



Documento N° 2: Anejo de cálculo



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. GEOMETRÍA.....	4
2.1. Marco	4
2.2. Aletas	6
2.3. Complementos de obra	6
3. MATERIALES.....	7
4. MODELOS DE CÁLCULO.....	10
4.1. Sap2000.....	10
4.2. CYPE.....	11
5. NORMATIVA.....	12
6. ACCIONES.....	13
6.1. Acciones permanentes.....	13
6.1.1. Peso propio	13
6.1.2. Cargas muertas.....	13
6.2. Acciones permanentes de valor no constante	14
6.2.1. Empuje del terreno	14
6.3. Acciones variables.....	15
6.3.1. Sobrecarga puntual.....	15
6.3.2. Sobrecarga uniforme	16
6.3.3. Frenado y arranque.....	17
6.3.4. Fuerza centrífuga	17
6.3.5. Nieve	17
6.3.6. Tráfico interior del Puente	17
6.3.7. Tráfico sobre terraplenes.....	17
6.3.8. Acción térmica	18
6.4. ACCIONES ACCIDENTALES.....	20
6.4.1. Sismo.....	20
7. CÁLCULO DE ESFUERZOS DEL MARCO	21
7.1. Comprobaciones	21
7.2. COMBINACIÓN DE ACCIONES	26
7.2.1. E.L.U. CORTANTE DE ROTURA.....	28
7.2.2. E.L.U. FLEXIÓN DE ROTURA.....	30



8. DIMENSIONAMIENTO DEL MARCO.....	32
8.1. Dintel.....	33
8.2. Solera	38
8.3. Hastiales.....	42
8.4. Longitud de anclaje	45
8.5. E.L.S.	46
9. CÁLCULO DE ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS ALETAS.....	51
9.1. Introducción.	51
9.2. Cálculo de esfuerzos del muro	52
9.3. Dimensionamiento del armado del muro.....	53
9.4. Dimensionamiento del armado de la zapata	55
9.5. Longitudes de anclaje	59
9.6. E.L.S.	60
10. CONCLUSIONES.....	61



1. INTRODUCCIÓN

El objeto de este documento es calcular y dimensionar un paso inferior tipo marco, situado en la carretera A-397 junto a la ciudad de Ronda.

A partir de la geometría y los esfuerzos que definiremos a continuación, se podrá realizar el cálculo del armado tanto del marco como de las aletas.

2. GEOMETRÍA

2.1. Marco

En planta, la directriz de la construcción será una recta de azimuth 357° con respecto al Norte *Las*

dimensiones de la sección longitudinal del marco son las siguientes:

- Longitud libre: 11 m.
- Gálibo vertical: 5,4 m.
- Espesor del tablero: 0,8 m.
- Espesor de la solera: 0,8 m.
- Espesor de los hastiales: 0,6 m.
- Espesor del relleno sobre la solera: 0,5 m.
- Espesor del pavimento en el interior del marco: 0,08 m.

Las dimensiones de la sección transversal del marco son las siguientes:

-Ancho de la plataforma: 11 m.

- | | |
|--|----------|
| • Número de calzadas | 1. |
| • Número de carriles x ancho de carril | 2x3,5 m. |
| • Arcenes | 1,5 m. |
| • Barreras New Jersey a una cara | 0,5 m. |



La plataforma de ancho W se divide en n carriles virtuales, de anchura W_i cada uno, según la tabla 4.1-a de la IAP-11. La plataforma será toda la zona por donde puedan circular vehículos, comprendida entre las caras interiores de las barreras de seguridad de los extremos. En este caso, nuestras barreras tienen un ancho de 50 cm, por ello la plataforma tendrá una anchura de $11,00\text{m} - 2 \cdot 0,5\text{m} = 10,00\text{m}$.

TABLA 4.1-a DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_i)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_i)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_i = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$

En este caso contamos con 3 carriles de 3 metros de anchura, y un área remanente con una anchura de 1 metro. Con estos valores, podremos describir posteriormente las sobrecargas de uso actuantes sobre la estructura.

Según la IAP-11 no se puede adoptar un pavimento bituminoso con un espesor superior a 10 cm, por lo tanto, debido al desconocimiento de datos de la carga de tráfico de la carretera A-397, se toma como valor del tablero un espesor de 5 cm. Este espesor debe ser mayorado por 1,5 por lo que finalmente consideramos un valor de 8 cm.



2.2. Aletas

Los estribos están cerrados por cuatro aletas en quiebro, con un ángulo de 30° respecto al muro hastial del marco. Estas tienen una longitud de 10 metros.

La altura es variable, ya que en la unión con el muro tienen una altura de 6,8 metros y en el extremo existe una altura de 2 metros. Estas dimensiones se miden desde la cota de la carretera que circula por el interior del marco. Las secciones de las 4 aletas tienen un espesor de 0,6 metros.

Las zapatas tienen un canto de 0,8 metros, unos vuelos de 2,5 metros tanto en la puntera como en el talón y una anchura total del cimiento de 5,6

2.3. Complementos de obra

La zona de transición entre la obra de paso y los terraplenes pueden crear desnivelaciones, lo que resulta incómodo para los usuarios. Siguiendo la *Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso* se deberá instalar una losa de transición inclinada en cada estribo, con una anchura igual al de la calzada, 30 cm de canto y 5 metros de longitud.

Para evitar que componentes nocivos existentes en el terreno puedan causar alguna patología en los hastiales y las aletas, se deberán proteger mediante una serie de capas, eliminando cualquier contacto entre la estructura y las tierras. Este sistema consta de varios elementos:

- Pintura bituminosa impermeabilizante -Material filtrante.
- Geotextil.
- Tubo de drenaje.

Su disposición puede verse más detallada en los planos.

El cálculo del drenaje no se ha realizado ya que no estaba contemplado en el desarrollo del trabajo, sin embargo, sí que debería tenerse en cuenta en el caso de ejecutar la obra.



3. MATERIALES

Por cuestiones de facilidad constructiva a la hora de diseñar los encofrados, se opta por secciones rectangulares para todos los elementos de la estructura.

Resultaría interesante haber investigado otras tipologías como la aligerada, nervada u otras que redujeran el peso propio de la losa, sin embargo esto hubiera incrementado en exceso el tiempo de cálculo.

La justificación de los materiales se basa por una parte en el informe geotécnico de la zona de estudio, en condicionantes meteorológicos y geográficos, y en normativas específicas como la EHE-08. □

Clase general de exposición

Siguiendo esta normativa, definimos el tipo de exposición relativa a la corrosión de las armaduras. Ronda está a unos 33Km de la costa, por lo tanto la clase será Normal y no Marina. Las precipitaciones son abundantes con valores superiores a los 1000 mm/año, muy superior a los 600 mm/año que limita la norma. Siguiendo estos valores podremos definir la exposición general IIa.

□ Clase específica de exposición

Como podemos ver, se muestran los valores más altos de posibles agentes de daño sobre los materiales, que se han podido extraer del informe geotécnico, y al comparar con la tabla 8.2.3.b de la EHE comprobamos que no existen otros procesos de deterioro distintos a la corrosión, cuando el medio agresivo es el suelo.

-Acidez Baumann-Gully en suelo seco.= 0 (ml/kg)

-Contenido de sulfato en suelo seco.= 80(ml/kg)

Sin embargo, si estudiamos los valores obtenidos de los ensayos en los que el medio agresivo es el agua, se puede observar que hay un valor que sí debemos tener en cuenta, el CO₂. Este tipo de contacto con contenidos de sustancias químicas, alteran con velocidad media el hormigón Siguiendo estos valores podremos definir la exposición específica como Qb.

PARÁMETROS ENSAYADOS	MUESTRA DE AGUA
Olor	NEGATIVO
Valor del pH	7.73
Dióxido agresivo (CO ₂) mg/l	95.70
Ión Amonio (NH ₄ ⁺) mg/l	1.32
Ión Magnesio (Mg ⁺²) mg/l	13.12
Ión Sulfatos (SO ₄ ⁻²) mg/l	57.42
Residuo seco a 110 °C mg/l	467.50



Tabla 8.2.3.b Clasificación de la agresividad química

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DÉBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH, según UNE 83.952	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ / l), según UNE-EN 13.577	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ / l), según UNE 83.954	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ / l), según UNE 83.955	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / l), según UNE 83.956	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg / l), según UNE 83.957	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE 83.962	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / kg de suelo seco), según UNE 83.963	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

En cuanto a resistencia, por requisitos de durabilidad del hormigón, seguimos el artículo 37.3 de la EHE, concretamente la tabla 37.3.2 b que indica la resistencias mínimas que debe tener el material, en nuestro caso al ser un ambiente IIa+Qb el valor mínimo para el hormigón armado es 30 MPa. Por lo tanto escogemos esta resistencia

Para obtener el recubrimiento se sigue la tabla 37.2.4.1.a de la EHE. Para la clase de exposición IIa+Qb, CEM I, resistencia característica del hormigón entre 25 y 40 MP y vida útil de proyecto 100 años, el recubrimiento mínimo será de 25mm.

En el caso de las armaduras principales se debe cumplir lo siguiente:

$R_{min} > \text{diámetro de la barra}$

$R_{min} > 0,8 \text{ TMA}$

Para los elementos enterrados como la solera y las zapatas de las aletas el recubrimiento mínimo debería ser de 70mm en la cara enterrada de la sección de hormigón si la pieza se hormigonase contra el terreno. En nuestro caso, se verterá una capa de hormigón de limpieza de 10 cm tanto en la solera como en las bases de las aletas y se hormigonará contra encofrados, por lo que el recubrimiento mínimo en todo los elementos será el dictado por el ambiente.

Para obtener el recubrimiento nominal debemos tener en cuenta el recubrimiento mínimo y un margen de recubrimiento en función del nivel de control de la ejecución, que en este caso será normal.

$$R_{nom} = R_{min} + \Delta r = 25 + 10 = 35\text{mm}.$$

El tamaño máximo del árido está regido por 3 puntos. Los dos primeros no podemos asegurar cumplirlos ya que están relacionados con la disposición de las armaduras, y todavía no las hemos calculado. Por ello nos basamos en el punto que dice lo siguiente:



-0,25 veces la dimensión mínima de la pieza. Para tener el mismo tamaño de árido en todos los elementos de la obra se escoge la pieza con menor espesor, las aletas.

$$0,25 \times 300\text{mm} = 75\text{mm}.$$

Se elige un tamaño máximo de árido de 20 mm para tener una holgura, y así cumplir las 2 restricciones relacionadas con las armaduras.

□ Hormigón HA-30/P/20/IIa+Qb

Acero B500S

Características del hormigón (MPa)

fck	30
fctm	2,896
fcm	38
Ec	28577
fcd	23,08

Características del acero (MPa)

fyk	500
fyd	434,78
Es	200000

Los coeficientes de seguridad aplicados a ambos materiales, para un nivel de control **NORMAL**; dispuestos en la normativa EHE-08 Artículo 15.

Situación de proyecto	Hormigón	Acero
Persistente o transitoria	1,5	1,15



4. MODELOS DE CÁLCULO

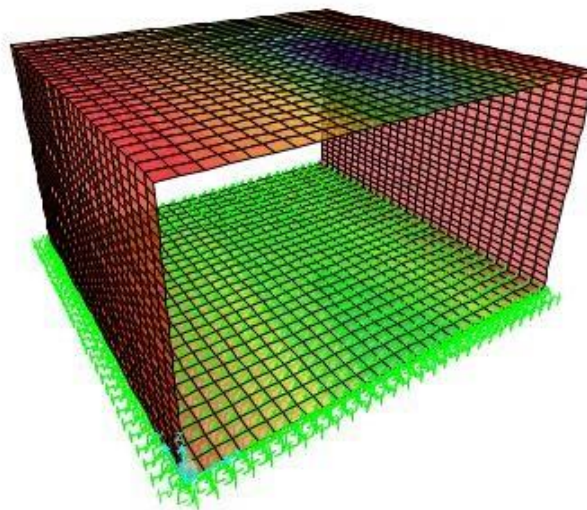
4.1. Sap2000

Se trata de un programa de cálculo elástico lineal por el Método de los Elementos Finitos (MEF), que contempla opciones de cálculo estático y dinámico.

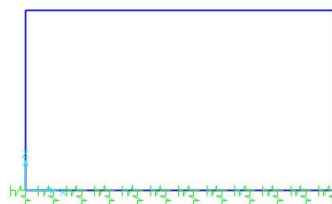
En nuestro caso diseñamos dos modelos. Un modelo plano de un marco con sección de un metro de anchura (sistema que se emplea comúnmente para la realización de este tipo de estructuras), y un modelo de placas en 3 Dimensiones que resultará más preciso que el primero. El modelo plano se ha realizado únicamente para comparar los resultados de las acciones con el modelo de placas: Tanto las combinaciones de acciones como el armado de las piezas se ha efectuado con el diseño en 3D.

- Modelo de placas 3D: Creamos un modelo de barras con distancias entre ejes de las piezas de hormigón tanto vertical (6,78 m) como horizontal (11,6 m). Tras haber definido los materiales y los espesores de cada pieza, se divide cada barra en 27 fracciones para posteriormente aplicar las huellas de los vehículos pesados en el área definida por la IAP-11.

Por último, se lanza un modelo en 3D con el ancho de la carretera A-397 (11 metros), se asignan las cargas en cada área, se definen las combinaciones y obtenemos los esfuerzos que posteriormente se adjuntan en las gráficas



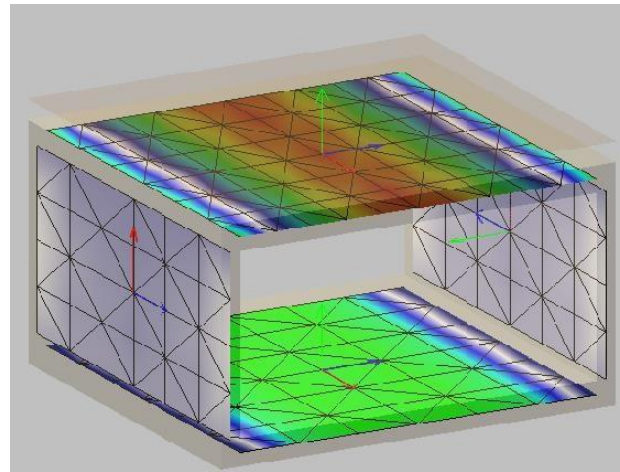
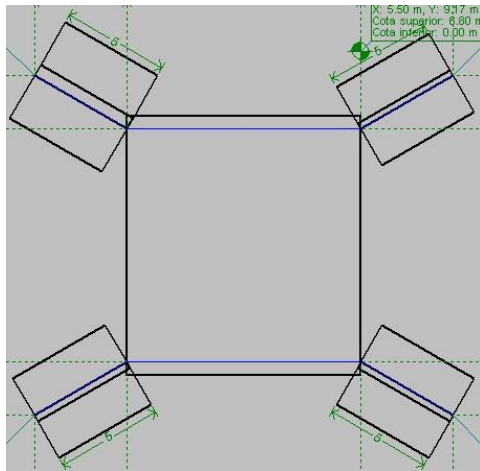
- Modelo plano 2D: Comenzamos de la misma forma que en el modelo anterior creando un marco con 4 barras y definiendo los materiales. En este caso asignamos las cargas sobre las barras y no sobre las áreas, disminuyendo así la precisión del modelo. En el apartado 7.1. Comprobaciones se explican las diferencias que se han encontrado entre ambos modelos.





4.2. CYPE

En este caso, se determina la opción de diseño de una obra de ingeniería civil, concretamente de un marco. Este programa de cálculo de estructuras recoge los valores básicos geométricos, características del terreno y de los materiales, y aplica la normativa específica al uso que se le vaya a dar. La última versión de la IAP-11 no se encuentra instalada por lo que se redefinen los parámetros correspondientes a los casos de carga de vehículos pesados y las sobrecargas repartidas. Una vez hemos verificado que se cumplen todas las comprobaciones geotécnicas y estructurales, podemos analizar los esfuerzos que actúan sobre el marco.





5. NORMATIVA

- Las acciones consideradas sobre la estructura debido al tráfico se han tomado de la Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP-11) del Ministerio de Fomento.
- A la hora de comprobar secciones y piezas de hormigón armado se ha seguido la vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.
- Para las acciones del terreno y el cálculo de la subestructura se ha seguido la guía de cimentaciones en obras de carretera.
- Código Técnico- Cimentaciones. Para obtener el coeficiente de balasto adaptado a la losa de cimentación
- Norma de Construcción Sismorresistente de *Puentes* (NCSP-07).



6. ACCIONES

Para el cálculo y la combinación de acciones, es necesario establecer las cargas que afectarán a la estructura. Se establecen 3 tipos de acciones según su naturaleza y prolongación en el tiempo:

- Acciones permanentes.
- Acciones variables.
- Acciones accidentales.

Dentro de estas podemos encontrar diferentes tipos de acciones según sus características. Para ello se sigue la clasificación de la IAP-11:

6.1. Acciones permanentes

6.1.1. Peso propio

Acción que corresponde al peso de los elementos estructurales. El peso específico utilizado es el siguiente:

-Peso específico del hormigón armado: 25 KN/m^3

6.1.2. Cargas muertas

Son las debidas al peso de los elementos no estructurales que actúen sobre los estructurales. Los pesos considerados son los siguientes:

Peso específico del pavimento según la IAP-11: 23 KN/m^3 .

Al tener una capa de rodadura con un espesor de 8 cm la sobrecarga tendrá un valor de $1,84 \text{ KN/m}^2$.

El peso de las barreras New Jersey (1 cara): $5,69 \text{ KN/m}$.



6.2. Acciones permanentes de valor no constante

6.2.1. Empuje del terreno

La acción que ejerce el terreno sobre los hastiales se calcula como empuje al reposo. Además hay que tener en cuenta el terreno situado sobre la solera, con un espesor de 0,5m.

El informe geotécnico indica que el terreno cuenta con un peso específico de 20 Kn/m^3 y que el ángulo de rozamiento interno (ϕ) puede variar entre 30° - 32° . Se escoge un valor de 30° . Se adopta una carga de 10 KN/m^2 , para simular la acción del tráfico que discurre en la parte superior del terraplén, que se sumará al propio empuje de las tierras.

Calculamos el empuje de tierras teniendo en cuenta que se trata de un empuje al reposo ya que corresponde al valor de la presión ejercida en el trasdós, cuando el paramento vertical no se deforma.

La altura del empuje (h_1) suma el gálibo vertical, el espesor de tierras, la solera y el pavimento. $h_1 = 6,8 \text{ m}$.

$$\sigma = 20 \times 6,8 = 136 \text{ Kn/m}^2 \quad \sigma_1 =$$

$$136 + 10 = 146 \text{ Kn/m}^2$$

$$K_o = 1 - \tan \phi = 1 - 0,5 = 0,5$$

$$e'a = 146 \times 0,5 = 73 \text{ Kn/m}^2$$

Cuando el efecto de los empujes de tierras en ambos lados se compense, se considerará la actuación del empuje al reposo de los rellenos y se incrementará en un 10% el empuje de tierras a uno de los lados de la estructura y se reducirá en un 10% el empuje en el otro lado.

Debido a que se cumple esta situación, se crean dos hipótesis. Una en la que el hastial situado más hacia el Sur sufrirá un incremento del 10% del empuje y el hastial Norte recibirá el empuje minorado, y otra con la hipótesis opuesta.

El comportamiento tenso-deformacional del terreno es un aspecto con el que se completa el modelo del marco. Al suelo situado bajo la solera se le atribuye un coeficiente de balasto de 6000 T/m^3 , pero este no es el valor con el que se trabaja. Para poder modelar correctamente se aplica la siguiente expresión, obtenida del código técnico de la edificación, en el apartado de cimentaciones y que determina el coeficiente adaptado a una losa en suelos cohesivos.

$$Ksb = K_{30} \times \frac{0,3}{B}$$

$$B = 11 \text{ m.}$$

$$Ksb = 1636 \text{ KN/m}^2.$$



6.3. Acciones variables

6.3.1. Sobrecarga puntual

Se considera una sobrecarga debida a vehículos pesados, según la tabla 4.1-b de la IAP-11.

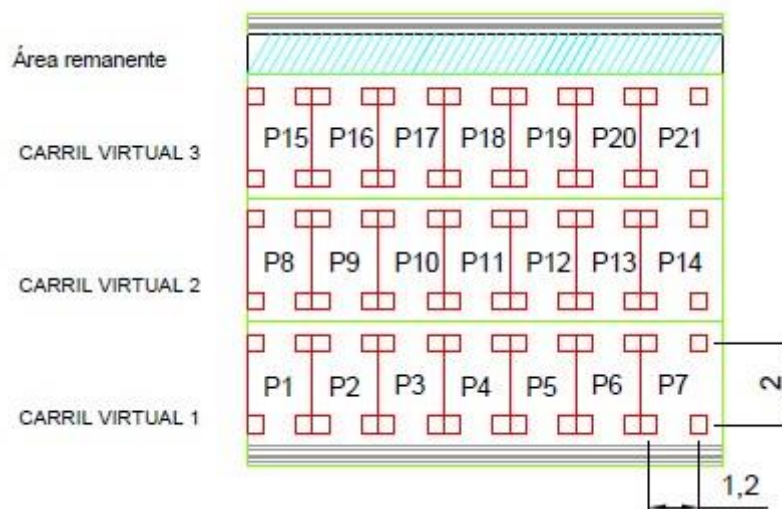
Se plantea que para poder tener suficientes valores y que el estudio sea lo más exacto posible se disponen 7 posiciones diferentes de los vehículos en cada carril. Como dicta la IAP-11 solo se puede situar un vehículo pesado por cada carril y tendrá que estar centrado en este.

Cuando se dispongan 2 vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas igual o mayor a 50 cm.

Como se ha calculado anteriormente, contamos con 3 carriles virtuales de 3 metros de ancho cada uno y un área remanente de un metro de ancho.

La acción del vehículo pesado se distribuye en 2 ejes, separados entre sí 1,2 metros, además existe una separación de 2 metros entre las ruedas de cada eje.

Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4 m x 0,4 m. Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1, tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.



A continuación pasan a mostrarse todas las hipótesis de carga correspondientes a los carros, situados en diferentes posiciones.



<u>Situación 1</u>	<u>Vehículo pesado 2Q</u>	
Carril virtual 1	2 x 300	KN
Carril virtual 2	2 x 200	KN
Carril virtual 3	2 x 100	KN
Área remanente	0	KN

<u>Situación 2</u>	<u>Vehículo pesado 2Q</u>	
Carril virtual 1	2 x 200	KN
Carril virtual 2	2 x 300	KN
Carril virtual 3	2 x 100	KN
Área remanente	0	KN

6.3.2. Sobrecarga uniforme

Se consideran unas cargas uniformemente distribuidas, extendidas de forma transversal y longitudinal, en todas las zonas donde su estudio resulte desfavorable para el marco estudiado.

Estas sobrecargas se pueden aplicar simultáneamente a la sobrecarga puntual de los carros.

A continuación se plantean las dos hipótesis tomadas para posicionar las sobrecargas uniformes.

<u>Situación 1</u>	<u>Sobrecarga uniforme</u>	
Carril virtual 1	9	KN/m ²
Carril virtual 2	2,5	KN/m ²
Carril virtual 3	2,5	KN/m ²
Área remanente	2,5	KN/m ²

<u>Situación 2</u>	<u>Sobrecarga uniforme</u>	
Carril virtual 1	2,5	KN/m ²
Carril virtual 2	9	KN/m ²
Carril virtual 3	2,5	KN/m ²
Área remanente	2,5	KN/m ²



6.3.3. Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos da lugar a una fuerza horizontal. Al disponer de carriles en sentidos opuestos, se considerará como de sentido único si esta hipótesis resulta más desfavorable. Debido a que contamos con carriles virtuales de 3 metros de anchura y la longitud del puente > 1,20m, adoptamos la siguiente expresión:

$$Q_k = 360 + 2,7L \text{ Para}$$

$L=11,00$ metros, Q_k tendrá un valor de **389,7** KN.

Cumpliendo así la limitación de la IAP-11:

$$180\text{KN} \leq Q_k \leq 900 \text{ KN.}$$

6.3.4. Fuerza centrífuga

Al ser el puente de planta recta esta acción no se tiene en cuenta.

6.3.5. Nieve

La nieve es una sobrecarga que no adquiere un valor muy significativo en la zona donde se va a ejecutar la obra. Siguiendo la tabla 4.4-a. de la IAP-11 la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal en Ronda es:

$$S_k = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

Para obtener la sobrecarga de nieve en tableros se adopta la siguiente expresión:

$$Q_n = S_k \times 0,8$$

$$Q_n = 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ KN/m}^2$$

6.3.6. Tráfico interior del Puente

En el interior del marco se considera una sobrecarga actuante de 10 KN/m^2 , simulando el paso de los vehículos que circulen por la calzada situada bajo el tablero.

6.3.7. Tráfico sobre terraplenes

Se trata de la sobrecarga existente sobre los terraplenes adyacentes al puente, cuyo valor de 10 KN/m^2 se debe a la acción ejercida por los vehículos que circulan en este punto. Esta sobrecarga se tiene en cuenta en el apartado 6.2.1.



6.3.8. Acción térmica

Para evaluar el efecto de la acción térmica definimos, en primer lugar, un tablero Tipo 3 (Losa de hormigón armado).

El valor característico de la temperatura máxima del aire T_{max} , y la temperatura mínima T_{min} , dependen del clima y de la altitud, y para un periodo de retorno de 50 años, serán los que se indican en las siguientes tablas y figuras de la Instrucción de Puentes.

$T_{max} = 48^{\circ}\text{C}$ a 50°C .

T_{min} = Ronda se encuentra en la zona 6 a una altura aproximada de 700m. de manera que se escoge un valor de -12°C .

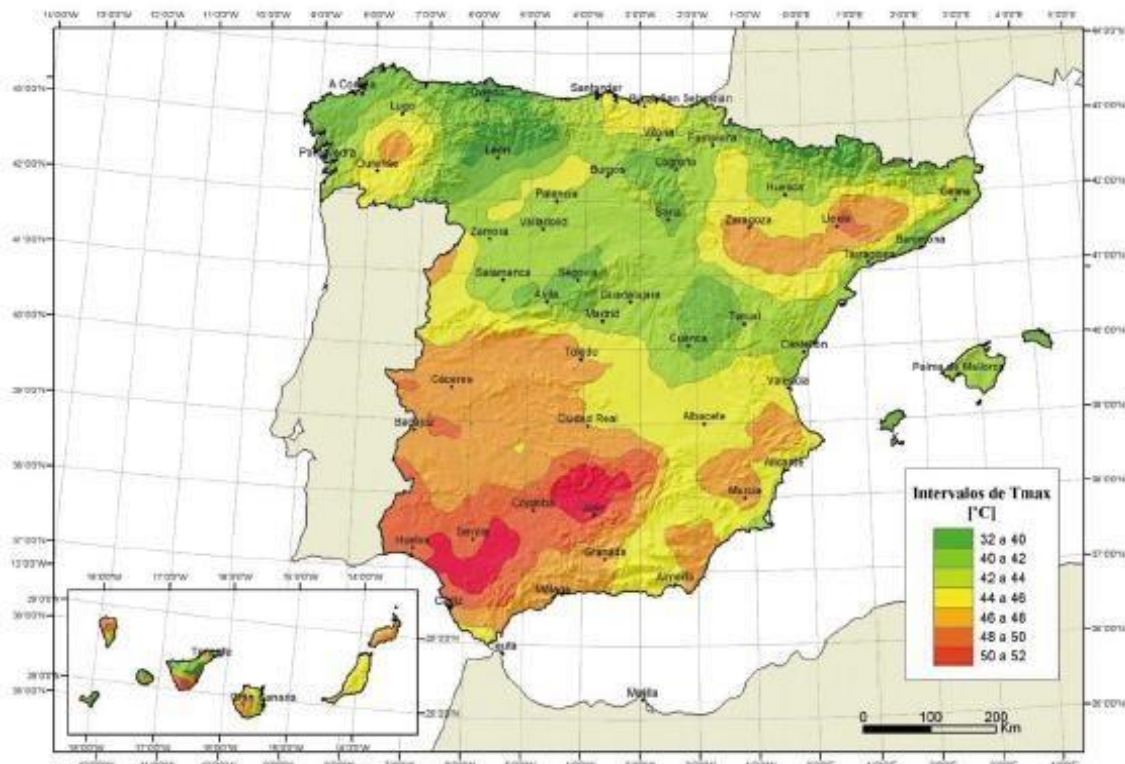


FIGURA 4.3-a ISOTERMAS DE LA TEMPERATURA MÁXIMA ANUAL DEL AIRE, T_{max} [°C]
(Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)



TABLA 4.3-a TEMPERATURA MÍNIMA ANUAL DEL AIRE, T_{min} [°C]
(Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

ALTITUD [m]	ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo $T_{e, mín.}$ y un valor máximo $T_{e, máx.}$ que se determinarán a partir de la temperatura del aire, mediante las expresiones siguientes:

$$T_{e, mín.} = T_{min} + \Delta T = -12^{\circ} + 8^{\circ} = -4^{\circ}\text{C}.$$

$$T_{e, máx.} = T_{max} + \Delta T = 50^{\circ} + 2^{\circ} = 52^{\circ}\text{C}.$$

Según la tabla 4.3-b de la IAP-11, en tableros de hormigón:

$$\Delta T \text{ para } T_{e, mín.} = +8.$$

$$\Delta T \text{ para } T_{e, máx.} = +2.$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción y en dilatación; tomándose como valor de la temperatura inicial del elemento en el momento de coaccionar su movimiento $T_o = 15^{\circ}\text{C}$.

$$\Delta T_{N, con} = T_o - T_{e, mín.} = 15 - (-4) = 19^{\circ}\text{C}.$$

$$\Delta T_{N, exp} = T_{e, máx.} - T_o = 52 - 15 = 37^{\circ}\text{C}.$$

La componente de la diferencia vertical de temperatura depende del calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero. A continuación se calculan los valores de diferencia de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero, para un espesor de pavimento de 8cm, siguiendo la TABLA 4.3-d. y 4.3-e de la IAP-11.

$$\Delta T_{M, heat} = 15^{\circ} \cdot 0,8 = 12^{\circ}\text{C}.$$

$$\Delta T_{M, cool} = 8^{\circ} \cdot 1 = 8^{\circ}\text{C}.$$



6.4. ACCIONES ACCIDENTALES

6.4.1. Sismo

Para la consideración de la acción sísmica en este proyecto, es de aplicación la *Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes* (NCSP-07).

En el informe geotécnico, se cita que el marco ha sido clasificado dentro de la categoría de *Puentes de importancia especial*. (Tomando un factor de importancia de $\gamma = 1,3$).

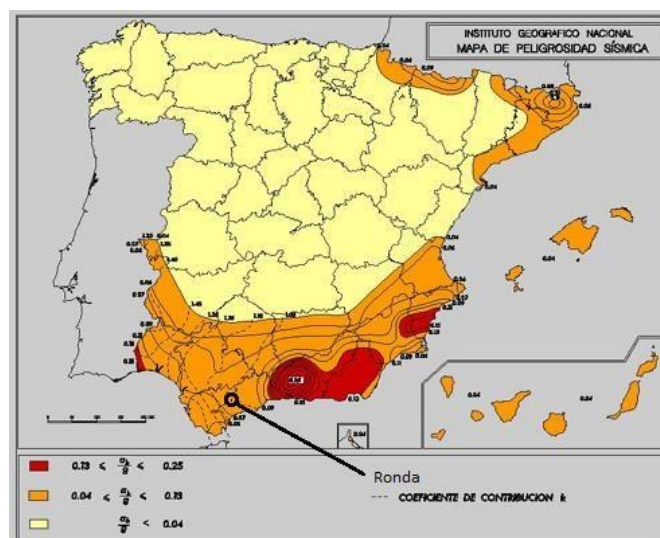
Se ha incluido en este grupo por tratarse de un puente situado en un acceso principal al núcleo urbano. En caso de su destrucción podría interrumpir un servicio imprescindible después de haber ocurrido un terremoto, o aumentar los daños del mismo por efectos catastróficos.

Los parámetros proporcionados por el Informe Geotécnico son los siguientes:

- Aceleración sísmica básica (a_b) = 0.08g
- Aceleración sísmica de cálculo (a_c) = 0.13g
- Coeficiente de contribución (K) = 1.0
- Coeficiente de suelo (C) = 1.61

En cuanto al terreno existente en la zona, se puede clasificar como TERRENO TIPO III. Es decir, Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla:

$$400\text{m/s} \geq V_s > 200\text{m/s}.$$



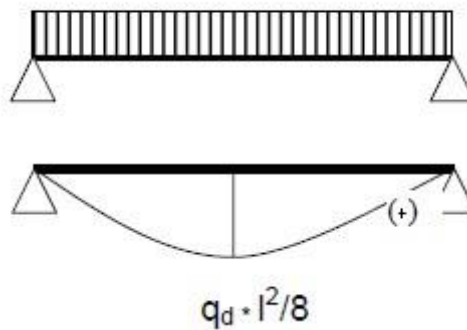
Esta acción debería ser de aplicación, sin embargo decidimos no introducirla en el cálculo ya que no he adquirido conocimientos de este campo a lo largo de mis estudios



7. CÁLCULO DE ESFUERZOS DEL MARCO

7.1. Comprobaciones

Para el cálculo de momentos flectores máximos de las cargas repartidas sobre todo el tablero, empleamos inicialmente la expresión obtenida de la ley de momentos, a partir de la longitud entre los ejes de los apoyos y la carga repartida. El dintel trabaja como una viga **biempotrada**, sin embargo simulamos la pieza como si se tratase de una viga **biapoyada** para efectuar el cálculo manual y explicamos cómo trabaja.



Los siguientes valores los comparamos con los obtenidos en el dintel por el programa Sap2000, y comprobamos que los resultados coinciden.

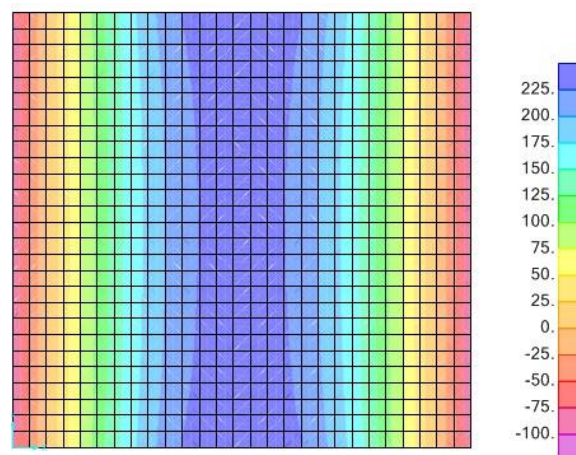
- PESO PROPIO DEL TABLERO

Los valores obtenidos con el Sap2000 son:

$$-M_{\text{máx}} = 240 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$-M_{\text{mín}} = -92 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

La suma (en valores absolutos) de los dos valores anteriores coinciden con los obtenidos por la expresión de cálculo de los momentos en la viga biapoyada. $M_{pp} = 240 + 92 = 332 \text{ KN} \times \text{m}$.



Contamos con un tablero de espesor 0,8m y un peso específico del hormigón de 25 KN/m^3

$$P_p = 0.8 \cdot 1 \cdot 25 = 20 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{20 \cdot 11,6^2}{8} = 336.4 \text{ KN} \times \text{m}$$



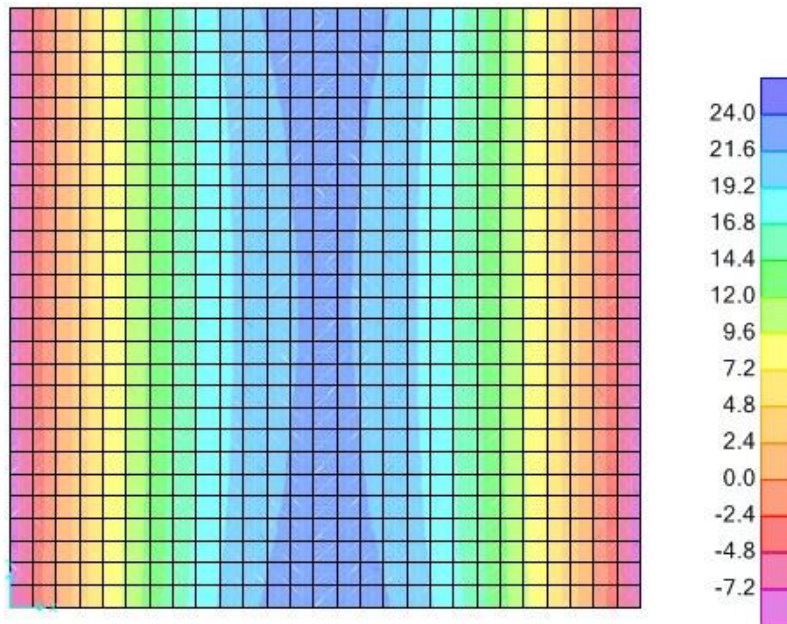
- PAVIMENTO DEL TABLERO

Los valores obtenidos con el Sap2000 son:

$$-M_{\text{máx}} = 22,9 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$-M_{\text{mín}} = -9,2 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{pt}} = 22,9 + 9,2 = |32,11| \text{ KN} \times \text{m}.$$



Contamos con un espesor de pavimento de 0,08 m y un peso específico del mismo de 23 KN/m^3

$$P_{\text{pav}} = 0,08 \times 1 \times 23 = 1,84 \text{ KN/m}.$$

$$M_o = \frac{1,84 \times 11,6^2}{8} = 31 \text{ KN} \times \text{m}.$$



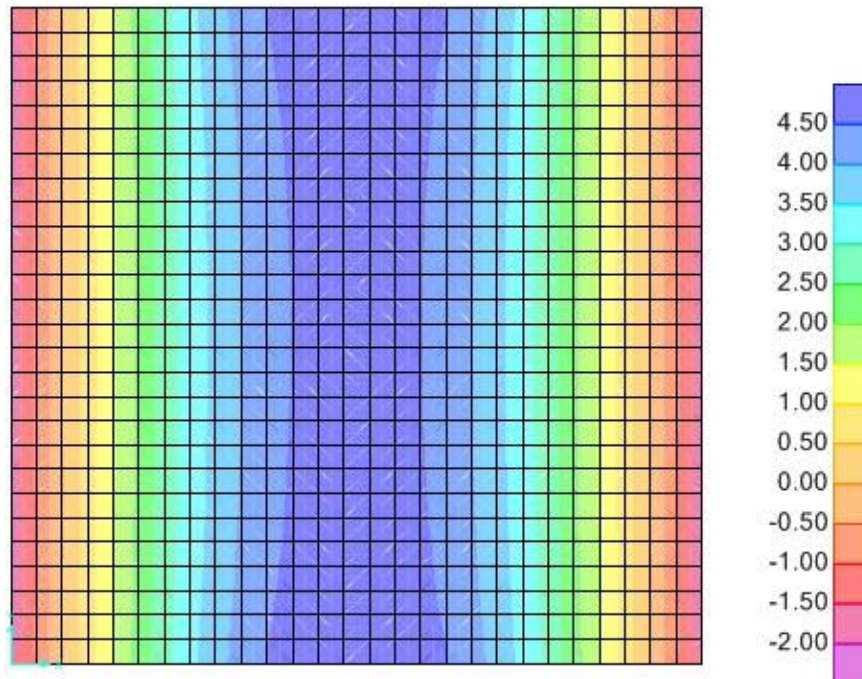
- NIEVE

Los valores obtenidos con el Sap2000 son:

-M_{máx} = 4,9 KN*m.

-M_{mín} = -2 KN*m.

M_n = 4,9 + 2 = 6,9 KN x m.



El valor de la sobrecarga de nieve x metro es 0,4 KN/m.

$$M_o = \frac{0,4 \times 11,6^2}{8} = 6,7 \text{ KN x m.}$$



En las últimas páginas de este anejo se comparan los momentos flectores obtenidos por los programas Sap2000 y CYPE, que aparecen en el tablero, producidos por las sobrecargas.

Para el dimensionamiento de armadura nos basaremos en el programa Sap2000 (Modelo de placas 3D) por los siguientes motivos.

- Comparación Sap2000 (Modelo de placas 3D) - Modelo CYPE

Se puede observar que hay una diferencia de valores entre uno y otro programa del 10% aproximadamente. Esto se debe a que el modelo del Sap se rige con una longitud del tablero de 11,6 metros, que sería la correcta ya que es la distancia entre ejes de apoyos de la losa. En cambio el CYPE, tiene en cuenta los cálculos tomando los extremos del tablero como nudos rígidos, creando una longitud de 11m. En los siguientes cálculos se muestra la diferencia entre ambos softwares.

$$\frac{11,6}{11} = 1,05$$

Como las leyes de momentos flectores tienen forma parabólica se eleva el valor al cuadrado.

$$1,05^2 = 1,1025$$

La diferencia entre ambos debe ser de un 10,25% aproximadamente.

Como se puede observar al final de este anejo, la distribución de los esfuerzos es idéntica en las distintas posiciones de las sobrecargas pero los valores no coinciden al cien por cien.

La variación de resultados entre ambos programas también puede deberse a que el programa CYPE se rige a partir de la IAP-98 en la que la distribución de las huellas de los carros es diferente, sin embargo se ha intentado aproximar al máximo a la normativa actual, colocando las cargas en una posición similar a la del Sap.

Por estos motivos, sobre todo en el caso de la acción del vehículo pesado, las diferencias entre ambos programas es mayor a 10,25%.

- Comparación Sap2000 (Modelo de placas 3D) – Sap2000 (Modelo plano 2D)

Se decide realizar un modelo plano del marco con el programa Sap, para comparar los resultados de este, con el modelo de placas.

Los esfuerzos obtenidos del peso propio y cargas muertas resultan prácticamente idénticos, sin embargo se observa una gran diferencia entre los esfuerzos causados por los vehículos pesados. Esta carga se ha introducido de una forma muy simplificada en el modelo plano, situando dos cargas puntuales de 300 KN situadas a 1,2 metros entre si. La diferencia se debe a que la distribución de las cargas actúa de una forma totalmente diferente. El modelo plano se ha definido con un metro de anchura, por lo tanto, la sobrecarga se concentra en un espacio menor.



A continuación se efectúa la comparación entre ambos modelos.

MODELO PLANO:

- a) El valor del flector en Centro Luz del dintel, producido por el vehículo pesado situado en la posición más desfavorable es de 1368 Knm.
- b) El valor del flector en el extremo del dintel, producido por el vehículo pesado situado en la posición más desfavorable es de -388 Knm

MODELO DE PLACAS:

- a) El valor del flector en Centro Luz del dintel, producido por el vehículo pesado situado en la posición más desfavorable es de 204 Knm.
- b) El valor del flector en el extremo del dintel, producido por el vehículo pesado situado en la posición más desfavorable es de -60 Knm.

a) $204/1368=0,15$

b) $60/388= 0,154$

La conclusión que se obtiene de esta relación es que en el caso de efectuar un modelo plano con una mayor precisión, el valor del vehículo pesado deberá multiplicarse por un coeficiente $\alpha=0,152$.



7.2. COMBINACIÓN DE ACCIONES

□ Estado límite último (ELU)

Los coeficientes de seguridad para la mayoración de acciones siguen lo estipulado en la Normativa de Hormigón EHE-08.

Situación Persistente o Transitoria:

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

$G_{k,j}$ - Valor característico de las acciones permanentes.

$G_{k,j}^*$ - Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

P_k - Valor característico de la acción de pretensado

$Q_{k,1}$ - Valor característico de la acción variable determinante.

$\psi_{0,i} \times Q_{k,i}$ - Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción determinante.

$\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}, \gamma_P, \gamma_{G^*,j}$ - Coeficientes de seguridad.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD EN SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA			
Acciones		Favorable	Desfavorable
Cargas permanentes de valor constante	Peso propio	1	1,35
	Carga muerta	1	1,35
Cargas permanentes de valor no constante	Empuje del terreno	1	1,5
Cargas variables	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Frenado	0	1,5
	Nieve	0	1,5
	Temperatura	0	1,5

Para las comprobaciones resistentes de la estructura, se adoptarán los valores de los coeficientes parciales γ_F indicados en la tabla anterior.

Se realizan las hipótesis necesarias, considerando en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominantes, y el resto como concomitantes.



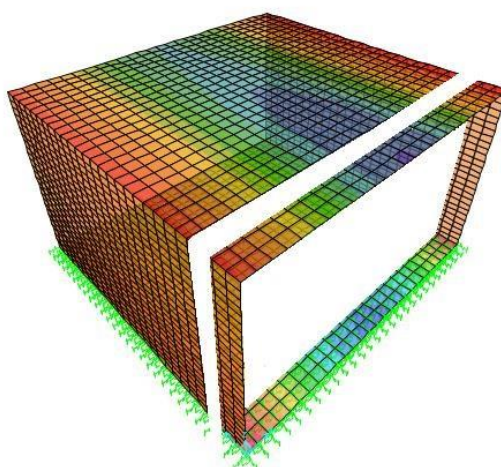
El valor de los factores de simultaneidad ψ será diferente según la acción de que se trate. Se adoptarán los valores recogidos en la tabla 6.1-a. de la IAP – 11, representados en la tabla siguiente:

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{s,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

A continuación se muestran las gráficas correspondientes a los esfuerzos más desfavorables, obtenidos tras realizar las combinaciones de acciones. Como cada elemento del modelo del Sap2000 está dividido en 28 puntos, tras ejecutar el programa se han tomado los valores en 14 puntos, con la misma separación entre ellos.

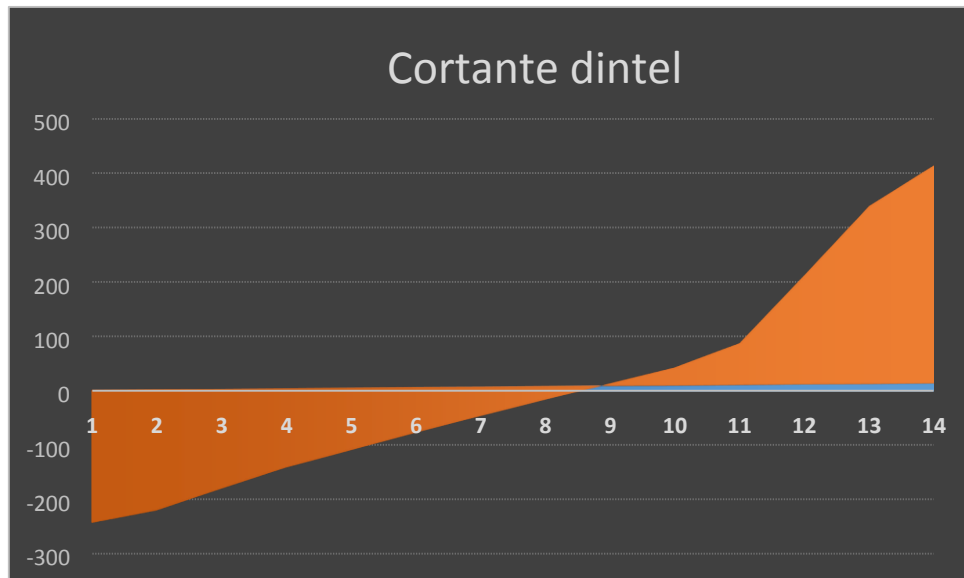
Los valores escogidos corresponden a una rebanada de un metro de ancho, en la que se ha observado que se encuentran los esfuerzos más desfavorables de todo el marco. Esta sección se encuentra en el extremo del marco.



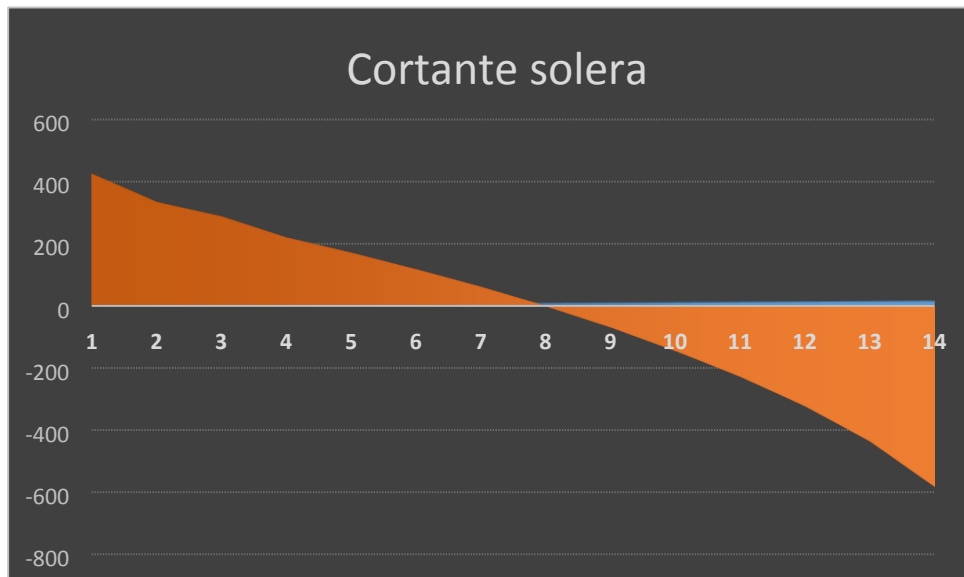


El eje Horizontal corresponde con la longitud total de cada elemento de la estructura, dividido en varios tramos; mientras que en dirección vertical se aprecian los valores de los esfuerzos en cada punto estudiado. Siempre que avancemos en el eje de abscisas se asciende por un hastial, en cambio, cuando se trate del dintel o la solera, estaremos avanzando hacia la derecha.

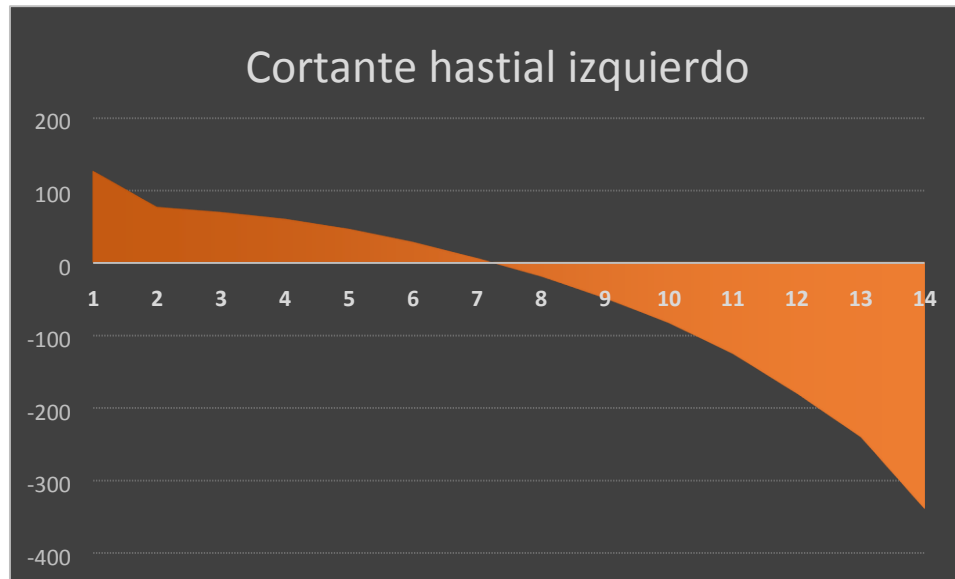
7.2.1. E.L.U. CORTANTE DE ROTURA



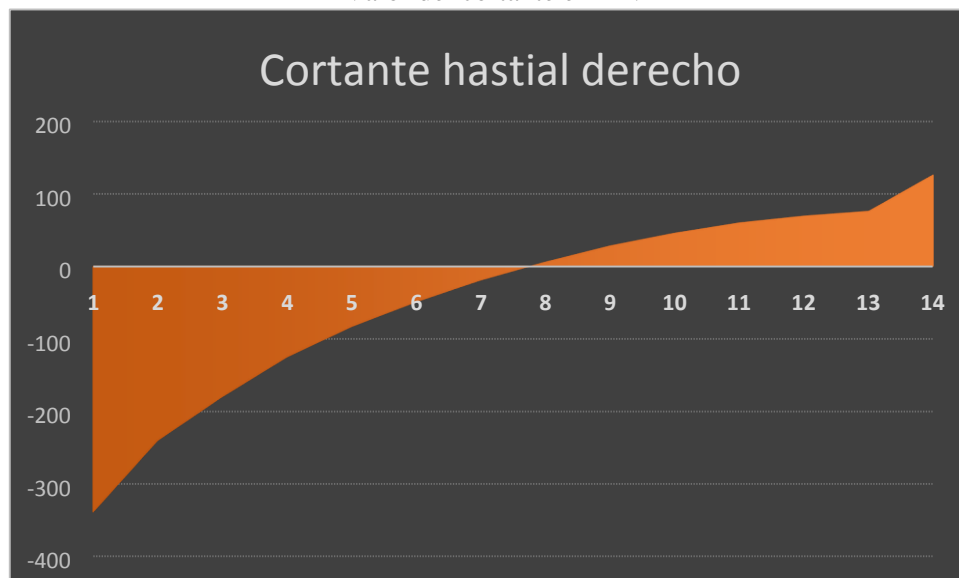
Valor del cortante en KN



Valor del cortante en KN



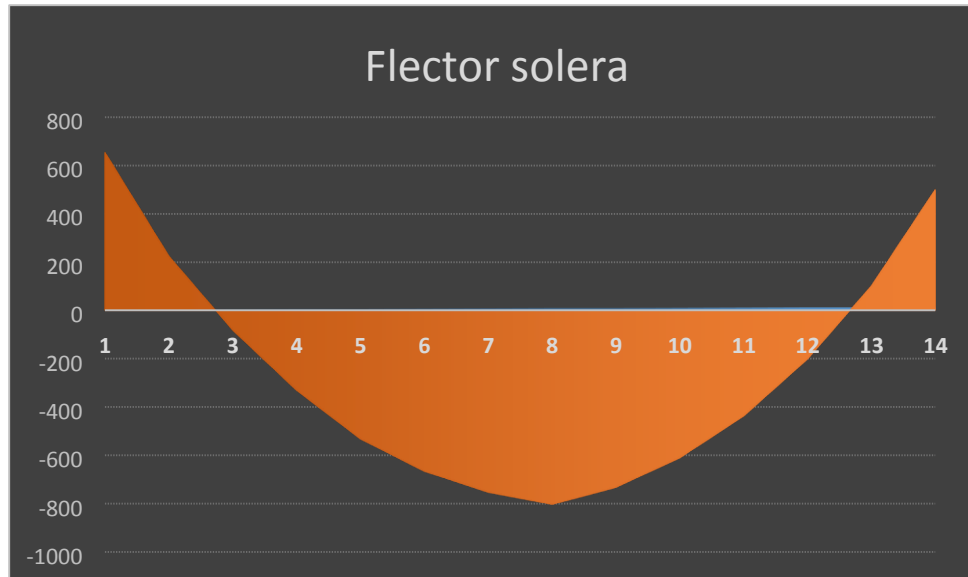
Valor del cortante en KN



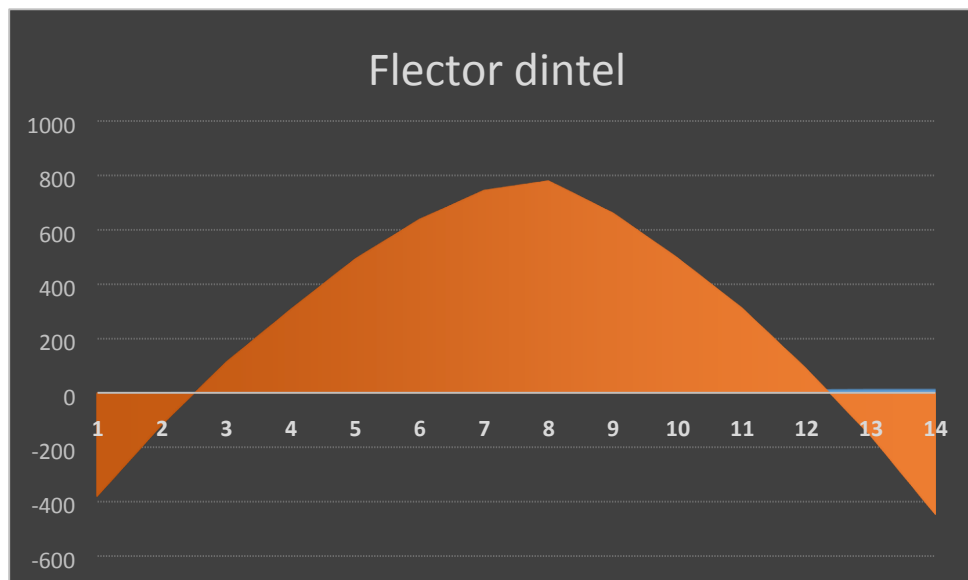
Valor del cortante en KN



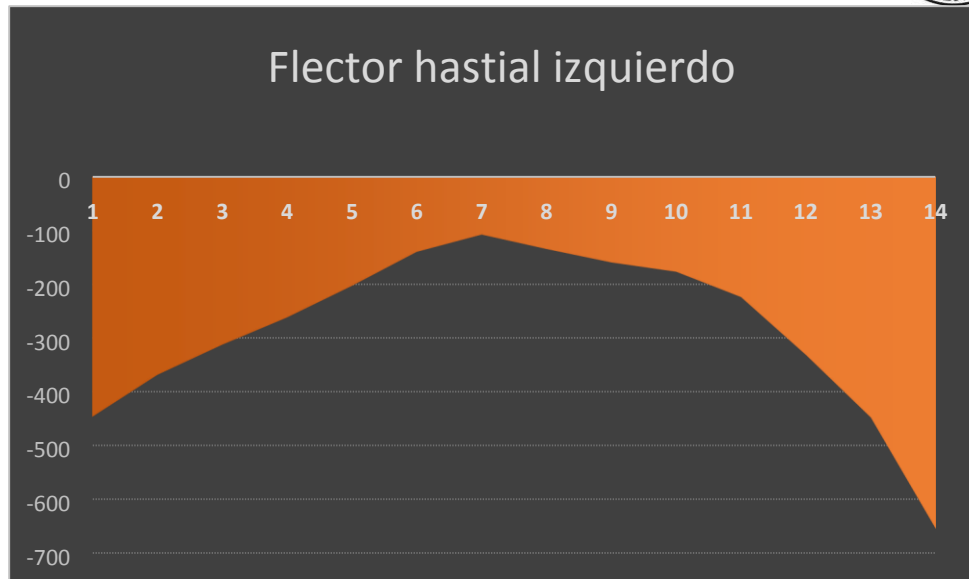
7.2.2. E.L.U. FLEXIÓN DE ROTURA



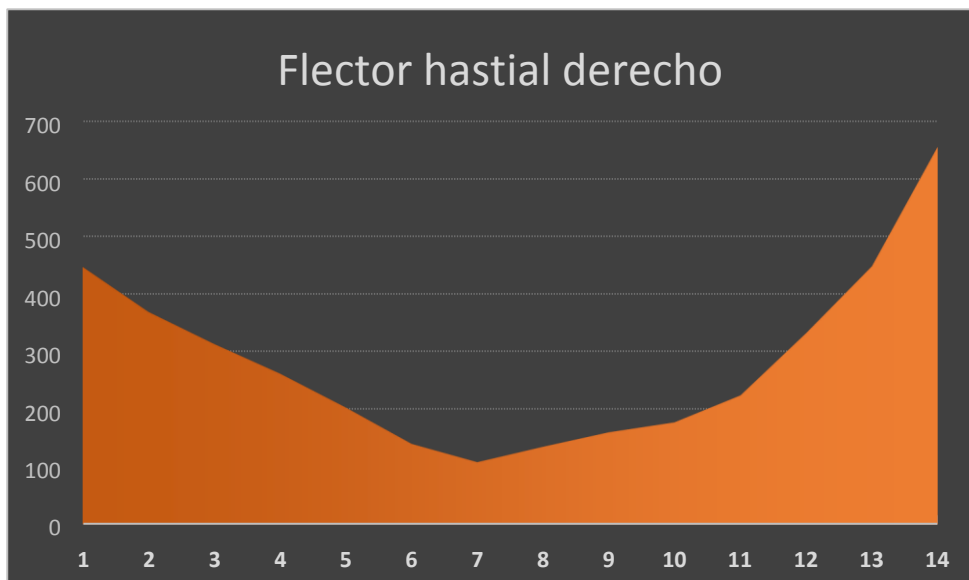
Valor del flector en KN x m



Valor del flector en KN x m



Valor del flector en KN x m



Valor del flector en KN x m



8. DIMENSIONAMIENTO DEL MARCO

Para el dimensionamiento de las armaduras tendremos en cuenta secciones de un metro de anchura. Se considera un recubrimiento mecánico de 5,5 cm, que permitirá el uso hipotético de barras de hasta 20 cm de diámetro, respetando los 35 mm de recubrimiento geométrico.

Debido a las grandes dimensiones de la estructura, se decide despreciar la actuación de los esfuerzos axiales ya que apenas causan un efecto significativo sobre los hastiales, y ninguno sobre tablero y solera. En cualquier caso, el haber tomado esta decisión nos deja del lado de la seguridad.

Para el cálculo de cada sección se toman las fórmulas correspondientes al dimensionamiento de armaduras para Estado Límite de Agotamiento frente a sollicitaciones normales, del artículo 42 de la EHE-08.

Para todos los elementos de la estructura se cumple que, según el diagrama de interacción AxilMomento, se encuentran en Zona C. Esto quiere decir que, por cálculo, no se dispondrán armaduras de compresión.

Sin embargo, para quedarnos del lado de la seguridad, y siguiendo la tabla 42.3.5 de la EHE, cumpliremos las cuantías mínimas geométricas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón.

También se deben cumplir los requisitos de armadura mínima mecánica, encargada de asegurar la transmisión de los esfuerzos, en el momento en el que el hormigón se fisura. Como nuestras secciones son rectangulares y la resistencia del hormigón es menor a 50 MPa, la expresión de la armadura mínima mecánica es la siguiente:

$$A_s \geq 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

A_c es el área de la sección total de hormigón.

Cuando no se cumpla la fórmula anterior, se admite disponer una armadura mínima de tracción reducida αA_s , donde α es:

$$\alpha = 1,5 - 12,5 \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}}$$



8.1. Dintel

E.L.U. FLEXIÓN SIMPLE

Armadura longitudinal.

- Armadura base de tracción para momentos positivos: Se dispone en la cara inferior a lo largo de todo el tablero. Se tiene en cuenta el Momento flector situado a 3 metros de distancia desde los extremos del tablero, posición en la que deja de estar anclada la siguiente armadura que vamos a comentar. Armado por mínimos geométricos
- Armadura de refuerzo de tracción para momentos positivos: Acompaña a la armadura anterior en el centro del tablero, donde los flectores son mayores. Se dimensiona como un exceso de la anterior y su longitud anclada total va desde los 3 metros a los 8,6 metros.
- Armadura de tracción para momentos negativos: Se coloca en la cara superior de la pieza, donde aparecen los momentos negativos, es decir, en los extremos del tablero. Esta armadura se le sumará a la existente en toda la longitud del tablero, y que se va a obtener por criterios geométricos.
- Armadura de compresión para momentos negativos: Sirve la armadura base de tracción obtenida para momentos positivos ya que se dispone a lo largo de todo el tablero en la cara inferior
- Armadura de compresión para momentos positivos: Como se ha comentado anteriormente no es necesario instalarla por cálculo, pero siguiendo la tabla de la EHE de cuantías geométricas, se decide colocar un 50% del armado geométrico necesario de la parte inferior de la pieza.

ARMADO BASE DE TRACCIÓN PARA MOMENTO POSITIVOS (At,1)		
Resistencia característica del hormigón	fck	30 Mpa
Canto de la sección	h	80 cm
Recubrimiento mecánico	Rmec	5,5 cm
Canto útil de la sección	d	74,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Momento flector de cálculo	Md	406 KNm
Área de armadura por cálculo	As, calc	12,74 cm ²
Área mínima geométrica	As,mín,g	14,4 cm ²
Área mínima mecánica	As,mín,m	13,6 cm ²
Armadura a disponer	Armado	Φ16c/12,5 cm
Área de armadura a disponer	As	16,08 cm ²



ARMADURA DE REFUERZO DE TRACCIÓN PARA MOMENTOS POSITIVOS (At,2)		
Resistencia característica del hormigón	fck	30 Mpa
Canto de la sección	h	80 cm
Recubrimiento mecánico	Rmec	5,5 cm
Canto útil de la sección	d	74,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Momento flector de cálculo	Md	778 KNm
Área de armadura por cálculo	As, calc	24,8 cm ²
Área mínima geométrica	As,mín,g	14,4 cm ²
Exceso de área respecto del armado base	As,+	12,06 cm ²
Área mínima mecánica	As,mín,m	14,72 cm ²
Armadura a disponer	Armado	Φ16c/12,5 cm
Área de armadura a disponer	As	16,08 cm ²

ARMADURA DE TRACCIÓN PARA MOMENTOS NEGATIVOS (At,3)		
Resistencia característica del hormigón	fck	30 Mpa
Canto de la sección	h	80 Cm
Recubrimiento mecánico	Rmec	5,5 Cm
Canto útil de la sección	d	74,5 Cm
Ancho de la sección	b	100 Cm
Momento flector de cálculo	Md	-447 KNm
Área de armadura por cálculo	As, calc	14,1 cm ²
Área mínima geométrica	As,mín,g	14,4 cm ²
Exceso de área respecto del armado a compresión	As',+	6,36 cm ²
Área mínima mecánica	As,mín,m	14,4 cm ²
Armadura a disponer	Armado	φ 16c/25 cm
Área de armadura a disponer	As	8,04 cm ²

ARMADURA DE COMPRESIÓN PARA MOMENTOS POSITIVOS (Ac,1)	
50% de armadura básica geométrica	7,2 cm ²
Área de armadura a disponer	9,05 cm ²
Armadura dispuesta	φ 12c/12,5 cm



Armadura transversal.

Los valores de los momentos en flexión transversal son considerablemente menores a los de flexión longitudinal. Como en este trabajo no vamos a tratar esos resultados, se decide disponer la armadura por criterios geométricos, repartiendo el valor obtenido en las dos caras

- Armadura transversal en la cara inferior: El área total de esta armadura corresponde a la suma de la armadura básica de tracción para momentos positivos y la armadura de refuerzo para momentos positivos ($A_{t,1}+A_{t,2}$).
- Armadura transversal en la cara superior: El área total de esta armadura corresponde a la suma de la armadura de tracción para momentos negativos y la armadura de compresión de la cara superior para momentos positivos. ($A_{c,1}+A_{t,3}$). Sin embargo armamos por criterios geométricos, ya que nos exige una mayor área de armado.

ARMADURA TRANSVERSAL EN LA CARA INFERIOR (Ax,1)	
Area de armadura por mínimos geométricos	14,4 cm ²
50% del área de armado	7,2 cm ²
Armadura a disponer	φ 16c/25 cm
Área de armadura a disponer	8,04 cm ²

ARMADURA TRANSVERSAL EN LA CARA SUPERIOR (Ax,2)	
Area de armadura por mínimos geométricos	14,4 cm ²
50% del área de armado	7,2 cm ²
Armadura a disponer	φ16c/25 cm
Área de armadura a disponer	8,04 cm ²



E.L.U. CORTANTE

El primer trámite para el dimensionamiento de la armadura a cortante es realizar las respectivas comprobaciones, tanto para el agotamiento por compresión oblicua en el alma como para el agotamiento por tracción en el alma.

Por limitaciones de ductilidad, la resistencia de cálculo de la armadura de los cercos es 400MPa. A continuación se muestran estas comprobaciones, donde se han adoptado unos valores de ángulo de las armaduras respecto al eje de la pieza:

(α) y ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza (θ)

$$\alpha = 90^\circ \text{ y } \theta = 45^\circ.$$

- Agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$\begin{aligned} V_{u1} &\geq V_d \text{ 4470} \\ \text{KN} &\geq 411 \text{ KN.} \end{aligned}$$

- Agotamiento por tracción en el alma.

$$\begin{aligned} V_{u2} &\geq V_d \\ V_{u2} &= V_{cu} + V_{su} \\ V_{u2} &= 201,8 + 209,2 \end{aligned}$$

ARMADO DE CORTANTE		
Resistencia característica del hormigón	fck	30 Mpa
Canto de la sección	h	80 cm
Canto útil de la sección	d	74,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Esfuerzo cortante máximo	Vd	411 KN
Cuantía armadura longitudinal a tracción	ρ_l	0,19 %
Mínimo armado de cercos	A_{ay}	9,7 cm ² /m
Cercos necesarios por cálculo	$A_{s\alpha}$	7,8 cm ² /m

La separación transversal entre ramas (St), suponiendo un diámetro del cerco de 10 mm, será de 30cm entre las ramas de un mismo cerco y 20 cm de separación entre dos cercos, y cada cerco contará con 4 ramas.

$$9,7 \times 10^{-4} \leq 4 \times \frac{\pi \times 0,01^2}{4} \times \frac{1}{St}$$

$$St \leq 0,32 \text{ m.}$$



La separación longitudinal entre ramas transversales debe cumplir las siguientes condiciones, ya que $Vd \leq 1/5 Vu_1$.

- $Sl \leq 0,75d \times (1 + \cot \alpha) \leq 600mm$

$$558,75 \leq 600mm$$

- $Sl \leq 15 \varphi, \min$

$$Sl \leq 15 \times 1,6 = 24cm.$$

Separación transversal entre cercos	20 cm
Separación longitudinal entre cercos	20 cm
Disposición de armado	ϕ 10c/20 cm
Área de armadura a disponer	12,6 cm ² /m

El armado de cortante deja de ser necesario a una distancia de 2,5 metros respecto a los extremos del dintel, pero siguiendo la normativa, se deberá prolongar una longitud igual a medio canto útil. Sumando ambos extremos aumentará un total de 150 cm.



8.2. Solera

E.L.U. FLEXIÓN SIMPLE

Para el dimensionamiento de la solera actuamos de la misma forma que hemos hecho con el tablero. En esta ocasión, los momentos están invertidos respecto al dintel ya que en el centro luz los momentos son negativos y en los extremos del mismo los momentos son positivos. Sin embargo el momento flector máximo no queda situado en el centro de la pieza, sino que debido al empuje del terreno que ha sido mayorado un 10% en un hastial y reducido en el otro, el momento máximo está a una distancia de 6,3 metros respecto del eje de un hastial, y a 5,3 respecto del otro.

Al tratarse de un elemento enterrado, debido a que contará con terreno sobre y bajo la pieza, el recubrimiento mecánico adoptado será de 5,5 cm, pero se verterá una capa de hormigón de limpieza bajo la solera para protegerla de agentes externos.

Armadura longitudinal

Las armaduras de tracción para momentos negativos se sitúan en la cara superior, mientras que las de momentos positivos están en la cara inferior, al contrario del dintel.

ARMADO BASE DE TRACCIÓN PARA MOMENTO NEGATIVOS (At,4)		
Resistencia característica del hormigón	Fck	30 Mpa
Canto de la sección	H	80 cm
Recubrimiento mecánico	Rmec	5,5 cm
Canto útil de la sección	D	74,5 cm
Ancho de la sección	B	100 cm
Momento flector de cálculo	Md	-530 KNm
Área de armadura por cálculo	As, calc	16 cm ²
Área mínima geométrica	As,mín,g	14,4 cm ²
Área mínima mecánica	As,mín,m	14,72 cm ²
Armadura a disponer	Armado	Φ16c/12,5 cm
Área de armadura a disponer	As	16,08 cm ²

ARMADURA DE REFUERZO DE TRACCIÓN PARA MOMENTOS NEGATIVOS (At,5)		
Resistencia característica del hormigón	fck	30 MPa
Canto de la sección	h	80 cm
Recubrimiento mecánico	Rmec	5,5 cm
Canto útil de la sección	d	74,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Momento flector de cálculo	Md	-800 KNm
Área de armadura por cálculo	As, calc	25,7 cm ²
Área mínima geométrica	As,mín,g	14,4 cm ²
Exceso de área respecto del armado base	As,+	9,6 cm ²
Área mínima mecánica	As,mín,m	14,72 cm ²
Armadura a disponer	Armado	Φ20c/25 cm
Área de armadura a disponer	As	12,57 cm ²



ARMADURA DE TRACCIÓN PARA MOMENTOS POSITIVOS (At,6)		
Resistencia característica del hormigón	f_{ck}	30 MPa
Canto de la sección	h	80 cm
Recubrimiento mecánico	R_{mec}	5,5 cm
Canto útil de la sección	d	74,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Momento flector de cálculo	M_d	655 KNm
Área de armadura por cálculo	$A_s, calc$	20,9 cm ²
Área mínima geométrica	$A_{s,min,g}$	14,4 cm ²
Exceso de área respecto armado a compresión (Ac,2)	$A_{s',+}$	11,9 cm ²
Área mínima mecánica	$A_{s,min,m}$	14,72 cm ²
Armadura a disponer	Armado	$\varnothing 20c/25$ cm
Área de armadura a disponer	A_s	12,57 cm ²

ARMADURA DE COMPRESIÓN	$A_{c,2}$
50% de armadura básica geométrica	7,2 cm ²
Área de armadura a disponer	9,05 cm ²
Armadura dispuesta	$\varnothing 12c/12,5$ cm

Armadura transversal.

Seguimos el mismo procedimiento que hemos utilizado en el dimensionamiento del dintel.

ARMADURA TRANSVERSAL EN LA CARA INFERIOR (Ax,3)	
Area de armadura por mínimos geométricos	14,4 cm ²
50% del área de armado	7,2 cm ²
Armadura a disponer	$\varnothing 16c/25$ cm
Área de armadura a disponer	8,04 cm ²

ARMADURA TRANSVERSAL EN LA CARA SUPERIOR (Ax,4)	
Area de armadura por mínimos geométricos	14,4 cm ²
50% del área de armado	7,2 cm ²
Armadura a disponer	$\varnothing 16c/25$ cm
Área de armadura a disponer	8,04 cm ²



E.L.U. CORTANTE

De la misma forma que hemos actuado en el dintel, lo hacemos en la solera.

$$f_{y\alpha d} = 400 \text{ MPa}, \alpha = 90^\circ \text{ y } \theta = 45^\circ.$$

- Agotamiento por compresión oblicua en el alma:

$$\begin{aligned} V_{u1} &\geq V_d \cdot 4320 \\ \text{KN} &\geq 580 \text{ KN.} \end{aligned}$$

- Agotamiento por tracción en el alma.

$$\begin{aligned} V_{u2} &\geq V_d \\ V_{u2} &= V_{cu} + V_{su} \\ V_{u2} &= 230 + 350 \end{aligned}$$

ARMADO DE CORTANTE		
Resistencia característica del hormigón	fck	30 Mpa
Canto de la sección	h	80 cm
Canto útil de la sección	d	74,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Esfuerzo cortante máximo	Vd	580 KN
Cuantía armadura longitudinal a tracción	ρ_l	0,28 %
Mínimo armado de cercos	A_{ay}	9,7 cm ² /m
Cercos necesarios por cálculo	A_{sa}	12,4 cm ² /m

La separación transversal entre ramas (St), suponiendo un diámetro del cerco de 10 mm, será de 30 cm entre las ramas de un cerco y 20 cm entre dos cercos y contará con cuatro ramas en cada cerco.

$$12,4 \times 10^{-4} \leq 4 \times \frac{\pi \times 0,01^2}{4} \times \frac{1}{St}$$

$$St \leq 0,31 \text{ m.}$$



La separación longitudinal entre ramas transversales debe cumplir las siguientes condiciones, ya que $Vd \leq 1/5 Vu_1$.

- $Sl \leq 0,75d \times (1 + \cot \alpha) \leq 600mm$

$$558 \leq 600mm$$

- $Sl \leq 15 \varphi, \text{ min}$

$$Sl \leq 15 \times 1,2 = 18cm.$$

Separación transversal entre cercos	20 cm
Separación longitudinal entre cercos	15 cm
Disposición de armado	φ 10c/15 cm
Área de armadura a disponer	12,6 cm ² /m

El armado de cortante deja de ser necesario a una distancia de 3 metros respecto a los extremos del dintel, pero siguiendo la normativa, se deberá prolongar una longitud igual a medio canto útil en cada punto en el que deje de ser necesario. Sumando ambos extremos se aumentará un total de 150 cm, la longitud de armado a cortante.



8.3. Hastiales

En primer lugar comentar que las barras que hemos colocado en los extremos de la solera y del dintel para soportar la tracción en estos puntos, se doblarán 90° y se prolongan tanto en la parte superior como en la parte inferior del hastial, hasta que sea necesaria. Estas armaduras son, en la solera: “ARMADURA DE TRACCIÓN PARA MOMENTOS POSITIVOS”, y en el dintel “ARMADURA DE TRACCIÓN PARA MOMENTOS NEGATIVOS”.

En los extremos superior e inferior de los hastiales es donde se concentran mayores esfuerzos, por lo tanto se colocará una mayor área de armado en estos puntos. Las armaduras que acabamos de nombrar se reforzarán ya que no alcanzan el área necesaria.

En la cara del trasdós deberán situarse todas las armaduras a tracción, porque apenas contamos con un momento flector positivo.

Armadura vertical

- Armadura de refuerzo inferior: Este refuerzo corresponde al armado At,6 situado en el empotramiento de la solera y que asciende por los hastiales. Para alcanzar el armado necesario en este punto, se le suma la armadura básica de tracción al armado de refuerzo
- Armadura de refuerzo superior: Como ocurre en la armadura anterior, este refuerzo corresponde al armado At,3, correspondiente a la armadura que resiste las tracciones en los extremos de la cara superior del dintel y que se prolonga descendiendo por los hastiales. Para alcanzar el armado necesario en este punto, se le suma la armadura básica de tracción al armado de refuerzo. Tanto esta armadura como la anterior, se prolonga una longitud de 2 metros (sin tener en cuenta la longitud de anclaje) ya que no bastaría armar con mínimos geométricos.
- Armadura básica de tracción: Esta armadura se sitúa a lo largo del hastial, resistiendo parte de los esfuerzos en los extremos y cubriendo el mínimo geométrico del centro del hastial, en el que apenas existe flector, en el espacio que no cubren las dos armaduras anteriores. Se arma por mínimos mecánicos ya que apenas hay momento.
- Armadura de compresión: Armado presente en la cara del intradós.

ARMADURA BÁSICA DE TRACCIÓN. CARA EXTERIOR (At,9)		
Resistencia característica del hormigón	fck	30 Mpa
Canto de la sección	h	60 cm
Recubrimiento mecánico	Rmec	5 cm
Canto útil de la sección	d	55 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Momento flector de cálculo	Md	-250 KNm
Área de armadura por cálculo	As, calc	10,7 cm ²
Área mínima geométrica	As,mín,g	5,4 cm ²
Área mínima mecánica	As,mín,m	11,1 cm ²
Armadura a disponer	Armado	Φ20c/25 cm
Área de armadura a disponer	As	12,57 cm ²



ARMADURA DE REFUERZO DE TRACCIÓN , EXTREMO INFERIOR (At,8)	
Armado correspondiente a At,6	12,57 cm ²
Armado a disponer	φ 20c/25 cm

ARMADURA DE REFUERZO DE TRACCIÓN , EXTREMO SUPERIOR (At,7)	
Armado correspondiente a At,3	8,04 cm ²
Armado a disponer	φ 16c/25 cm

La armadura de compresión se ha dimensionado a partir de la armadura situada en el centro del elemento a estudiar, es decir, se ha tomado en cuenta la armadura básica de tracción.

ARMADURA DE COMPRESIÓN PARA MOMENTOS NEGATIVOS	(Ac,3)
50% de armadura básica geométrica	5,7 cm ²
Área de armadura a disponer	9,05 cm ²
Armadura dispuesta	φ 12c/12,5 cm



Armadura transversal.

En este caso, la armadura horizontal se arma por criterios geométricos, como indica la EHE para el dimensionamiento de muros, repartiendo en ambas caras la misma cuantía.

ARMADURA TRANSVERSAL EN CADA CARA (Ax,5)	
Armado por criterios geométricos	19,2 cm ²
50% del armado obtenido	9,6 cm ²
Armado a disponer	φ 16c/20 cm

E.L.U. DE CORTANTE

De la misma forma que hemos actuado en el dintel y en la solera, ahora estudiamos los hastiales

$$f_{y\alpha d} = 400 \text{ MPa}, \alpha = 90^\circ \text{ y } \theta = 45^\circ.$$

- Agotamiento por compresión oblicua en el alma:

$$V_{u1} \geq V_d \quad 3270 \text{ KN} \geq 339 \text{ KN}.$$

- Agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} \geq V_d$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{u2} = 222,5 + 116,5$$

ARMADO DE CORTANTE		
Resistencia característica del hormigón	fck	30 Mpa
Canto de la sección	h	60 cm
Canto útil de la sección	d	54,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Esfuerzo cortante máximo	Vd	339 KN
Cuantía armadura longitudinal a tracción	ρl	0,54 %
Mínimo armado de cercos	Aαy	9,7 cm ² /m
Cercos necesarios por cálculo	Asα	5,6 cm ² /m

La separación transversal entre ramas (St), suponiendo un diámetro del cerco de 10 mm, será de 30 cm entre las ramas de un cerco y 20 cm entre dos cercos y contará con cuatro ramas en cada cerco.

$$9,7 \times 10^{-4} \leq 4 \times \frac{\pi \times 0,01^2}{4} \times \frac{1}{St}$$

$$St \leq 0,31 \text{ m}.$$



La separación longitudinal entre ramas transversales debe cumplir las siguientes condiciones, ya que $Vd \leq 1/5 Vu_1$.

$$\bullet \quad Sl \leq 0,75d \times (1 + \cotga) \leq 600mm$$

$$409 \leq 600mm$$

$$\bullet \quad Sl \leq 15 \varphi, \text{ min}$$

$$Sl \leq 15 \times 1,2 = 18cm.$$

Separación transversal entre cercos	20 cm
Separación longitudinal entre cercos	15 cm
Disposición de armado	φ 10c/15 cm
Área de armadura a disponer	12,6 cm ² /m

El armado de cortante deja de ser necesario a una distancia de 2 metros respecto a los extremos del dintel, pero siguiendo la normativa, se deberá prolongar una longitud igual a medio canto útil. Sumando ambos extremos se aumentará un total de 130 cm.

8.4. Longitud de anclaje

A continuación se muestran las longitudes de anclaje de las armaduras obtenidas hasta el momento. Para obtenerlas, se ha seguido el artículo 69.5 de la EHE. Hemos considerado en cada una de ellas la resistencia del hormigón, el diámetro, la cuantía de armadura a disponer respecto a la que se ha dispuesto realmente, el tipo de acero, el tipo de anclaje, la posición de adherencia y su funcionamiento a tracción o compresión.

ARMADURA	TIPO DE ANCLAJE	LONGITUD (cm)
At,1	Patilla	30
At,2	Recto	40
At,3	Recto	30
Ac,1	Patilla	30
At,4	Patilla	30
At,5	Recto	20
At,6	Recto	50
Ac,2	Patilla	30
At,7	Recto	30
At,8	Recto	30
At,9	Patilla	40
Ac,3	Patilla	20
Ax,1,2,3,4	Patilla	30



Ax,5	Patilla	25
------	---------	----

8.5. E.L.S.

El estado límite de servicio verifica el comportamiento del marco frente a las acciones de uso que actúan con más frecuencia a lo largo del tiempo.

Se tendrá en cuenta la combinación cuasi permanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes.
$G_{k,j}^*$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
P_k	Valor característico de la acción del pretensado.
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante.
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	
		Efecto Favorable	Efecto Desfavorable
PERMANENTE		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado P ₁ Armaduras postesas	$\gamma_{G^*} = 0,9(*)$	$\gamma_{G^*} = 1,1(*)$
	Pretensado P ₁ Armaduras pretesas	$\gamma_{G^*} = 0,95(*)$	$\gamma_{G^*} = 1,05(*)$
	Pretensado P ₂	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
VARIABLE		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,0$



- FISURACIÓN

En primer lugar se comprueba el estado límite de fisuración por tracción, que consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{m\acute{a}x}$$

Donde W_k es la abertura característica de fisura y $W_{m\acute{a}x}$ es la abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2 de la EHE.

En nuestro caso, para el ambiente en el que nos encontramos (IIa+Qb) la abertura máxima de fisura es 0,3 mm. W_k se obtiene con la siguiente fórmula:

$$W_k = S_m \times \beta \times s_m$$

S_m es la separación media entre fisuras, expresada en mm.

β es un coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y en nuestro caso se le asigna un valor de 1,7

s_m es el alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

- Dintel

Se comprueba la fisuración tanto en centro luz como en el extremo del dintel, ya que son los puntos con mayores momentos flectores. El momento de fisuración es 309 KNm, por lo que se asegura que aparecerán fisuras por tracción en ambas secciones.

FISURACIÓN EN CENTRO LUZ DEL DINTEL		
Flector en E.L.S	M,s	585 KNm
Recubrimiento de armaduras	c	45 mm
Distancia entre barras long.	s	125 mm
coeficiente del diagrama	k1	0,125
Diámetro máximo armadura de Trac.	$\phi_{max,t}$	16 mm
Área eficaz	Ac.ef	1750 cm ²
Area total de las armaduras	As	31,42 mm
Separación media de fisuras	S _m	150,6 mm
Alargamiento medio armadura	ϵs_m	0,0011 mm
Apertura de fisura	W _k	0,257 mm
Apertura máxima de fisura	W _{,max}	0,3 mm

Cumple la comprobación de fisuración a tracción $0,298 \leq 0,3$



FISURACIÓN EN EL EXTREMO DEL DINTEL		
Flector en E.L.S	M,s	321 KNm
Recubrimiento de armaduras	c	45 mm
Distancia entre barras long.	s	25 mm
coeficiente del diagrama	k1	0,125
Diámetro máximo armadura de Trac.	$\phi_{max,t}$	16 mm
Área eficaz	Ac.ef	1750 cm ²
Area total de las armaduras	As	16,08 mm
Separación media de fisuras	Sm	140,9 mm
Alargamiento medio armadura	ϵ_{sm}	0,00076 mm
Apertura de fisura	Wk	0,18 mm
Apertura máxima de fisura	W,max	0,3 mm

Cumple la comprobación de fisuración a tracción $0,24 \leq 0,3$

- Solera

Se comprueba la fisuración tanto en centro luz como en el extremo de la solera, ya que son los puntos con mayores momentos flectores. El momento de fisuración es 309 KNm, por lo que se asegura que aparecerán fisuras por tracción en ambas secciones.

FISURACIÓN EN CENTRO LUZ DE LA SOLERA		
Flector en E.L.S	M,s	602 KNm
Recubrimiento de armaduras	c	45 mm
Distancia entre barras long.	s	100 mm
coeficiente del diagrama	k1	0,125
Diámetro máximo armadura de Tracción	$\phi_{max,t}$	16 mm
Área eficaz	Ac.ef	1750 cm ²
Area total de las armaduras	As	25,76 mm
Separación media de fisuras	Sm	110,5 mm
Alargamiento medio armadura	ϵ_{sm}	0,0014 mm
Apertura de fisura	Wk	0,27 mm
Apertura máxima de fisura	W,max	0,3 mm

Cumple la comprobación de fisuración a tracción: $0,27 \leq 0,3$



FISURACIÓN EN EL EXTREMO DEL DINTEL		
Flector en E.L.S	M,s	441 KNm
Recubrimiento de armaduras	c	45 mm
Distancia entre barras long.	s	125 mm
coeficiente del diagrama	k1	0,125
Diámetro máximo armadura de Tracción	$\phi_{max,t}$	20 mm
Área eficaz	Ac.ef	2050 cm ²
Area total de las armaduras	As	21,6 mm
Separación media de fisuras	Sm	116 mm
Alargamiento medio armadura	ϵ_{sm}	0,0011 mm
Apertura de fisura	Wk	0,217 mm
Apertura máxima de fisura	W,max	0,3 mm

Cumple la comprobación de fisuración a tracción: $0,217 \leq 0,3$.

- FLECHA

Siguiendo con el estado límite de servicio, se calcula la flecha en el Dintel. El espesor que se suele utilizar del dintel para el predimensionamiento suele tener como valor $0,1L$, en nuestro caso 1,1 metros. Como el programa de cálculo que se ha seguido es muy preciso, se eligió un canto menor para poder reducir costes. Con los siguientes cálculos comprobamos que el espesor que hemos elegido para el dintel (0,8 metro) cumple los valores mínimos:

-Momento de aparición de primera fisura (M,f) = 309 KN·m.

-Momento de servicio en centro luz (M,c) = 585 KN·m.

-Momento de servicio en el extremo del dintel (M,e) = -321 KN·m.

-Inercia bruta (I_b) = $0,0426 \text{ m}^4$

-Inercia fisurada en CL ($I_{f,c}$) = $8,55 \cdot 10^{-3}$

-Inercia fisurada en el empotramiento ($I_{f,e}$) = $2,02 \cdot 10^{-3}$



Cálculo de la inercia equivalente I_e :

$$I_e = 0,5I_{e,c} + 2 \times (0,25 I_{e,e}) = 0,5 \times 0,0135 + 2 \times (0,25 \times 0,0382) = 0,083 m^4.$$

$$I_{e,c} = 0,0135 m^4.$$

$$I_{e,e} = 0,0382 m^4.$$

Cálculo de la flecha instantánea Y_o :

$$Y_o = \frac{M_{c,c} \times L^2}{16 \times E_c \times I_e} = \frac{585 \times 11^2}{16 \times 28577 \cdot 10^{-3} \times 0,083} = 1,86 \cdot 10^{-3} = 1,86 \text{ mm}.$$

Cálculo de la flecha diferida Y_{dif} :

$-M_g/M_a$ = relación entre las cargas permanentes y la totalidad de las cargas

$$Y_{dif} = Y_o \times \gamma \times \frac{M_g}{M_a} = 1,86 \cdot 10^{-3} \times 1,11 \times \frac{230}{585} = 8,1 \cdot 10^{-4} = 0,8 \text{ mm}$$

$$\gamma = 1,11$$

γ = Este valor depende del área de armado existente en la sección y de el tiempo que se tiene en cuenta para el cálculo de la flecha diferida (más de 5 años).

$$\underline{\text{Flecha total} = 1,86 + 0,8 = 2,7 \text{ mm.}}$$



9. CÁLCULO DE ESFUERZOS Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS ALETAS.

9.1. Introducción.

Teniendo en cuenta el poco espacio del que se dispone entre el marco y las rotondas, se impone la solución de construir las aletas en quiebro, concretamente tendrán un desvío de 30° respecto a la directriz de la carretera. La geometría de la aleta debe acompañar el descenso del talud de la carretera superior, por lo que se propone que exista un desnivel entre el inicio y el final de la aleta de 4,8 metros, y que la longitud de la misma sea de 10 metros. De esta forma el talud contará con un ángulo de 30° respecto a la horizontal y las tierras no invadirán las rotondas

Debido a que se busca un espesor de la aleta de 60 cm, en ningún momento se hormigonará contra el terreno para evitar la restricción de los 7 cm de recubrimiento mínimo de las armaduras. Las dimensiones de las aletas se han obtenido siguiendo unos criterios de predimensionamiento, que han sido comprobados por el programa CYPE, cumpliendo todas las comprobaciones:

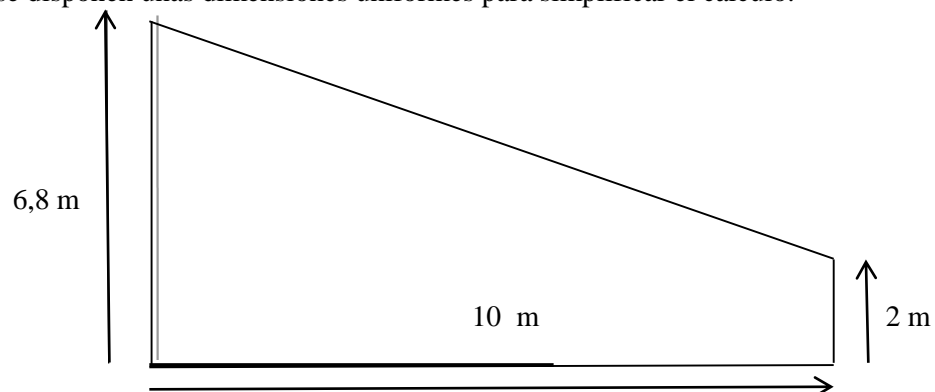
- Altura de alzado = h.
- Espesor de alzado = $0,1 \cdot h$
- Canto de la zapata = mayor a $0,1 \cdot h$

Decidimos diseñar con las siguientes dimensiones:

- Altura de la zapata = 0,8 m.
- Altura del muro = 6,8
- Espesor de aleta = 0,6 m.
- Ancho total de la zapata = 5,6 m.
- Puntera de la zapata = 2,5 m.
- Talón de la zapata = 2,5 m.

A pesar de tratarse de un muro ménsula, los vuelos de las zapatas tienen las mismas dimensiones en cada extremo. Esto se debe a que la tensión admisible del terreno es muy baja (1 kg/cm^2) y si disminuimos el vuelo en la puntera, podría existir riesgo de hundimiento en el trasdós. De esta forma conseguimos un equilibrio entre el empuje de tierras sobre el muro y la carga que ejerce el terreno sobre el talón.

Cabe decir que debido a la longitud de la aleta, esta debería calcularse en varios tramos para reducir costes, sin embargo se disponen unas dimensiones uniformes para simplificar el cálculo.





9.2. Cálculo de esfuerzos del muro

Lo ideal sería adaptar una sección diferente en cada uno de los puntos de la aleta para obtener los esfuerzos con precisión, pero dada la corta longitud de esta, y la pequeña diferencia de cota entre el inicio y el fin, se realiza el cálculo como si el canto no fuese variable y la dimensión de la altura fuese en ambos extremos 6,5 metros.

Debido a que la deformación en la parte superior del muro no está coartada, el empuje de tierras se considerará activo.

Teniendo en cuenta que la densidad del terreno es 20 KN/m^3 , el ángulo de rozamiento interno es 30° y suponemos la cohesión nula para quedarnos del lado de la seguridad, se calcularán los parámetros correspondientes.

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0,333$$

El empuje será:

$$e = K_a \times \gamma \times z$$

Siendo γ el peso específico y z la profundidad con origen en la superficie del terreno. Según la IAP-11, se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de 10 KN/m^2 . Cuando se aplique en dirección horizontal deberá emplearse esta fórmula:

. Este se aplica tanto al alzado como a la zapata

También consideramos el peso de las tierras sobre la zapata. Sobre la puntera tenemos tierras con 50 cm de espesor.





	Fuerza H	Fuerza V	Brazo	Mom. Vol	Mom. Est
ACCIONES	KN	KN	m	KNm	KNm
Peso propio		214	2,8		599,2
Peso relleno talón		340	4,35		1479
Peso relleno punt.		25	1,25		31,25
Sobrecarga		25	4,35		108,75
Empuje sobrec.	25,333		3,8	96,2654	
Empuje relleno	192,5		2,53	487,025	
TOTAL	217,833	604		583,2904	2218,2

Comprobaciones ELU	Deslizam	Vuelco
Coefficiente de seguridad	1,6	3,58
Coefficiente mínimo de segur.	1,5	2

9.3. Dimensionamiento del armado del muro

El dimensionamiento del armado en el alzado se va a disponer en dos tramos, uno que cubra la mayor parte de la altura del muro, y otro que trabaje de refuerzo del anterior en la sección de unión muro zapata, ya que los momentos flectores en este punto son mayores. La cara traccionada se encuentra en el trasdós y la comprimida en el intradós.

Los esfuerzos empleados para el dimensionamiento se han multiplicado por 1,5 en el caso del terreno, y 1,35 para pesos propios y sobrecargas.

Los valores que se necesitan para dimensionar el armado en la sección crítica son el momento en la cota -6,5 y la fuerza vertical obtenida ejercida por el peso del muro. La sección tomada de hormigón se calcula por metro de ancho.

$$F_v=138 \text{ KN}$$

$$M_o=540,83 \text{ KN.m}$$



Armadura de tracción en la unión muro-zapata			
Canto de la sección	h	0,6	m
Canto útil.	d	0,55	m
Ancho de la sección	b	1	m
Momento de cálc.	Md	540	KNm
Recubrim. Mecánico	Rmec	0,05	m
Área mín. Mecanica	As,min,m	11,04	cm ²
Área mín. Geomet.	As,min,gh	19,2	cm ²
Área mín. Geomet.	As,min,gv	5,4	cm ²
Área por cálculo	As,calc	22,2	cm ²
Área dispuesta	As	24,54	cm ²
Armadura dispuesta	Armado	φ25c/20cm	
Resistencia hormig	fck	30	Mpa

Nos encontramos en zona C en el diagrama de interacción Axil-Momento de ELU, por lo que la armadura a compresión se dimensionara según los criterios mínimos que aparecen en el artículo 42.3 de la EHE.

La armadura dispuesta en el alzado del muro se dispondrá hasta alcanzar la cota -4,8 m. donde se solapará con la armadura de refuerzo en la unión muro-zapata. Se disponen dos tramos distintos para reducir costes de acero.

El momento y Axil máximos hasta la cota -4,8 m, son los siguientes.

$$F_v=97,2 \text{ KN}$$

$$M_o= 165 \text{ KN.m}$$

Armadura de tracción en el alzado (4,8m)			
Canto de la sección	h	0,6	m
Canto útil	d	0,55	m
Ancho de la sección	b	1	m
Momento de cálc.	Md	165	KNm
Recubrim. Mecánico	Rmec	0,05	m
Área mín. Mecanica	As,min,m	9,2	cm ²
Área mín. Geomet.	As,min,gh	19,2	cm ²
Área mín. Geomet.	As,min,gv	5,4	cm ²
Área por cálculo	As,calc	5,9	cm ²
Área dispuesta	As	10,05	cm ²
Armadura dispuesta	Armado	φ16c/20 cm	
Resistencia hormig	fck	30	Mpa



Armadura comprimida

La armadura comprimida del muro dispuesta en el intradós corresponde con el 30% de la armadura dispuesta en el trasdós:

30% de la armadura		7,4	cm ²
Área dispuesta	As	8,05	cm ²
Armadura dispuesta	Armado	φ16c/25cm	

Armadura transversal

Con el área mínima geométrica que hemos obtenido en la tabla anterior, disponemos de una armadura horizontal:

Como dicta el artículo 42.3.5 muros de la EHE, la armadura obtenida se distribuye en ambas caras.

Área mínima geométrica por cara	9,6	cm ²
Área de armadura a disponer por cara	10,05	cm ²
Armadura dispuesta por cara	φ16c/20 cm	

9.4. Dimensionamiento del armado de la zapata

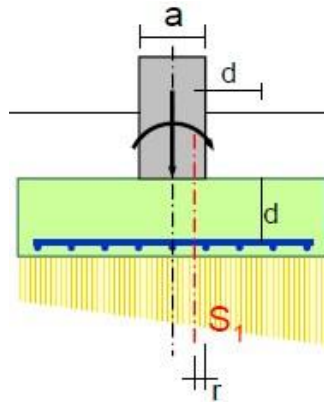
Para el cálculo de este elemento simulamos que se trata de una zapata corrida, ya que recibe una carga lineal y un momento transmitido por el muro.

En la zona de la zapata situada en el trasdós del muro, es decir, el talón, la cara superior es la que soporta todas las tracciones ya que soporta las acciones de todo el relleno además de recibir el momento producido por el empuje del terreno en el alzado, en cambio, la cara traccionada de la puntera está en la parte inferior de la zapata.

Clasificamos la zapata como flexible ya que el vuelo es mayor a dos veces el canto de la misma. $2,5 > 2 \times 0,8$. La sección de referencia donde se van a calcular los esfuerzos está a una distancia r de la cara del trasdós.

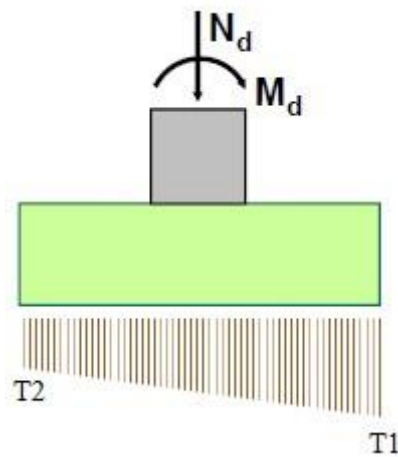
Soporte	r
Hormigón	$0,15 \times a$

$$r = 0,15 \times 0,6 = 0,09 \text{ m.}$$



La carga vertical que recibe la zapata es : $N_d = 708$ KN

El momento flector en el CDG de la zapata es: $M_d = 51$ KN.m.



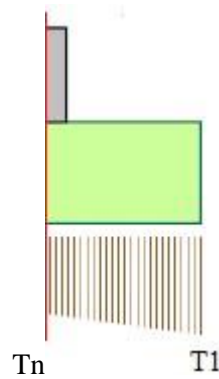
Calculamos T1 y T2.

Comprobamos como la zapata no despegas:

$$\frac{M_d}{N_d} \leq \frac{b}{6}$$
$$\frac{51}{708} \leq \frac{5,6}{6}$$



CÁLCULO DE LA PUNTERA.



La tensión existente en la sección de referencia T_n es 127,2 KN/m

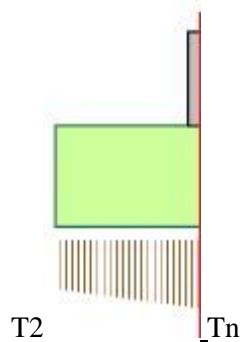
El cortante total del talón en la sección de referencia es $V=341,1$ KN.

El momento actuante en la sección de referencia es $M=447,4$ KN.m.

ARMADURA DE TRACCIÓN EN LA PUNTERA		
Resistencia característica del hormigón	f_{ck}	30 Mpa
Canto de la sección	h	80 cm
Recubrimiento mecánico	R_{mec}	5,5 cm
Canto útil de la sección	d	74,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Momento flector de cálculo	M_d	447,4 KNm
Área de armadura por cálculo	$A_s, calc$	14,1 cm ²
Área mínima geométrica	$A_{s,min,g}$	14,4 cm ²
Área mínima mecánica	$A_{s,min,m}$	14,8 cm ²
Armadura a disponer	Armado	$\phi 16c/12,5$ cm
Área de armadura a disponer	A_s	16,08 cm ²



CÁLCULO DEL TALÓN



La tensión existente en la sección de referencia T_n es 125,7 KN/m

El cortante total del talón en la sección de referencia es $V=314$ KN.

El momento actuante en la sección de referencia es $M=401,5$ KN.m.

ARMADURA DE TRACCIÓN EN EL TALÓN		
Resistencia característica del hormigón	f_{ck}	30 Mpa
Canto de la sección	h	80 cm
Recubrimiento mecánico	R_{mec}	5,5 cm
Canto útil de la sección	d	74,5 cm
Ancho de la sección	b	100 cm
Momento flector de cálculo	M_d	401,5 KNm
Área de armadura por cálculo	$A_s, calc$	12,6 cm ²
Área mínima geométrica	$A_{s,min,g}$	14,4 cm ²
Área mínima mecánica	$A_{s,min,m}$	14,8 cm ²
Armadura a disponer	Armado	$\phi 16c/12,5$ cm
Área de armadura a disponer	A_s	16,08 cm ²

En este tramo de la zapata la armadura obtenida se dispone en la cara superior de la zapata ya que recibe las cargas del peso del relleno y se le transmite el momento del alzado

Por motivos de facilidad constructiva, se decide que tanto el armado superior como el inferior se deberá instalar a lo largo de la zapata y de esta forma evitar solapes con otras armaduras

Armadura transversal

Como dicta la tabla 42.3.5 de la EHE, en zapatas armadas, la armadura obtenida en tracción se reparte por igual en las dos direcciones de la cara inferior.



9.5. Longitudes de anclaje

Se detalla a continuación las longitudes de anclajes mínimas para las armaduras de las aletas considerando en cada una la resistencia del hormigón, el diámetro, el tipo de acero, el tipo de anclaje, la posición de adherencia y su funcionamiento a tracción o compresión.

Los parámetros correspondientes a la expresión siguiente, se encuentran en el artículo 69.5 de la EHE08.

$$l_{b,neta} = \delta \times \beta \times m \times \frac{A_s}{A_{s,real}} \times \phi_2$$

<u>ARMADO MURO</u>	<u>tipo</u> <u>cm</u>
As trasdós	patilla 20
As Unión	patilla 55
As comprimida	patilla 25

<u>ARMADO ZAPATA</u>	<u>tipo</u> <u>cm</u>
As superior	patilla 35
As inferior	patilla 35



9.6. E.L.S

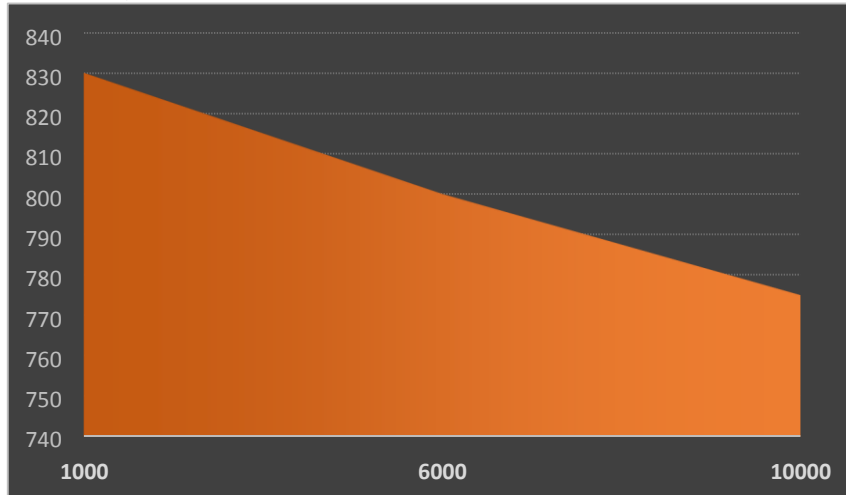
A continuación se procede a calcular el Estado Límite de Fisuración de la misma forma que se ha realizado en el marco. En este caso, el punto crítico donde se va a efectuar el estudio es la unión del alzado del muro con la zapata.

FISURACIÓN EN LA UNIÓN ALZADO-ZAPATA		
Flector en E.L.S	M_s	401 KNm
Recubrimiento de armaduras	c	45 mm
Distancia entre barras long.	s	200 mm
coeficiente del diagrama	k_1	0,125
Diámetro máximo armadura de Tracción	$\phi_{max,t}$	25 mm
Área eficaz	$A_{c,ef}$	2050 cm ²
Area total de las armaduras	A_s	24,5 mm
Separación media de fisuras	S_m	115,8 mm
Alargamiento medio armadura	ϵ_{sm}	0,0015 mm
Apertura de fisura	W_k	0,28 mm
Apertura máxima de fisura	W_{max}	0,3 mm



10. CONCLUSIONES

En primer lugar, se ha realizado un pequeño estudio de cómo influye el coeficiente de balasto en los esfuerzos de la solera. Se compara el valor que nos proporciona el informe geotécnico con otros 2, que podrían pertenecer a un suelo rígido (cómo es el caso de $K_{30}=10000 \text{ T/m}^3$) o bien a un suelo más flexible ($K_{30}=1000 \text{ T/m}^3$).



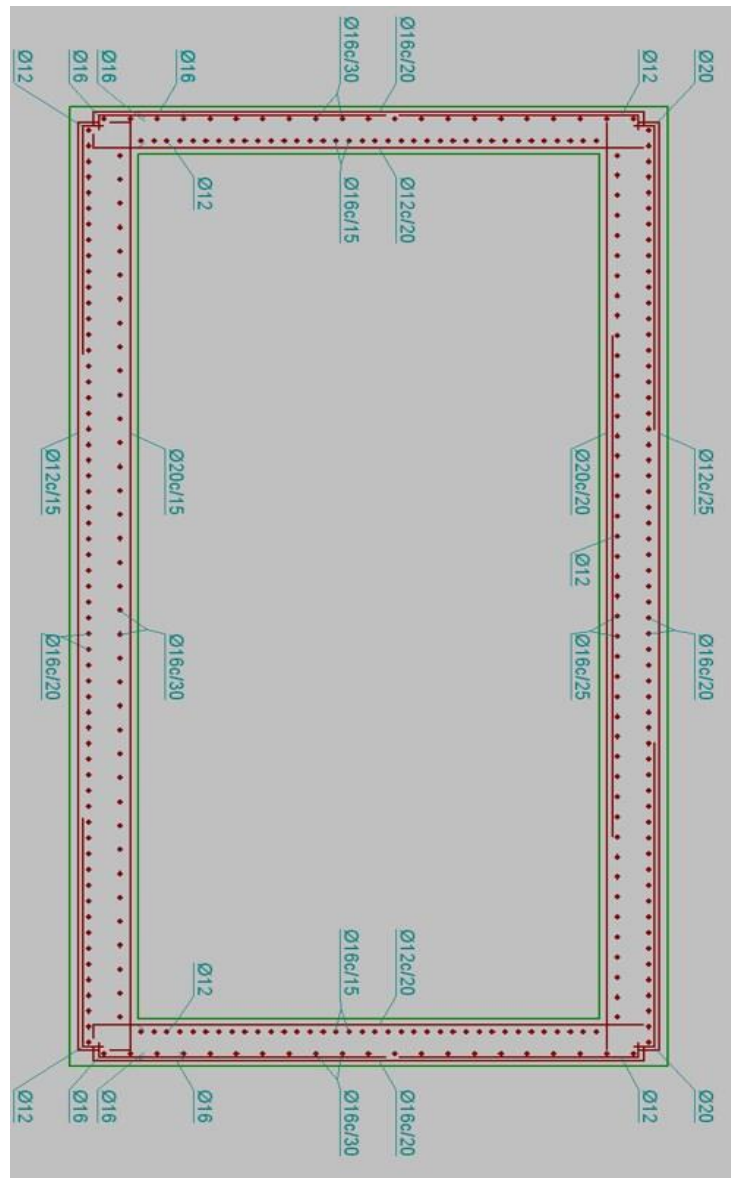
El eje horizontal corresponde al valor del coeficiente de balasto en T/m^3 .

El eje vertical corresponde al flector obtenido en el centro luz de la solera, una vez introducidas todas las cargas en el modelo. Los esfuerzos de la gráfica se encuentran en $\text{KN}\cdot\text{m}$.

Por último, se adjuntan imágenes de los diferentes resultados de esfuerzos y de armado que hemos podido observar entre los dos modelos realizados con SAP y CYPE.

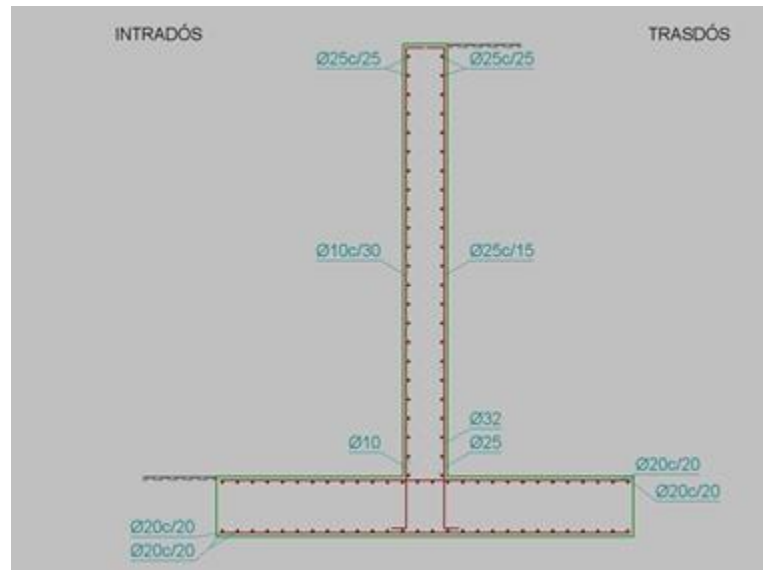
- Armado obtenido con el CYPE

Tener en cuenta que las combinaciones que ha efectuado el programa para obtener el armado, han sido definidas por la IAP-98.



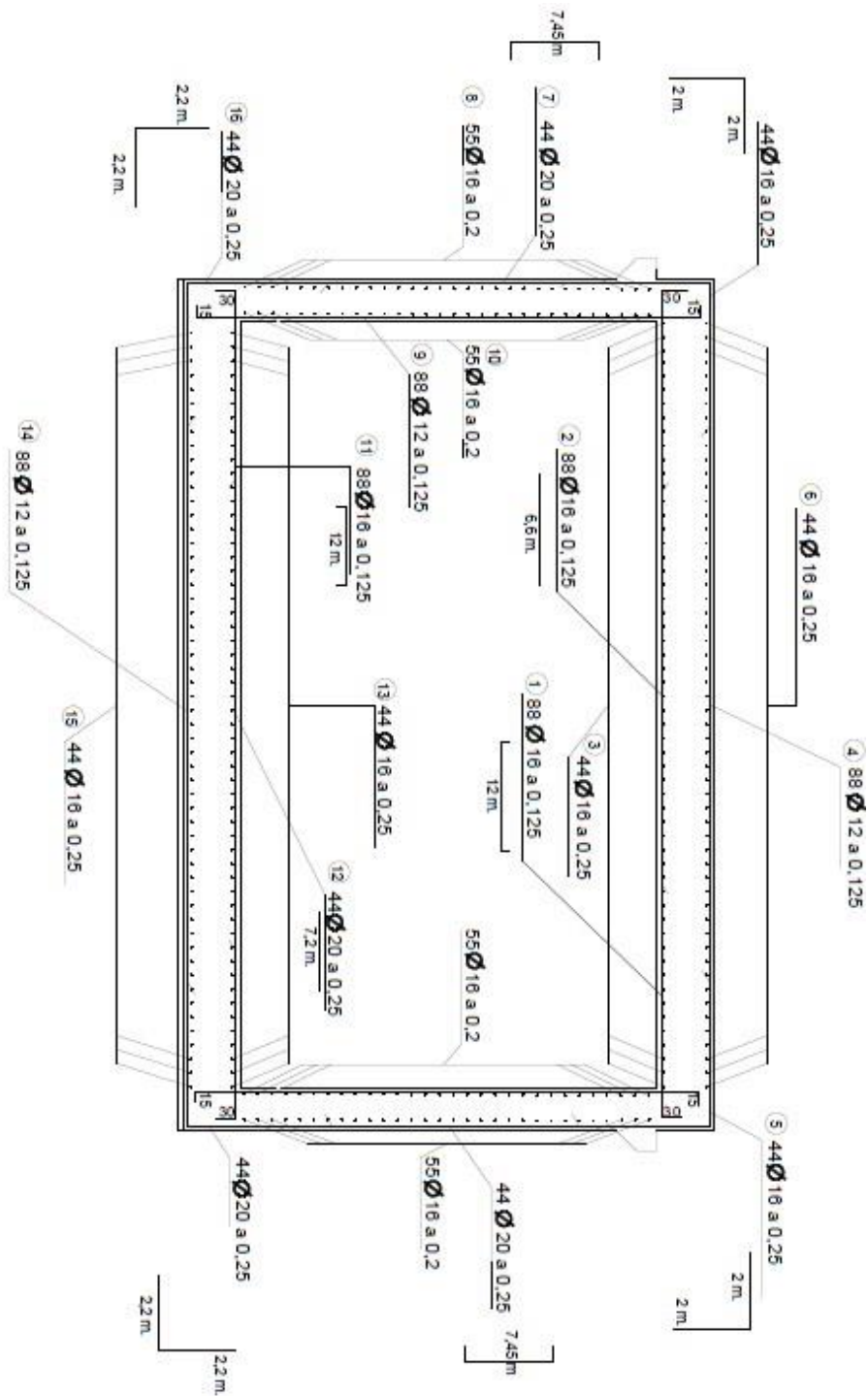
Solera

Dintel





- Armado obtenido con los esfuerzos del SAP (Criterios seguidos en los apartados 8 y 9)



Solera

Intrados

Dintel
Trasdós

