la introducción del pretensado, es inferior a 200 MPa, por lo que según el artículo 49.2.5 de la EHE, se puede suponer que no se ha alcanzado una abertura de fisura superior a 0,2 mm.
- * Añadidamente, se verifica que bajo la combinación de cargas frecuente no se supera la tracción admisible por el hormigón.
- * **Fisuración por compresión:** se verifican los límites de compresión sin superar el valor $0.6 \cdot f_{ck}$ como se indica más arriba.
- *Bajo la combinación de acciones cuasipermanentes las armaduras activas inferiores se encuentran en la zona comprimida de la sección.

HORMIGONADO DE LOSA

- * Se considera que el hormigonado de losa se realiza en 1 única fase, a efectos de cálculo de tensiones y deformaciones. En cualquier caso el hormigonado se realizará de acuerdo con las prescripciones orientadas a evitar el giro imprevisto de las vigas y excesos de carga puntuales.



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS CONSIDERADOS

Dados los esfuerzos máximos obtenidos en el centro de vano, a continuación se describen los valores correspondientes a la envolvente de dichos esfuerzos en cada una de las abscisas de comprobación.

SECCIÓN REPRESENTATIVA	Distancia al eje de apoyo (m)	Po	Poo	PPV	PPL 1	PPL 2	CM	SCU	CARRO
		(kN)	(kN)	(m·kN)	(m·kN)	(m·kN)	(m·kN)	(m·kN)	(m·kN)
Centro de vano	4.55	1819	1531	58	169	0	86	118	569
Eje apoyo	0.00	628	525	0	0	0	0	0	0
Fin transmision pretensado	1.15	1815	1531	25	75	0	38	52	282
Intermedia	2.28	1817	1531	43	127	0	64	89	387
Final env. Z1	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z1	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z2	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z2	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z3	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z3	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z4	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z4	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z5	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z5	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z6	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z6	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z7	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z7	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z8	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z8	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z9	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z9	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z10	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z10	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z11	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z11	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z12	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z12	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Final env. Z13	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicio env. Z13	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0

Po = Fuerza de pretensado inicial.

Poo = Fuerza de pretensado a tiempo infinito.

PPV, PPL, CM, SCU, CARRO se refieren respectivamente a Peso Propio de Viga, de Losa, Carga Muerta, Sobrecarga Uniforme y Carro.

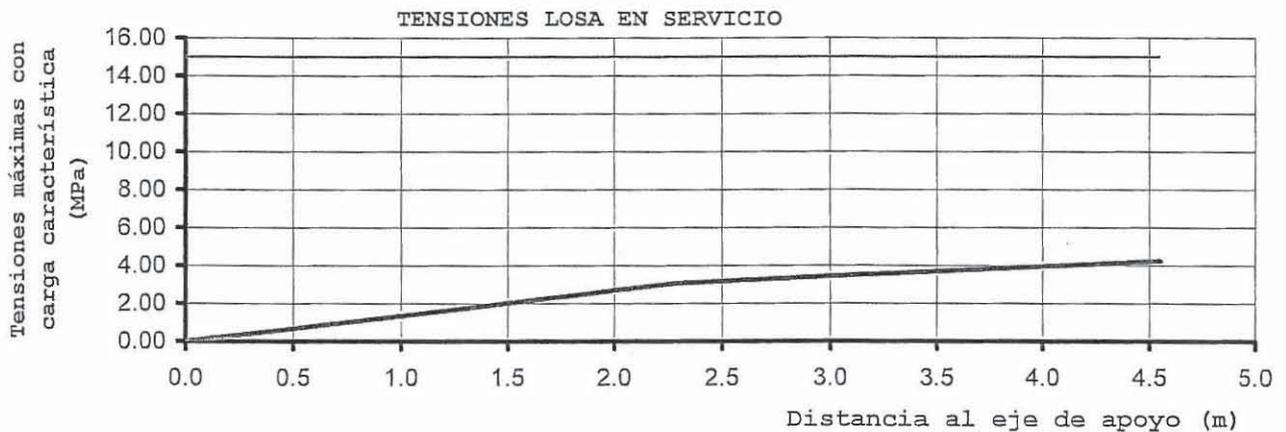
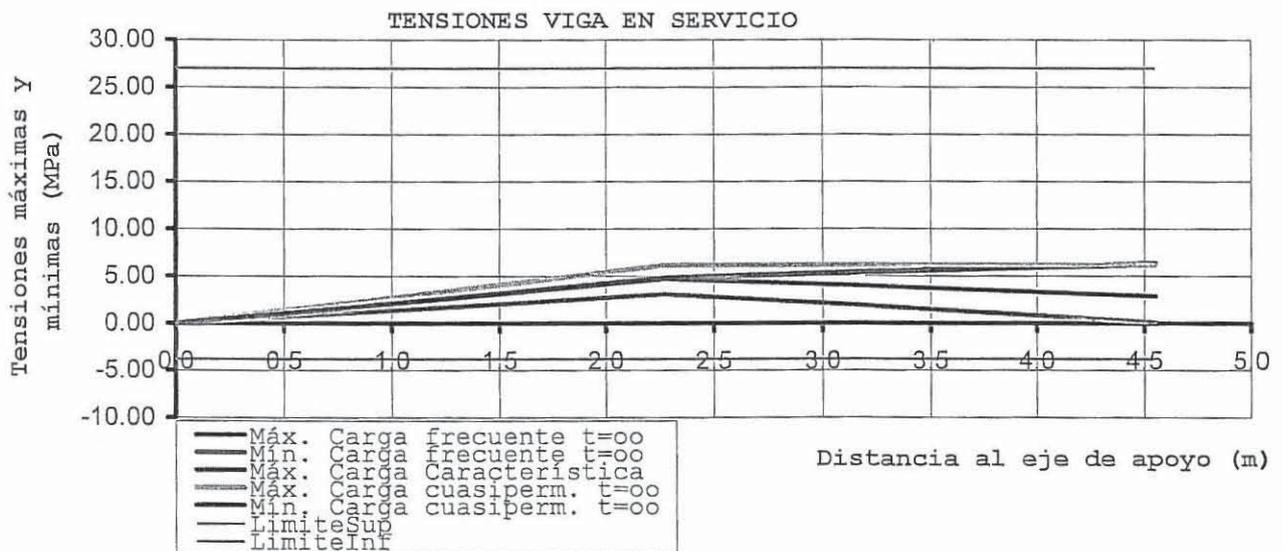
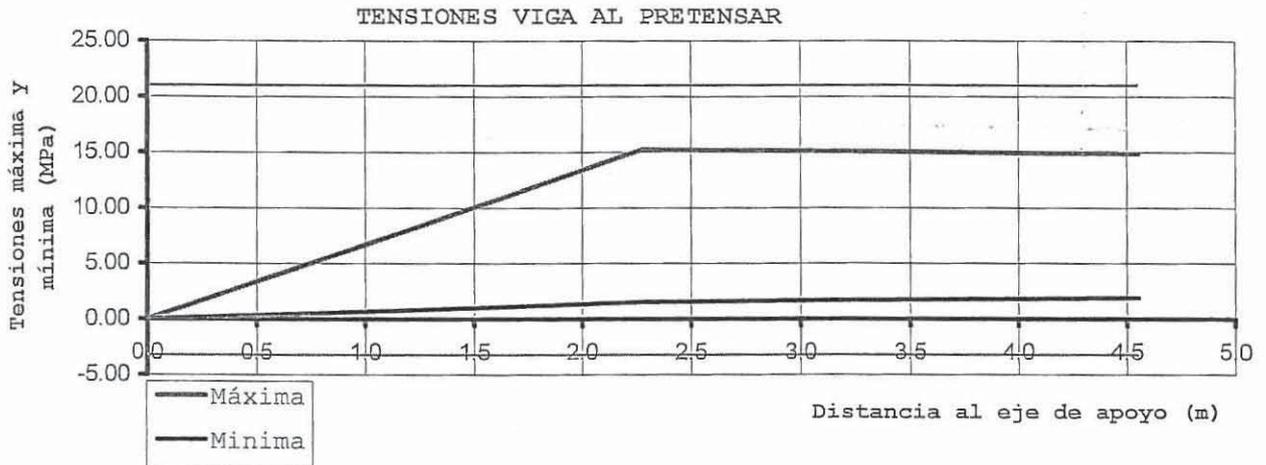
(*) Se considera que el pretesado se introduce siguiendo una ley lineal en una longitud de 1.40 m. Las longitudes propuestas por las diversas Normas Nacionales o Internacionales arrojan valores entre 90 y 200 cm.



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

GRÁFICOS DE TENSIONES ACUMULADAS EN VIGA Y LOSA



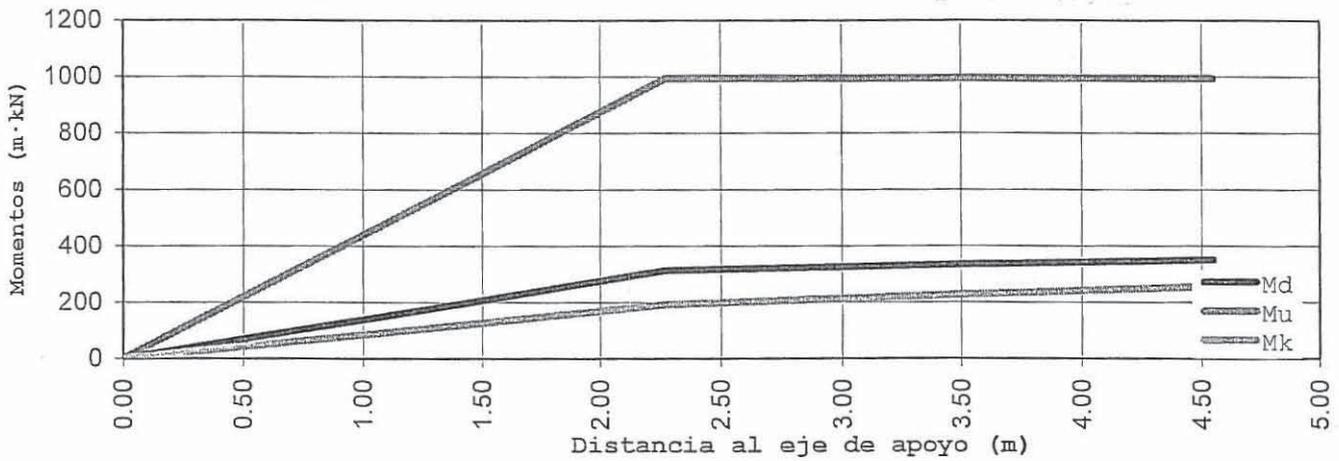


CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

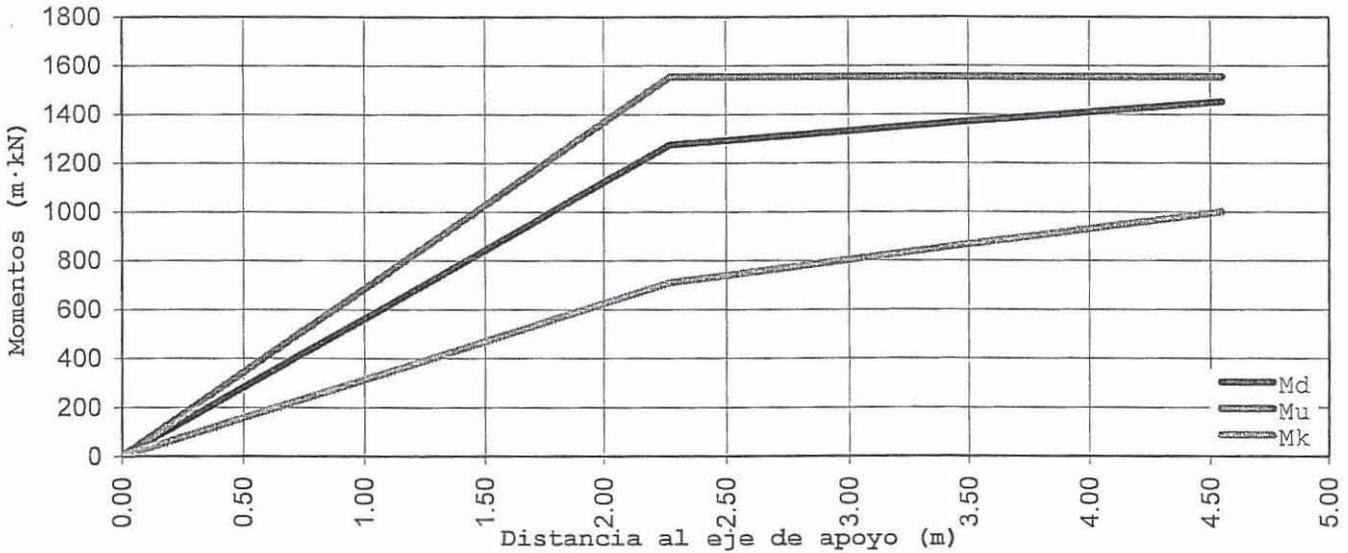
ArmadoEHEv40

GRÁFICOS DE COMPROBACIÓN DE E.L.U TENSIONES NORMALES

ESFUERZOS FLECTORES EN CONSTRUCCIÓN



ESFUERZOS FLECTORES EN SERVICIO



* Se representa $M_d=0$ y $M_u=0$ en el apoyo ($x=0$) por simplicidad, pero en el cálculo se ha contemplado también allí el decalaje de la ley de momentos.



CLIENTE: COVSA
 OBRA: PONTON EN A BARCALA.
 EXPEDIENTE: 20080714
 CÁLCULO: 80714A1
 VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ESTIMACIÓN DE DEFORMACIONES EN VIGA

Este apartado se incluye a título meramente orientativo acerca de las deformaciones previsibles de la viga en cada una de las fases de carga a las que se verá sometida.

NOTAS IMPORTANTES

* El valor real de las deformaciones (y en particular las debidas al pretensado más peso propio de la viga) viene fuertemente condicionado por aspectos muy difíciles de cuantificar, tales como edad y resistencia del hormigón (siempre superior al mínimo que se estipule) en el instante de introducción del pretensado; historia de condiciones ambientales; composición de los áridos y dosificación del hormigón; duración del acopio; deformaciones debidas a asentamientos producidos en las primeras etapas de vida de la estructura (por ejemplo de los apoyos); eventualidades imprevisibles durante la manipulación, acopio y montaje; geometría y características reales de la losa vertida "in-situ" y cargas muertas; edad a la que se desee comprobar la deformación, etc.

* Las deformaciones debidas a sobrecargas de cálculo son valores ficticios ya que en realidad las cargas reales nunca serán como las consideradas.

* La flecha debida al peso de la losa incluye una estimación del efecto de la contraflecha acumulada hasta ese momento, suponiendo que la losa se ejecute sin reflejar esa deformación.

* Se considera que el hormigonado de losa se realiza en 1 única fase, a efectos de cálculo de tensiones y deformaciones. En cualquier caso el hormigonado se realizará de acuerdo con las prescripciones orientadas a evitar el giro imprevisto de las vigas y excesos de carga puntuales.

* Se ha considerado un aumento progresivo del módulo de deformación (se dan los valores en la tabla) para la estimación de flechas diferidas, relacionado con el aumento de resistencia que presentará el hormigón a largo plazo.

		Fases de introducción de carga							
		Pretensado	Peso propio de viga	Peso p. losa (fase 1)	Peso p. losa (fase 2)	Cargas permanentes	Sobrecarga uniforme	Carro	Pérdidas de pretensado
Módulo elástico estimado	GPa	29.8	29.8	31.9	31.9	33.5	34.2	34.2	36.7
Giro en apoyos	rad·10 ⁻³	-3.9	0.5	1.0	0.0	0.2	0.2	0.9	0.4
Giro acumulado	rad·10 ⁻³	-3.9	-3.4	-2.4	-2.4	-2.3	-2.1	-1.3	-0.8
Flecha en centro de vano	cm	-0.9	0.15	0.28	0.00	0.04	0.04	0.26	0.10
Flecha acumulada	cm	-0.9	-0.74	-0.47	-0.47	-0.42	-0.38	-0.12	-0.02

RESUMEN

Flecha estimada viga en acopio: -0.74 cm = Lc/-1,225
 Flecha estimada estructura abierta al servicio: -0.42 cm = Lc/-2,153
 Ídem a tiempo infinito: -0.32 cm = Lc/-2,804



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

MOMENTOS TRANSVERSALES POR METRO DE ANCHO EN LOSA DEBIDOS AL EMPARRILLADO
(m·t)

BANDA	MTPM+	MTPM-	MTSCU+	MTSCU-	MTCARRO+	MTCARRO-	MT.TOT+	MT.TOT-
1 ZC	.04	0.00	.07	-.12	.09	-.26	.17	-.34
1 ZE	0.00	-.17	.38	-0.00	.71	-.16	.91	-.34
2 ZC	0.00	-.04	.12	-.15	.35	-.22	.45	-.37
2 ZE	0.00	-.04	.31	-0.00	.22	-.02	.49	-.06
3 ZC	0.00	-.09	.26	-.25	.71	-.45	.92	-.73
3 ZE	.02	0.00	.29	-.01	.02	-.08	.34	-.08
4 ZC	0.00	-.14	.37	-.36	1.04	-.60	1.33	-1.02
4 ZE	.04	0.00	.32	-.05	.04	-.19	.40	-.19
5 ZC	0.00	-.17	.45	-.44	1.31	-.76	1.66	-1.28
5 ZE	.06	0.00	.33	-.07	.04	-.21	.43	-.23
6 ZC	0.00	-.18	.50	-.50	1.49	-.87	1.87	-1.45
6 ZE	.06	0.00	.33	-.08	.04	-.26	.44	-.28
7 ZC	0.00	-.19	.51	-.51	1.56	-.91	1.95	-1.51
7 ZE	.07	0.00	.34	-.08	.03	-.28	.44	-.30
8 ZC	0.00	-.18	.50	-.50	1.49	-.87	1.87	-1.45
8 ZE	.06	0.00	.33	-.08	.04	-.26	.44	-.28
9 ZC	0.00	-.17	.45	-.44	1.31	-.76	1.66	-1.28
9 ZE	.06	0.00	.33	-.07	.04	-.21	.43	-.23
10 ZC	0.00	-.14	.37	-.36	1.04	-.60	1.33	-1.02
10 ZE	.04	0.00	.32	-.05	.04	-.19	.40	-.19
11 ZC	0.00	-.09	.26	-.25	.71	-.45	.92	-.73
11 ZE	.02	0.00	.29	-.01	.02	-.08	.34	-.08
12 ZC	0.00	-.04	.12	-.15	.35	-.22	.45	-.37
12 ZE	0.00	-.04	.31	-0.00	.22	-.02	.49	-.06
13 ZC	.04	0.00	.07	-.12	.09	-.26	.17	-.34
13 ZE	0.00	-.17	.38	-0.00	.71	-.16	.91	-.34



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

MOMENTOS LOCALIZADOS EN LOSA/POR METRO DEBIDOS A SOBRECARGA CARRO Y C.PERM.
(m·t)

BANDA	MTLOCSCU+	MTLOCSCU-	MTLOCCARRO+	MTLOCCARRO-	MTLOCPM+	MTLOCPM-
1	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
2	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
3	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
4	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
5	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
6	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
7	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
8	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
9	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
10	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
11	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
12	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25
13	.23	-.23	3.53	-3.53	.17	-.17
	voladizo	-.05		0.00		-.25



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ARMADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA (T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
BANDA: 1				
INFERIOR	47.47 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	30.63 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 2				
INFERIOR	42.05 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	32.09 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 3				
INFERIOR	43.33 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	34.70 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA: 4				
INFERIOR	47.51 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	37.08 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 5				
INFERIOR	50.91 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	38.68 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 6				
INFERIOR	53.13 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	39.46 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 7				
INFERIOR	53.92 T	7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR	39.31 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA: 8				
INFERIOR	53.13 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	39.46 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

ARMADURA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA LOSA DEL TABLERO POR BANDAS

ARMADURAS LOSA	CAPACIDAD MECANICA (T/m)	ARMADURA TRANSVERSAL	ARMADURA LONGITUDINAL	PESO
BANDA: 9				
INFERIOR	50.91 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	38.68 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA:10				
INFERIOR	47.51 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	37.08 T	8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2
BANDA:11				
INFERIOR	43.33 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	34.70 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA:12				
INFERIOR	42.05 T	5 D 16 pml	4 D 10 pml	10.38 Kg/m2
SUPERIOR	32.09 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2
BANDA:13				
INFERIOR	47.47 T	6 D 16 pml	4 D 10 pml	11.96 Kg/m2
SUPERIOR	30.63 T	7 D 12 pml	4 D 8 pml	7.83 Kg/m2

ARMADURA RECOMENDADA

INFERIOR		7 D 16 pml	5 D 10 pml	14.16 Kg/m2
SUPERIOR		8 D 12 pml	4 D 10 pml	9.60 Kg/m2

EXTENDIDO A TODO EL TABLERO



CLIENTE: COVSA
OBRA: PONTON EN A BARCALA.
EXPEDIENTE: 20080714
CÁLCULO: 80714A1
VIGA: I60A100

ArmadoEHEv40

REACCIONES DE LOS APOYOS (INCLUYENDO LAS ENTREGAS DE LAS VIGAS)
(Toneladas)

VIGA	NUDO	VIGA+LOSA	CM+SU+CARRO (Min	- Max)	TOTALES (Min	- Max)
1	1	11.80	7.65	37.88	19.45	49.68
1	61	11.80	7.65	37.88	19.45	49.68
2	2	15.20	5.01	44.02	20.22	59.22
2	62	15.20	5.01	44.02	20.22	59.22
3	3	15.20	4.69	42.85	19.89	58.06
3	63	15.20	4.69	42.85	19.89	58.06
4	4	15.20	5.01	44.02	20.22	59.22
4	64	15.20	5.01	44.02	20.22	59.22
5	5	11.80	7.65	37.88	19.45	49.68
5	65	11.80	7.65	37.88	19.45	49.68

REACCIONES MAXIMAS Y MINIMAS DE LAS VIGAS PARA

DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE CALCULO:

REACCION VERTICAL MAXIMA : 59.223 Tn.
REACCION VERTICAL MINIMA : 18.312 Tn.
FRENADO HORIZONTAL MAXIMO : 2.1 Tn.
VIENTO : 1.033 Tn.
GIRO en radianes : .009
DISTORSION en mm : 11.95

COMPROBACION DE ESFUERZOS EN APARATOS DE APOYO

OBRA : PONTÓN EN A BARCALA

REFERENCIA : 20080714

REFERENCIA DEL PUENTE : PONTÓN EN A BARCALA

TIPO APOYO : APOYO ELASTOMERICO ARMADO

200x250x52 CON CUÑA EMBEBIDA

MARCA DE IDENTIFICACIÓN DEL APOYO : NEO

UNIDADES : 8

Los apoyos suministrados cumplirán las especificaciones indicadas en la norma UNE EN 1337

Material de asiento	Superficie superior		hormigón prefabricado	
	Superficie inferior		mortero de cemento	
Presión de contacto media admitida (N/mm ²)	Sup. Superior	Servicio	12.5	
		Última	17.5	
	Sup. Inferior	Servicio	12.5	
		Última	17.5	
Carga de diseño (kN)	Estado Límite Último	Vertical	Máx; F _{zd máx}	711.56
			perm. F _{zd perm}	182.74
			Mín; F _{zd mín}	182.74
		Transversal; F _{yd}	12.26	
	Longitudinal; F _{xd}	28.00		
	Estado Límite de Servicio	Vertical; F _z	508.26	
		Transversal; F _y	3.76	
Longitudinal; F _x		20		
Traslación Impuesta (mm)	Estado Límite Último	Transversal v _y	0.00	
		Longitudinal v _x	8.92	
	Estado Límite de Servicio	Transversal	0.06	
		Longitudinal	6.37	
Rotación (radianes)	Estado Límite Último	Transversal (eje a); α _{b,d}	0.0000	
		Longitudinal (eje b); α _{a,d}	0.0090	
Dimensiones del apoyo (mm)	Transversal b (b>a)		250	
	Longitudinal a (a<b)		200	
	Altura Total		52	
Pendiente			0.55%	

Despiece	Espesor total (mm)	52
	Espesor capa de Caucho t (mm)	8
	Nº Capas de Caucho n	4
	Espesor Chapa de Acero (mm)	3
	Nº de Chapas de zunchado	5

MÓDULO DE CIZALLA G (Mpa)	0.9
MÓDULO DE COMPRESIBILIDAD E _b (Mpa)	2000

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Sobreespesor de caucho lateral, e_l (mm): 4.0
 Sobreespesor de caucho superior; e_s (mm): 2.5
 Sobreespesor de caucho inferior; e_i (mm): 2.5

Area efectiva A₁ (mm²): 46464

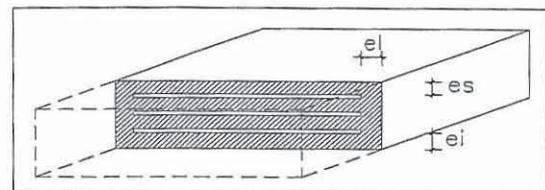
Area efectiva reducida A_r (mm²): 37813

Perímetro libre l_p (mm): 868

Esp. efectivo de una capa t_e (mm): 8

Esp. Total del elastómero en cizalla t₁ (mm): 37

Factor de forma S : 6.69



$$A_1 = a' b' \quad a' = a - 2.e_l \quad b' = b - 2.e_l$$

$$A_r = A_1 \left(1 - \frac{V_{z,d,r}}{a'} - \frac{V_{y,d}}{b'} \right)$$

$$l_p = 2.(a' + b')$$

$$S = \frac{A_1}{l_p \cdot t_e}$$

DEFORMACIÓN HORIZONTAL

Desplazamiento en la dirección de la dimensión a:	$v_{x,d}$ (mm) =	28.83
Desplazamiento en la dirección de la dimensión b:	$v_{y,d}$ (mm) =	8.72
Desplazamiento total:	$v_{xy,d}$ (mm) =	30.12

$$\begin{aligned} & \frac{F_{x,d}.n.t}{g.a.b} + v_x \\ & \frac{F_{y,d}.n.t}{g.a.b} + v_y \\ & v_{xy,d} = \sqrt{(v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2)} \end{aligned}$$

PRESIÓN BAJO APOYO

ELU	14.23 N/mm ²	$\frac{F_{x,d}}{a.b}$
ELS	10.17 N/mm ²	$\frac{F_{z,d}}{a.b}$

EN 1337-3 5.3.3 a) - DEFORMACION DE DISEÑO MÁXIMA

5.3.3.2 Por carga de compresión ($\epsilon_{c,d}$):	4.687	
5.3.3.3 Por deformación en cizalla ($\epsilon_{q,d}$):	0.814	< 1.00
5.3.3.4 Por rotación angular ($\epsilon_{\alpha,d}$):	0.648	

$$\begin{aligned} \xi_{c,d} &= \frac{1,5 \cdot F_{z,d}}{g \cdot A_r \cdot S} \\ \xi_{q,d} &= \frac{v_{xy,d}}{T_q} \\ \xi_{\alpha,d} &= \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d})}{2 \cdot n \cdot t^2} \\ \xi_{t,d} &= K_L \cdot (\xi_{c,d} + \xi_{q,d} + \xi_{\alpha,d}) \end{aligned}$$

$K_L =$	1	
Deformación total ($\epsilon_{t,d}$):	6.149	< 7.00

EN 1337-3 5.3.3 b) - ESFUERZOS DE TRACCIÓN MÁXIMOS EN LAS PLACAS DE REFUERZO

5.3.3.5 Espesor mínimo de las placas de acero t_s (mm) : **2.00** > **3.00** mm

K_p :	1.30
K_h :	1.00
γ_m :	1.00
f_y (N/mm ²):	235

$$t_s = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot 2 \cdot t \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}$$

EN 1337-3 5.3.3 c) - CONDICIONES DE ESTABILIDAD

5.3.3.6		
- Condición límite de rotación	2.21	> 0.58
Factor de rotación $K_{r,d}$:	3	
- Estabilidad a la torsión	18.82	< 24.09
- Condición de no deslizamiento F_{xyd} (kN) =	39.78	< 63.2742
Coefficiente de fricción μ_e :	0.35	
K_f :	0.60	
Levantamiento bajo cargas permanentes $\sigma_{cd,min}$ =	4.83 N/mm ²	> 3.00

$$\begin{aligned} v_{z,d} &\geq \frac{(a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d})}{K_{r,d}} \\ \frac{F_{z,d}}{A_r} &< \frac{2 \cdot a' \cdot g \cdot S_1}{3 \cdot n \cdot t} \\ F_{xyd} &\leq \mu_e \cdot F_{z,d \min} \\ \sigma_{cd \min} &= \frac{F_{z,d \min}}{A_r} \geq 3(N/mm^2) \end{aligned}$$

EN 1337-3 5.3.3.7 - Fuerzas, momentos y deformaciones ejercidas sobre la estructura

Fuerza horizontal (kN):	36.63
Momento longitudinal (eje paralelo a b) (mkN):	4.90
Momento longitudinal (eje paralelo a a) (mkN):	3.60
Flecha vertical (mm) v_c :	2.21

$$\begin{aligned} F_{xyd} &\leq \mu_e \cdot F_{z,d \min} \\ M_b &= g \cdot \frac{\alpha \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t^3 \cdot K_s} \\ M_a &= g \cdot \frac{\alpha \cdot a' \cdot b'^5}{n \cdot t^3 \cdot K_s} \\ v_c &= \sum \frac{F_z \cdot t_r}{A} \left(\frac{1}{5 \cdot g \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \end{aligned}$$

MEMORIA DE CÁLCULO

ESTRIBOS Y ALETAS DE CONTRAFUERTES

Índice:

1. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA
2. CÁLCULO ESTRIBOS
3. MODELO DE CALCULO
4. CALCULOS REALIZADOS
5. SALIDA DE ORDENADOR

1. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Se trata de la construcción de los muros prefabricados para constituir los estribos y aletas del Se trata de la construcción del tablero de la estructura *Sustitución de una obra de drenaje en A Barcala (A Estrada)* perteneciente a la obra del mismo nombre.

Los muros están formados por paneles nervados prefabricados colocados en obra. Posteriormente a su colocación, se ejecuta la zapata 'in situ' y los cargaderos 'in situ'.

2. CÁLCULO ESTRIBOS.

Los cálculos de los muros de la obra de referencia se han realizado mediante el programa CivilCAD2000 – Versión 54.1 . En este programa se parte de las cotas definidas de proyecto así como los diferentes parámetros que determinarán los esfuerzos en el muro:

- *Angulo de rozamiento interno del terreno en el trasdós: Se utiliza para a evaluar el E_a del terreno en el trasdós.*
- *Angulo de rozamiento terreno-hormigón en el trasdós: Se utiliza para evaluar la constante del empuje activo del terreno K_a en el cálculo del alzado del muro a flexión y a cortante.*
- *Angulo de rozamiento terreno-hormigón en la zapata: Se utiliza para evaluar la fuerza horizontal que el rozamiento zapata-terreno opone al deslizamiento del muro como consecuencia de la existencia de una fuerza vertical de la zapata sobre el terreno.*
- *Angulo de rozamiento interno del terreno existente "in situ" : se utiliza para evaluar el empuje pasivo actuante frente a la zarpa delantera del muro.*

En cuanto a las acciones se asignarán las sobrecargas en trasdós, densidades de hormigón y terreno así como en el caso del muro estribo los valores de las fuerzas horizontales y verticales tanto por cargas permanente como acciones variables debidas al tablero.

3. MODELO DE CALCULO

Las acciones actuantes en el muro son evaluadas de acuerdo con el esquema siguiente:

1. *Peso propio del hormigón: Se considera para el hormigón la densidad introducida. El peso de la zapata será el peso del volumen de hormigón total por el módulo actuando en el centro de la base de la misma. El peso del panel será el peso del alzado actuando en el centro de gravedad del mismo.*
2. *Peso propio de las tierras: Al terreno en el trasdós se le aplica la densidad definida para el relleno y a la zarpa delantera la densidad del terreno existente.*
3. *Empuje de tierras: Es evaluado en sus componentes activa y pasiva. En este caso bajo petición de proyecto no se ha considerado éste último. La expresión que se utiliza para evaluar la constante del empuje activo horizontal es:*

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(90 + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(90 - \delta)\text{sen}(90 + \beta)}} \right]^2}$$

4. *Acción de la sobrecarga: Esta acción tiene dos efectos sobre el muro: En primer lugar, induce un empuje horizontal en el trasdós del muro. Además realiza una acción vertical sobre la cara superior de la zapata.*

4. CALCULOS REALIZADOS

1. *Cálculo de la seguridad frente al deslizamiento: El valor del coeficiente de seguridad se establece como cociente entre las fuerzas estabilizadoras F_e y fuerzas desestabilizadoras horizontales $F_{h\text{desestabilizadoras}}$.*

El valor de F_e se obtiene de $F_e = F_{\text{vert}} \cdot \text{tg} \delta + F_{\text{est}}$.

De acuerdo con la EHE se realizan 4 cálculos diferentes tomando como resultado el mínimo valor obtenido:

- 1) *Situación persistente, tomando la sobrecarga en el trasdós como persistente.*
- 2) *Situación persistente, tomando (si la hubiera) el agua como carga predominante.*
- 3) *Situación persistente, tomando acciones variables del tablero como carga predominante.*
- 4) *Situación accidental.*

Todas estas acciones multiplicadas por los coeficientes determinado en la EHE. En los resultados que adjuntamos se dan los valores característicos de las fuerzas causadas por las distintas componentes de las acciones presentes. También se da el coeficiente de deslizamiento mínimo obtenido de los 4 cálculos realizados. El muro cumple, por tanto, con el estado último de deslizamiento cuando el coeficiente de seguridad supera la unidad.

2. Cálculo de seguridad frente a vuelco: *El valor del coeficiente de seguridad se establece como cociente entre momentos estabilizadores y momentos volcadores. De acuerdo con la EHE, se realizan 4 cálculos diferentes, tomando como resultado el mínimo valor obtenido:*

- a. *Situación persistente, tomando la sobrecarga en trasdós como carga predominante.*
- b. *Situación persistente, tomando el agua (si la hubiera) como carga predominante.*
- c. *Situación persistente, tomando las acciones variables del tablero como carga predominante.*
- d. *Situación accidental.*

En los cálculos adjuntos, se escriben los valores característicos de los momentos causados por las distintas componentes de las acciones presentes. También se da el mínimo valor del coeficiente de seguridad a vuelco. El muro cumple cuando este valor es mayor que la unidad.

3. Cálculo de las tensiones del terreno: *De acuerdo con la normativa existente se realizan 8 cálculos diferentes:*

- a. *Combinación característica, teniendo en cuenta solo la presencia de cargas permanentes.*

- b. *Combinación característica, tomando la sobrecarga en el trasdós como carga predominante.*
- c. *Combinación característica, tomando la acción del agua (si la hubiera) como carga predominante.*
- d. *Combinación característica, tomando las acciones variables del tablero como carga predominante.*
- e. *Combinación frecuente, tomando como sobrecarga en el trasdós predominante.*
- f. *Combinación frecuente, tomando la acción del agua predominante.*
- g. *Combinación frecuente, tomando las acciones variables del tablero como carga predominante.*
- h. *Combinación casi permanente.*

La tensión admisible de terreno considerada en el cálculo es de 3,50 Kg/cm².

En los cálculos adjuntos, se dan los valores de las tensiones en las 8 situaciones descritas. En primer lugar se indica si la ley de tensiones es triangular o trapezoidal. En el caso de trapezoidal, se da el valor de la tensión en los extremos anterior y posterior de la zapata. En el caso de triangular se da el valor de la tensión en el extremo anterior de la zapata y la longitud L del triángulo de tensiones que se formaría bajo la zapata. También se da el valor de las tensiones máxima y mínima en el terreno bajo la zapata en las 8 situaciones anteriormente descritas.

- 4. Cálculo del alzado del muro:** Para diversas secciones, con los valores de Md y Nd de cálculo, se establece la máxima armadura en la correspondiente sección.

Cálculo de la zapata del muro: Tras el encaje geométrico, se realiza el cálculo a rotura por flexión y por cortante en las secciones de la puntera y del talón en contacto con el alzado, tal como se establece en el apartado 59.4.2.1.1 de la norma EHE.

1.5 CALCULOS REALIZADOS

** CivilCAD2000 - Versión 54.1-4769 - Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís **

PROYECTO DE MURO DE CONTRAFUERTE

Nombre del proyecto : estribo 450-25

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES
=====

Resistencia característica del hormigón de la zapata : 250.000 Kg/cm2.
Resistencia característica del hormigón del alzado : 300.000 Kg/cm2.
Límite elástico del acero de la armadura pasiva : 5100.000 Kg/cm2.
Recubrimiento mecánico en zapata : 0.050 m.
Se dispone una sola capa de armadura en el panel, centrada en el mismo.
Recubrimiento mecánico en el trasdós del contrafuerte : 0.047 m.
Recubrimiento mecánico en las caras laterales del contrafuerte : 0.047 m.
Separación entre 2 filas de armaduras en trasdós del contrafuerte : 0.050 m.
Abertura de fisura máxima para la zapata : 0.300 mm.
Abertura de fisura máxima para el contrafuerte : 0.300 mm.

DEFINICION DEL TERRENO
=====

Densidad del terreno en trasdós : 1.800 T/m3.
Densidad del terreno existente : 1.800 T/m3.
Angulo de rozamiento interno del terreno en trasdós : 30.000 °.
Angulo de rozamiento interno del terreno existente : 30.000 °.
Angulo de rozamiento terreno-hormigón bajo la zapata : 30.000 °.
Angulo de rozamiento terreno-hormigón en el trasdós del alzado : 10.000 °.
Angulo de rozamiento terreno-terreno en el trasdós : 0.000 °.
Porosidad del terreno en trasdós (tanto por uno) : 0.000

CARGAS ACTUANTES EN EL MURO
=====

Peso propio. Densidad del hormigón : 2.500 T/m3
Sobrecarga en la superficie horizontal del trasdós : 1.000 T/m2.m.
Cota del nivel freático en trasdós : 2.000 m.
Cota del nivel freático en intradós : 1.000 m.
Aceleración sísmica a_c : 0.000 m/s2.
Fuerza horizontal permanente en el estribo : 0.000 T (por apoyo).
Fuerza vertical permanente en el estribo : 13.053 T (por apoyo).
Fuerza horizontal variable en el estribo : 2.876 T (por apoyo).
Fuerza vertical variable en el estribo : 37.773 T (por apoyo).

COEFICIENTES DE SEGURIDAD

	E.L.Servicio		E.L.Ultimo			
	E.F.	E.D.	Situación persistente		Situación accidental	
	E.F.	E.D.	E.F.	E.D.	E.F.	E.D.
Peso propio del hormigón	: 1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Peso propio de las tierras	: 1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Empuje del terreno	: 1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00
Acción de la sobrecarga	: 0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00
Acción del agua	: 0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00
Acción sísmica	: 0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
Acciones permanentes del tablero	: 1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Acciones variables del tablero	: 0.00	100	0.00	1.50	0.00	1.00

E.F. : Coeficiente para el efecto favorable.
 E.D. : Coeficiente para el efecto desfavorable.

Coeficientes de combinación
 Valor de combinación : 0.600
 Valor frecuente : 0.500
 Valor casi permanente : 0.20

Coeficientes de minoración de los materiales
 Situación persistente
 Hormigón: 1.500
 Acero: 1.150
 Situación accidental
 Hormigón: 1.300
 Acero: 1.000

MODULO 1:

Definición geométrica del módulo

Longitud : 2.400 m.
Cota de coronación en lado izquierdo : 5.500 m.
Cota de coronación en lado derecho : 5.500 m.
Cota de la zona de apoyos en el lado izquierdo : 4.500 m.
Cota de la zona de apoyos en el lado derecho : 4.500 m.
Cota inferior del terreno en lado izquierdo : 0.000 m.
Cota inferior del terreno en lado derecho : 0.000 m.
Cota de la cara superior de la zapata en lado izquierdo : 0.000 m.
Cota de la cara superior de la zapata en lado derecho : 0.000 m.

Zapata :

Canto de la zapata : 0.800 m.
Longitud de la zarpa delantera : 0.700 m.
Longitud de la zarpa trasera : 3.900 m.
Angulo lateral izquierdo de la zapata : 100.000 g
Angulo lateral derecho de la zapata : 100.000 g

Contrafuerte :

Número de nervios por módulo : 2
Separación entre nervios : 1.200 m.
Canto en coronación : 0.550 m.
Anchura en coronación : 0.200 m.
Talud en cara interior : 1(H): 10.000 (V).
Talud lateral : Vertical.

Panel :

Canto en coronación : 0.100 m.
Talud en cara interior : Vertical.
Altura libre del panel : 0.500 m.

Geometria del cargadero

Canto del cargadero : 0.500 m.
Anchura del cargadero : 1.100 m.
Anchura del murete de guarda : 0.250 m.
Anchura del apoyo de la losa de transición : 0.200 m.
Distancia del eje de apoyo al paramento exterior : 0.300 m.
Número de apoyos en el módulo : 1.000



Cálculo de la estabilidad del muro

El coeficiente de seguridad es el cociente entre efectos resistentes y efectos inductores al vuelco/deslizamiento. Ambos efectos están afectados por los coeficientes de seguridad y de combinación definidos por el usuario.

Coeficiente de seguridad al deslizamiento : 1.013
 No se ha considerado la acción del empuje pasivo del terreno.
 No se ha considerado la acc. vertical por empuje activo del terreno.

Fvert (T) : Fuerza vertical.
 Fhest (T) : Fuerza horizontal estabilizadora.
 Fhdes (T) : Fuerza horizontal desestabilizadora.

Acción	Fhest	Fhdes	Fvert
Peso propio de la zapata	: 0.000	0.000	22.080
Peso propio del panel	: 0.000	0.000	2.700
Peso propio del contrafuerte	: 0.000	0.000	7.800
Peso de tierras sobre la puntera	: 0.000	0.000	0.000
Peso de tierras en el talón	: 0.000	0.000	81.864
Empuje activo	: 0.000	28.577	0.000
Empuje pasivo	: 0.000	0.000	0.000
Sobrecarga. Acción vertical	: 0.000	0.000	0.000
Sobrecarga. Acción horizontal	: 0.000	5.040	0.000
Nivel freático en el trasdós	: 0.000	6.272	0.000
Nivel freático en intradós	: 3.888	0.000	0.000
Subpresión	: 0.000	0.000	-25.392
Sismo	: 0.000	0.000	0.000
Acciones permanentes en el tablero	: 0.000	0.000	13.053
Acciones variables en el tablero	: 0.000	2.876	37.773

Coeficiente de seguridad al vuelco : 1.424

Mest (mT): Momento estabilizador.
 Mdes (mT): Momento desestabilizador.

Acción	Mest	Mdes
Peso propio de la zapata	: 50.784	0.000
Peso propio del panel	: 2.025	0.000
Peso propio del contrafuerte	: 10.369	0.000
Peso de tierras sobre la puntera	: 0.000	0.000
Peso de tierras en el talón	: 233.153	0.000
Empuje activo	: 0.000	60.011
Empuje pasivo	: 0.000	0.000
Sobrecarga. Acción vertical	: 0.000	0.000
Sobrecarga. Acción horizontal	: 0.000	15.876
Nivel freático en el trasdós	: 0.000	5.854
Nivel freático en intradós	: 2.333	2.333
Subpresión	: 0.000	62.634
Sismo	: 0.000	0.000
Acciones permanentes en el tablero	: 13.053	0.000
Acciones variables en el tablero	: 37.773	15.243

Cálculo de las tensiones en el terreno

Combinaciones características:

Acciones permanentes:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 16.732 T/m²

Tensión en extremo de talón : 6.365 T/m²

Mayorando la sobrecarga en trasdós:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 25.222 T/m²

Tensión en extremo de talón : 1.981 T/m²

Mayorando las acciones en coronación:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 28.881 T/m²

Tensión en extremo de talón : 1.059 T/m²

Mayorando la acción del agua:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 24.472 T/m²

Tensión en extremo de talón : 2.731 T/m²

Combinaciones frecuentes:

Mayorando la sobrecarga en trasdós:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 19.874 T/m²

Tensión en extremo de talón : 4.591 T/m²

Mayorando las acciones en coronación:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 22.619 T/m²

Tensión en extremo de talón : 3.900 T/m²

Mayorando la acción del agua:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 19.312 T/m²

Tensión en extremo de talón : 5.154 T/m²

Combinación casi-permanente:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 19.312 T/m²

Tensión en extremo de talón : 5.154 T/m²

Tensión máxima en el terreno bajo la zapata : 28.881 T/m²

Cálculo de los contrafuertes

Cálculo a flexión :

z : Cota donde se realiza el cálculo.
 C : Canto total de la sección (contrafuerte + panel).
 Cp : Canto del panel en esa sección.
 P : Presión del terreno sobre el panel.
 Md, Nd : Momento flector y axil mayorados por contrafuerte.
 N1 : Número de barras en la posición principal por contrafuerte.
 N2 : Número de barras en la posición secundaria por contrafuerte.
 Diámetro de las barras de la posición principal : 16.0 mm.
 Diámetro de las barras de la posición secundaria : 16.0 mm.
 La armadura que se lista cumple a fisuración para una abertura de fisura máxima de : 0.300mm

z (m)	C (m)	Cp (m)	P (T/m ²)	Md (mT)	Nd (T)	N1	N2
4.000	0.650	0.100	1.124	0.15	8.93	1.0	0.0
3.500	0.700	0.100	1.397	1.43	12.05	1.0	0.0
3.000	0.750	0.100	1.671	419	12.05	1.0	0.0
2.500	0.800	0.100	1.944	7.70	12.05	1.0	0.0
2.000	0.850	0.100	2.218	12.09	12.05	1.0	0.0
1.500	0.900	0.100	2.839	17.62	29.05	1.0	0.0
1.000	0.950	0.100	3.461	19.86	8.93	2.0	1.0
0.500	1.000	0.100	4.082	33.03	29.05	2.0	1.0
0.000	1.050	0.100	4.704	43.11	29.05	2.0	2.0

Cálculo a cortante :

Vd : Cortante mayorado por contrafuerte.
 At : Armadura de cortante por metro lineal de contrafuerte.
 Incluye también la armadura de suspensión panelcortante.

z (m)	Vd (T/m)	At (cm ² /m)
4.000	4.035	0.819
3.500	4.553	1.112
3.000	5.297	1.444
2.500	6.251	1.828
2.000	7.407	2.250
1.500	8.995	2.881
1.000	10.970	3.095
0.500	13.283	3.919
0.000	16.016	4.635

Cálculo del panel

Flexión de eje vertical :

- z : Cota donde se realiza el cálculo.
- Mv : Momento en el vano por metro lineal de muro.
- Ma : Momento en el apoyo por metro lineal de muro.
- Asext : Armadura correspondiente a Mv.
- Asint : Armadura correspondiente a Ma.

z (m)	Mv (mT/m)	Ma (mT/m)	Asext (cm ² /m)	Asint (cm ² /m)
4.000	0.004	0.259	0.016	1.182
3.600	0.004	0.319	0.016	1.466
3.200	0.004	0.379	0.016	1.755
2.800	0.004	0.439	0.016	2.049
2.400	0.004	0.447	0.016	2.08
2.000	0.004	0.447	0.016	2.086
1.600	0.004	0.447	0.016	2.086
1.200	0.003	0.394	0.014	1.828
0.800	0.002	0.274	0.010	1.252
0.400	0.001	0.162	0.006	0.729
-0.000	0.000	0.057	0.002	0.253

Flexión de eje horizontal:

- Mh: Momento de eje horizontal por metro lineal de muro.
- Asext : Armadura correspondiente al momento de eje horizontal positivo.
- Asint : Armadura correspondiente al momento de eje horizontal negativo.

Mh (mT/m)	Asext (cm ² /m)	Asint (cm ² /m)
0.012	0.047	0.000
0.098	0.438	0.000
0.159	0.715	0.000
0.207	0.940	0.000
0.244	1.111	0.000
0.269	1.227	0.000
0.282	1.288	0.000
0.261	1.188	0.000
0.036	0.158	0.000
0.000	0.000	0.000

- k1 : constante de cálculo del momento en vano. 0.001
- k2 : constante de cálculo del momento en apoyo. 0.125

Cálculo de la zarpa delantera del muro

Momento flector mayorado por metro lineal de zapata : 13.695 mT/m
Armadura de tracción por metro lineal de zapata : 4.154 cm²/m
Cortante de cálculo Vd en la sección S2 : 0.000 T/m
Armadura de cortante : 0.000 cm²/m²

Cálculo a fisuración :

La armadura anterior cumple a fisuración para los siguientes supuestos:

Abertura de fisura máxima : 0.300mm
Diámetro de las barras : 12.0mm

Cálculo de la zarpa trasera del muro

Momento flector mayorado por metro lineal de zapata : 49.435 mT/m
Armadura de tracción por metro lineal de zapata : 15.355 cm²/m
Cortante de cálculo Vd en la sección S2 : 22.386 T/m
Armadura de cortante : 0.000 cm²/m²

Se ha utilizado la armadura de flexión calculada, en el cálculo a cortante.

Cálculo a fisuración :

La armadura anterior cumple a fisuración para los siguientes supuestos:

Abertura de fisura máxima : 0.300mm
Diámetro de las barras : 16.0mm

Cálculo del talón entre contrafuertes

k1 , constante de cálculo del momento en vano en la zapata : 0.125
k2 , constante de cálculo del momento en apoyo en la zapata : 0.125
Momento flector entre contrafuertes : 3.579 mT/m
Momento flector en contrafuertes : 3.579 mT/m
Armadura inferior : 1.079 cm²/m
Armadura superior : 1.079 cm²/m



** CivilCAD2000 - Versión 54.1-4769 - Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís **

PROYECTO DE MURO DE CONTRAFUERTES

Listado generado el día 23-01-2009 a las 10:01:21.

Nombre del proyecto : estribo 40G25

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES
=====

Resistencia característica del hormigón de la zapata : 250.000 Kg/cm2.
Resistencia característica del hormigón del alzado : 300.000 Kg/cm2.
Límite elástico del acero de la armadura pasiva : 5100.000 Kg/cm2.
Recubrimiento mecánico en zapata : 0.050 m.
Se dispone una sola capa de armadura en el panel, centrada en el mismo.
Recubrimiento mecánico en el trasdós del contrafuerte : 0.047 m.
Recubrimiento mecánico en las caras laterales del contrafuerte : 0.047 m.
Separación entre 2 filas de armaduras en trasdós del contrafuerte : 0.050 m.
Abertura de fisura máxima para la zapata : 0.300 mm.
Abertura de fisura máxima para el contrafuerte : 0.300 mm.

DEFINICION DEL TERRENO
=====

Densidad del terreno en trasdós : 1.80 T/m3.
Densidad del terreno existente : 1.800 T/m3.
Angulo de rozamiento interno del terreno en trasdós : 30.000 °.
Angulo de rozamiento interno del terreno existente : 30.000 °.
Angulo de rozamiento terreno-hormigón bajo la zapata : 30.000 °.
Angulo de rozamiento terreno-hormigón en el trasdós del alzado : 10.000 °.
Angulo de rozamiento terreno-terreno en el trasdós: 0.000 °.
Porosidad del terreno en trasdós (tanto por uno) : 0.000

CARGAS ACTUANTES EN EL MURO
=====

Peso propio. Densidad del hormigón : 2.500 T/m3
Sobrecarga en la superficie horizontal del trasdós : 1.000 T/m2.m.
Cota del nivel freático en trasdós : 2.000 m.
Cota del nivel freático en intradós : 1.000 m.
Aceleración sísmica ac : 0.000 m/s2.
Fuerza horizontal permanente en el estribo : 0.000 T (por apoyo).
Fuerza vertical permanente en el estribo : 13.053 T (por apoyo).
Fuerza horizontal variable en el estribo : 2.876 T (por apoyo).
Fuerza vertical variable en el estribo : 37.773 T (por apoyo).



COEFICIENTES DE SEGURIDAD

	E.L.Servicio		E.LUltimo			
	E.F.	E.D.	Situación persistente		Situación accidental	
	E.F.	E.D.	E.F.	E.D.	E.F.	E.D.
Peso propio del hormigón	: 1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Peso propio de las tierras	: 1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Empuje del terreno	: 1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00
Acción de la sobrecarga	: 0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00
Acción del agua	: 0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00
Acción sísmica	: 0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
Acciones permanentes del tablero	: 1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Acciones variables del tablero	: 0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00

E.F. : Coeficiente para el efecto favorable.
E.D. : Coeficiente para el efecto desfavorable.

Coefficientes de combinación
Valor de combinación : 0.600
Valor frecuente : 0.500
Valor casi permanente : 0.200

Coefficientes de minoración de los materiales
Situación persistente
Hormigón: 1.500
Acero: 1.150
Situación accidental
Hormigón: 1.300
Acero: 1.000



MODULO 1:

=====

Definición geométrica del módulo

Longitud : 2.400 m.
Cota de coronación en lado izquierdo : 5.000 m.
Cota de coronación en lado derecho : 5.000 m.
Cota de la zona de apoyos en el lado izquierdo : 4.000 m.
Cota de la zona de apoyos en el lado derecho : 4.000 m.
Cota inferior del terreno en lado izquierdo : 0.000m.
Cota inferior del terreno en lado derecho : 0.000 m.
Cota de la cara superior de la zapata en lado izquierdo : 0.000 m.
Cota de la cara superior de la zapata en lado derecho : 0.000 m.
Zapata :
Canto de la zapata : 0.800 m.
Longitud de la zarpa delantera : 0.700 m.
Longitud de la zarpa trasera : 3.800 m.
Angulo lateral izquierdo de la zapata :100.000 g
Angulo lateral derecho de la zapata :100.000 g
Contrafuerte :
Número de nervios por módulo : 2
Separación entre nervios : 1.200 m.
Canto en coronación : 0.550 m.
Anchura en coronación : 0.200 m.
Talud en cara interior : 1(H): 10.000 (V).
Talud lateral : Vertical.
Panel :
Canto en coronación : 0.100 m.
Talud en cara interior : Vertical.
Altura libre del panel : 0.500 m.

Geometria del cargadero

Canto del cargadero : 0.500 m.
Anchura del cargadero : 1.100 m.
Anchura del murete de guarda : 0.250 m.
Anchura del apoyo de la losa de transición : 0.200 m.
Distancia del eje de apoyo al paramento exterior : 0.300 m.
Número de apoyos en el módulo : 1.000

Cálculo de la estabilidad del muro

El coeficiente de seguridad es el cociente entre efectos resistentes y efectos inductores al vuelco/deslizamiento. Ambos efectos están afectados por los coeficientes de seguridad y de combinación definidos por el usuario.

Coeficiente de seguridad al deslizamiento : 1034
 No se ha considerado la acción del empuje pasivo del terreno.
 No se ha considerado la acc. vertical por empuje activo del terreno.

Fvert (T) : Fuerza vertical.
 Fhest (T) : Fuerza horizontal estabilizadora.
 Fhdes (T) : Fuerza horizontal desestabilizadora.

Acción	Fhest	Fhdes	Fvert
Peso propio de la zapata	: 0.000	0.000	21.600
Peso propio del panel	: 0.000	0000	2.400
Peso propio del contrafuerte	: 0.000	0.000	7.338
Peso de tierras sobre la puntera	: 0.000	0.000	0.000
Peso de tierras en el talón	: 0.000	0.000	71.829
Empuje activo	: 0.000	24221	0.000
Empuje pasivo	: 0.000	0.000	0.000
Sobrecarga. Acción vertical	: 0.000	0.000	0.000
Sobrecarga. Acción horizontal	: 0.000	4.640	0.000
Nivel freático en el trasdós	: 0.000	6272	0.000
Nivel freático en intradós	: 3.888	0.000	0.000
Subpresión	: 0.000	0.000	-24.840
Sismo	: 0.000	0.000	0.000
Acciones permanentes en el tablero	: 0.000	0000	13.053
Acciones variables en el tablero	: 0.000	2.876	37.773

Coeficiente de seguridad al vuelco : 1.447

Mest (mT): Momento estabilizador.
 Mdes (mT): Momento desestabilizador.

Acción	Mest	Mdes
Peso propio de la zapata	: 48.600	0.000
Peso propio del panel	: 1.800	0.000
Peso propio del contrafuerte	: 9.785	0.000
Peso de tierras sobre la puntera	: 0.000	0.000
Peso de tierras en el talón	: 201.584	0.000
Empuje activo	: 0.000	46.827
Empuje pasivo	: 0.000	0.000
Sobrecarga. Acción vertical	: 0.000	0.000
Sobrecarga. Acción horizontal	: 0.000	13.456
Nivel freático en el trasdós	: 0.000	5.854
Nivel freático en intradós	: 2.333	2.333
Subpresión	: 0.000	59.940
Sismo	: 0.000	0.000
Acciones permanentes en el tablero	: 13.053	0.000
Acciones variables en el tablero	: 37.773	13.805

Cálculo de las tensiones en el terreno

Combinaciones características:

Acciones permanentes:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 14.897 T/m²Tensión en extremo de talón : 6.625 T/m²

Mayorando la sobrecarga en trasdós:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 23.177 T/m²Tensión en extremo de talón : 2.543 T/m²

Mayorando las acciones en coronación:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 26.924 T/m²Tensión en extremo de talón : 1.593 T/m²

Mayorando la acción del agua:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 22.512 T/m²Tensión en extremo de talón : 3.207 T/m²

Combinaciones frecuentes:

Mayorando la sobrecarga en trasdós:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 17.934 T/m²Tensión en extremo de talón : 4.988 T/m²

Mayorando las acciones en coronación:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 20.744 T/m²Tensión en extremo de talón : 4.275 T/m²

Mayorando la acción del agua:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 17.435 T/m²Tensión en extremo de talón : 5.486 T/m²

Combinación casi-permanente:

Ley de tensiones trapecial.

Tensión en extremo de puntera : 17.435 T/m²Tensión en extremo de talón : 5.486 T/m²Tensión máxima en el terreno bajo la zapata : 26.924 T/m²

Cálculo de los contrafuertes

Cálculo a flexión :

z : Cota donde se realiza el cálculo.
 C : Canto total de la sección (contrafuerte + panel).
 Cp : Canto del panel en esa sección.
 P : Presión del terreno sobre el panel.
 Md, Nd : Momento flector y axil mayorados por contrafuerte.
 N1 : Número de barras en la posición principal por contrafuerte.
 N2 : Número de barras en la posición secundaria por contrafuerte.
 Diámetro de las barras de la posición principal : 16.0 mm.
 Diámetro de las barras de la posición secundaria : 16.0 mm.
 La armadura que se lista cumple a fisuración para una abertura de fisura máxima de : 0.300mm

z (m)	C (m)	Cp (m)	P (T/m ²)	Md (mT)	Nd (T)	N1	N2
3.500	0.650	0.100	1.124	0.15	8.93	1.0	0.0
3.063	0.694	0.100	1.363	1.14	12.05	1.0	0.0
2.625	0.738	0.100	1.602	3.43	12.05	1.0	0.0
2.188	0.781	0.100	1.842	6.29	12.05	1.0	0.0
1.750	0.825	0.100	2.255	9.78	12.05	1.0	0.0
1.313	0.869	0.100	2.799	14.03	12.05	1.0	0.0
0.875	0.913	0.100	3.343	19.39	29.05	1.0	0.0
0.438	0.956	0.100	3.886	25.90	29.05	2.0	1.0
0.000	1.000	0.100	4.430	27.78	8.93	2.0	2.0

Cálculo a cortante :

Vd : Cortante mayorado por contrafuerte.
 At : Armadura de cortante por metro lineal de contrafuerte.
 Incluye también la armadura de suspensión panel-cortante.

z (m)	Vd (T/m)	At (cm ² /m)
3.500	4.035	0.849
3.063	4.476	1.074
2.625	5.091	1.356
2.188	5.869	1.679
1.750	6.828	2.091
1.313	8.109	2.651
0.875	9.766	3.323
0.438	11.695	3.491
0.000	14.024	4.117

Cálculo del panel

Flexión de eje vertical :

z : Cota donde se realiza el cálculo.
 Mv : Momento en el vano por metro lineal de muro.
 Ma : Momento en el apoyo por metro lineal de muro.
 Asext : Armadura correspondiente a Mv.
 Asint : Armadura correspondiente a Ma.

z (m)	Mv (mT/m)	Ma (mT/m)	Asext (cm2/m)	Asint (cm2/m)
3.500	0.003	0.266	0.015	1.215
3.150	0.003	0.320	0.015	1.472
2.800	0.003	0.375	0.015	1.733
2.450	0.003	0.421	0.015	1.960
2.100	0.003	0.421	0.015	1.960
1.750	0.003	0.421	0.015	1.960
1.400	0.003	0.421	0.015	1.960
1.050	0.003	0.359	0.013	1.658
0.700	0.002	0.251	0.009	1.142
0.350	0.001	0.151	0.005	0.678
0.000	0.000	0.057	0.002	0.253

Flexión de eje horizontal:

Mh: Momento de eje horizontal por metro lineal de muro.
 Asext : Armadura correspondiente al momento de eje horizontal positivo.
 Asint : Armadura correspondiente al momento de eje horizontal negativo.

Mh (mT/m)	Asext (cm2/m)	Asint (cm2/m)
0.022	0.084	0.000
0.102	0.458	0.000
0.149	0.671	0.000
0.187	0.843	0.000
0.214	0.972	0.000
0.233	1.057	0.000
0.241	1.099	0.000
0.211	0.958	0.000
0.008	0.034	0.000
0.000	0.000	0.000

k1 : constante de cálculo del momento en vano. 0.001
 k2 : constante de cálculo del momento en apoyo. 0.125

Cálculo de la zarpa delantera del muro

Momento flector mayorado por metro lineal de zapata : 12.498 mT/m
Armadura de tracción por metro lineal de zapata : 3.787 cm²/m
Cortante de cálculo Vd en la sección S2 : 0.000 T/m
Armadura de cortante : 0.000 cm²/m²

Cálculo a fisuración :

La armadura anterior cumple a fisuración para los siguientes supuestos:

Abertura de fisura máxima : 0.300mm
Diámetro de las barras : 12.0mm

Cálculo de la zarpa trasera del muro

Momento flector mayorado por metro lineal de zapata : 42.119 mT/m
Armadura de tracción por metro lineal de zapata : 13.017 cm²/m
Cortante de cálculo Vd en la sección S2 : 19336 T/m
Armadura de cortante : 0.000 cm²/m²
Se ha utilizado la armadura de flexión calculada, en el cálculo a cortante.

Cálculo a fisuración :

La armadura anterior cumple a fisuración para los siguientes supuestos:

Abertura de fisura máxima : 0.300mm
Diámetro de las barras : 16.0mm

Cálculo del talón entre contrafuertes

k1 , constante de cálculo del momento en vano en la zapata : 0.125
k2 , constante de cálculo del momento en apoyo en a zapata : 0.125
Momento flector entre contrafuertes : 3.662 mT/m
Momento flector en contrafuertes : 3.662 mT/m
Armadura inferior : 1.103 cm²/m
Armadura superior : 1.103 cm²/m