

ANEJO 4: CÁLCULO DE ESTRUCTURAS Y SUBESTRUCTURAS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos

Autores: Rubén Fernández Morocho
Javier García Latorre

ÍNDICE

1.	OBJETO	1
2.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	1
3.	BASES DE CÁLCULO	2
3.1.	Normativa y recomendaciones	2
3.2.	Bases de proyecto	2
3.2.1.	Clase de exposición	3
3.2.2.	Durabilidad	4
3.2.2.1.	Recubrimientos	4
3.2.2.1.1.	Recubrimiento mínimo	4
3.2.2.2.	Tolerancia en la desviación permitida	5
3.2.2.3.	Apertura de fisura	6
3.2.3.	Características de los materiales	6
3.2.3.1.	Hormigón	6
3.2.3.2.	Acero pasivo	7
3.2.3.3.	Acero activo	7
3.3.	Criterios de comprobación	7
3.3.1.	Situaciones de proyecto	7
3.3.2.	Método de los Estados Límite	8
3.3.2.1.	Estados Límite Últimos (ELU)	8
3.3.2.2.	Estados Límite de Servicio (ELS)	8
3.3.3.	Valores representativos de las acciones	8
3.3.3.1.	Acciones permanentes (G)	8
3.3.3.2.	Acciones variables (Q)	8
3.3.4.	Valores de cálculo de las acciones	9
3.3.5.	Combinación de acciones	9

3.3.5.1.	Estados Límite Últimos (ELU)	9	4.2.3.2.	Componente de la diferencia de temperatura (gradiente térmico)	20
3.3.5.2.	Estados Límite de Servicio (ELS)	10	4.2.3.3.	Diferencia horizontal	20
4.	ACCIONES	11	4.2.3.4.	Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura	21
4.1.	<i>Acciones permanentes</i>	11	4.2.3.5.	Acción térmica en pilas	21
4.1.1.	<i>Acciones permanentes de valor constante</i>	11	4.2.4.	<i>Nieve</i>	21
4.1.1.1.	Peso propio	11	4.2.5.	<i>Acción del agua</i>	21
4.1.1.2.	Carga muerta	11	4.3.	<i>Acción sísmica</i>	22
4.1.2.	<i>Acciones permanentes de valor no constante</i>	12	4.3.1.	<i>Comportamiento estructural</i>	22
4.1.2.1.	Pretensado	12	4.3.2.	<i>Espectros de respuesta elástica</i>	22
4.1.2.2.	Empuje del terreno	12	5.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	22
4.2.	<i>Acciones variables</i>	12	5.1.	<i>Método de cálculo</i>	23
4.2.1.	<i>Sobrecarga de uso</i>	12	5.2.	<i>Software empleado</i>	23
4.2.1.1.	División de la plataforma del tablero en carriles virtuales	12	5.3.	<i>Modelo de cálculo de la estructura</i>	23
4.2.1.2.	Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos	13	5.4.	<i>Hipótesis de carga</i>	24
4.2.1.3.	Cargas verticales en zonas de uso peatonal	13	5.5.	<i>Interpretación de resultados</i>	25
4.2.1.4.	Fuerzas horizontales	13	6.	COMPROBACIONES ESTRUCTURALES DEL TABLERO	25
4.2.1.5.	Grupos de cargas de tráfico	14	6.1.	<i>Características mecánicas de la sección</i>	25
4.2.1.6.	Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura	14	6.1.1.	Inercia	25
4.2.1.7.	Empujes sobre barandillas	14	6.1.2.	Área y posición del centro de gravedad	26
4.2.2.	<i>Viento</i>	14	6.2.	<i>Cálculos referentes a la armadura activa</i>	26
4.2.2.1.	Empuje transversal del viento en el tablero	15	6.2.1.	<i>Método empleado</i>	26
4.2.2.2.	Empuje longitudinal del viento en el tablero	16	6.2.2.	<i>Dimensionamiento de la armadura activa</i>	26
4.2.2.3.	Empuje vertical del viento en el tablero	17	6.2.2.1.	Obtención del trazado	26
4.2.2.4.	Empuje del viento en las pilas	17	6.2.2.2.	Elección del cable de pretensado inicial	27
4.2.3.	<i>Acción térmica</i>	18	6.2.2.3.	Determinación de las pérdidas de pretensado	28
4.2.3.1.	Componente uniforme de la temperatura del tablero	18	6.2.2.4.	Obtención pretensado definitivo	29

6.3.	<i>E.L.U de agotamiento frente a solicitaciones normales</i>	29	6.8.	<i>Análisis local del voladizo de la sección</i>	57
6.3.1.	Análisis de la sección transversal	29	6.8.1.	Dimensionamiento armadura pasiva	58
6.3.1.1.	Dimensionamiento armadura pasiva	32	6.8.2.	Verificación del armado	58
6.3.1.2.	Verificación del armado	38	6.8.2.1.	Separación mínima y máxima	58
6.3.1.2.1.	Armado mínimo y máximo	38	6.9.	<i>Longitudes de anclaje y solape</i>	59
6.3.1.2.2.	Separación mínima y máxima	39	6.10.	<i>Esquema de armado</i>	62
6.4.	<i>E.L.U de agotamiento frente a solicitaciones tangenciales</i>	39	6.11.	<i>E.L.S de fisuración</i>	64
6.4.1.	Interacción cortante y torsión	40	6.12.	<i>E.L.S de limitación de flechas</i>	65
6.4.1.1.	Dimensionamiento armadura pasiva debido a torsión	40	7.	COMPROBACIONES ESTRUCTURALES DE LA SUBESTRUCTURA	66
6.4.1.1.	Dimensionamiento armadura pasiva debido a cortante y torsión	42			
6.4.1.1.1.	Comprobación requerimiento armadura de cortante	42			
6.4.1.1.1.	Dimensionamiento armadura de cortante	44			
6.4.1.1.1.	Armadura mínima de cortante	44			
6.4.1.2.	Verificación del armado	45			
6.4.1.2.1.	Separación mínima y máxima	45			
6.5.	<i>Interacción entre solicitaciones normales y tangenciales</i>	45			
6.6.	<i>Armado dispuesto</i>	46			
6.6.1.	<i>Armadura longitudinal</i>	46			
6.6.2.	<i>Armadura transversal</i>	53			
6.7.	<i>Cálculo de las regiones discontinuas</i>	54			
6.7.1.	Método de cálculo	54			
6.7.2.	Dimensionamiento armadura pasiva	54			
6.7.3.	Verificación del armado	57			
6.7.3.1.	Armado mínimo y máximo	57			
6.7.3.2.	Separación mínima y máxima	57			
6.7.4.	Armado dispuesto	57			

1. OBJETO

El objeto del presente Anejo consiste en, una vez justificada la elección de la propuesta final, exponer los razonamientos llevados a cabo y detallar los cálculos que fundamentan el correcto predimensionamiento de la solución adoptada, así como el cumplimiento de las condiciones de estabilidad, resistencia, rigidez, durabilidad o cualquier otro aspecto, para garantizar así un correcto comportamiento en servicio.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura a dimensionar es la alternativa nº 4 del Anejo 1. Estudio de soluciones.

El puente en cuestión es un puente viga en cajón multicelular de canto variable de hormigón pretensado, con una luz total de 120 metros divididos en tres vanos de 30-60-30 entre ejes de apoyos, aunque la longitud total del puente es de 122 metros. Esto se debe a que la altura del estribo izquierdo es 30 cm, mayor que la del izquierdo, debido a una pendiente longitudinal del tablero de 0,25%.

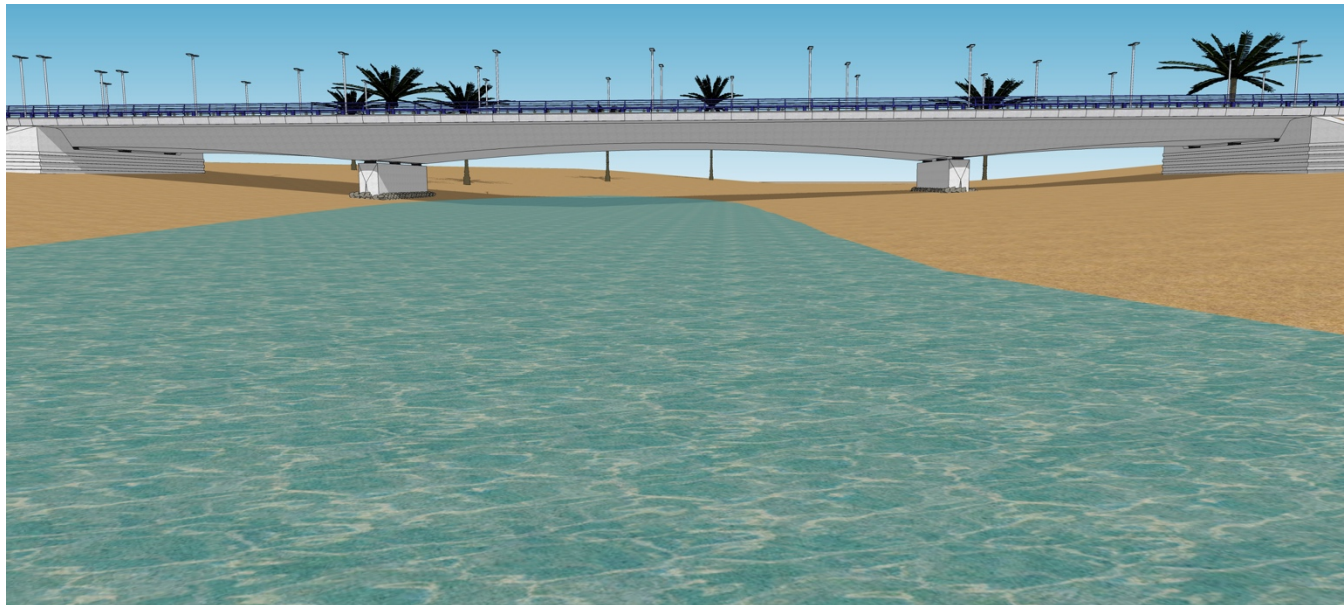


Figura 1. Alzado general del puente.

La sección transversal del tablero consiste en un cajón multicelular con 4 células, cuyo ancho total del ala superior es de 29,4 metros y un canto que varía parabólicamente de 4,058, sobre los 2 metros de sección maciza en los apoyos de las pilas y 2,558 en las secciones de centro-luz y sobre estribos, desarrollando así una superficie reglada a lo largo de la totalidad del puente.

En cuanto a las longitudes de cada sección del tablero, diferenciando entre secciones multicelulares o macizas en función de su posición en el eje x, así como si se realiza alguna variación es constante, quedan resumidos de la siguiente forma:

- De $x=0$ m a $x=1$ m: Sección maciza de canto constante.
- De $x=1$ m a $x=30$ m: Sección multicelular de canto variable parabólico.
- De $x=30$ m a $x=32$ m: Sección maciza de canto constante.
- De $x=32$ m a $x=90$ m: Sección multicelular de canto variable parabólico.
- De $x=90$ m a $x=92$ m: Sección maciza de canto constante.
- De $x=92$ m a $x=121$ m: Sección multicelular de canto variable parabólico.
- De $x=121$ m a $x=122$ m: Sección maciza de canto constante.

En cuanto a las almas que conforman las células exteriores tienen una inclinación de $47,1211^\circ$, mientras que las tres almas interiores son verticales. El canto de estas es de 0,597 metros en las exteriores y 0,4 metros para las interiores. La unión entre las almas interiores y la losa se realiza directa, mientras que en la unión de las almas exteriores a la losa superior e inferior, se lleva a cabo una transición en el cambio de geometría mediante unos acuerdos triangulares suavizando así los quiebros, tal como se puede observar en la figura 2

Por lo que se refiere a las alas del tablero, la superior tiene un voladizo de 2,665 metros en cada lateral, medido desde el acuerdo triangular. El espesor de ésta losa es de 30 centímetros con un recrecido de la sección que se extiende desde el eje de la sección hasta 11,65 metros a cada lado de altura en el centro 23,3 centímetros, para dotar a la calzada de una pendiente del 2%. Por otro lado, el ala inferior tiene un espesor de 40 centímetros.

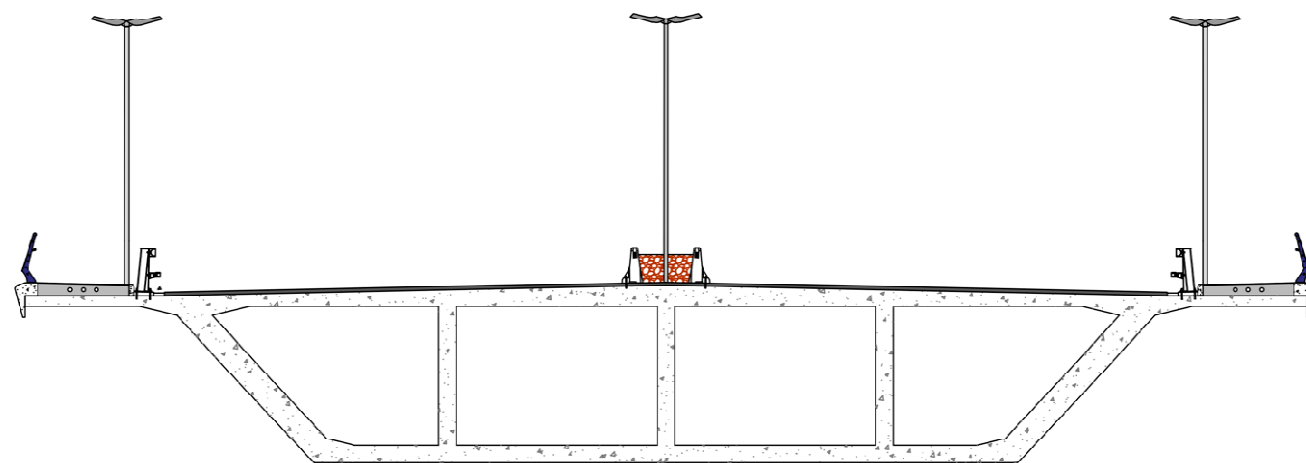


Figura 2. Sección transversal del tablero.

Las pilas de los apoyos intermedios, consisten en dos pantallas cuya anchura es igual al ancho de la base del tablero en ese punto, 16,174 metros, su espesor es de 2 metros y su altura inferior a 10 metros.

En cuanto a los estribos se ejecutan unos estribos cerrados con aletas laterales para evitar el derramamiento parcial de tierras, y que acogen la totalidad de la sección del tablero, recibiendo, dotando de un gran dinamismo al conjunto, acentuado por la presencia de unos berenjenos en las paredes verticales del muro frontal y aletas.

3. BASES DE CÁLCULO

3.1. Normativa y recomendaciones

La normativa y las recomendaciones que se han considerado para la redacción del presente Anejo ha sido la expuesta a continuación:

- **IAP-11: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera:**

Se ha empleado en el cálculo de los valores característicos de las acciones que actúan sobre la estructura, así como en la obtención de los coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones pertinentes (excepto las relativas a las cimentaciones).

- **NCSP-07: Norma de construcción sismorresistente: Puentes. :**

Se ha empleado en el cálculo del valor característico de la acción sísmica.

- **Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. :**

Se ha empleado para la realización de la comprobación resistente de los diferentes elementos de hormigón armado y pretensado de los que consta la estructura completa, así como en la obtención de los requisitos de los materiales y los coeficientes de seguridad correspondientes a los mismos.

- **EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural. :**

Se ha empleado complementariamente al Eurocódigo 2 a modo de información adicional para la definición del proyecto en aquellos puntos en los que no exista referencia en la norma UNE.

- **Guía de cimentaciones en obras de carretera. :**

Se ha empleado en la modificación de los coeficientes de seguridad parciales de las acciones para el cálculo de los esfuerzos transmitidos a las cimentaciones.

3.2. Bases de proyecto

Las bases sobre las que el proyecto está desarrollado se detallan a continuación, consistiendo éstas en la correcta elección de los materiales a partir de la tipología del puente, y lo expuesto en los subapartados posteriores.

Todo ello debe satisfacer la siguiente base, presente en las Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carreteras, RPX-95, y aplicable por extensión a cualquier puente:

*“ Un puente debe ser proyectado y construido, para que, con una probabilidad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que puedan actuar durante el período de vida previsto, además de cumplir aquella función para la que ha sido construido, con unos costes razonables de conservación y explotación. “*¹

¹ [Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carreteras \(RPX\), Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, 1995.](#)

3.2.1. Clase de exposición

Las condiciones de exposición son condiciones químicas y físicas a las que esta expuesta la estructura además de las acciones mecánicas.

Estas condiciones ambientales están clasificadas según la tabla 8.8 de la EHE-08. En ella se exponen las distintas clases generales de exposición, describiendo su aplicación, y ejemplificando éstas para los distintos tipos de elementos.

Clase general de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	-Interior de edificios, no sometidos a condensaciones -Elementos de hormigón en masa	-Elementos estructurales de edificios, incluidos los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	-Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones. -Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600mm. -Elementos enterrados o sumergidos.	-Elementos estructurales en sótanos no ventilados. -Cimentaciones. -Estribos, pilas y tableros en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. -Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. -Elementos de hormigón, que se encuentren en la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. -Forjados en cámara sanitaria, o en interiores de cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	Ilb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	-Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, o en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	-Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. -Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIla	Corrosión por cloruros	-Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. -Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (5 km).	-Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. -Puentes en las proximidades de la costa. -Zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. -Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIlb	Corrosión por cloruros	-Elementos de estructuras marinas sumergidos permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajar.	-Zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. -Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zonas de carrera de mareas y zonas de salpicaduras	IIlc	Corrosión por cloruros	-Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	-Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. -Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	-Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros no relacionados con el ambiente marino. -Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	-Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. -Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. -Estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 1. Clases de exposición según EHE-08.

Según las descripciones y ejemplos se puede diferenciar dos tipos de clases de exposición:

- Clase IIb: Correspondiente al tablero, pilas, y por extensión estribos, del puente en una zona con precipitación media anual inferior a 600 mm.
- Clase Ila: Correspondiente a la cimentación.

Dada que la normativa empleada para la mayor parte de los cálculos es el Eurocódigo 2, se debe obtener su correspondencia en éste, obtenida a partir de la tabla 4.1 EN 1992-1-1:2004 y la información complementaria no contradictoria del Anejo Nacional en su apartado 4.

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón sin armadura o metal embebido: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco.	Hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo.
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo. Hormigón permanentemente sumergido en agua.
XC2	Húmedo, raramente seco	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo de largo tiempo. Muchas cimentaciones.
XC3	Humedad moderada	Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada. Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclicas	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2.
3. Corrosión inducida por cloruros		
XD1	Humedad moderada	Superficies del hormigón expuestas a cloruros en la atmósfera.
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas. Componentes de hormigón expuestos a aguas industriales que contienen cloruros.
XD3	Sequedad y humedad cíclicas	Partes de puentes expuestos al riego conteniendo cloruros. Pavimentos. Losas en aparcamientos de coches.
4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina		
XS1	Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar	Estructuras cerca de o en la costa.
XS2	Permanentemente sumergida	Partes de estructuras marinas.
XS3	Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones	Partes de estructuras marinas.

Tabla 2. Clases de exposición según Eurocódigo 2.

Esta correspondencia es la siguiente:

- Clase XC4: Equivalente a la clase IIb, recogida en la EHE-08.
 - Clase XC2: Equivalente a la clase IIa, recogida en la EHE-08.
- En función de estas clases de exposición, y de acuerdo a lo dispuesto en la tabla E.1N del Eurocódigo 2 (Tabla AN/13 del Anejo Nacional), se concluye que las resistencias del hormigón para los distintos elementos son:

	Corrosión						
	Corrosión inducida por carbonatación		Corrosión inducida por cloruros		Corrosión inducida por cloruros de agua de mar		
Clases de exposición	XC1, XC2, XC3	XC4	XD1	XD2, XD3	XS1	XS2	XS3
Clase de Hormigón recomendada (HA)	C25/30	C30/35	C30/35	C30/35	C30/35	C30/35	C35/40
Clase de Hormigón recomendada (HP)	C25/30	C30/35	C30/35	C35/40	C30/35	C35/40	C35/40

Tabla 3. Clases resistentes según la clase de exposición.

- Tablero de hormigón pretensado: Resistencia mínima de 30 MPa.
- Pilas y estribos de hormigón armado: Resistencia mínima de 30 MPa.
- Cimentaciones: Resistencia mínima de 25 MPa.

3.2.2. Durabilidad

Para alcanzar la vida útil requerida por la estructura, se deben tomar medidas para proteger cada elemento contra las acciones ambientales relevantes.

3.2.2.1. Recubrimientos

El recubrimiento nominal es la distancia entre la superficie exterior de la armadura más cercana a la superficie de hormigón y esta, cuya obtención se define en el Eurocódigo 2 mediante la siguiente expresión:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Donde:

c_{nom} : Recubrimiento nominal de hormigón.

c_{min} : Recubrimiento mínimo.

Δc_{dev} : Tolerancia para considerar la desviación

3.2.2.1.1. Recubrimiento mínimo

Se debe emplear el mayor de los valores de c_{min} que satisfaga los requisitos tanto para condiciones de adherencia como ambientales, definido mediante la expresión:

$$c_{min} = \text{máx}\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{ mm}\}$$

Donde:

$c_{min,b}$: Recubrimiento mínimo debido al requisito de adherencia.

$c_{min,dur}$: Recubrimiento mínimo debido a las condiciones ambientales.

$\Delta c_{dur,\gamma}$: Término de seguridad adicional.

$\Delta c_{dur,st}$: Reducción del recubrimiento mínimo por uso de acero inoxidable.

$\Delta c_{dur,add}$: Reducción del recubrimiento mínimo por el uso de protección adicional.

Para garantizar la adherencia con seguridad y con el fin de asegurar la adecuada compactación del hormigón, el recubrimiento no debería ser menor que $c_{min,b}$, dado por la tabla 4.2 del Eurocódigo 2:

Requisitos de adherencia	
Distribución de barras	Recubrimiento mínimo, $c_{min,b}$
Barras aisladas	Diámetro de la barra
Grupo de barras	Diámetro equivalente

Tabla 4. Recubrimiento mínimo por adherencia.

A partir de esto y teniendo en cuenta que la totalidad de las armaduras será dispuesta en forma de barras aisladas además de que el diámetro variará dependiendo del elemento en cuestión debido a los esfuerzos a los que se vea sometido y la disposición del armado, los recubrimientos mínimos por requisitos de adherencia serán:

- Barras de diámetro 16 mm: $c_{min,b} = 16\text{ mm}$.

- Barras de diámetro 20 mm: $c_{min,b} = 20 \text{ mm}$.
- Barras de diámetro 25 mm: $c_{min,b} = 25 \text{ mm}$.

En cuanto a la clase estructural se deduce a partir de la siguiente tabla:

Clasificación estructural											
Clase de exposición	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XS2	XD3	XS3
Vida útil de referencia: 50años	S4	S4	S4	S4	S4	S4	S4	Requiere estudio específico comprobación E.L. Durabilidad	S4	Requiere estudio específico comprobación E.L. Durabilidad	
Vida de 100 años	Subir 2 clases	Subir 2 clases	Subir 2 clases	Subir 2 clases	Subir 2 clases	Subir 2 clases	Subir 2 clases		Subir 2 clases		
$f_{ck} \geq 40 \text{ Mpa}$	Bajar 1 clase	Bajar 1 clase	Bajar 1 clase	Bajar 1 clase	Bajar 1 clase	No modifica	No modifica		No modifica		
Cemento adecuado y 100 años	No modifica	No modifica	Bajar 1 clase	Bajar 1 clase	Bajar 1 clase	Bajar 4 clases	Bajar 4 clases		Bajar 4 clases		
Cemento adecuado y 50 años	No modifica	No modifica	Bajar 1 clase	Bajar 1 clase	Bajar 2 clases	Bajar 3 clases	Bajar 3 clases				

Tabla 5. Clasificación estructural.

De la que se obtienen las siguientes clases estructurales, para cada uno de los tres elementos estructurales en los que se diferencia el puente:

- Tablero: Clase XC4 (S4) → Vida útil del proyecto de 100 años (+2) → $f_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$ (-1) → Cemento adecuado (-3) → Clase estructural S2.
- Pilas y estribos: Clase XC4 (S4) → Vida útil del proyecto de 100 años (+2) → Cemento adecuado (-3) → Clase estructural S3.
- Cimentación: Clase XC2 (S4) → Vida útil del proyecto de 100 años (+2) → Cemento adecuado (-2) → Clase estructural S4.

A partir de las clases estructurales, y la tabla 4.4 del Eurocódigo 2, se obtiene los valores para :

Clase de exposición	Recubrimientos $c_{min,dur}$ (mm)										
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XS2	XD3	XS3
S1	10	10	10	10	15	30	30	Requiere estudio específico comprobación E.L.	30	Requiere estudio específico comprobación E.L. Durabilidad	
S2	10	10	10	10	20	35	35		35		
S3	15	15	15	15	20	40	40		35		
S4	15	15	20	20	25	40	40	Durabilidad	35		
S5	20	20	25	25	30	50	50		45		
S6	20	25	30	30	35	60	60		60		

Tabla 6. Recubrimientos mínimos por durabilidad.

- Tablero: Clase XC4 y S2 → $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$.
- Pilas y estribos: Clase XC4 y S3 → $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$.
- Cimentación: Clase XC2 y S4 → $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$.

No se debe incrementar el recubrimiento mínimo por motivos de durabilidad para ninguno de los elementos. Ni tampoco aplicar el factor de modificación por el uso de acero inoxidable o la reducción por el empleo de protección adicional. Dado que para las clases de exposición en cuestión no suponen ninguna modificación del recubrimiento.

Por tanto, el recubrimiento mínimo, c_{min} , para cada uno de los elementos es de 20 mm. Siempre que el diámetro de la armadura se igual o inferior a 20 mm. En caso contrario se aplicará el valor del diámetro de la armadura. Por lo tanto, este recubrimiento se rige por la siguiente fórmula:

$$c_{min} = \max\{\emptyset; 20mm\}$$

3.2.2.2. Tolerancia en la desviación permitida

Para la obtención del recubrimiento nominal, c_{nom} se debe añadir en el proyecto una parte al recubrimiento mínimo tal que permita la desviación Δc_{dev} .

Este valor Δc_{dev} , tiene un valor recomendado en situaciones normales de 10 mm, dado que toda la estructura se ejecuta in situ, con un control de ejecución normal.

Para la cimentación, dado que el hormigón se encofra con superficie irregular y se hormigona directamente contra el terreno, el recubrimiento nominal será como mínimo de 75 mm.

Por lo tanto, el recubrimiento nominal se regirá por la siguiente fórmula en caso de tratarse del tablero, pilas y estribos:

$$c_{nom} = \max\{\emptyset; 20mm\} + 10mm$$

Mientras que en el caso de las cimentaciones esta será:

$$c_{nom} = \max\{\varnothing; 20mm\} \geq 75mm$$

3.2.2.3. Apertura de fisura

Otro requisito para garantizar la durabilidad, es la limitación de la apertura de fisuras, limitada en función de la clase de exposición, según la tabla 7.1N del EC2:

Clase de exposición	W _{máx} (mm)	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
X0, XC1	0,4	0,2
XC1, XC2, XC3, XF1, XF3, XC4	0,3	0,2
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF2, XF4, XA1	0,2	Descompresión
XS3, XA2, XA3	0,1	

Tabla 7. Apertura máxima de fisura.

En el tablero, la apertura máxima de fisura será de 0,2 mm al tratarse de hormigón pretensado.

Por otro lado, la apertura máxima de fisura para estribos, pilas y cimentación será de 0,3 mm al tratarse de hormigón armado y clases XC4 y XC2, respectivamente.

3.2.3. Características de los materiales

A continuación se detallarán los distintos tipos de materiales estructurales empleados en el cálculo del puente, así como sus designaciones y características más relevantes.

3.2.3.1. Hormigón

– Hormigón empleado en la superestructura (tablero):

- Tipo de Hormigón: HP-40/B/20/IIb; C40/50
- Ambiente: XC4 / IIb (EHE-08)
- Resistencia característica en probeta cilíndrica: f_{ck}=40 MPa
- Módulo de elasticidad a 28 días: E_{cm}=35.220,462 MPa
- Coeficiente de Poisson: μ= 0,2

- Coeficiente de dilatación térmica: α=1x10⁻⁵ (°C⁻¹)
- Densidad: ρ=2.500 kg/m³
- Consistencia: Blanda
- Tamaño máximo del árido: 20 mm

– Hormigón empleado en la subestructura (pilas y estribos):

- Tipo de Hormigón: HA-30/B/20/IIb; C30/37
- Ambiente: XC4 / IIb (EHE-08)
- Resistencia característica en probeta cilíndrica: f_{ck}=30 MPa
- Módulo de elasticidad a 28 días: E_{cm}=32.836,656 MPa
- Coeficiente de Poisson: μ= 0,2
- Coeficiente de dilatación térmica: α=1x10⁻⁵ (°C⁻¹)
- Densidad: ρ=2.500 kg/m³
- Consistencia: Blanda
- Tamaño máximo del árido: 20 mm

– Hormigón empleado en la cimentación:

- Tipo de Hormigón: HA-30/B/20/IIa; C30/37
- Ambiente: XC2 / IIa (EHE-08)
- Resistencia característica en probeta cilíndrica: f_{ck}=30 MPa
- Módulo de elasticidad a 28 días: E_{cm}=32.836,656 MPa
- Coeficiente de Poisson: μ= 0,2
- Coeficiente de dilatación térmica: α=1x10⁻⁵ (°C⁻¹)
- Densidad: ρ=2.500 kg/m³
- Consistencia: Blanda
- Tamaño máximo del árido: 20 mm

– Hormigón de limpieza:

- Tipo de Hormigón: HL-150/B/20; C20/25
- Ambiente: XC2 / IIa (EHE-08)
- Resistencia característica en probeta cilíndrica: $f_{ck}=20$ MPa
- Módulo de elasticidad a 28 días: $E_{cm}=29.961,951$ MPa
- Coeficiente de Poisson: $\mu=0,2$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha=1 \times 10^{-5}$ ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)
- Densidad: $\rho=2.300$ kg/m³
- Consistencia: Blanda
- Tamaño máximo del árido: 20 mm

3.2.3.2. Acero pasivo

– Acero estructural para armadura pasiva :

- Tipo de acero: B 500 S
- Límite elástico: $f_{yk}=500$ MPa
- Límite de rotura: $f_u=550$ MPa
- Módulo de elasticidad: $E_s=210.000$ MPa
- Módulo de rigidez transversal: $G_s=81.000$ MPa
- Coeficiente de Poisson: $\mu=0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha=1,5 \times 10^{-5}$ ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)
- Densidad: $\rho=7.850$ kg/m³

3.2.3.3. Acero activo

– Acero estructural para armadura activa (Pretensado Interior Gama C Freyssinet):

- Tipo de acero: Y 1860 S7
- Número de cordones: 55

- Diámetro nominal del cordón: 15,7 mm
- Límite elástico: $f_{pk}=1.860$ MPa
- Tensión que produce una deformación remanente del 0,1%: $f_{p0,1k}=1.640$ MPa
- Módulo de elasticidad: $E_p=195.000$ MPa
- Coeficiente de Poisson: $\mu=0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha=1,5 \times 10^{-5}$ ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)
- Densidad: $\rho=7.850$ kg/m³

3.3. Criterios de comprobación

Las comprobaciones estructurales estarán basadas en la teoría de los estados límite y su verificación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad. En cada situación de proyecto, se comprobará que no se supera ninguno de los estados límite que proceda. Todo ello seguirá las pautas indicadas en la IAP-11.

3.3.1. Situaciones de proyecto

Una situación de proyecto de una estructura es un conjunto de condiciones físicas que representan las circunstancias reales que pueden presentarse durante un cierto intervalo de tiempo para el cual en el proyecto se va a comprobar que no se superan los estados límite pertinentes. Se considera que, durante ese intervalo de tiempo, los factores que afectan a la seguridad estructural no varían.

Cada una de las situaciones posibles, y entre ellas especialmente las que se producen durante la construcción de la obra proyectada, deben ser objeto de comprobaciones independientes.

Las situaciones de proyecto contempladas en la IAP-11 son:

- Situaciones persistentes: Corresponden a las condiciones de uso normales de la estructura durante su vida útil.

- Situaciones transitorias: Se producen cuando las condiciones de uso o estado de la estructura son temporales como, por ejemplo, durante su construcción o reparación, y para las que se considerará el correspondiente periodo de duración. A falta de estudios más detallados se podrá aceptar como tal un año.
- Situaciones accidentales: Corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura como, por ejemplo, las provocadas por un impacto o por el fallo de algún elemento. Se considerarán instantáneas (salvo que dicho fallo pueda permanecer sin ser detectado).
- Situaciones sísmicas: Corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura durante un evento sísmico. La situación sísmica se distingue del resto de situaciones accidentales debido a que en ella se establecen diferentes niveles de la magnitud de la acción en función de los requisitos de seguridad o de servicio.

No obstante, dado el alcance del Proyecto Básico se considerarán las situaciones persistentes, y sísmicas (dado que como se ha visto anteriormente, estas condiciones no pueden ser despreciadas) y en cierto grado, las situaciones transitorias. No se considerará la acción accidental como podría ser el impacto de un vehículo que debido a una avenida impactase contra la estructura, pero se deberá estudiar en el Proyecto Constructivo.

3.3.2. Método de los Estados Límite

Se definen como estados límite aquellas condiciones para las que puede considerarse que, de ser superadas, la estructura no cumple alguno de los requisitos de proyecto. Estos se clasifican en:

- Estados Límite Últimos.
- Estados Límite de Servicio.

3.3.2.1. Estados Límite Últimos (ELU)

Los Estados Límite Últimos son aquellos tales que, si se sobrepasan se produce el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella. Se consideran, a efectos de cálculo de la estructura, los siguientes:

- ELU de rotura (STR), por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva, donde la resistencia de los materiales estructurales es determinante.

3.3.2.2. Estados Límite de Servicio (ELS)

Los Estados Límite de Servicio son aquellos tales que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el que fue proyectada por razones funcionales, de durabilidad, o de aspecto, sin que ello suponga el colapso de la misma.

Se consideran, a efectos de cálculo de la estructura, los siguientes:

- ELS de fisuración que afecte a la durabilidad o estética del puente.
- ELS de deformación que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a elementos no estructurales.

3.3.3. Valores representativos de las acciones

Las acciones se definen, para la verificación de los Estados Límite, mediante valores representativos de ellas.

3.3.3.1. Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes de valor constante será considerado únicamente un valor representativo, G_k , que en el caso de pavimentos, aceras, el peso propio de las tuberías y otros servicios soportados por el puente, se considera el valor superior de estas.

De igual modo se efectuará el cálculo mediante un único valor para la consideración de acciones permanentes de valor no constante G_k^* , como se trata del pretensado.

3.3.3.2. Acciones variables (Q)

Para cada una de las acciones variables se pueden considerar los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k : Valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación $\psi_0 Q_k$: Valor de la acción cuando actúa simultáneamente a otra acción variable, teniendo en cuenta la pequeña probabilidad de la actuación simultánea de ellas.
- Valor frecuente $\psi_1 Q_k$: Valor de la acción sobrepasado durante un período de corta duración.

- Valor casi-permanente $\psi_2 Q_k$: Valor de la acción que será sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

El valor de los factores de simultaneidad ψ varía en función de la acción considerada. Para el puente a estudiar, son los siguientes factores los considerados, obtenidos de la tabla 6.1-a de la IAP-11.

ACCIÓN				ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr1	Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
	gr2		Sobrecarga uniforme	0,4	0,2	0
Viento	F_{wk}		Situación persistente	0,6	0,2	0
Acción térmica	T_k			0,6	0,6	0,5
Acción del agua	W_k		E. Hidrostático	1	1	1
			E. Hidrodinámico	1	1	1

Tabla 8. Factores de simultaneidad.

3.3.4. Valores de cálculo de las acciones

Con carácter general, y de acuerdo a la normativa IAP-11, se definen los valores de cálculo de las acciones como aquellos obtenidos de la multiplicación del valor representativo de la acción y sus correspondientes coeficientes parciales de seguridad γ_F .

Estos coeficientes varían dependiendo del Estado Límite que se esté evaluando:

- Estados Límite Últimos (ELU):
 - Para las comprobaciones resistentes (STR) se adoptarán los valores de los coeficientes parciales indicados en la siguiente tabla:

ACCIÓN		EFECTO	
		Favorable	Desfavorable
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,00
	Empuje del terreno	1,0	1,50
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,50
	Acciones climáticas	0	1,50
	Empuje hidrodinámico	0	1,50
	Empuje hidrostático	0	1,50

Tabla 9. Coeficientes parciales de seguridad ELU.

No se considera la situación accidental, sin embargo, en la situación sísmica se considerará como valor de cálculo de la acción sísmica el definido en el apartado 4.3

- Estados Límite de Servicio (ELS):
 - Para las comprobaciones en estado límite de servicio se adoptarán los valores de los coeficientes parciales indicados en la siguiente tabla:

ACCIÓN		EFECTO	
		Favorable	Desfavorable
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor constante (G*)	Pretensado P_1	0,9	1,1
	Empuje del terreno	1,0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0

Tabla 10. Coeficientes parciales de seguridad ELS.

3.3.5. Combinación de acciones

Con carácter general, y de acuerdo a la normativa IAP-11, las hipótesis de carga a considerar se llevará a cabo combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación.

3.3.5.1. Estados Límite Últimos (ELU)

- Situación persistente o transitoria:

La combinación de acciones se llevará a cabo de acuerdo con la siguiente expresión:

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

Donde:

$G_{k,j}$: Valor característico de cada acción permanente.

$G^*_{k,m}$: Valor característico de cada acción permanente de valor no constante.

$Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable dominante.

$\psi_{0,i} G_{k,i}$: Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

$\gamma_{G,j}; \gamma_{G,m}; \gamma_{Q,i}$: Coeficientes parciales.

– Situación sísmica:

La combinación de acciones se llevará a cabo de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G^*_{k,m} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed}$$

Donde:

$G_{k,j}$: Valor representativo de cada acción permanente.

$G^*_{k,m}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$\psi_{2,1} Q_{k,1}$: Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso.

A_{Ed} : Valor de cálculo de la acción sísmica.

3.3.5.2. Estados Límite de Servicio (ELS)

– Combinación característica (poco probable o rara):

Para verificación de ELS irreversibles, generalmente se emplea la siguiente combinación de acciones desarrollada en la siguiente expresión:

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

Donde:

$G_{k,j}$: Valor característico de cada acción permanente.

$G^*_{k,m}$: Valor característico de cada acción permanente de valor no constante.

$Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable dominante.

$\psi_{0,i} G_{k,i}$: Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

$\gamma_{G,j}; \gamma_{G,m}; \gamma_{Q,i}$: Coeficientes parciales de seguridad.

– Combinación frecuente:

Para la verificación de ELS reversibles, generalmente se emplea la siguiente combinación de acciones de acuerdo con la siguiente expresión:

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

Donde:

$G_{k,j}$: Valor característico de cada acción permanente.

$G^*_{k,m}$: Valor característico de cada acción permanente de valor no constante.

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$: Valor frecuente de la acción variable dominante.

$\psi_{2,i} G_{k,i}$: Valor casi-permanente de las acciones variables.

$\gamma_{G,j}; \gamma_{G,m}; \gamma_{Q,i}$: Coeficientes parciales de seguridad.

– Combinación casi-permanente:

Para la verificación de algunos ELS reversibles y la evaluación de algunos efectos diferidos, generalmente se emplea la siguiente combinación de acciones, de acuerdo con la siguiente expresión:

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

Donde:

$G_{k,j}$: Valor característico de cada acción permanente.

$G^*_{k,m}$: Valor característico de cada acción permanente de valor no constante.

$\psi_{2,i} G_{k,i}$: Valor casi-permanente de las acciones variables.

$\gamma_{G,j}; \gamma_{G,m}; \gamma_{Q,i}$: Coeficientes parciales de seguridad.

4. ACCIONES

La determinación de las acciones se ha llevado a cabo de acuerdo a la normativa “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-2011)”.

Las acciones consideradas en el predimensionamiento de la estructura serán desarrolladas en el siguiente apartado, teniendo en cuenta su desglose en tres tipologías distintas de acciones atendiendo a su variación en el tiempo, siendo todas ellas acciones directas sobre la estructura. La descripción de cada tipología se lleva a cabo en los subapartados correspondientes.

Estas tres tipologías son:

- Acciones permanentes
- Acciones variables
- Acciones accidentales

4.1. Acciones permanentes

Se trata de las acciones actuantes en todo momento, cuya posición y magnitud puede ser constante, o no, para una situación de proyecto determinada.

Dentro de esta tipología de acciones se diferencia entre dos tipos de acciones permanentes:

- Acciones permanentes de valor constante
- Acciones permanentes de valor no constante

4.1.1. Acciones permanentes de valor constante

Las dos cargas permanentes de valor constante que actúan sobre la estructura son:

- Peso propio
- Cargas muertas

4.1.1.1. Peso propio

La obtención de la acción correspondiente al peso propio ha sido calculada con los pesos específicos descritos en la Tabla 3.1-a de la IAP-11:

- Peso específico del hormigón armado:

$$\gamma_{ha} = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Peso específico del hormigón pretensado:

$$\gamma_{hp} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Los elementos estructurales de hormigón armado son los que conforman las subestructuras, como las pilas, los estribos y las cimentaciones de los mismos.

Por su parte, el elemento que está compuesto por hormigón pretensado es únicamente el tablero del puente.

4.1.1.2. Carga muerta

La carga muerta considerada es la correspondiente a la acción de los elementos no estructurales dispuestos sobre los elementos estructurales.

Los pesos específicos de los materiales con los que se ha calculado la acción de la carga muerta son los de la Tabla 3.1-a de la IAP-11:

- Peso específico del hormigón en masa:

$$\gamma_{hm} = 23 \text{ kN/m}^3$$

- Peso específico del hormigón armado:

$$\gamma_{ha} = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Peso específico de los materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas):

$$\gamma_{mg} = 20 \text{ kN/m}^3$$

- Peso específico de los pavimentos de mezcla bituminosa:

$$\gamma_p = 23 \text{ kN/m}^3$$

El peso de los diferentes sistemas de contención dispuestos sobre la plataforma, que se encuentran descritos en el Anejo 5, ha sido facilitado por los catálogos de los fabricantes:

- La barandilla situada en los dos extremos de la plataforma tiene un peso de 17 kg/m.
- La defensa entre la calzada y el carril bici, tiene un peso de 62 kg/m.
- La defensa entre la calzada y la mediana tiene un peso de 550 kg/m.

4.1.2. Acciones permanentes de valor no constante

Dentro de las acciones permanentes de valor no constante se encuentran las presolicitaciones, cuyo valor disminuye en el tiempo debido al fenómeno de la fluencia del hormigón, además del empuje del terreno, que variará en función de los desplazamientos que se den en la estructura haciendo que se movilice un empuje en reposo, activo o pasivo.

4.1.2.1. Pretensado

El pretensado introducido a la estructura es del tipo P₁ según la clasificación del artículo 3.2.1.1 de la norma IAP-11. Esto se debe a que el pretensado es interior, colocado dentro del contorno de la sección estructural de hormigón.

El valor de este pretensado se obtiene en el apartado 6 del presente Anejo, dado que el trazado y la presolicitación de los cables de pretensado se calcula en función de los esfuerzos en el tablero.

4.1.2.2. Empuje del terreno

El empuje que produce el terreno adyacente a la cimentación de las pilas, así como el que produce el relleno del trasdós de los estribos, se calcula con un peso específico del terreno de 20 kN/m³ (Tabla 3.1-a de la IAP-11).

4.2. Acciones variables

Son aquellas acciones que no actúan en todo momento, y a lo largo del tiempo son variables en magnitud y/o posición.

4.2.1. Sobrecarga de uso

Según el artículo 4.1 de la IAP-11, el modelo de carga definido en apartados posteriores del presente Anejo, empleado para representar la acción del tráfico rodado está calibrado hasta puentes de 200 m de longitud cargada. Por lo tanto, el puente objeto de estudio cumple este requisito.

4.2.1.1. División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

A efectos de aplicación de esta Instrucción, se define como *plataforma* del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero —si éstas existen— cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretilos del tablero, para el resto de los casos.

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho *w*, se divide en *n_i* carriles virtuales, de anchura *w_i* cada uno, con el criterio que se define en la siguiente tabla:

Anchura de la plataforma (<i>w</i>)	Número de carriles virtuales (<i>n_i</i>)	Anchura del carril virtual (<i>w_i</i>)	Anchura del área remanente
---------------------------------------	---	---	----------------------------

$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w / 2$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_l = \text{ent} (w / 3)$	3 m	$w - 3 n_l$

Tabla 11. Definición de los carriles virtuales.

Para la división de la plataforma, se tiene en cuenta las siguientes premisas:

- La plataforma está dividida en dos partes por una mediana, en la que se dispone una barrera fija e infranqueable, por lo que se divide de forma independiente en carriles virtuales. Dado que el ancho de cada división de la plataforma es de $w = 10,6 \text{ m}$, el número de carriles virtuales es de $n_l = 3$, cada uno de 3 m de ancho, con una anchura de área remanente de 1,6 m.
- Dado que ambas calzadas se encuentran sobre un único tablero, se empleará una única numeración de carriles. Así pues, solo habrá un *carril 1*, un *carril 2*... en todo el ancho del tablero.
- La disposición de los carriles se realizará de modo que produzcan el efecto más desfavorable.

4.2.1.2. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considera la acción simultánea de las cargas siguientes:

- Un vehículo pesado en cada carril virtual del 1 al 3, constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, indicada en la tabla presentada a continuación. Para las comprobaciones generales que se van a realizar en este Proyecto Básico, de acuerdo con lo dispuesto en la IAP-11, se considerará que los vehículos se encuentran centrados en su carril virtual correspondiente.
- Una sobrecarga uniforme q_{ik} en cada carril virtual y en el área remanente, extendida longitudinal y transversalmente a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable, incluso aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado. Los valores de q_{ik} son indicados en la siguiente tabla.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO	SOBRECARGA UNIFORME
	$2 Q_{ik} \text{ (kN)}$	$q_{ik} \text{ o } q_{ik} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Carril virtual 1	$2 * 300$	9
Carril virtual 2	$2 * 200$	2,5
Carril virtual 3	$2 * 100$	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{ik})	0	2,5

Tabla 12. Definición de las cargas verticales sobre cada carril virtual

4.2.1.3. Cargas verticales en zonas de uso peatonal

De acuerdo con lo dispuesto en el artículo 4.1.2.2 de la IAP-11, se ha considerado que sobre los dos espacios del puente ocupado por carril bici, extendida a las zonas que resulte más desfavorable longitudinal y transversalmente, existe una sobrecarga de 5 kN/m^2 .

Dado que no se prevé la aglomeración de personas, no se considera la actuación de la carga asociada a las zonas de uso peatonal en el resto de plataforma

4.2.1.4. Fuerzas horizontales

Según lo dispuesto en el artículo 4.1.3 de la IAP-11, el frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera, aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

El valor característico de esta acción se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{lk} = 0,6 * 2Q_{1k} + 0,1 * q_{1k}w_1L = 690,75kN$$

Siendo L la longitud total del puente, w_1 el ancho del carril virtual número 1, $2Q_{1k}$ el peso del vehículo pesado correspondiente al carril virtual número 1, y q_{1k} la sobrecarga uniforme correspondiente al mismo carril virtual número 1.

Por otra parte, dado que el puente proyectado es de planta recta, no se considera la aparición de fuerzas centrífugas y otras fuerzas transversales generadas por el tráfico sobre el puente.

4.2.1.5. Grupos de cargas de tráfico

De acuerdo con el artículo 4.1.4 de la IAP-11, la concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tiene en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la siguiente tabla:

GRUPOS DE CARGAS	PLATAFORMA			ACERAS
	CARGAS VERTICALES		FUERZAS HORIZONTALES	CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	FRENADO Y ARRANQUE	
gr 1	Valor característico	Valor característico	-	Valor reducido:
(Cargas verticales)				2,5 kN/m ²
gr 2	Valor reducido:	Valor reducido:	Valor característico	-
(Fuerzas horizontales)	$\psi_1 Q_k$	$\psi_1 q_k$		

Tabla 13. Definición de los grupos de cargas de tráfico

Donde ψ_1 vale 0,75 para los vehículos pesados y 0,4 para la sobrecarga uniforme.

No se han considerado los grupos de cargas 3 (Aceras) y 4 (Aglomeraciones) considerados en la IAP-11, en el caso del grupo 4 porque no se prevé la posibilidad de que se produzcan grandes aglomeraciones de personas sobre el puente, y en el caso del grupo 3 porque resulta evidente que en ningún caso produciría un efecto más desfavorable que los producidos por el grupo de cargas 1, dentro de los efectos estudiados en este Proyecto Básico.

4.2.1.6. Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura

De acuerdo con el artículo 4.1.6 de la IAP-11, se puede asumir que, simplificadaamente, la sobrecarga que se produce sobre los terraplenes adyacentes a los estribos es equivalente a una carga uniforme de 10 kN/m².

4.2.1.7. Empujes sobre barandillas

Las fuerzas transmitidas por la barandilla al tablero, según la EN 1317-6 es de cómo mínimo 1,5 kN/m en puentes. Este es el valor escogido para la acción del empuje sobre barandillas, estando dicha fuerza situada en la parte superior de la barandilla, que de acuerdo con el Anejo X del presente Proyecto Básico, tiene una altura de 1,2 metros.

4.2.2. Viento

Dado que el presente documento se trata de un Proyecto Básico, la acción del viento se asimila a una carga estática equivalente, sin tener en cuenta los posibles efectos aeroelásticos producidos sobre el puente, a pesar no cumplir las condiciones especificadas en el artículo 4.2.9.1 de la IAP-11 para poder obviar la comprobación de dichos efectos.

La velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno del puente tipo II según lo dispuesto en el artículo 4.2.2 de la IAP-11. La velocidad básica fundamental del viento en la localización del puente proyectado (Elche) se obtiene de la figura X, en la que vemos que se encuentra englobada en la zona B, a la que le corresponde $v_{b,0}$ =27 m/s.



Figura 3. Definición de las zonas con distintas velocidades básicas fundamentales del viento en el territorio español

La velocidad básica del viento se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Donde:

- c_{dir} es el factor direccional del viento que, sin realizar estudios más precisos se toma igual a la unidad.
- c_{season} es el factor estacional del viento que, sin realizar estudios más precisos se toma igual a la unidad.

Dado que el dimensionamiento de la estructura se realizará en situación permanente, según se dispone en el artículo 4.2.1 de la IAP-11, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno T de 100 años ($c_{prob} = 1,04$). Por tanto la velocidad básica del viento para dicho periodo de retorno es de:

$$v_b(T = 100 \text{ años}) = v_b c_{prob} = 28,08 \text{ m/s}$$

Por otra parte, asumiendo que el entorno del puente es de tipo II (zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos), se determinan los siguientes parámetros, de acuerdo con lo dispuesto en la Tabla 4.2-b de la IAP-11:

- Factor del terreno $k_r = 0,190$.
- Longitud de la rugosidad $z_0 = 0,05 \text{ m}$.
- Altura mínima $z_{min} = 2 \text{ m}$.

4.2.2.1. Empuje transversal del viento en el tablero

El empuje del viento sobre el tablero se calcula mediante la siguiente expresión especificada en el artículo 4.2.3 de la IAP-11. Dicho empuje se reparte a lo largo de todo el puente y aplica a una altura de 0,6 por el canto del puente sumado a la altura de la sobrecarga de uso (2 metros), de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 4.2.5.1.3 de la IAP-11.

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref}$$

Donde los parámetros que no han sido descritos anteriormente son:

- ρ es la densidad del aire, que se toma igual a $1,25 \text{ kg/m}^3$.
- $c_e(z)$ es el coeficiente de exposición en función de la altura calculado mediante la siguiente fórmula:

$$c_e(z) = k_r^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 k_l c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

Siendo k_l el factor de turbulencia, que se toma igual a 1; c_0 el factor de topografía, que también se toma igual a 1 sin realizar un estudio detallado; y z la altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente, que se calcula como la diferencia de cota entre el nivel mínimo de agua bajo el puente y la superficie del pavimento (14,18 metros) más la altura del área que se considera expuesta por la sobrecarga de uso (2 metros) menos 0,4 por la propia altura de la sobrecarga de uso sumada al canto máximo del tablero ($0,4 * (4,07 + 2)$ metros), por lo que finalmente $z = 13,75 \text{ m}$.

El valor de $c_e(z)$ obtenido es de 2,5583.

- c_f es el coeficiente de fuerza que para tableros de alma llena se calcula con la fórmula descrita en el artículo 4.2.5.1.1-a de la IAP-11:

$$c_f = 2,5 - 0,3(B/h_{eq})$$

Siendo B la anchura total del tablero (29,78 m) y h_{eq} la altura equivalente obtenida considerando el mayor canto del cajón y la altura de la sobrecarga de uso (6,07 m en total), con lo que resulta un coeficiente de fuerza $c_f = 1,0282$.

No obstante, dicho coeficiente de fuerza se debe acotar entre dos valores, superior e inferior de 1,3 y 2,4 respectivamente, pudiendo dichos valores reducirse un 0,5% por cada grado sexagesimal de inclinación de la superficie expuesta al viento (sin superar el 30%), y en el caso de que hubiera dos o más superficies expuestas con distinta inclinación, dicha reducción se calcularía como la media ponderada de las reducciones de cada superficie en función de su área.

En el tablero de la solución escogida existen tres superficies expuestas al viento diferenciadas cuyas áreas e inclinaciones son deducidas del Documento: Planos y pueden observarse en la figura 4:

- Zona inferior de la viga cajón, hasta alcanzar la altura de la imposta: área en verdadera magnitud = 403,10 m²; inclinación = 43°; reducción = 21,5%.
- Imposta (considerando únicamente la inclinación del paramento de mayor longitud): área en verdadera magnitud = 117,11 m²; inclinación = 14°; reducción = 7%.
- Sobrecarga de uso: área = 245 m²; inclinación = 0°; reducción = 0%.

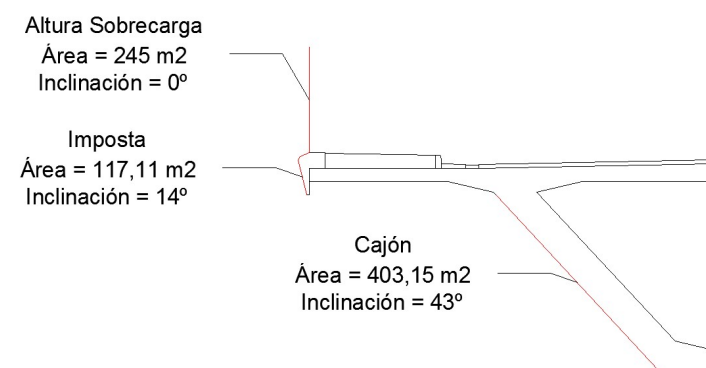


Figura 4. Definición de las superficies expuestas al viento transversal

Calculando la media ponderada, se obtiene una reducción del 12,4%, lo que conlleva que los límites de c_f sean de 1,1388 y 2,1025. Dado que el valor del coeficiente de fuerza calculado anteriormente es inferior al mínimo, se toma $c_f = 1,1388$.

- A_{ref} es el área de referencia, obtenida como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento. De nuevo, de acuerdo con el Documento: Planos, esta área tiene un valor $A_{ref} = 629,60 \text{ m}^2$.

Se obtiene, de acuerdo con los valores de cada uno de los términos expuestos anteriormente, un empuje del viento de valor $F_w = 971.486,25 \text{ N}$.

4.2.2.2. Empuje longitudinal del viento en el tablero

De acuerdo con el artículo 4.2.5.2 de la IAP-11, el empuje horizontal paralelo al eje del puente será una fracción del empuje transversal multiplicado por un coeficiente reductor. El empuje resultante del cálculo se aplica repartido a lo largo de toda la longitud del puente, asumiendo que se produce en la superficie del pavimento del mismo.

El valor de la fracción, para elementos tipo cajón, es del 25% y para el cálculo de este empuje no se considerará la reducción en los límites del coeficiente de fuerza debida a la inclinación de las superficies expuestas al viento.

Teniendo esto en cuenta, el valor de empuje transversal a multiplicar por el 25% y el coeficiente reductor es el mismo que el calculado anteriormente, cambiando únicamente $c_f = 1,3$, por lo que resulta de 1.108.966,57 kN.

El coeficiente reductor se calcula según la siguiente expresión:

$$C.R. = 1 - \left[\frac{7}{c_0 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \Phi[L/L(z)]$$

Donde el factor que multiplica al corchete vale $\Phi[L/L(z)] = 0,23 + 0,182 \ln[L/L(z)]$ estando su valor acotado entre 0 y 1. L es la longitud total del puente (122 m), mientras que $L(z)$ es la longitud integral de la turbulencia, que para aquellos casos en los que z (13,75 m) es mayor que z_{min} (2 m) y menor que 200 m se define como:

$$L(z) = 300(z_{min}/200)^\alpha$$

El valor de α para entornos de tipo II es de 0,52 según lo dispuesto en la Tabla 4.2-d de la IAP-11. De acuerdo con esto, el valor que toma $L(z)$ es de 74,57 m, valiendo por tanto $\Phi[L/L(z)] = 0,3204$.

El coeficiente reductor adopta un valor de 0,8223, por lo que finalmente se obtiene $F_w = 212.125,78$ kN.

4.2.2.3. Empuje vertical del viento en el tablero

De acuerdo con lo dispuesto en el artículo 4.2.5.1.2 de la IAP-11, el empuje vertical del viento en la dirección vertical se calcula mediante la misma expresión empleada para el empuje transversal, pero cambiando el valor de ciertos parámetros. Este empuje vertical se aplica en el sentido más desfavorable situado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero, según el artículo 4.2.5.1.3 de la IAP-11. Se tiene por tanto:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref}$$

Donde los parámetros cuyo valor varía respecto a los especificados en el apartado 4.2.2.1 son:

- Coeficiente de exposición $c_e(z)$: Dado que el punto de aplicación del empuje se sitúa en la cara inferior del tablero, z es la diferencia entre este punto y el mínimo nivel de agua debajo del puente, que vale 10,11 metros. Se tiene por tanto:

$$c_e(z) = k_r^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7k_l c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 2,3592$$

- Coeficiente de fuerza c_f , que en la dirección vertical, según el artículo 4.2.5.1.2, tiene un valor de 0,9.
- El área de referencia A_{ref} , que en el caso del empuje vertical vale el área en planta del tablero (3.648,05 m²).

Con la variación de estos valores, se obtiene un empuje $F_w = 3.817.247,69$ N.

4.2.2.4. Empuje del viento en las pilas

Según el artículo 4.2.7 de la IAP-11, el empuje sobre las pilas se calculará con la misma expresión empleada en apartados anteriores, empleando en nuestro caso un coeficiente de fuerza $c_f = 2,2$ sin necesidad de justificar dicho valor, dado que no se han realizado ensayos en túnel aerodinámico ni la pila tiene ninguna de las secciones habituales de las descritas en la Tabla 4.2-b de la IAP-11.

Además, dado que el valor del coeficiente de exposición $c_e(z)$ varía a lo largo de la altura de las pilas, de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 4.2.7 de la IAP-11 se dividen las pilas en tramos de 1 metro de longitud como se puede observar en los siguientes croquis:

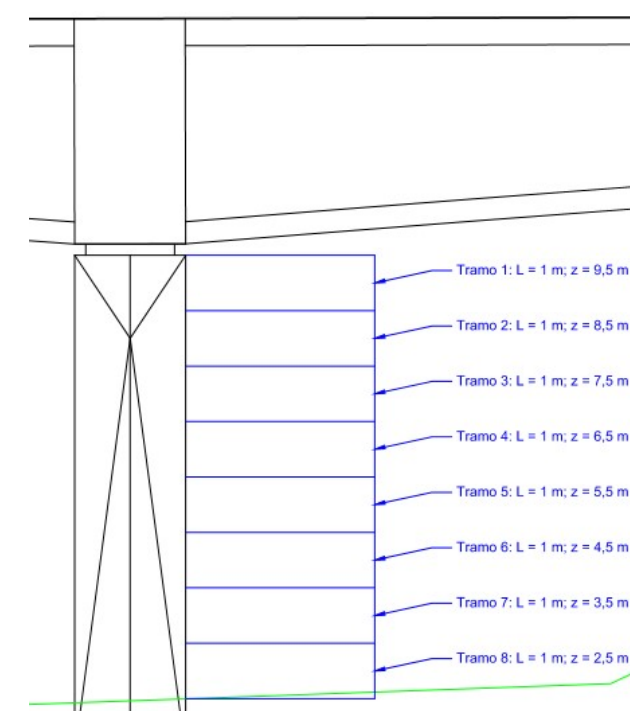


Figura 5. Definición de tramos en la pila más larga

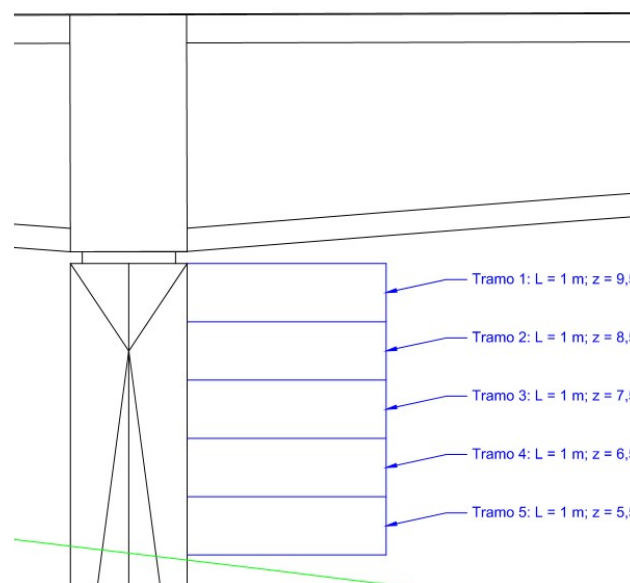


Figura 6. Definición de tramos en la pila más corta

Como se puede observar, la pila de mayor altura queda dividida en 8 tramos de 1 metro mientras que la de menor longitud queda dividida en 5 tramos de la misma longitud, siendo los 5 primeros tramos de la de mayor

longitud exactamente iguales a los de la menos longitud. El área referencia A_{ref} de todos los tramos es la de la proyección de la pila en un plano perpendicular a la dirección del viento, por lo que equivale a 2 m².

Siendo todos los demás valores de los parámetros introducidos en la ecuación los mismos que se han definido previamente, los resultados que se obtienen en cada tramo del coeficiente de exposición $c_e(z)$, del valor del empuje F_w (kN), y del valor del empuje distribuido uniformemente en la longitud de cada tramo F_w/L (kN/m) son:

Tramo	$c_e(z)$	F_w (kN)	F_w/L (kN/m)
1	2,3198	2515,0564	5,0301
2	2,25	4878,7709	4,8788
3	2,1725	4710,7806	4,7108
4	2,0853	4521,7197	4,5217
5	1,9854	4305,0682	4,3051
6	1,8681	4050,5957	4,0506
7	1,7252	3740,7929	3,7408
8	1,541	3341,4947	3,3415

Tabla 14. Coeficiente de exposición, empuje del viento puntual y distribuido.

Resultando por tanto en cada una de las pilas un empuje representado por una fuerza distribuida como las representadas a continuación:

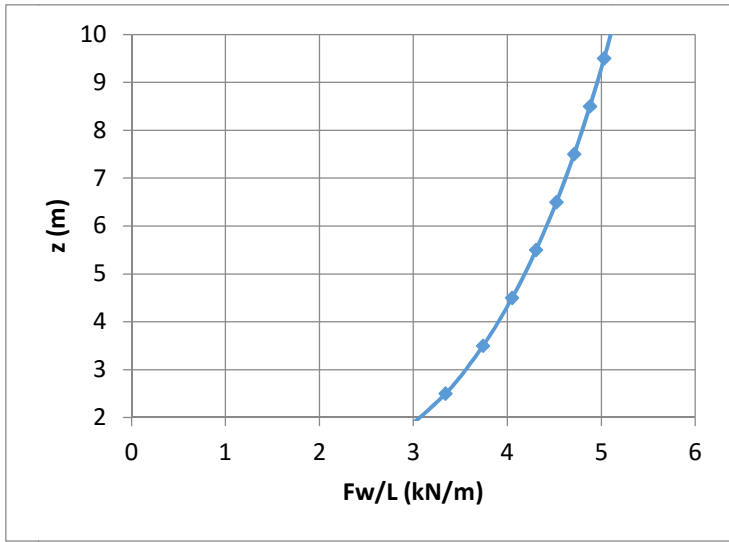


Figura 7. Ley de empujes del viento en la pila más larga

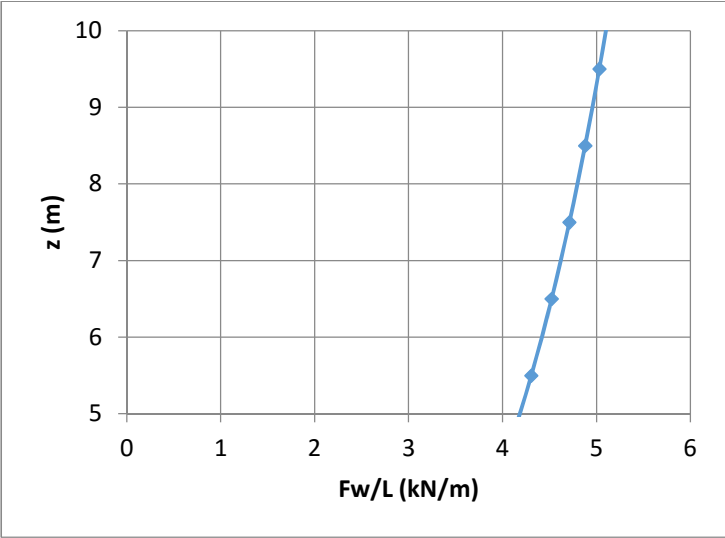


Figura 8. Ley de empujes del viento en la pila más corta

4.2.3. Acción térmica

Las acciones térmicas sobre el tablero requieren la clasificación del tablero según el artículo 4.3.1 de la IAP-11. El tablero de la propuesta final es un tablero de hormigón pretensado con sección transversal del tipo cajón multicelular, por lo que se considera como tablero tipo 3.

4.2.3.1. Componente uniforme de la temperatura del tablero

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura se partirá del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente, en este caso, Elche.

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra T_{max} depende del clima del lugar y de la altitud y, para un período de retorno de 50 años, será el indicado en el mapa de isotermas de la siguiente figura:

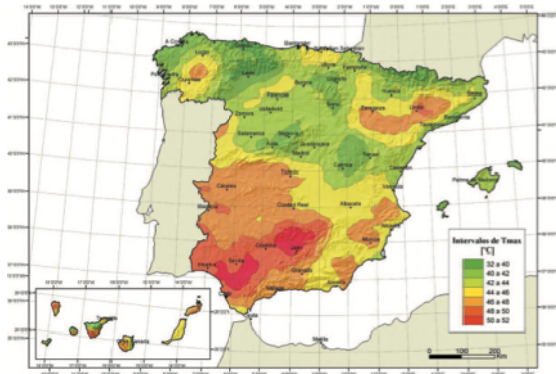


Figura 9. Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} [°C].

Para el emplazamiento en el que se ubica el puente, esta temperatura es de:

$T_{max} = 45^{\circ}\text{C}.$

En cuanto a la temperatura mínima anual del aire, T_{min} , esta se obtiene a partir de los valores de la siguiente tabla:

Altitud (m)	ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 9)						
	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

Tabla 15. Temperatura mínima anual del aire, T_{min} [°C].



Figura 10. Zonas climáticas de invierno.

Como se puede observar en las zonas climáticas de invierno, esta se trata de la zona 5, y por tanto, conociendo este dato, además de la altitud sobre el nivel del mar (*altitud* $\approx$ 60 m. s. n. m), se obtiene:

$T_{min} = -6^{\circ}\text{C}$

Para situaciones persistentes se considera un período de retorno de 100 años, correspondiente a una probabilidad anual de ser excedido de $p=0,01$. Por tanto, los valores característicos de la temperatura deben ser corregidos mediante las siguientes fórmulas:

$T_{max,0,01} = 45 \cdot (k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1 - p))) = 47^{\circ}\text{C}$

$T_{min,0,01} = -6 \cdot (k_3 - k_4 \cdot \ln(-\ln(1 - p))) = -7^{\circ}\text{C}$

En las que los valores k_i corresponden a: $k_1 = 0,781$; $k_2 = 0,056$; $k_3 = 0,393$; $k_4 = 0,156$.

A partir de los valores característicos de la temperatura se obtienen las temperaturas efectivas de la componente uniforme del tablero. Para ello se emplean las siguientes fórmulas:

$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$

$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$

En las que $\Delta T_{e,i}$ son obtenidas de la siguiente tabla, para tableros del tipo 3:

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{e,max}$ (°C)	$\Delta T_{e,min}$ (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	-3	16
Tipo 2: Tablero mixto	4	4
Tipo 3: Tablero de hormigón	8	2

Tabla 16. Valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ para el cálculo de la componente uniforme de temperatura.

Por tanto los valores de las temperaturas efectivas son los siguientes:

$T_{e,min} = 1^{\circ}\text{C}$

$T_{e,max} = 49^{\circ}\text{C}$

Teniendo en cuenta que el valor del coeficiente de dilatación térmica es:

$\alpha_{T,horm} = 10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

El rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero es:

$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 48^{\circ}C$

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y la temperatura media del tablero en el momento que se coacciona su movimiento, T_o se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y dilatación máximas del tablero.

Debido a la ausencia de información se tomará $T_o=15^{\circ}C$ en el momento de coaccionar el movimiento del tablero.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación es de:

$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o = 34^{\circ}C$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción es de:

$\Delta T_{N,con} = T_o - T_{e,min} = 14^{\circ}C$

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo y juntas de dilatación se realizará considerando un incremento de temperatura de $15^{\circ}C$ respecto el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de la temperatura en dilatación y contracción, resultando:

$(\Delta T_{N,exp} + 15)^{\circ}C = 49^{\circ}C$

$(\Delta T_{N,con} + 15)^{\circ}C = 29^{\circ}C$

4.2.3.2. Componente de la diferencia de temperatura (gradiente térmico)

El efecto de la diferencia lineal entre las caras superior e inferior del tablero para una variación de temperatura en un tiempo dado considerada mediante una componente lineal equivalente definida como $\Delta T_{M,heat}$ (fibra superior más caliente) y $\Delta T_{M,cool}$ (fibra superior más fría) obtenidas a partir de los valores de la siguiente tabla:

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$ $\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$	
	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
- Sección cajón	10	5
- Sección de vigas	15	8
- Sección losa	15	8

Tabla 17. Componente lineal de la diferencia de temperatura para tableros tipo 1 y tipo 3.

Al tratarse de un tablero tipo 3 con sección en cajón, los valores de la componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura son:

$\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}C$

$\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}C$

Al emplearse un espesor de pavimento distinto de 50 mm (espesor para el cual se obtienen los valores anteriores), se debe aplicar un factor de corrección k_{sur} dado por la siguiente tabla:

Espesor del pavimento	Tablero tipo 1			
	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento	1,6	0,6	1,5	1
50 mm	1	1	1	1
100 mm	0,7	1,2	0,7	1
150 mm	0,7	1,2	0,5	1

Tabla 18. Coeficiente k_{sur} de influencia del tipo y espesor de pavimento.

El pavimento empleado es de 100 mm, por lo que el factor de corrección empleado es:

$k_{sur} = 0,7$; $[\Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur}] = 7^{\circ}C$

$k_{sur} = 1$; $[\Delta T_{M,cool} \cdot k_{sur}] = 5^{\circ}C$

4.2.3.3. Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal da lugar a una diferencia horizontal de la temperatura en tableros que presentan una orientación próxima a este-oeste, tal es el caso del tablero analizado, por lo que esta diferencia debe ser considerada.

El valor de la diferencia transversal de temperatura viene dado en la siguiente tabla:

Tableros tipo 1 y 2		Tableros tipo 3	
$l_v \leq 2 h_a$	$l_v > 2 h_a$	$l_v \leq 2 h_a$	$l_v > 2 h_a$
18 $^{\circ}C$	—	5 $^{\circ}C$	—

Tabla 19. Diferencia transversal de temperatura entre las dos caras externas del tablero.

Para el tablero en cuestión, la longitud del voladizo es $l_v = 3,45 \text{ m}$ y una proyección vertical del paramento vertical, máxima, de $h_a = 3,5 \text{ m}$, y por tanto la diferencia transversal de temperatura es de 5°C entre las caras externas del tablero.

4.2.3.4. Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

Si debido al esquema estructural, es necesario tener en cuenta la actuación simultánea de la variación de la componente uniforme, $\Delta T_{N,exp}$ o $\Delta T_{N,con}$, y la diferencia de temperatura, $\Delta T_{M,heat}$ o $\Delta T_{M,cool}$, ambas componentes se combinarán de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} &\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N \\ &\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N \\ &\text{con } \omega_N = 0,35 \text{ y } \omega_M = 0,75 \end{aligned}$$

Estas expresiones dan lugar a ocho posibles formas de considerar la concomitancia de las distintas componentes de la acción térmica, de las que se elegirán las que den lugar a los efectos más desfavorables para el elemento en estudio

4.2.3.5. Acción térmica en pilas

De acuerdo con lo dispuesto en el artículo 4.3.2 de la IAP-11, las acciones térmicas sobre las pilas se podrán despreciar excepto en los casos en los que puedan dar lugar a la aparición de reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en la propia pila.

No se prevé la aparición de grandes desplazamientos en la cabeza de las pilas debidas a acciones térmicas dadas las grandes dimensiones de la sección, y en caso de haberlos, dichos desplazamientos no afectarían en gran medida al tablero debido a la disposición de neoprenos para materializar el apoyo del tablero en la pila. Por este motivo se decide obviar los efectos producidos por las acciones térmicas sobre las pilas.

4.2.4. Nieve

En general, sólo será necesario considerar la sobrecarga de nieve en puentes situados en zonas de alta montaña o durante la construcción, según el Artículo 4.4 de la IAP-11. El puente objeto de estudio no está situado en zona de alta montaña, por lo tanto, no se considerará la acción de la nieve.

4.2.5. Acción del agua

La acción del agua debe ser considerada tanto por el efecto hidrostático como el efecto dinámico de ésta, según describe el Artículo 4.5.1 de la IAP-11.

La acción hidrostática se valorará a partir de un peso específico del agua igual a $9,8 \text{ kN/m}^3$. En el caso de elementos sumergidos se estimará la subpresión con el mismo peso específico.

El empuje hidrodinámico debido a corrientes de agua y arrastres sobre las pilas se calculará mediante la expresión siguiente:

$$E = \left[\frac{1}{2} \rho v^2(T) \right] c_f A(T)$$

Donde:

- E es el empuje hidrodinámico total sobre las pilas.
- ρ es la densidad del agua, igual a 1.000 kg/m^3 .
- $v(T)$ es la velocidad correspondiente al caudal de avenida de período de retorno T .
- c_f es el coeficiente de fuerza (o de arrastre) de la sección que soporta el empuje de la corriente.
- $A(T)$ es el área de la superficie del elemento proyectada sobre un plano perpendicular a la corriente correspondiente a la sección mojada de la avenida de periodo de retorno de T .

La IAP-11 define que el periodo de retorno T para el cálculo de acciones que se consideren permanentes es de 100 años. Del Anejo 2: Estudio Hidrológico e Hidráulico se desprende que para dicha avenida se alcanza en

Realizando el cálculo con los datos expuestos, se obtiene un empuje de 5780,852 en la pila izquierda y 0 en la pila derecha dado que la avenida no alcanza la pila. Dicho empuje se aplicará distribuido en la longitud de pila que se haya sumergido para la avenida de periodo de retorno $T = 100$ años.

4.3. Acción sísmica

De acuerdo con lo dispuesto en el artículo 5.2 de la IAP-11, el puente proyectado se trata de un puente de importancia normal, dado que se considera una estructura cuya destrucción en un terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importante pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos. Por ello el factor de importancia se toma de $\gamma_I = 1,3$. El valor de la acción sísmica se calcula según los criterios dictados por la NCSP-07.

4.3.1. Comportamiento estructural

Según dispone el artículo 2.5 de la NCSP-07, será necesario proyectar la estructura asegurando un comportamiento dúctil, de ductilidad limitada, o esencialmente elástico frente al sismo último de cálculo (periodo de retorno $T = 500$ años), un comportamiento elástico frente al sismo frecuente de cálculo (periodo de retorno $T = 100$ años), y un comportamiento dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico frente al sismo durante la construcción (periodo de retorno T no menor que cinco veces la duración de la etapa constructiva).

De manera simplificada, en el presente Proyecto Básico se comprobará la viabilidad de la solución adoptada asegurando únicamente que la estructura tiene un comportamiento esencialmente elástico frente al sismo último de cálculo, dado que se considera que es el condicionante más fuerte de los expuestos en el párrafo anterior. Ello implica el cumplimiento de las siguientes condiciones, según dispone el artículo 2.6.3 de la NCSP-07:

- Condición de resistencia: Debe comprobarse que todas las secciones y elementos estructurales tienen una resistencia adecuada, de acuerdo con los mismos criterios que los utilizados para situaciones persistentes (no sísmicas).
- Condición de desplazamientos: Debe comprobarse que la longitud de entrega en apoyos es suficiente para evitar descalces y que la anchura de juntas es suficiente para evitar el martilleo entre elementos estructurales.

4.3.2. Espectros de respuesta elástica

De entre los tipos de terreno que aparecen en la clasificación del artículo 3.2 de la NCSP-07, se considera que el terreno existente en el entorno del puente proyectado se trata de un tipo III (suelo granular con

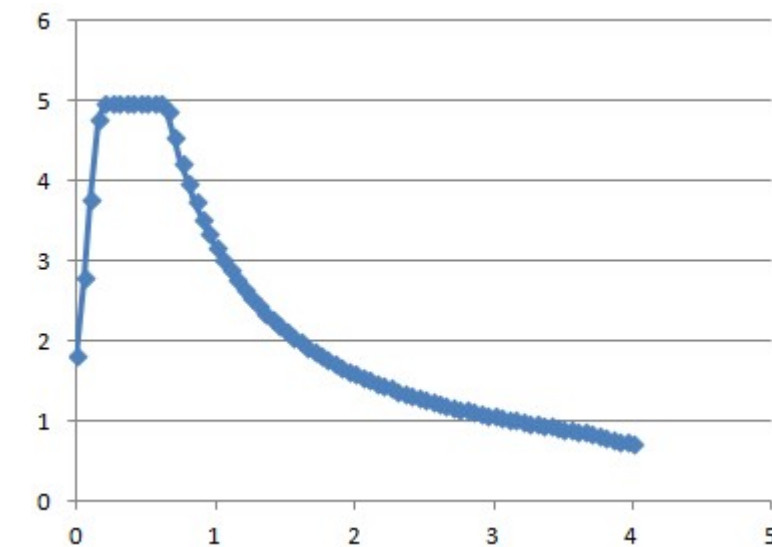
compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme, siendo la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla de entre 200 y 400 m/s). Por tanto el coeficiente del terreno correspondiente es de 1,6.

El movimiento sísmico se caracteriza mediante su espectro de respuesta elástica, que de acuerdo con lo dispuesto en NCSP-07 se resulta:

Para $0 \leq T < 0,16$ s: $S_a(T) = 0,185g + 2,004$

Para $0,16 \leq T < 0,64$ s: $S_a(T) = 0,506g$

Para $0,64 \leq T < 3,6$ s: $S_a(T) = 0,324g/T$



4.3.3. Fuerza estática equivalente

Según lo dispuesto en el Anejo 2 de la NCSP – 07 se puede calcular una fuerza estática equivalente a la acción sísmica en función de la rigidez total de las coacciones del tablero.

Este procedimiento evita el cálculo modal espectral, que escapa de las competencias de el presente Proyecto Básico-

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El presente apartado contiene la metodología de cálculo empleado, y la descripción del análisis estructural llevado a cabo para el desarrollo del proyecto. En primer lugar se describirá el software empleado y se detallará

el uso que a este se le ha dado. En segundo lugar se describirá el modelo empleado para el cálculo de la estructura.

5.1. Método de cálculo

El cálculo de la estructura se ha realizado mediante un análisis estático lineal. Se ha introducido la estructura descrita en el segundo apartado del anejo, en distintos modelos, constituyendo un modelo independiente el tablero, pilas y estribos. Cada uno de estos modelos incluyen los materiales con los que se proyecta la estructura. A estos modelos se les aplica las hipótesis de carga descritas anteriormente y se obtienen unos resultados con los que se verifica las comprobaciones consideradas.

5.2. Software empleado

Los programas informáticos empleados en el análisis y comprobación de la estructura son los siguientes:

- SAP2000: Es un software de elementos finitos, con interfaz gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de problemas de ingeniería estructural.
- Combinador: permite realizar las combinaciones de cargas correspondientes a las diferentes situaciones de proyecto, además de generar un archivo de SAP200 para importar dichas combinaciones.
- EXCEL: Es un software de hojas de cálculo, que permite la aplicación de cualquier fórmula matemática y lógica.

5.3. Modelo de cálculo de la estructura

Se ha planteado un modelo de cálculo para el tablero consistente en un modelo unifilar al que se le ha aplicado la geometría variable del puente con el fin de obtener los esfuerzos provocados por todas las acciones que puedan darse en un momento de la vida útil, atendiendo a los criterios de combinación de acciones y las distintas hipótesis de carga descritos en las bases de cálculo y en el apartado de hipótesis de cargas.

El empleo del modelo unifilar queda justificado, dado que la geometría del puente hace que este sea del tipo losa, dadas sus dimensiones, aunque este haya sido ejecutado mediante una viga en cajón multicelular. Por tanto, y con el fin de aportar una mayor sencillez al abordar el problema, se diferencia un análisis longitudinal llevado a cabo mediante un análisis 1D, mientras que el análisis transversal se lleva a cabo mediante un análisis

2D, para la geometría transversal y cargas transversales, así como los distintos modelos de bielas y tirantes a realizar.

En el modelo se han introducido los siguientes elementos:

- Materiales de cada elemento: Los materiales introducidos son los expuestos en las bases de cálculo.
- Secciones: Se han introducido las secciones, tanto aligeradas como las macizas, con la variación parabólica, con los siguientes tramos: De $x=0$ a 1 m, sección maciza de canto 2,558m; de $x=1$ a 30 m, variación parabólica de sección hueca desde un canto de 2,558 a 4,508 m; de $x=30$ a 32 m, sección maciza de canto 4,508m; de $x=32$ a 61 m, variación parabólica de sección hueca desde un canto de 4,508 a 2,558 m; de $x=61$ a 90 m, variación parabólica de sección hueca desde un canto de 2,558 a 4,508 m; ; de $x=90$ a 92 m, sección maciza de canto 4,508m; de $x=92$ a 121 m, variación parabólica de sección hueca desde un canto de 4,508 a 2,558 m; De $x=121$ a 122 m, sección maciza de canto 2,558m.
- Geometría: Se ha introducido el eje longitudinal, dividiendo en 10 elementos. La división consiste en 1 segmento para la sección maciza en el estribo derecho, 2 para cada uno de las secciones macizas de las pilas, 2 para el estribo izquierdo, 1 para cada tramo de variación parabólica de los vanos exteriores, y 2 más para la variación parabólica del vano central.
- Uniones entre elementos: Entre cada uno de los tramos se consideran como empotramientos.
- Coacciones: Se definen las coacciones del tablero como muelles para asimilar el comportamiento de los aparatos de apoyo con un mayor grado de exactitud. Estos muelles coaccionan parcialmente en todos los apoyos los desplazamientos en el plano horizontal de ejes X e Y y el giro de eje Z , mientras que el desplazamiento vertical se encuentra coaccionado totalmente.
- Pretensado: Se introduce el trazado y tensión pretensado, inicialmente con el fin de obtener el valor de las pérdidas instantáneas, y posteriormente con la fuerza definitiva de pretensado.

Se muestran a continuación unas imágenes del modelo estructural empleado en SAP2000 en el que se observa el eje de la sección y el trazado parabólico del pretensado:

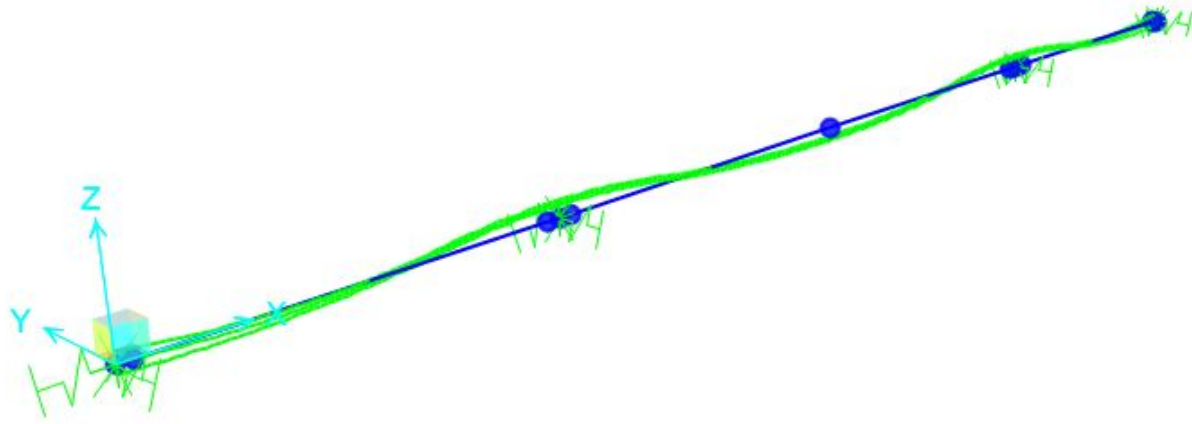


Figura 11. Modelo unifilar SAP2000.

La definición de los ejes es la predeterminada del programa informático. El eje X, se define como ortogonal a las rebanadas elementales de plano YZ vertical, con punto de origen el centro de gravedad de la sección maciza situada en el extremo del tablero en el estribo derecho, donde la sección maciza tiene un espesor de 1 metro.

5.4. Hipótesis de carga

En este apartado se definen las diversas posiciones en las que se puede cargar el tablero de forma de que se obtengan las envolventes, una vez realizado el análisis mediante el programa de cálculo SAP2000. Los valores de las cargas han sido definidas con anterioridad, por lo que, en este apartado, se tratará únicamente de ubicar las posiciones de las acciones variables en la geometría del tablero.

Longitudinalmente se definen cuatro hipótesis de carga, correspondientes a si las cargas cargan por completo el vano 1, vano 2 o vano 3, numerados en el sentido de avance de las x.

Transversalmente se definen dos hipótesis de carga globales dependiendo de si, visto la sección transversal de ejes globales Y y Z, el tablero se encuentra cargado en su totalidad, o por el contrario, solamente se carga la mitad de la losa superior, generando así una excentricidad con respecto al eje longitudinal del tablero.

Al cargar la totalidad del tablero se obtienen las máximas reacciones en apoyos, mayores flexiones y cortantes. Por el contrario, si se carga la mitad del tablero se obtienen las máximas torsiones, disponiendo las sobrecargas de forma que se obtenga la mayor excentricidad posible con respecto al centro de gravedad de la sección.

Las cargas permanentes actúan en todo momento por lo que no es posible definir variaciones en el estado de carga debido a éstas.

Por otro lado, las sobrecargas sí permiten en la mayor parte de los casos alterar su punto de acción, de forma que se distribuyan para obtenerse los mayores esfuerzos posibles, en función de qué envolvente se quiera determinar. Para la evaluación de la máxima y mínima torsión únicamente se define uno de los casos, pudiendo cambiar su valor al opuesto dada la simetría de la sección y de cargas.

Estas variaciones de carga en el eje transversal son las siguientes:

- En sobrecarga de uso en aceras:
 - Para la obtención de la máxima torsión, se deben considerar únicamente una acera con una sobrecarga distribuida vertical, mientras que en la otra no actúa ninguna sobrecarga distribuida. Adicionalmente, sí se considera un empuje lateral en barandillas, que contribuya al aumento del momento torsor, en ambas aceras.
 - Para la obtención de los esfuerzos máximos de flexión y cortantes se cargarán ambas aceras.
- Viento:
 - El viento de componente Y, se puede diferenciar entre viento de dirección 1 o 2, en función de si genera momentos torsores negativos o positivos.
 - El viento de componente X, se puede diferenciar entre la dirección de 3 o 4, dependiendo de si generan una mayor componente de flexión en el tablero positiva o negativa.
- Sobrecarga de uso por tráfico:
 - Únicamente se define una posición sobrecarga de uso, dado que al situarse las cargas de tráfico lo más excéntricas posible, también corresponde al caso de sección transversal con máxima carga vertical.

5.5. Interpretación de resultados

Los resultados obtenidos del proceso de cálculo informático mediante el software SAP2000, consisten en las envolventes de esfuerzos y deformaciones. Definida la envolvente como los máximos y mínimos esfuerzos en una sección dada para el conjunto de esfuerzos que pueda actuar sobre esa sección. Estos esfuerzos y deformaciones obtenidas serán empleados en la verificación de los Estados Límite para garantizar la resistencia del puente frente a las acciones que actúen en él.

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES DEL TABLERO

A partir de los resultados del análisis se realiza la comprobación resistente y dimensionamiento del armado activo y pasivo de acuerdo con el cumplimiento los estados límite último, concretamente ELU de rotura. También se verificará, a partir de los resultados obtenidos en el cálculo los estados límites de servicio de fisuración, así como el cumplimiento de las flechas exigidas para puentes.

6.1. Características mecánicas de la sección

Dado que la sección es de canto variable, las características mecánicas de la sección diferirán en función del canto de esta y de la sección analizada.

Las características mecánicas empleadas en el cálculo serán las brutas a modo de simplificación.

Por otro lado, se opta por la simplificación de la geometría de la sección transversal despreciando la contribución a la resistencia de la sección por parte de los tramos con pendiente del ala superior. La siguiente figura muestra la sección simplificada, en azul, mientras que en negro se puede observar la geometría real de la sección.

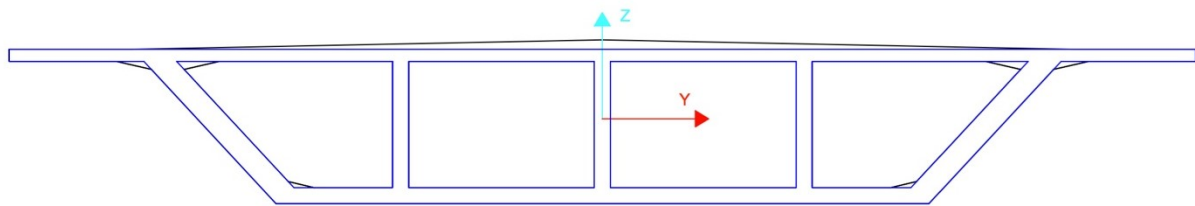


Figura 12. Sección transversal simplificada.

Esta sección transversal simplificada se caracteriza por disponer de 12 parámetros a partir de los cuales se puede definir la totalidad de la sección. Estos parámetros se pueden observar en la siguiente figura:

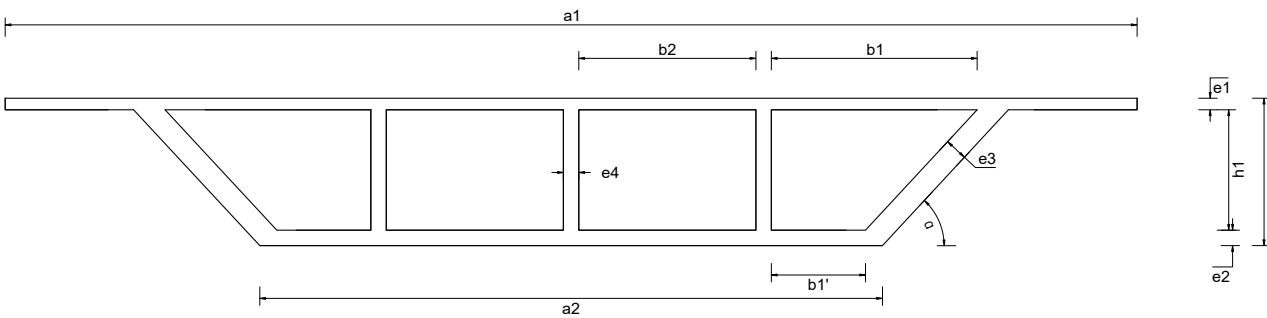


Figura 13. Sección simplificada con parámetros.

El valor para cada uno de los parámetros, ya sea fijo, o variable, se describen a continuación:

a1:	29,4 m
b1:	5,3457 m
b2:	4,6 m
e1:	0,3 m
e2:	0,4 m
e3:	0,597 m
e4:	0,4 m
vuelo:	3,33957 m
α:	47,1211º
H:	canto real – 0,233 (m)
h1:	H – e1 – e2 (m)
b1':	b1 – h1/tgα (m)
a2:	a1 – 2 * vuelo – 2 * (h1 + e2)/tgα (m)

6.1.1. Inercia

La inercia de la sección se determinará directamente a partir del diseñador de secciones de SAP, el cual, aporta inmediatamente la inercia de la sección. Dado que la inercia es variable, se indicará en los apartados en los que sea necesaria su aplicación, el valor de esta, junto a su sección de referencia.

6.1.2. Área y posición del centro de gravedad

El área de la sección simplificada se rige por la siguiente fórmula:

$$A = (a1 * e1) + ((a2 + (a2 + 2 * e2 / tg\alpha)) * e2 / 2) + (3 * h1 * e4) + (2 * e3 * h1 / sin\alpha)(m^2)$$

Por otro lado, la posición del centro de gravedad referido a la fibra superior del tablero es:

$$y1 = \frac{\left[(a1 * e1) * \frac{e1}{2} + (3 * h1 * e4) * \left(e1 + \frac{h1}{2} \right) + \left(2 * e3 * \frac{h1}{sin\alpha} \right) * \left(e1 + \frac{h1}{2} \right) + (a2 * e2) * \left(e1 + h1 + \frac{e2}{2} \right) + \left(\frac{e2^2}{tg\alpha} \right) * \left(e1 + h1 + \frac{e2}{3} \right) \right]}{\text{Área}} (m^2)$$

La posición del centro de gravedad del tablero para cada una de las secciones del tablero es el método de definición del eje X, situándose ortogonalmente a las rebanadas verticales del tablero.

6.2. Cálculos referentes a la armadura activa

A continuación se procede a realizar los cálculos referentes a la armadura activa.

El pretensado dispuesto en el tablero es un pretensado interior adherente conformado mediante vaina corrugada de plástico estanco tipo Plyduct de Freyssinet o similar. En cuanto a los cables, estos están formados por cordones constituidos por acero activo Y 1860 S7, de resistencia a tracción de 1860 MPa, con un diámetro nominal de 15,7 mm por cordón y una sección nominal de la armadura de 150 mm² y una masa nominal de 1,18 kg/m.

6.2.1. Método empleado

El método de cálculo de la armadura consiste en la obtención de un trazado, para el cual se debe comprobar posteriormente mediante iteraciones qué cuantía de armadura activa será necesaria. En una primera iteración las pérdidas serán consideradas como valores porcentuales aproximados para obtener una cuantía de armadura activa y tensión de tesado. Se introducirá el pretensado en el programa de cálculo SAP2000 con el fin de obtener las pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas. Una vez obtenidas las pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas, se calculará el resto de pérdidas para cada una de las secciones. Se volverá a iterar el cálculo de la tensión de la armadura y se comprobará que cumple los requisitos establecidos.

6.2.2. Dimensionamiento de la armadura activa

La armadura activa se dimensionará de acuerdo con el método descrito en el apartado previo.

6.2.2.1. Obtención del trazado

El trazado del pretensado debe quedar definido por 5 parábolas tangentes entre sí de forma que se adapte tanto a la geometría de la pieza, respetando los recubrimientos en todo momento, como su adaptación a las leyes de esfuerzos del tablero para las situación de carga en todos los vanos del tablero.

Por lo tanto, matematizando los anteriores conceptos, se definen 5 parábolas según:

$$z_1(x) = a_1 \cdot x^2 + b_1 \cdot x + c_1$$

$$z_2(x) = a_2 \cdot x^2 + b_2 \cdot x + c_2$$

$$z_3(x) = a_3 \cdot x^2 + b_3 \cdot x + c_3$$

$$z_4(x) = a_4 \cdot x^2 + b_4 \cdot x + c_4$$

$$z_5(x) = a_5 \cdot x^2 + b_5 \cdot x + c_5$$

El eje de coordenadas X coincide con el eje global del modelo, mientras que las coordenadas locales en Z, estarán referidas a la fibra superior del tablero, con la misma dirección y sentido que el eje global del modelo.

Si se tiene en cuenta que las parábolas deben ser tangentes entre sí, se debe satisfacer la siguiente condición:

$$z'_i(x) = z'_j(x) \rightarrow 2 \cdot a_i \cdot x + b_i = 2 \cdot a_j \cdot x + b_j$$

Con:

i: Parábola analizada.

j: Parábola adyacente a la parábola i.

Adicionalmente, si se considera que el trazado debe ser simétrico, entonces se genera un sistema de 9 ecuaciones (4 ecuaciones de tangencia, 5 ecuaciones de parábola) con 15 incógnitas. Y por tanto indeterminado.

La solución a este problema consiste en la fijación de las coordenadas x de los puntos de tangencia entre parábolas, y las coordenadas x e y de el inicio de la primera parábola (y por tanto el final de la última al ser simétrico), los puntos de paso de mayor y menor excentricidad, quedando reducido el sistema a 9 ecuaciones con 9 incógnitas.

Los puntos de paso prefijados son los siguientes para las armaduras activas definitivas:

$$z_1(0) = -1,2094 \text{ m}$$

$$z_2(31) = -0,564 \text{ m}$$

$$z_3(61) = -2,227 \text{ m}$$

En cuanto a los puntos de tangencia, son los siguientes:

$$z'_1(20) = z'_2(20)$$

$$z'_2(42) = z'_3(42)$$

$$z'_3(80) = z'_4(80)$$

$$z'_4(102) = z'_5(102)$$

De estas formas se obtiene los siguientes valores para los parámetros de las parábolas:

Parábola	Parámetros de la parábola		
	a	b	c
1	0,00470037	-0,0991481	-1,1149523
2	-0,0040394	0,25044242	-4,6108576
3	0,0023386	-0,2853088	6,63991754
4	-0,0040394	0,7351697	-34,179221
5	0,00470037	-1,047742	56,749276

Tabla 20. Parámetros de las parábolas del trazado de los cables de pretensado.

6.2.2.2. Elección del cable de pretensado inicial

De acuerdo con lo dispuesto en el artículo 5.10 del Eurocódigo 2, se debe limitar la tensión del hormigón, como criterio de diseño del pretensado.

Las limitaciones de las tensiones son las siguientes:

- Se debe evitar que la sección alcance el estado de descompresión, es decir, que se generen tensiones de tracción en la fibra menos comprimida, para la combinación de acciones ELS Frecuente:

$$\sigma_{c,min}(N_F; M_F) \geq 0 \text{ MPa}$$

- La tensión de compresión del hormigón en la estructura, resultante de la fuerza de pretensado y otras cargas que actúan en el momento del tesado o de la transferencia de las fuerzas del pretensado, se deberían limitar a:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x}(N_{caract}; M_{caract}) \leq 0,6 \cdot f_{ck,j} = 24 \text{ MPa}$$

Teniendo en cuenta estas limitaciones se deben obtener para las distintas combinaciones los valores característicos de la fuerza de pretensado, superiores e inferiores. Para ello se definen 3 casos en función de la

excentricidad, con cuatro fórmulas por caso en los que se definen al despejarse, los valores superiores e inferiores de la fuerza de pretensado. Estos casos son:

- Caso 1: $e_0 \in [v_2, -\frac{I}{A \cdot v_1}]$
 - $\sigma_{c1,max} = \frac{P_{k,inf}}{A} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_0 + M_{Ed,caract,max}}{I} \cdot v_1 \leq \sigma_{c1,s}$
 - $\sigma_{c2,min} = \frac{P_{k,inf}}{A} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_0 + M_{Ed,F,max}}{I} \cdot v_2 \geq \sigma_{c2,i}$
 - $\sigma_{c1,min} = \frac{P_{k,sup}}{A} + \frac{P_{k,sup} \cdot e_0 + M_{Ed,F,min}}{I} \cdot v_1 \geq \sigma_{c1,i}$
 - $\sigma_{c2,max} = \frac{P_{k,sup}}{A} + \frac{P_{k,sup} \cdot e_0 + M_{Ed,caract,min}}{I} \cdot v_2 \leq \sigma_{c2,s}$
- Caso 2: $e_0 \in [-\frac{I}{A \cdot v_2}, v_1]$
 - $\sigma_{c1,max} = \frac{P_{k,sup}}{A} + \frac{P_{k,sup} \cdot e_0 + M_{Ed,caract,max}}{I} \cdot v_1 \leq \sigma_{c1,s}$
 - $\sigma_{c2,min} = \frac{P_{k,sup}}{A} + \frac{P_{k,sup} \cdot e_0 + M_{Ed,F,max}}{I} \cdot v_2 \geq \sigma_{c2,i}$
 - $\sigma_{c1,min} = \frac{P_{k,inf}}{A} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_0 + M_{Ed,F,min}}{I} \cdot v_1 \geq \sigma_{c1,i}$
 - $\sigma_{c2,max} = \frac{P_{k,inf}}{A} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_0 + M_{Ed,caract,min}}{I} \cdot v_2 \leq \sigma_{c2,s}$
- Caso 3: $e_0 \in [-\frac{I}{A \cdot v_1}, -\frac{I}{A \cdot v_2}]$
 - $\sigma_{c1,max} = \frac{P_{k,sup}}{A} + \frac{P_{k,sup} \cdot e_0 + M_{Ed,caract,max}}{I} \cdot v_1 \leq \sigma_{c1,s}$
 - $\sigma_{c2,min} = \frac{P_{k,inf}}{A} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_0 + M_{Ed,F,max}}{I} \cdot v_2 \geq \sigma_{c2,i}$
 - $\sigma_{c1,min} = \frac{P_{k,inf}}{A} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_0 + M_{Ed,F,min}}{I} \cdot v_1 \geq \sigma_{c1,i}$
 - $\sigma_{c2,max} = \frac{P_{k,sup}}{A} + \frac{P_{k,sup} \cdot e_0 + M_{Ed,caract,min}}{I} \cdot v_2 \leq \sigma_{c2,s}$

Aplicando estas fórmulas a las secciones del tablero cada 0,5 m , se obtiene, que los valores más restrictivos de la resistencia característica del pretensado son:

$$P_{k,sup} = 251943,625 \text{ kN: Correspondiente a la sección x=61 m.}$$

$$P_{k,inf} = 96385,5654 \text{ kN: Correspondiente a la sección x=91m.}$$

A partir de los valores característicos de la fuerza de pretensado, se pueden obtener los valores máximos y mínimos de la fuerza aplicada sobre el extremo activo durante el tesado mediante las siguiente fórmulas:

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m0} = r_{sup} \cdot (1 - i) \cdot P_{max}$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{mf} = r_{inf} \cdot (1 - c) \cdot P_{m0} = r_{inf} \cdot (1 - c) \cdot (1 - i) \cdot P_{max}$$

Donde:

P_{max} : Fuerza aplicada sobre el extremo activo en el momento del tesado.

P_{m0} : Fuerza inicial de pretensado máxima.

P_{mf} : Fuerza final de pretensado máxima.

$c = \frac{\Delta P_{c+s+r}}{P_{max}}$: Porcentaje de pérdidas diferidas con respecto a la fuerza máxima de pretensado.

$i = \frac{\Delta P_i}{P_{max}}$: Porcentaje de pérdidas diferidas con respecto a la fuerza máxima de pretensado.

r_{sup} y r_{inf} : Coeficientes para considerar las variaciones de pretensado en ELS. Para armadura postesas con tendones adherentes sus valores son de 1,1 y 0,9 respectivamente.

Los valores estimados en la primera iteración para los porcentajes de las pérdidas de pretensado son de $i=0,1$ y $c=0,25$ para pérdidas instantáneas (10%) y pérdidas diferidas (25%) respectivamente.

Despejando P_{max} en las ecuaciones anteriores , se obtiene un valor máximo de $P_{max}^+ = 25448,51 \text{ kN}$ y un valor mínimo $P_{max}^- = 158659,3683 \text{ kN}$.

El criterio de diseño del pretensado es la disposición de una fila de armaduras activas en la totalidad de las almas para cada fila colocada. Según el catálogo de Pretensado Freyssinet, sería necesario disponer de 15 cables formados por 55 cordones de diámetro nominal 15,7 mm cada uno de los cordones de la clase 1860 . Cada uno de los cables con una fuerza máxima de tesado de 15345 kN y una fuerza de tesado para una deformación del 10% de 13530 kN.

De acuerdo con el artículo 5.10.2.1 del Eurocódigo 2, la tensión máxima aplicada a la armadura activa debe ser la menor de $0,7 \cdot f_{pk}$ y $0,85 \cdot f_{p0,1k}$. Dado que el área de la armadura está prefijada, los coeficientes que multiplican a las tensiones pueden aplicarse directamente a las cargas máximas, quedando como la menor de las dos:

$$P_{m\acute{a}x}^- = 10577,29122 \leq 0,7 \cdot f_{pk} \cdot A_p = 10741,5 \text{ kN}$$

Por lo tanto, 15 cables dispuestos en 3 filas cuyo centro de gravedad de las armaduras activas sea coincidente con las parábolas descritas con anterioridad, cumplen la tensión mínima requerida por las limitaciones tensionales.

6.2.2.3. Determinación de las pérdidas de pretensado

En primer lugar , se debe definir el trazado de las 3 filas, siendo el conjunto de cables 1 la fila inferior de los 3, y el conjunto 3 el de la fila superior.

Parábola	Parámetros de la parábola Cable 1			Parábola	Parámetros de la parábola Cable 2		
	a	b	c		a	b	c
1	0,00343444	-0,048511	-1,7863235	1	0,00470037	-0,0991481	-1,1149523
2	-0,0040394	0,25044242	-4,7758576	2	-0,0040394	0,25044242	-4,6108576
3	0,0023386	-0,2853088	6,47491754	3	0,0023386	-0,2853088	6,63991754
4	-0,0040394	0,7351697	-34,344221	4	-0,0040394	0,7351697	-34,179221
5	0,00343444	-0,7894927	43,4135613	5	0,00470037	-1,047742	56,749276

Parábola	Parámetros de la parábola Cable 3		
	a	b	c
1	0,0059663	-0,1497852	-0,4435811
2	-0,0040394	0,25044242	-4,4458576
3	0,0023386	-0,2853088	6,80491754
4	-0,0040394	0,7351697	-34,014221
5	0,0059663	-1,3059913	70,0849907

Tabla 21,22 y 23. Parámetros de las parábolas del trazado de los cables de pretensado.

Las pérdidas instantáneas se producen durante el tesado y anclaje de las armaduras, $\Delta P_i = \Delta P_{\mu} + \Delta P_{sl} + \Delta P_{el}$.

Las pérdidas por penetración de cuñas ΔP_{sl} y rozamiento ΔP_{μ} han sido obtenidas de forma computacional para todos los cables, introduciendo en SAP2000 el trazado de los cables, con los coeficientes de rozamiento $\mu = 0,12 \text{ rad}^{-1}$ y el coeficiente de rozamiento parásito por metro lineal $k = 0,007 \text{ rad/m}$. El valor de la fuerza tras la aplicación de las pérdidas es $P_{max} = 52630,83 \text{ kN}$ en $x=0 \text{ m}$.

Las pérdidas por acortamiento elástico se definen como:

$$\Delta P_{el} = \frac{n - 1}{2 \cdot n} \cdot \frac{(E_p \cdot A_p)}{E_c} \cdot \sigma_{cpm}$$

Con:

n=15: Número de operaciones de tesado

E_o , E_p : Módulos de elasticidad del hormigón y el acero activo.

El porcentaje de pérdidas en la sección inicial es de $i=0,0342016$ mientras que en la sección final es de $i=0,09518376$. De esta forma se obtienen unas pérdidas instantáneas con mayor exactitud que las planteadas inicialmente.

En cuanto a las pérdidas diferidas, estas se deben a la retracción (s), fluencia (c) y retracción (r) y quedan definidas por la siguiente fórmula:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0))}$$

Donde:

$\Delta \sigma_{c+s+r}$: Valor absoluto de la variación de tensión en la armadura activa por c+r+s.

ε_{cs} : Deformación de retracción.

E_p : Módulo de elasticidad de la armadura activa.

E_{cm} : Módulo de deformación del hormigón.

$\Delta \sigma_{pr}$: Valor absoluto de la variación de tensión en la armadura activa debido a la relajación del acero.

$\varphi(t, t_0)$: Coeficiente de fluencia.

$\sigma_{c,QP}$: Tensión en el hormigón a la armadura activa debido al peso propio , al pretensado inicial y a otras acciones cuasipermanentes relevantes.

A_p : Área de la armadura activa.

A_c, I_c : Área e inercia de la sección de hormigón.

z_{cp} : Distancia entre el cdg de la sección de hormigón y la armadura activa.

El valor máximo de las pérdidas diferidas es $\Delta P_{c+s+r} = 9621,69151 \text{ kN}$, correspondiente a $x=18 \text{ m}$.

6.2.2.4. Obtención pretensado definitivo

El pretensado definitivo se calcula de manera análoga al realizado en la primera iteración, pero introduciendo el porcentaje correspondiente a las pérdidas de cada sección. En el *Apéndice 4.I: Proceso de cálculo de la armadura activa* se presentan los valores para cada una de las secciones tanto del cálculo de pérdidas como el dimensionamiento de la armadura activa.

Los valores para la segunda iteración de la fuerza máxima de la armadura mínima por vaina:

$$P_{m\acute{a}x}^- = 9385,2496 \text{ kN}$$

De forma que se sigue cumpliendo el armado activo definido en la primera iteración.

Finalmente, el pretensado dispuesto como armadura activa interior adherente, está compuesto por 15 cables formados por 50 cordones de diámetro nominal 15,7 mm y resistencia 1860 MPa, tesados con una fuerza de tesado de $P_{max} = 10741,5 \text{ kN}$. Estos cables se encuentran enfilados en vainas corrugadas de plástico estanco Plyduct con , cuyo espesor es 3 mm y tiene un diámetro interior de 160 mm.

La distancia entre filas es de 0,165 m entre caras de las vainas para postesado de forma que el hormigón se vierta de forma segura sin dañar las vainas, que el hormigón resista las fuerzas de las vainas en las partes curvas durante y después de tesado, y que la lechas no se filtre en otras vainas durante el proceso de inyección además de garantizarse que se alcanza una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa..

6.3. E.L.U de agotamiento frente a solicitaciones normales

En este apartado se comprobará la resistencia de la sección frente a esfuerzos axiles y flectores, también referido como un estado de flexión compuesta, a partir del cual se dimensionará las armaduras longitudinales del tablero, en suponiendo que en todas ellas es posible la aplicación de las hipótesis de Navier-Bernoulli, es decir, que se traten de regiones B.

Los esfuerzos considerados son los correspondientes a las combinaciones de ELU Persistentes, para un cálculo de flexión compuesta. Dado el alcance del proyecto básico no se contempla el cálculo de flexión esviada debido a las combinaciones del ELU para situaciones Sísmicas fundamentalmente. Se desprecia también la flexión de eje Z, dado que el valor de esta es inferior a un 0,1% para el ELU en Situación Persistente, además de tratarse de un proyecto básico.

El cálculo seccional en aquellas secciones en las que no sea posible su aplicación se llevará a cabo en apartados posteriores.

6.3.1. Análisis de la sección transversal

Debido a que, tal y como se ha explicado previamente, los resultados obtenidos del cálculo de las cargas en el programa informático SAP2000 son envolventes de esfuerzos. Esto imposibilita la realización y comprobación de la sección mediante esfuerzos dominantes y concomitantes.

Por lo tanto se plantea la posibilidad de realizar el cálculo seccional a partir de la combinación de envolventes máximas y mínimas de axiles y flectores, de forma que se obtenga una combinación, que además de más desfavorable que la real, queden los resultados de lado de la seguridad.

Para esto, en primer lugar se plantea la elección de las zonas a dimensionar, dada de la imposibilidad de realizar un cálculo global de la estructura mediante el programa informático Excel, además de suponer un exceso de información no necesario, dado que no se dimensionará el armado de la sección ni se dispondrá de un armado específico para cada división del tablero.

Por ello, se debe obtener cuáles son las secciones determinantes para el cálculo longitudinal del tablero. Estas secciones se definen como aquellas cuya relación flector-canto suponga un máximo relativo en las envolventes máximas de esfuerzos o un mínimo relativo en la de mínimos esfuerzos para la combinación de acciones correspondiente al Estado Límite Último, en situación persistente.

De esto se deducen 25 secciones de referencia, cuyos esfuerzos serán empleados tanto para las comprobaciones de ELU como ELS. Estas secciones y sus esfuerzos, así como su posición referida en el eje longitudinal x son los definidos en la siguiente tabla:

Sección de referencia	ELU Combinación permanente					ELS Frecuente			
	x (m)	N _{max} (kN)	M _{max} (mkN)	N _{min} (kN)	M _{min} (mkN)	N _{max} (kN)	M _{max} (mkN)	N _{min} (kN)	M _{min} (mkN)
A	0	192776,684	17387,0783	137073,788	12493,3188	162847,745	14712,1432	123687,609	11243,9869
B	6	196061,502	-13927,1192	139635,393	-66362,5974	165640,479	-22752,3229	125977,321	-48714,6459
C	11,5	198302,583	-22595,5761	141427,604	-98363,5245	167548,945	-33308,4415	127575,890	-72165,1303
D	14	198634,015	-21865,4655	141698,777	-99864,0569	167831,600	-32944,2534	127817,324	-72660,3637
E	17,5	199946,377	-5281,0064	142806,757	-92238,9697	168953,121	-22103,7579	128801,396	-57384,3240
F	26	198436,754	81584,1620	141742,729	-95817,9593	167693,444	35880,8966	127822,794	-35103,3487
G	31	196699,438	42154,9669	140452,759	-198082,6790	166235,575	-12449,1589	126647,400	-100469,7460
H	36	193858,921	84162,7851	138369,531	-90834,4990	163844,227	38938,7816	124758,074	-30211,0278
I	42	189744,145	26851,2393	135359,903	-73591,4872	160374,660	3002,1009	122034,987	-33546,9265
J	47	189476,292	72085,1323	135155,810	-54542,3805	160161,288	33128,5203	121835,571	-13492,6344
K	52,5	188361,946	104032,1717	134357,910	-52619,8571	159231,653	52554,6624	121101,729	-6267,4989
L	60	187003,051	114020,0633	133384,779	-59572,9492	158095,092	56845,1243	120210,178	-10123,9979
M	65,5	185686,217	103301,4168	132441,882	-66671,7483	156991,909	49221,4796	119348,461	-16649,4019
N	72,5	183407,165	80825,4810	130810,665	-55728,4512	155080,071	38175,9093	117860,700	-12673,2035
O	78	180507,525	71841,5358	128721,874	-41795,6517	152643,121	40918,3277	115961,124	-4605,7102
P	84	179240,977	94632,6877	127781,820	-55302,8040	151578,063	53846,1254	115107,209	-6911,8939
Q	87	178531,768	80895,6602	127246,587	-112701,4810	150986,811	32066,6301	114615,010	-43835,0574
R	91	177285,942	15866,9856	126327,429	-218040,2230	149941,499	-34806,7786	113777,281	-118266,6720
S	96	174434,012	56485,0258	124247,387	-109392,9370	147541,601	15730,3903	111889,510	-49222,4905
T	102	170830,375	11132,7001	121618,977	-95116,4577	144503,430	-11749,1002	109510,831	-53368,9798
U	107	170960,674	-3639,7495	121688,709	-89546,1099	144622,532	-20052,5809	109563,101	-57970,2279
V	110,5	169800,887	-13664,5938	120841,396	-89705,1604	143651,128	-25908,6573	108788,721	-64413,0512
W	115	168230,397	4352,4025	119696,788	-50673,8164	142332,207	-8148,9636	107746,774	-33970,4323
X	122	167194,538	16071,1040	118988,559	7178,1099	141470,089	11669,3802	107092,325	7948,7145

Tabla 24. Secciones de referencia y sus esfuerzos.

Se debe tener en cuenta que los esfuerzos que se detallan en la tabla, son esfuerzos totales, es decir se incluyen los esfuerzos hiperestáticos e isostáticos tanto de las cargas externas, como internas, inclusive el pretensado.

No obstante, a pesar de disponer de los valores de los esfuerzos, no se conoce cual es la combinación más desfavorable. Por lo tanto, se realiza una segunda combinación de esfuerzos, para cada una de las secciones de referencia, en la que el método de combinación es el siguiente:

- Combinación κ_1 : Axil máximo y flector máximo.
- Combinación κ_2 : Axil mínimo y flector mínimo.
- Combinación κ_3 : Axil máximo y flector mínimo.
- Combinación κ_4 : Axil mínimo y flector máximo.

De esta forma se generan 100 casos mediante los cuales se debe comprobar la sección y dimensionar el armado de esta. Estos 100 casos se detallan sus valores en la siguiente tabla, en la que además se incluyen las características mecánicas de la sección, determinantes para la obtención del resto de las dimensiones de la sección, al estar parametrizada, tal y como se ha explicado en apartados anteriores.

Sección de Referencia	Esfuerzos ELU		Esfuerzos ELS		Características mecánicas	
	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (mKn)	N _{Ed,F} (kN)	M _{Ed,F} (mKn)	Canto	lb (m4)
A1	192776,684	17387,0783	162847,745	14712,1432	2,3250	19,1620
A2	137073,788	12493,3188	123687,609	11243,9869	2,3250	19,1620
A3	192776,684	12493,3188	162847,745	11243,9869	2,3250	19,1620
A4	137073,788	17387,0783	123687,609	14712,1432	2,3250	19,1620
B1	196061,502	-13927,1192	165640,479	-22752,3229	2,3696	20,2616
B2	139635,393	-66362,5974	125977,321	-48714,6459	2,3696	20,2616
B3	196061,502	-66362,5974	165640,479	-48714,6459	2,3696	20,2616
B4	139635,393	-13927,1192	125977,321	-22752,3229	2,3696	20,2616
C1	198302,583	-22595,5761	167548,945	-33308,4415	2,5216	24,0115
C2	141427,604	-98363,5245	127575,890	-72165,1303	2,5216	24,0115
C3	198302,583	-98363,5245	167548,945	-72165,1303	2,5216	24,0115
C4	141427,604	-22595,5761	127575,890	-33308,4415	2,5216	24,0115
D1	198634,015	-21865,4655	167831,600	-32944,2534	2,5609	24,9791
D2	141698,777	-99864,0569	127817,324	-72660,3637	2,5609	24,9791
D3	198634,015	-99864,0569	167831,600	-72660,3637	2,5609	24,9791
D4	141698,777	-21865,4655	127817,324	-32944,2534	2,5609	24,9791
E1	199946,377	-5281,0064	168953,121	-22103,7579	2,8106	31,1372
E2	142806,757	-92238,9697	128801,396	-57384,3240	2,8106	31,1372
E3	199946,377	-92238,9697	168953,121	-57384,3240	2,8106	31,1372
E4	142806,757	-5281,0064	128801,396	-22103,7579	2,8106	31,1372
F1	198436,754	81584,1620	167693,444	35880,8966	3,3956	45,5646
F2	141742,729	-95817,9593	127822,794	-35103,3487	3,3956	45,5646
F3	198436,754	-95817,9593	167693,444	-35103,3487	3,3956	45,5646
F4	141742,729	81584,1620	127822,794	35880,8966	3,3956	45,5646
G1	196699,438	42154,9669	166235,575	-12449,1589	3,8250	56,1542
G2	140452,759	-198082,6790	126647,400	-100469,7460	3,8250	56,1542
G3	196699,438	-198082,6790	166235,575	-100469,7460	3,8250	56,1542
G4	140452,759	42154,9669	126647,400	-12449,1589	3,8250	56,1542
H1	193858,921	84162,7851	163844,227	38938,7816	3,3956	45,5646
H2	138369,531	-90834,4990	124758,074	-30211,0278	3,3956	45,5646
H3	193858,921	-90834,4990	163844,227	-30211,0278	3,3956	45,5646
H4	138369,531	84162,7851	124758,074	38938,7816	3,3956	45,5646
I1	189744,145	26851,2393	160374,660	3002,1009	2,9689	35,0409
I2	135359,903	-73591,4872	122034,987	-33546,9265	2,9689	35,0409
I3	189744,145	-73591,4872	160374,660	-33546,9265	2,9689	35,0409
I4	135359,903	26851,2393	122034,987	3002,1009	2,9689	35,0409
J1	189476,292	72085,1323	160161,288	33128,5203	2,6264	26,5956
J2	135155,810	-54542,3805	121835,571	-13492,6344	2,6264	26,5956
J3	189476,292	-54542,3805	160161,288	-13492,6344	2,6264	26,5956
J4	135155,810	72085,1323	121835,571	33128,5203	2,6264	26,5956

Sección de Referencia	Esfuerzos ELU		Esfuerzos ELS		Características mecánicas	
	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (mKn)	N _{Ed,F} (kN)	M _{Ed,F} (mKn)	Canto	lb (m4)
K1	188361,946	104032,1717	159231,653	52554,6624	2,4124	21,3173
K2	134357,910	-52619,8571	121101,729	-6267,4989	2,4124	21,3173
K3	188361,946	-52619,8571	159231,653	-6267,4989	2,4124	21,3173
K4	134357,910	104032,1717	121101,729	52554,6624	2,4124	21,3173
L1	187003,051	114020,0633	158095,092	56845,1243	2,3268	19,2060
L2	133384,779	-59572,9492	120210,178	-10123,9979	2,3268	19,2060
L3	187003,051	-59572,9492	158095,092	-10123,9979	2,3268	19,2060
L4	133384,779	114020,0633	120210,178	56845,1243	2,3268	19,2060
M1	185686,217	103301,4168	156991,909	49221,4796	2,3535	19,8658
M2	132441,882	-66671,7483	119348,461	-16649,4019	2,3535	19,8658
M3	185686,217	-66671,7483	156991,909	-16649,4019	2,3535	19,8658
M4	132441,882	103301,4168	119348,461	49221,4796	2,3535	19,8658
N1	183407,165	80825,4810	155080,071	38175,9093	2,5609	24,9791
N2	130810,665	-55728,4512	117860,700	-12673,2035	2,5609	24,9791
N3	183407,165	-55728,4512	155080,071	-12673,2035	2,5609	24,9791
N4	130810,665	80825,4810	117860,700	38175,9093	2,5609	24,9791
O1	180507,525	71841,5358	152643,121	40918,3277	2,9689	35,0409
O2	128721,874	-41795,6517	115961,124	-4605,7102	2,9689	35,0409
O3	180507,525	-41795,6517	152643,121	-4605,7102	2,9689	35,0409
O4	128721,874	71841,5358	115961,124	40918,3277	2,9689	35,0409
P1	179240,977	94632,6877	151578,063	53846,1254	3,1883	40,4512
P2	127781,820	-55302,8040	115107,209	-6911,8939	3,1883	40,4512
P3	179240,977	-55302,8040	151578,063	-6911,8939	3,1883	40,4512
P4	127781,820	94632,6877	115107,209	53846,1254	3,1883	40,4512
Q1	178531,768	80895,6602	150986,811	32066,6301	3,5307	48,8965
Q2	127246,587	-112701,4810	114615,010	-43835,0574	3,5307	48,8965
Q3	178531,768	-112701,4810	150986,811	-43835,0574	3,5307	48,8965
Q4	127246,587	80895,6602	114615,010	32066,6301	3,5307	48,8965
R1	177285,942	15866,9856	149941,499	-34806,7786	3,8250	56,1542
R2	126327,429	-218040,2230	113777,281	-118266,6720	3,8250	56,1542
R3	177285,942	-218040,2230	149941,499	-118266,6720	3,8250	56,1542
R4	126327,429	15866,9856	113777,281	-34806,7786	3,8250	56,1542
S1	174434,012	56485,0258	147541,601	15730,3903	3,3523	44,4979
S2	124247,387	-109392,9370	111889,510	-49222,4905	3,3523	44,4979
S3	174434,012	-109392,9370	147541,601	-49222,4905	3,3523	44,4979
S4	124247,387	56485,0258	111889,510	15730,3903	3,3523	44,4979
T1	170830,375	11132,7001	144503,430	-11749,1002	2,9689	35,0409
T2	121618,977	-95116,4577	109510,831	-53368,9798	2,9689	35,0409
T3	170830,375	-95116,4577	144503,430	-53368,9798	2,9689	35,0409
T4	121618,977	11132,7001	109510,831	-11749,1002	2,9689	35,0409

Sección de Referencia	Esfuerzos ELU		Esfuerzos ELS		Características mecánicas	
	N _{Ed} (kN)	M _{Ed} (mKn)	N _{Ed,F} (kN)	M _{Ed,F} (mKn)	Canto	lb (m4)
U1	170960,674	-3639,7495	144622,532	-20052,5809	2,7263	29,0588
U2	121688,709	-89546,1099	109563,101	-57970,2279	2,7263	29,0588
U3	170960,674	-89546,1099	144622,532	-57970,2279	2,7263	29,0588
U4	121688,709	-3639,7495	109563,101	-20052,5809	2,7263	29,0588
V1	169800,887	-13664,5938	143651,128	-25908,6573	2,5216	24,0115
V2	120841,396	-89705,1604	108788,721	-64413,0512	2,5216	24,0115
V3	169800,887	-89705,1604	143651,128	-64413,0512	2,5216	24,0115
V4	120841,396	-13664,5938	108788,721	-25908,6573	2,5216	24,0115
W1	168230,397	4352,4025	142332,207	-8148,9636	2,3892	20,7455
W2	119696,788	-50673,8164	107746,774	-33970,4323	2,3892	20,7455
W3	168230,397	-50673,8164	142332,207	-33970,4323	2,3892	20,7455
W4	119696,788	4352,4025	107746,774	-8148,9636	2,3892	20,7455
X1	167194,538	16071,1040	141470,089	11669,3802	2,3250	19,1620
X2	118988,559	7178,1099	107092,325	7948,7145	2,3250	19,1620
X3	167194,538	7178,1099	141470,089	7948,7145	2,3250	19,1620
X4	118988,559	16071,1040	107092,325	11669,3802	2,3250	19,1620

Tabla 25. Combinación de esfuerzos para cada sección de referencia.

Una vez definidos los casos a analizar, se puede llevar a cabo el dimensionamiento de la armadura pasiva de forma que se resistan los 100 casos de la tabla anterior.

6.3.1.1. Dimensionamiento armadura pasiva

En primer lugar, cabe definir las hipótesis consideradas a la hora de realizar el cálculo seccional frente axil y flexión:

- No se tiene en cuenta el estado tensional de la armadura activa, dado que los efectos que esta produce en la sección de hormigón ya están considerados en los esfuerzos totales a los que ésta se ve sometida.
- Las deformaciones de la sección de hormigón se suponen planas, y los alargamientos o acortamientos de la armadura pasiva son función de la deformación de la sección:
 - Deformación del hormigón según: $\varepsilon_c = \varepsilon_0 + c \cdot z$
 - Deformación de la armadura pasiva según: $\varepsilon_s = \varepsilon_c(e_s) = \varepsilon_0 + c \cdot e_s$
- El agotamiento de la sección se produce cuando se alcanzan deformaciones límite en puntos determinados, dando lugar a los distintos dominios de deformación.

- Las tensiones del hormigón se adecuan al diagrama rectangular de tensiones, mientras que se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.

Una vez definidas las hipótesis básicas en las que se apoya el cálculo seccional a realizar, se deben detallar con mayor grado de especificidad la segunda y tercera hipótesis con el fin de tener unos valores numéricos que expresen con exactitud éstas.

El diagrama rectangular de tensiones del hormigón se adecua a lo definido en el artículo 3.1.7 del Eurocódigo 2. En la siguiente figura se muestran la relación entre las deformaciones y tensiones del hormigón y las armaduras pasivas:

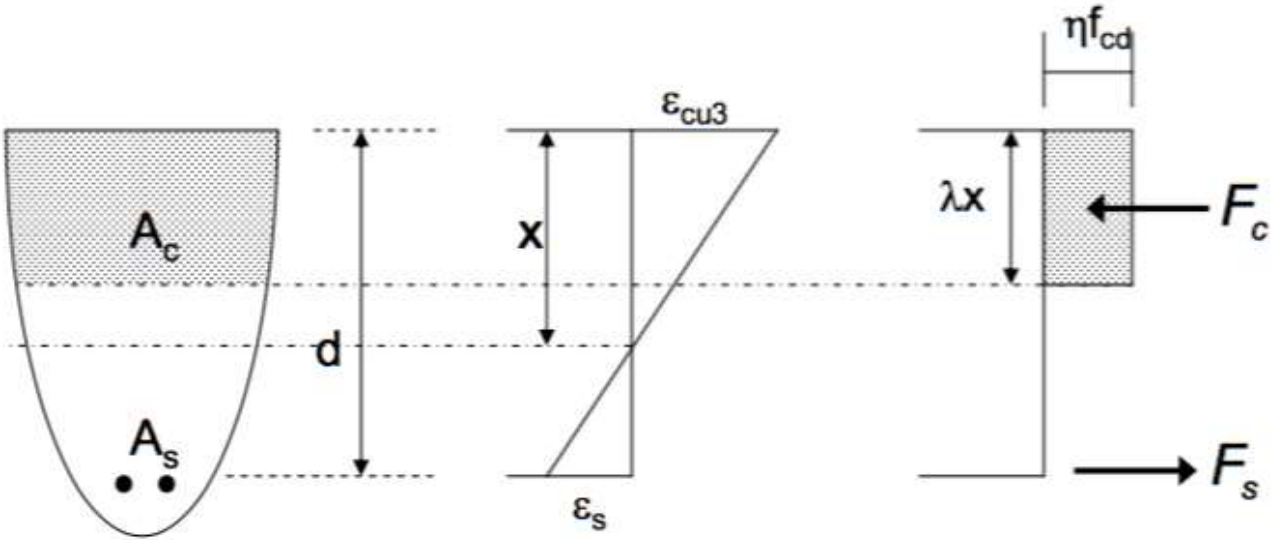


Figura 13. Diagrama rectangular de tensiones.

En ella aparecen dos coeficientes dependientes del tipo de hormigón empleado:

- El coeficiente λ define la profundidad eficaz de la zona de compresión, tomando un valor de $\lambda = 0,8$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa.
- El coeficiente η define la resistencia eficaz de la sección, tomando un valor de $\eta = 1,0$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa.

En cuanto a las deformaciones del hormigón, la deformación unitaria de acortamiento ε_{cu} toma un valor, para $f_{ck} \leq 50$ MPa de $\varepsilon_{cu3} = 0,0035$.

Por otro lado, se supone que las tensiones del acero pasivo, se rigen por las siguientes hipótesis de cálculo:

- El límite de alargamiento de cálculo del acero pasivo, ε_{ud} se alcanza para el valor $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} \geq 0,01$.
- La máxima tensión que soporta el acero $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \geq f_{yd}$. Tomando como f_{yd} la máxima tensión de cálculo que soporta el acero $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 434,783 \text{ MPa}$

Los dominios de deformación que definidos, se dan cuando se produce un pivote, es decir, cuando alguna de las fibras de la sección alcanza una deformación límite, agotando así la sección.

De esta forma, se conoce un punto del plano de deformaciones, dependiendo de si se agota la armadura por excesivas tracciones, el hormigón por compresión local en una fibra debido a flexión o bien por agotamiento global de la sección por excesivas compresión para un estado fundamentalmente axil. Estos se definen como pivote en A, B y C, respectivamente pudiendo darse tanto para los casos de curvatura positiva como negativa.

Un segundo punto de paso se obtiene mediante la posición de la fibra neutra de la sección, es decir, el lugar geométrico en el que el estado tensional sea nulo.

Los criterios de rotura del hormigón son:

- En flexión: $\varepsilon_{cu,f} = \varepsilon_{cu3} = 0,0035$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
- En compresión: $\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{c3} = 0,00175$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$

De acuerdo con estos dominios de deformación, se obtienen las siguientes ecuaciones de equilibrio a partir de la integración del estado tensional al que se encuentra sometida la sección, que expresada de forma genérica e igualando a los esfuerzos últimos de rotura $N_u(x)$ y $M_u(x)$, queda de la siguiente forma:

$$N_u(x) = N_c(x) + N_s(x)$$

$$M_u(x) = M_c(x) + M_s(x)$$

De esta forma se puede definir que la resistencia de una sección de hormigón cualquiera, queda condicionada por la resistencia del hormigón a axiles y flectores y la contribución resistente frente a los mismos esfuerzos, de la armadura.

Por ello, es posible definir un conjunto de soluciones a los esfuerzos últimos de rotura para una fibra neutra determinada, para las que una sección resiste unos esfuerzos, mediante diagramas de interacción flexión-

axil, que pese a no estar representados en este anejo, han sido tenidos en cuenta para el dimensionamiento del armado de la sección.

Para la determinación de en qué zona del diagrama de interacción flexión-axil, se tiene en cuenta que los esfuerzos de cálculo definidos en los 100 casos de esfuerzos, son los correspondientes al agotamiento de la sección, teniendo de esa forma 100 armados, de los cuales se tomarán los máximos para cada sección y cada armadura, ya sea superior o inferior.

La posición de las armaduras ha sido prefijada, disponiéndose en el ala superior, en 2 capas, con simetría respecto al eje horizontal y vertical del ala. La configuración del armado del ala inferior es idéntico, quedando el diagrama de deformaciones de la siguiente forma, para el caso de curvatura positiva:

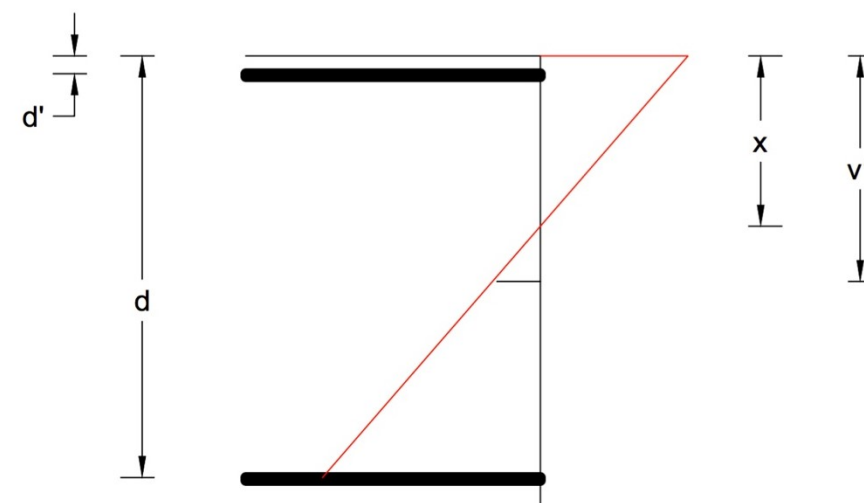


Figura 15. Diagrama de deformaciones para curvatura positiva.

Con d y d' , se refieren a los cantos útiles de la armadura de compresión y tracción respectivamente, mientras que la x supone la posición de la fibra neutra respecto a la fibra comprimida, y $v1$ la distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra superior del tablero.

Para curvatura negativa se define según el siguiente diagrama:

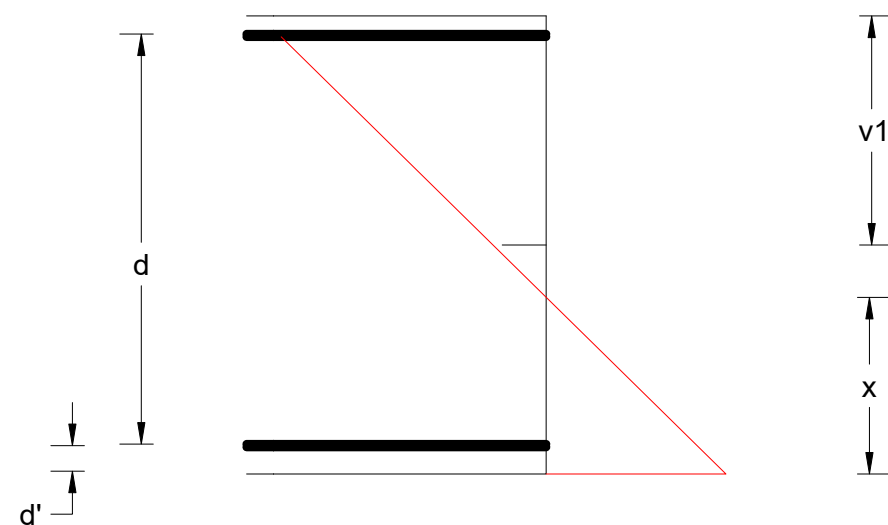


Figura 16. Diagrama de deformaciones para curvatura negativa.

La siguiente figura muestra el modo de numerar y designar las armaduras, de forma independiente, ya se trate de los casos de curvatura positiva como los de negativa.

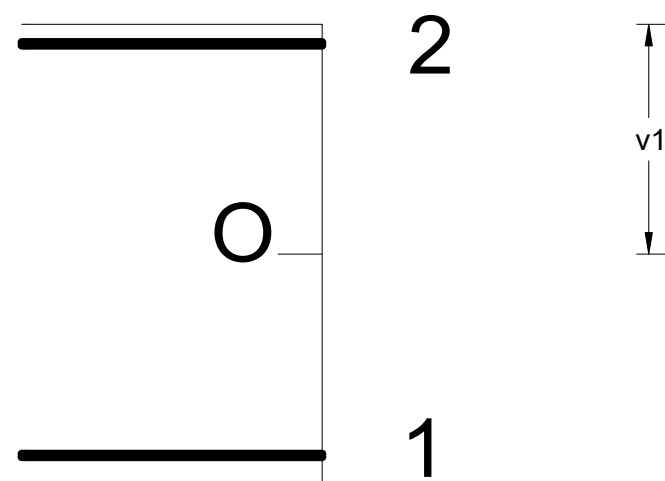


Figura 17. Diagrama de posición de armaduras y centro de gravedad de la sección.

Al aplicar las ecuaciones de equilibrio para cada uno de estos puntos lo que se logra es despejar una de las incógnitas en las ecuaciones, dado que en la armadura desde la que se tomen momentos, no se generarán ningunos y por tanto, se podrá obtener el valor de cálculo de la opuesta. Por ejemplo, el momento de diseño referido a la posición de la armadura inferior será M_{1Ed} , mientras que para la superior será, M_{2Ed} .

Por otro lado, esto permite distinguir en el diagrama de interacción flexión y axil, cual de las armaduras está resistiendo.

Se debe advertir que tras el cálculo inicial y comprobación de las zonas de dimensionamiento, en todos los casos, estos se referían a la zona de dimensionamiento C, ya sea en curvaturas positivas como negativas, por lo tanto, será la única descrita de forma genérica y se dispondrá de los resultados de los armados, y fibras neutras para cada uno de ellos, tras describir el proceso de cálculo.

La zona de dimensionamiento C, se refiere a que únicamente se requiere armadura para resistir esfuerzos de tracción.

En el siguiente diagrama de interacción flexión axil aparecen representadas las 2 zonas de dimensionamiento, C+, referida a zona C en curvatura positiva y C-, en curvatura negativa. Las líneas verdes corresponden al momento $M_{1c} (-\infty)$ y el momento $M_{1cp}(x_{lim})$, definidos como los momentos referidos a la armadura inferior, para las fibras neutras situadas en $x=-\infty$ (toda la sección traccionada) y $x=x_{lim}$ (fibra en la cual la armadura de tracción se encuentra plastificada). De forma análoga se definen, las dos rectas de los momentos referidos a la armadura superior, en color cian, para la curvatura negativa.

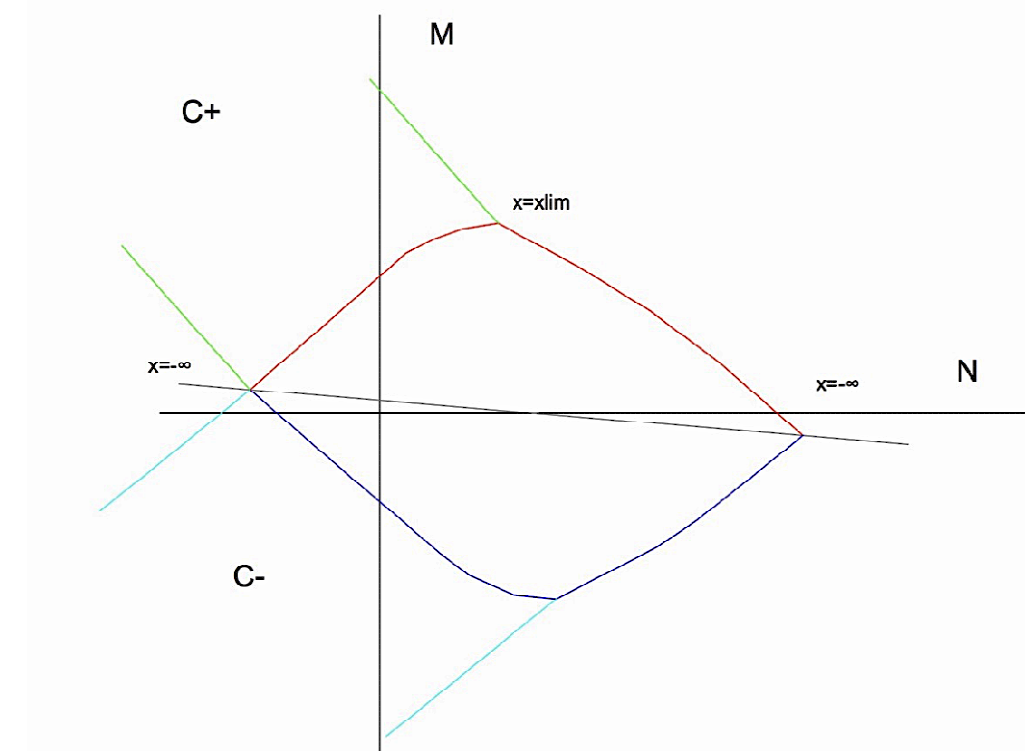


Figura 18. Diagrama de interacción flexión y axil.

Para cualquier caso se debe previamente identificar si se trata de curvatura positiva o negativa de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$M_{Ed} > M_{cp}(-\infty) + \frac{M_{cp}(\infty) - M_{cp}(-\infty)}{N_{cp}(\infty) - N_{cp}(-\infty)} \cdot (N_{Ed} - N_{cp}(-\infty))$$

Si se cumple, la curvatura será positiva, en caso contrario la curvatura será negativa.

Para el caso de curvatura positiva, se sigue el siguiente procedimiento para la obtención de la armadura de cálculo:

- Comprobación de zona: Zona C+ será si se cumple $M_{1cp}(-\infty) \leq M_{1Ed} \leq M_{1cp}(x_{lim})$.
- Obtención de la fibra neutra mediante la ecuación $M_{1E} = M_{1cp}(x)$ en la que, tras simplificar, quedan 2 ecuaciones de segundo grado dependiendo de si $0,8x$ es mayor que $e1$ o no.
- Una vez obtenida la fibra neutra, se obtiene el armado despejando la siguiente ecuación: $N_{Ed} = N_{cp}(x) - A_s \cdot f_{yd}$.

Para el caso de curvatura negativa, se sigue el siguiente procedimiento para la obtención de la armadura de cálculo:

- Comprobación de zona: Zona C- será si se cumple $M_{2cp}(-\infty) \geq M_{2E} \geq M_{2cp}(x_{lim})$.
- Obtención de la fibra neutra mediante la ecuación $M_{2Ed} = M_{2cp}(x)$ en la que, tras simplificar, queda una ecuaciones de segundo grado y otra de tercer grado dependiendo de si $0,8x$ es mayor que $e1$ o no.
- Una vez obtenida la fibra neutra, se obtiene el armado despejando la siguiente ecuación: $N_{Ed} = N_{cp}(x) - A_s \cdot f_{yd}$.

La siguiente tabla es un resumen de los resultados para cada uno de los 100 casos de esfuerzos analizados, pero previamente se explicará los significados de las distintas columnas:

- La columna zona hace referencia a qué zona de dimensionamiento se refiere el cálculo, con posibles valores C+ y C- para zonas C, en curvaturas positivas y negativas respectivamente.
- La columna x0 hace referencia a la posición de la fibra neutra, en los casos en los que la curvatura sea positiva será medida desde la fibra superior del tablero, mientras que en los casos de curvatura negativa se medirá desde la fibra inferior del tablero.
- En las columnas de $A_{s,calc}$, en aquellas celdas en las que el resultado sea mínimos, se referirá a que el valor del armado obtenido del cálculo descrito anteriormente ha sido inferior a 0.
- En las columnas de mínimos existen 4 posibles valores. Rot. Frágil ; Geom. ; Fis. ; - . Dependiendo de si los mínimos han sido obtenidos de acuerdos con los mínimos de rotura frágil, geométricos, control de fisuración o no han sido obtenido por mínimos, respectivamente.

Armadura RESULTADOS análisis flexión compuesta																		
Sección de referencia	Zona dimensionamiento		Cálculo armadura inferior			Cálculo armadura superior			Separaciones		Armadura inferior				Armadura superior			
	Zona	x ₀ (m)	A _{s,calc} (m²)	A _{s,disponer} (m²)	Mínimos	A _{s,calc} (m²)	A _{s,disponer} (m²)	Mínimos	s _{max}	s _{min}	ø (mm)	nºbarras	Separación	ø _t (mm)	ø' (mm)	nºbarras'	Separación'	ø _t ' (mm)
A1	C+	0,19394545	Mínimos	0,061650105	Rot. Frag.	Mínimos	0,059221048	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153389	16	20	189	0,135787	16
A2	C+	0,13656933	Mínimos	0,061650105	Rot. Frag.	Mínimos	0,059221048	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153389	16	20	189	0,135787	16
A3	C+	0,19025686	Mínimos	0,061650105	Rot. Frag.	Mínimos	0,059221048	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153389	16	20	189	0,135787	16
A4	C+	0,14018447	Mínimos	0,061650105	Rot. Frag.	Mínimos	0,059221048	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153389	16	20	189	0,135787	16
B1	C+	0,17385912	Mínimos	0,06272799	Rot. Frag.	Mínimos	0,059481553	Geom.	0,3	0,06	20	200	0,149642	16	20	190	0,134963	16
B2	C-	1,06013236	Mínimos	0,059481553	Geom.	0,228837185	0,228837185	-	0,3	0,06	20	190	0,159676	16	25	467	0,074893	16
B3	C-	0,75699604	Mínimos	0,059481553	Geom.	0,05697323	0,086737602	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	190	0,159676	16	20	277	0,086116	16
B4	C+	0,11982085	Mínimos	0,06272799	Rot. Frag.	Mínimos	0,059481553	Geom.	0,3	0,06	20	200	0,149642	16	20	190	0,134963	16
C1	C-	0,97877286	Mínimos	0,060369877	Geom.	0,075679907	0,090955121	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	193	0,162685	16	20	290	0,081343	16
C2	C-	0,88128445	Mínimos	0,060369877	Geom.	0,193056286	0,193056286	-	0,3	0,06	20	193	0,162685	16	25	241	0,089983	16
C3	C-	0,57200547	Mínimos	0,060369877	Geom.	0,019209078	0,090955121	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	193	0,162685	16	20	290	0,081343	16
C4	C-	1,27999703	Mínimos	0,060369877	Geom.	0,248310799	0,248310799	-	0,3	0,06	20	193	0,162685	16	25	506	0,065248	16
D1	C+	0,17196689	Mínimos	0,06608923	Rot. Frag.	Mínimos	0,060599122	Geom.	0,3	0,06	20	211	0,136325	16	20	193	0,132542	16
D2	C-	0,88693123	Mínimos	0,060599122	Geom.	0,191330638	0,191330638	-	0,3	0,06	20	193	0,152855	16	25	390	0,099614	16
D3	C-	0,56426041	Mínimos	0,060599122	Geom.	0,015583747	0,091788572	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	193	0,152855	16	20	293	0,080301	16
D4	C-	1,26004346	Mínimos	0,060599122	Geom.	Mínimos	0,091788572	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	193	0,152855	16	25	303	0,064940	16
E1	C+	0,18492219	Mínimos	0,068255537	Rot. Frag.	Mínimos	0,062057952	Geom.	0,3	0,06	20	218	0,126363	16	20	198	0,128670	16
E2	C-	0,93287654	Mínimos	0,062057952	Geom.	0,183783861	0,183783861	-	0,3	0,06	20	198	0,143252	16	25	375	0,105615	16
E3	C-	0,60385781	Mínimos	0,062057952	Geom.	0,006685622	0,095258012	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	198	0,143252	16	20	304	0,076660	16
E4	C+	0,13011434	Mínimos	0,068255537	Rot. Frag.	Mínimos	0,062057952	Geom.	0,3	0,06	20	218	0,126363	16	20	198	0,128670	16
F1	C+	0,22787532	Mínimos	0,068185899	Rot. Frag.	Mínimos	0,065475783	Geom.	0,3	0,06	25	139	0,195848	16	20	209	0,115808	16
F2	C-	0,90378754	Mínimos	0,065475783	Geom.	0,155538222	0,155538222	-	0,3	0,06	20	209	0,137712	16	25	317	0,134177	16
F3	C-	0,56335646	Mínimos	0,065475783	Geom.	Mínimos	0,095980486	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	209	0,137712	16	20	306	0,076026	16
F4	C+	0,1730506	Mínimos	0,068185899	Rot. Frag.	Mínimos	0,065475783	Geom.	0,3	0,06	25	139	0,136372	16	20	209	0,115808	16
G1	C+	0,20395322	Mínimos	0,067984449	Geom.	Mínimos	0,067984449	Geom.	0,3	0,06	20	139	0,184291	16	20	217	0,110593	16
G2	C-	0,1730506	Mínimos	0,067984449	Geom.	0,055118089	0,093472761	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	217	0,157226	16	25	298	0,256316	16
G3	C-	0,20395322	Mínimos	0,067984449	Geom.	0,055118089	0,093472761	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	217	0,157226	16	20	298	0,054845	16
G4	C+	0,14996914	Mínimos	0,067984449	Geom.	Mínimos	0,067984449	Geom.	0,3	0,06	20	139	0,184291	16	20	217	0,110593	16
H1	C+	0,22472211	Mínimos	0,068185899	Rot. Frag.	Mínimos	0,065475783	Geom.	0,3	0,06	20	139	0,195848	16	20	209	0,115808	16
H2	C-	0,94219028	Mínimos	0,065475783	Geom.	0,168627965	0,168627965	-	0,3	0,06	20	209	0,123114	16	25	344	0,119679	16
H3	C-	0,61198938	Mínimos	0,065475783	Geom.	Mínimos	0,095980486	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	209	0,123114	16	20	306	0,076026	16
H4	C+	0,1710968	Mínimos	0,068185899	Rot. Frag.	Mínimos	0,065475783	Geom.	0,3	0,06	20	139	0,195848	16	20	209	0,115808	16
I1	C+	0,19387202	Mínimos	0,068764175	Rot. Frag.	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,3	0,06	20	219	0,122903	16	20	201	0,126440	16
I2	C-	1,04177243	Mínimos	0,062982746	-	0,208817295	0,208817295	-	0,3	0,06	20	201	0,137564	16	25	430	0,085664	16
I3	C-	0,74746963	Mínimos	0,062982746	Geom.	Mínimos	0,096222799	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	201	0,137564	16	20	307	0,075712	16
I4	C+	0,14158802	Mínimos	0,068764175	Rot. Frag.	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,3	0,06	20	219	0,122903	16	20	201	0,126440	16
J1	C+	0,22561882	Mínimos	0,066859596	Rot. Frag.	Mínimos	0,060982064	Geom.	0,3	0,06	20	213	0,133513	16	20	195	0,130969	16
J2	C-	1,15131477	Mínimos	0,060982064	Geom.	0,240096937	0,240096937	-	0,3	0,06	20	195	0,149612	16	25	490	0,069018	16
J3	C-	0,85724844	Mínimos	0,060982064	Geom.	0,074335097	0,092985024	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	195	0,149612	16	20	296	0,079281	16
J4	C+	0,17274885	Mínimos	0,066859596	Rot. Frag.	Mínimos	0,060982064	Geom.	0,3	0,06	20	213	0,133513	16	20	195	0,130969	16
K1	C+	0,25258564	Mínimos	0,063646963	Rot. Frag.	Mínimos	0,059731639	Geom.	0,3	0,06	20	203	0,146038	16	20	191	0,134147	16
K2	C-	1,1594096	Mínimos	0,059731639	Geom.	0,252807555	0,252807555	-	0,3	0,06	20	191	0,157788	16	25	516	0,063720	16
K3	C-	0,87488755	Mínimos	0,059731639	Geom.	0,089098557	0,089098557	-	0,3	0,06	20	191	0,157788	16	20	284	0,083491	16
K4	C+	0,19937207	Mínimos	0,063646963	Rot. Frag.	Mínimos	0,059731639	Geom.	0,3	0,06	20	203	0,146038	16	20	191	0,134147	16
L1	C+	0,26200794	Mínimos	0,061695733	Rot. Frag.	Mínimos	0,059231468	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153355	16	20	189	0,135787	16
L2	C-	1,12152797	Mínimos	0,059231468	Geom.	0,253687377	0,253687377	-	0,3	0,06	20	189	0,161583	16	25	517	0,063500	16
L3	C-	0,84097286	Mínimos	0,059231468	Geom.	0,091416359	0,091416359	-	0,3	0,06	20	189	0,161583	16	20	291	0,080993	16
L4	C+	0,20890009	Mínimos	0,061695733	Rot. Frag.	Mínimos	0,059231468	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153355	16	20	189	0,135787	16

Armadura RESULTADOS análisis flexión compuesta																		
Sección de referencia	Zona dimensionamiento		Cálculo armadura inferior			Cálculo armadura superior			Separaciones		Armadura inferior				Armadura superior			
	Zona	x ₀ (m)	A _{s,calc} (m²)	A _{s,disponer} (m²)	Mínimos	A' _{s,calc} (m²)	A' _{s,disponer} (m²)	Mínimos	s _{max}	s _{min}	ø (mm)	nºbarras	Separación	ø _t (mm)	ø' (mm)	nºbarras'	Separación'	ø _t ' (mm)
M1	C+	0,25144212	Mínimos	0,062354737	Rot. Frag.	Mínimos	0,059387771	Geom.	0,3	0,06	20	199	0,150900	16	20	190	0,134963	16
M2	C-	1,08976898	Mínimos	0,059387771	Geom.	0,250228035	0,250228035	-	0,3	0,06	20	190	0,159991	16	25	510	0,065061	16
M3	C-	0,80926373	Mínimos	0,059387771	Geom.	0,088823995	0,088823995	-	0,3	0,06	20	190	0,159991	16	20	283	0,083858	16
M4	C+	0,19893766	Mínimos	0,062354737	Rot. Frag.	Mínimos	0,059387771	Geom.	0,3	0,06	20	199	0,150900	16	20	190	0,134963	16
N1	C+	0,22694573	Mínimos	0,06608923	Rot. Frag.	Mínimos	0,060599122	Geom.	0,3	0,06	20	211	0,136325	16	20	193	0,132542	16
N2	C-	1,16467107	Mínimos	0,060599122	Geom.	0,254931448	0,254931448	-	0,3	0,06	20	193	0,152855	16	25	520	0,062844	16
N3	C-	0,88645606	Mínimos	0,060599122	Geom.	0,095335378	0,095335378	-	0,3	0,06	20	193	0,152855	16	20	303	0,076980	16
N4	C+	0,17567948	Mínimos	0,06608923	Rot. Frag.	Mínimos	0,060599122	Geom.	0,3	0,06	20	211	0,136325	16	20	193	0,132542	16
O1	C+	0,21097799	Mínimos	0,068764175	Rot. Frag.	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,3	0,06	20	219	0,122903	16	20	201	0,126440	16
O2	C-	1,22887066	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,250059293	0,250059293	-	0,3	0,06	20	201	0,137564	16	25	510	0,064342	16
O3	C-	0,94457565	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,0914841	0,096222799	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	201	0,137564	16	20	307	0,075712	16
O4	C+	0,16092963	Mínimos	0,068764175	Rot. Frag.	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,3	0,06	20	219	0,122903	16	20	201	0,126440	16
P1	C+	0,21901288	Mínimos	0,068739908	Rot. Frag.	Mínimos	0,064264432	Geom.	0,3	0,06	25	141	0,197837	16	20	205	0,118569	16
P2	C-	1,15985655	Mínimos	0,064264432	Geom.	0,232644857	0,232644857	-	0,3	0,06	20	205	0,130088	16	25	474	0,073044	16
P3	C-	0,8699321	Mínimos	0,064264432	Geom.	0,074039075	0,096501263	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	205	0,130088	16	20	308	0,075401	16
P4	C+	0,16926727	Mínimos	0,068739908	Rot. Frag.	Mínimos	0,064264432	Geom.	0,3	0,06	25	141	0,197837	16	20	205	0,118569	16
Q1	C+	0,20660346	Mínimos	0,067634813	Rot. Frag.	Mínimos	0,066265114	Geom.	0,3	0,06	25	138	0,193980	16	20	211	0,114467	16
Q2	C-	0,90157292	Mínimos	0,066265114	Geom.	0,182416164	0,182416164	-	0,3	0,06	25	135	0,199442	16	25	372	0,107860	16
Q3	C-	0,59797219	Mínimos	0,066265114	Geom.	0,022311871	0,09535512	Rot. Frag.	0,3	0,06	25	135	0,199442	16	20	304	0,076660	16
Q4	C+	0,15726957	Mínimos	0,067634813	Rot. Frag.	Mínimos	0,066265114	Geom.	0,3	0,06	25	138	0,193980	16	20	211	0,114467	16
R1	C+	0,17367896	Mínimos	0,067984449	Geom.	Mínimos	0,067984449	Geom.	0,3	0,06	25	139	0,184291	16	20	217	0,110593	16
R2	C-	0,21901288	Mínimos	0,067984449	Geom.	0,087606348	0,093472761	Rot. Frag.	0,3	0,06	25	139	0,184291	16	25	191	0,258242	16
R3	C-	0,21901288	Mínimos	0,067984449	Geom.	0,087606348	0,093472761	Rot. Frag.	0,3	0,06	25	139	0,184291	16	20	298	0,078613	16
R4	C+	0,1250663	Mínimos	0,067984449	Geom.	Mínimos	0,067984449	Geom.	0,3	0,06	25	139	0,184291	16	20	217	0,110593	16
S1	C+	0,19234761	Mínimos	0,068334145	Rot. Frag.	Mínimos	0,065223092	Geom.	0,3	0,06	25	140	0,195235	16	20	208	0,116488	16
S2	C-	0,9411632	Mínimos	0,065223092	Geom.	0,202936955	0,202936955	-	0,3	0,06	20	208	0,124678	16	25	414	0,091806	16
S3	C-	0,64844264	Mínimos	0,065223092	Geom.	0,046869818	0,096138004	Rot. Frag.	0,3	0,06	20	208	0,124678	16	20	307	0,075712	16
S4	C+	0,14419834	Mínimos	0,068334145	Rot. Frag.	Mínimos	0,065223092	Geom.	0,3	0,06	25	140	0,195235	16	20	208	0,116488	16
T1	C+	0,16657134	Mínimos	0,068764175	Rot. Frag.	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,3	0,06	20	219	0,122903	16	20	201	0,126440	16
T2	C-	1,02584245	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,238209893	0,238209893	-	0,3	0,06	20	201	0,137564	16	25	486	0,070755	16
T3	C-	0,75133487	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,086914255	0,096222799	-	0,3	0,06	20	201	0,137564	16	20	307	0,075712	16
T4	C+	0,11959377	Mínimos	0,062982746	Rot. Frag.	Mínimos	0,062982746	Geom.	0,3	0,06	20	219	0,122903	16	20	201	0,126440	16
U1	C+	0,15786506	Mínimos	0,067742104	Rot. Frag.	Mínimos	0,061565597	Geom.	0,3	0,06	20	216	0,129366	16	20	196	0,130195	16
U2	C-	1,04673157	Mínimos	0,061565597	Geom.	0,252001388	0,252001388	-	0,3	0,06	20	196	0,146737	16	25	514	0,064164	16
U3	C-	0,7790568	Mínimos	0,061565597	Geom.	0,101515032	0,101515032	-	0,3	0,06	20	196	0,146737	16	20	324	0,070675	16
U4	C+	0,110927	Mínimos	0,067742104	Rot. Frag.	Mínimos	0,061565597	Geom.	0,3	0,06	20	216	0,129366	16	20	196	0,130195	16
V1	C+	0,14956035	Mínimos	0,065544744	Rot. Frag.	Mínimos	0,060369877	Geom.	0,3	0,06	20	209	0,138721	16	20	193	0,132542	16
V2	C-	1,03168995	Mínimos	0,060369877	Geom.	0,261187026	0,261187026	-	0,3	0,06	20	193	0,153614	16	32	267	0,074692	16
V3	C-	0,77688027	Mínimos	0,060369877	Geom.	0,1132054	0,1132054	-	0,3	0,06	20	193	0,153614	16	20	361	0,061356	16
V4	C-	1,41251128	Mínimos	0,060369877	Geom.	0,314055808	0,314055808	-	0,3	0,06	20	193	0,153614	16	32	391	0,086169	16
W1	C+	0,1603694	Mínimos	0,063162623	Rot. Frag.	Mínimos	0,059596176	Geom.	0,3	0,06	20	202	0,147392	16	20	190	0,134963	16
W2	C-	1,2331396	Mínimos	0,059596176	Geom.	0,297820376	0,297820376	-	0,3	0,06	20	190	0,159290	16	32	371	0,093297	16
W3	C-	0,98825306	Mínimos	0,059596176	Geom.	0,152195891	0,152195891	-	0,3	0,06	20	190	0,159290	16	25	311	0,069461	16
W4	C+	0,11405474	Mínimos	0,063162623	Rot. Frag.	Mínimos	0,059596176	Geom.	0,3	0,06	20	202	0,147392	16	20	190	0,134963	16
X1	C+	0,16813742	Mínimos	0,061650105	Rot. Frag.	Mínimos	0,059221048	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153389	16	20	189	0,135787	16
X2	C+	0,11547036	Mínimos	0,061650105	Rot. Frag.	Mínimos	0,059221048	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153389	16	20	189	0,135787	16
X3	C+	0,16150292	Mínimos	0,061650105	Rot. Frag.	Mínimos	0,059221048	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153389	16	20	189	0,135787	16
X4	C+	0,12199234	Mínimos	0,061650105	Rot. Frag.	Mínimos	0,059221048	Geom.	0,3	0,06	20	197	0,153389	16	20	189	0,135787	16

Tabla 24. Resultados armado longitudinal debido a flexión y axil, incluyendo armados mínimos.

6.3.1.2. Verificación del armado

Para verificar el armado de las tablas anterior, y a pesar de que éstas ya consideren los valores de resultado de los dos próximos subapartados, el armado debe de verificarse para el cumplimiento de los mínimos y separaciones mínimas y máximas.

Una de las hipótesis empleadas en el cálculo era la disposición de las armaduras en 2 capas, por lo tanto, para que el centro de gravedad de éstas quede en medio de las alas, deberá ser un armado compuesto por un número de barras pares.

Los valores numéricos para cada una de las secciones no se detallarán, sin embargo, si se describirá el proceso general de cálculo para cada uno de los armados por mínimos, dado que solo se han transcrito a tablas aquellos que fueran máximos, y los relativos a almas. En cualquier caso, si el resultado de algún mínimo no aparece en las tablas de resultados es porque no determinante para el valor final del armado.

6.3.1.2.1. Armado mínimo y máximo

Según el artículo 9.3.1 del Eurocódigo 2, de aplicación para losas unidireccionales, tipología de elementos estructurales dentro de las cuales se encuentra comprendido el tablero como se ha descrito previamente. De hecho, cumple la relación:

$$\min\{l; ancho\} \leq 5 \cdot canto \rightarrow \min\{120; 29,4\} \leq 20,29 \text{ m}$$

Por lo tanto, las armaduras deben de cumplir los requisitos establecidos en el artículo mencionado:

- Cuantía mínima de armado para la armadura longitudinal de tracción para evitar la rotura frágil (Art. 9.2.1.1 EN 1992-1-1:2004):

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

Donde:

$$z = 0,8 \cdot h$$

$$W = \frac{I_b}{v_i} : \text{Módulo elástico de deformación de la sección}$$

Con v2 para curvatura positiva y v1 para negativa.

$$f_{ctm,fl} = \max\left\{\left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm}\right\} : \text{Resistencia característica a tracción del hormigón frente a esfuerzos de flexión.}$$

Con h el canto total del elemento y $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$.

- Cuantía mínima de armado para control de fisuración (Art. 7.3.2 EN 1992-1-1:2004):

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s + \zeta_1 \cdot A'_p \cdot \Delta\sigma_p = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

Se desprecia la componente de las armaduras activas adherentes dado que su contribución ya se tiene en cuenta en los esfuerzos, debido a que estos son esfuerzos totales que incluyen los esfuerzos del pretensado tal y como se ha explicado con anterioridad.

Por lo tanto, queda la siguiente expresión:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

- Donde para curvatura positiva y los mínimos de las almas se tiene:

$$M_{fis} = \left(-f_{ct,eff} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) \cdot I_b / v_2 : \text{Momento de fisuración.}$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} : \text{Resistencia característica eficaz del hormigón a tracción.}$$

$k \in [1,0,65]$: Pero dado que todos los cantos son mayores que 800 mm, se toma $k = 0,65$ como valor permanente.

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*}\right) f_{ct,eff}}\right] \leq 1 \text{ con:}$$

$$k_1 = 1,5 \text{ (Para } N_{Ed} \text{ combinación frecuente de compresión);}$$

$$h^*=1 \text{ para } h \geq 1 \text{ m y}$$

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{h \cdot k} \text{ con } k = a_4 \cdot 3 + a_3 \cdot 2 / \sin \alpha$$

- Donde para curvatura positiva y mínimo para el ala se tiene:

$$M_{fis} = \left(-f_{ct,eff} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) \cdot I_b / v_2 : \text{Momento de fisuración.}$$

$$k_c = 0,9 \cdot F_{cr} / (A_{ct} \cdot f_{ct,eff}) \geq 0,5$$

$x_{FN} = -N_{Ed} \cdot \frac{I_b}{M_{fis} \cdot A}$: Distancia de la fibra neutra con respecto al cdg de la sección.

$$A_{ct} = \left(a2 + \frac{e2}{tg\alpha} \right) \cdot e2 + (v_2 - x_{FN} - e2) \cdot k: \text{Área traccionada.}$$

F_{cr} : Es el valor absoluto de la fuerza de tracción dentro del ala justo antes de la aparición de la primera fisura.

$$F_{cr} = a2 \cdot e2 \cdot \left(\frac{\sigma_i + f_{ct,eff}}{2} \right) + \frac{e2^2}{3} \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{2} + \sigma_i \right) \text{ Con:}$$

$$\sigma_i = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{fis}}{I_b} \cdot (v_2 + e2)$$

- Donde para curvatura negativa y los mínimos de las almas se tiene:
De forma análoga a los mínimos de curvatura positiva, pero con:

$$M_{fis} = \left(-f_{ct,eff} - \frac{N_{Ed}}{A} \right) \cdot I_b / v_1$$

- Donde para curvatura negativa y los mínimos de las almas se tiene:

De forma análoga a curvatura positiva pero variando los siguientes parámetros:

$$M_{fis} = \left(-f_{ct,eff} - \frac{N_{Ed}}{A} \right) \cdot I_b / v_1$$

$$\sigma_i = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{fis}}{I_b} \cdot (v_1 - e1)$$

$$F_{cr} = a1 \cdot e1 \cdot \left(\frac{\sigma_i + f_{ct,eff}}{2} \right)$$

- Cuantía mínima de armado geométrica para repartir entre ambas caras (Tabla 42.3.5 EHE-08)

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot A_c$$

Aplicado a cada una de las armaduras longitudinal y transversal repartida en las dos caras.

- Cuantía máxima de armado de armado para armaduras a tracción o compresión (Art. 9.2.1.1 (3) EN 1992-1-1:2004)

$$A_{s,máx} = 0,04 \cdot A_c$$

También se debe aplicar una disposición adicional a los armados mínimos y máximos que es :

- Armadura transversal secundaria (Art 9.3.1.1 (2) EN 1992-1-1:2004):

Se debería disponer una armadura transversal secundaria inferior no menor que el 20% de la armadura principal en losas de un solo sentido.

6.3.1.2.2. Separación mínima y máxima

Se deben aplicar las siguientes restricciones relativas a las separaciones entre barras:

- Separación mínima entre barras (Art. 8.2 EN 1992-1-1:2004):

$$s_{min} = \max\{1,25 \cdot d_g; 0,06; \emptyset\}$$

- Separación máxima entre barras (Art. 9.3.1.1 EN 1992-1-1:2004):

$$s_{máx,slabs} = \min\{0,3 \cdot h; 0,3\} = 0,3 \text{ m}$$

6.4. E.L.U de agotamiento frente a solicitaciones tangenciales

Las solicitaciones tangenciales a las que se encuentra sometido el tablero, son torsión y cortante de eje Z. Debido al alcance del proyecto básico, no se considerará el esfuerzo rasante entre alas y almas, ni el esfuerzo cortante horizontal debido al sismo. La evaluación de estos efectos considerados se llevará a cabo para las secciones cada medio metro de longitud del tablero.

Dado que estas solicitaciones han sido obtenidas como envolventes de esfuerzos mediante el software SAP2000, las comprobaciones pertinentes se realizarán con los resultados de armadura máximas debidos a la combinación entre cortantes y torsión.

6.4.1. Interacción cortante y torsión

Se considerará en primer lugar los efectos de la torsión individualmente, y en segundo lugar de la torsión y el cortante actuando conjuntamente.

El armado se dispondrá de acuerdo con los obtenidos en el cálculo, excepto en el caso de las almas internas, en la que se dispondrá de una armado de igual valor al de las almas externas como simplificación y de lado de la seguridad.

6.4.1.1. Dimensionamiento armadura pasiva debido a torsión

De acuerdo con el artículo 6.3.2 del Eurocódigo 2, se evalúa la torsión diferenciando entre el incremento de armadura longitudinal y el aumento de esfuerzo rasante.

En primer lugar se define el circuito de torsión del mediante la siguiente geometría inscrita en el interior de las paredes de las almas inclinadas y las alas:

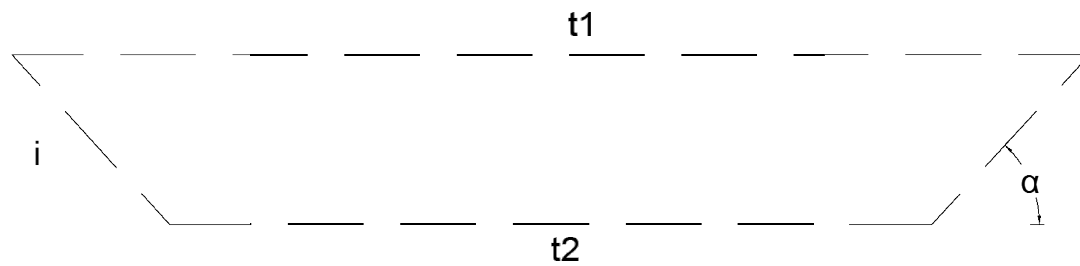


Figura 16. Circuito de torsión.

Donde las diversas dimensiones quedan definidas:

$$a1 = 22,2312$$

$$a2 = a1 - 2 \cdot (h - (z1 + z2)) / \tan \alpha$$

$$i = (h - (z1 + z2)) / \sin \alpha$$

h: Canto de la sección analizada

$$z1 = 0,358$$

$$z2 = 0,2$$

En cuanto al área y el perímetro se definen de acuerdo con:

$$A_k = \frac{t1 + t2}{2} \cdot (h - (z1 + z2))$$

$$u_k = t1 + t2 + 2i$$

Una vez definido el circuito de torsión, se define la tensión cortante en la pared de una sección sometida a torsión pura como:

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}$$

Donde:

$\tau_{t,i}$: Tensión cortante en la pared de una sección sometida a torsión pura.

$t_{ef,i}$: Espesor eficaz de la pared.

T_{Ed} : Momento torsor de cálculo.

A_k : Área encerrada por las líneas centrales de las paredes, incluyendo las áreas internas huecas.

En cuanto al esfuerzo rasante en una pared i debido a la torsión se obtiene de:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i$$

Se pueden superponer los efectos de la torsión y el cortante para elementos macizos o huecos, si se supone el mismo valor θ de inclinación de las bielas de compresión.

La capacidad máxima de un elemento solicitado a cortante y torsión está limitada por la capacidad de sus bielas de hormigón. Con el fin de no sobrepasar esta resistencia se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,máx}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,máx}} \leq 1,0$$

Esta condición se satisface para la totalidad de las secciones, y por tanto, no se detallarán sus resultados en tablas.

Por otro lado, se puede calcular el área requerida de la sección transversal de la armadura longitudinal para torsión $\sum A_{sl}$ a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot \cot\theta$$

Particularizando para cada una de las paredes, el incremento de armadura longitudinal debido al esfuerzo torsor $A_{T,i}$ queda de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\frac{A_{T,i} \cdot f_{yd}}{z_i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot \cot\theta$$

Con:

$z_i: \{t1, t2, i\}$: Longitud de cada pared

θ : Ángulo de inclinación de las bielas de compresión.

De esta forma, y a modo de resumen de los resultados, se dispone de las siguientes tablas, recogidos en 10 tramos distintos de armados, cuya extensión se expone en la columna x :

x	Sección de referencia	Circuito de Torsión				
		Ak (m2)	uk (m)	zsup	zinf	zincl
0 a 12	Armado 1	44,7010686	46,3948939	22,2312	18,116102	3,02379592
12 a 24	Armado 2	57,3925176	47,0295524	22,2312	16,7646451	4,01685366
24 a 36	Armado 3	60,2358156	47,1788839	22,2312	16,4466553	4,2505143
36 a 48	Armado 4	46,245225	46,4695596	22,2312	17,9571071	3,14062624
48 a 60	Armado 5	40,7811254	46,2082296	22,2312	18,5135894	2,73172011
60 a 72	Armado 6	44,7010686	46,3948939	22,2312	18,116102	3,02379592
72 a 84	Armado 7	57,3925176	47,0295524	22,2312	16,7646451	4,01685366
84 a 96	Armado 8	60,2358156	47,1788839	22,2312	16,4466553	4,2505143
96 a 108	Armado 9	46,245225	46,4695596	22,2312	17,9571071	3,14062624
108 a 122	Armado 10	40,7481018	46,206674	22,2312	18,5169018	2,72928615

Tabla 25. Dimensiones de los circuitos de torsión máximos para cada sección.

Las columnas en las que se indica Asup, Ainf y Aincl, corresponden a las cuantías de armado de el ala superior, ala inferior y almas inclinadas respectivamente.

x	Sección de referencia	Torsión máxima (Incremento Armadura Longitudinal)				
		Asup	Ainf	Aincl	ΣAsl	Cumple
0 a 12	Armado 1	0,00999805	0,00832762	0,00122744	0,02078055	Cumple
12 a 24	Armado 2	0,00351357	0,00286319	0,0004779	0,00733257	Cumple
24 a 36	Armado 3	0,01209385	0,0086006	0,0025983	0,02584826	Cumple
36 a 48	Armado 4	0,01162556	0,0086455	0,00222276	0,02467168	Cumple
48 a 60	Armado 5	0,00964932	0,00779418	0,00136317	0,02016984	Cumple
60 a 72	Armado 6	0,00473164	0,0039404	0,00058141	0,00983487	Cumple
72 a 84	Armado 7	0,00374174	0,00282166	0,00067608	0,00791556	Cumple
84 a 96	Armado 8	0,00893418	0,00632198	0,00191946	0,01909507	Cumple
96 a 108	Armado 9	0,00814075	0,00602254	0,00155648	0,01727625	Cumple
108 a 122	Armado 10	0,00305489	0,00254449	0,00037504	0,00634946	Cumple

Tabla X. Incremento de armadura longitudinal debido a torsión máxima.

x	Sección de referencia	Torsión mínima (Incremento Armadura Longitudinal)				
		Asup	Ainf	Aincl	ΣAsl	Cumple
0 a 12	Armado 1	0,00300043	0,00249913	0,00036836	0,00623628	Cumple
12 a 24	Armado 2	0,0076764	0,0057888	0,00138701	0,01623923	Cumple
24 a 36	Armado 3	0,00882312	0,00624339	0,0018956	0,01885771	Cumple
36 a 48	Armado 4	0,00387797	0,00286892	0,00074145	0,00822979	Cumple
48 a 60	Armado 5	0,00261718	0,00211401	0,00036973	0,00547065	Cumple
60 a 72	Armado 6	0,00903751	0,00736463	0,00122924	0,01886062	Cumple
72 a 84	Armado 7	0,01146239	0,0086455	0,00207109	0,02424841	Cumple
84 a 96	Armado 8	0,01209385	0,00864384	0,0025983	0,02584826	Cumple
96 a 108	Armado 9	0,00303613	0,00243375	0,00044263	0,00635514	Cumple
108 a 122	Armado 10	0,01004073	0,00836317	0,00123268	0,02086927	Cumple

Tabla 26. Incremento de armadura longitudinal debido a torsión mínima.

La tabla siguiente se obtiene a partir de los máximos incrementos de armado entre los de torsión máxima y mínima.

x	Sección de referencia	A disponer (Adicional a Armadura longitudinal por N+M)				
		Asup	Ainf	Aincl	ΣAsl	Cumple
0 a 12	Armado 1	0,00984097	0,00819678	0,00120816	0,02045408	Cumple
12 a 24	Armado 2	0,00778792	0,0058729	0,00140716	0,01647515	Cumple
24 a 36	Armado 3	0,01209385	0,0086006	0,0025983	0,02584826	Cumple
36 a 48	Armado 4	0,01162556	0,0086455	0,00222276	0,02467168	Cumple
48 a 60	Armado 5	0,00964932	0,00779418	0,00136317	0,02016984	Cumple
60 a 72	Armado 6	0,00903751	0,00736463	0,00122924	0,01886062	Cumple
72 a 84	Armado 7	0,01146239	0,0086455	0,00207109	0,02424841	Cumple
84 a 96	Armado 8	0,01209385	0,00864384	0,0025983	0,02584826	Cumple
96 a 108	Armado 9	0,00812453	0,00601053	0,00155338	0,01724182	Cumple
108 a 122	Armado 10	0,00984097	0,00819678	0,00120816	0,02045408	Cumple

Tabla 27. Incremento de armadura longitudinal debido a torsión.

La siguiente tabla muestra los esfuerzos cortantes derivados del cálculo de la torsión, que posteriormente deberán ser combinados con los esfuerzos de cortante, para verificar las comprobaciones de cortante.

x m	Sección de referencia	Torsión máxima (A.Transversal)			Torsión mínima (A.Transversal)		
		Esfuerzo cortante debido a torsión			Esfuerzo cortante debido a torsión		
		VEd,T,sup	VEd,T,inf	VEd,T,incl	VEd,T,sup	VEd,T,inf	VEd,T,incl
0 a 12	Armado 1	4346,97795	3620,7026	533,6709983	1304,53551	1086,57904	160,155579
12 a 24	Armado 2	1527,63985	1244,86664	207,7832565	3337,56401	2516,87161	603,049147
24 a 36	Armado 3	5258,19488	3739,39023	1129,694181	3836,14007	2714,51845	824,173544
36 a 48	Armado 4	5054,592	3758,91156	966,4172699	1686,07206	1247,35713	322,370065
48 a 60	Armado 5	4195,35726	3388,77252	592,6827661	1137,90299	919,133735	160,752816
60 a 72	Armado 6	2057,23685	1713,21558	252,7886605	3929,35218	3202,01091	534,454239
72 a 84	Armado 7	1626,84324	1226,8096	293,9468496	4983,64996	3758,91156	900,472876
84 a 96	Armado 8	3884,42429	2748,68519	834,5471439	5258,19485	3758,19223	1129,69417
96 a 108	Armado 9	3539,45858	2618,49361	676,7299709	1320,05617	1058,15352	192,447465
108 a 122	Armado 10	1328,21189	1106,29966	163,0622866	4365,53663	3636,16057	535,949415

Tabla 28. Esfuerzos cortantes debidos a torsiones máxima y mínimas.

6.4.1.1. Dimensionamiento armadura pasiva debido a cortante y torsión

Según el artículo 6.2 del Eurocódigo 2, el procedimiento general de comprobación frente a cortante es el siguiente:

- En las regiones del elemento donde $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ no se requiere armadura de cortante calculada, con V_{Ed} el valor de cálculo del esfuerzo de cortante en la sección analizada que proviene de la carga externa y del pretensado.
- En regiones donde $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ se debería disponer armadura de cortante suficiente con el fin de que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

6.4.1.1.1. Comprobación requerimiento armadura de cortante

La resistencia máxima frente a cortante de una sección de hormigón sin armaduras de cortante viene dada por la siguiente fórmula:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Con:

$$\vartheta = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \nless \vartheta_{min}$$

Donde:

f_{ck} (MPa): Resistencia característica del hormigón a compresión.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ (con el canto útil, d, en mm)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

A_{sl} : Área de la armadura de tracción.

b_w : Menor anchura de la sección transversal en la zona de tracción.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd} \text{ (MPa)}$$

Al considerarse que el alma resiste la totalidad del esfuerzo cortante, A_c será el área de la sección transversal del alma.

Además:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} ; k_1 = 0,15; \vartheta_{min} = \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

En aquellas secciones en las que $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ se requerirá armadura de cortante.

Las siguiente tablas resume los resultados de la comprobación de requerimiento de armadura de cortante, para los esfuerzos cortantes derivados de la torsión en las alas, con componente cortante de eje Y, sumados al cortante de igual componente :

x	Sección de referencia	Armadura de cortante debido a torsión en ala inferior									Armadura de cortante debido a torsión en ala superior								
		Armadura de cortante debido a torsión en ala inferior									Armadura de cortante debido a torsión en ala superior								
m		VRd,c,inf	v	vmin	CRd,c	k	ρ_l	σ_{cp}	bw	¿Req. Ast ?	VRd,c,sup	v	vmin	CRd,c	k	ρ_l	σ_{cp}	bw	¿Req. Ast ?
0 a 12	Armado 1	11714,9765	0,75413513	0,73580106	0,12	1,75592895	0,01146101	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No
12 a 24	Armado 2	11665,3468	0,79812625	0,73580106	0,12	1,75592895	0,01358596	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No
24 a 36	Armado 3	11595,6845	0,90140824	0,73580106	0,12	1,75592895	0,01957222	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No
36 a 48	Armado 4	12302,1563	0,87604309	0,73580106	0,12	1,75592895	0,01796602	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No
48 a 60	Armado 5	12302,1563	0,75455801	0,73580106	0,12	1,75592895	0,0114803	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No
60 a 72	Armado 6	11756,8113	0,73188542	0,73580106	0,12	1,75592895	0,01047622	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No
72 a 84	Armado 7	11681,8069	0,80040928	0,73580106	0,12	1,75592895	0,01370288	5,33333333	0,4	No	14304,1608	0,79549375	0,82454978	0,12	1,89442719	0,01071206	5,33333333	0,3	No
84 a 96	Armado 8	11669,2487	0,90792822	0,73580106	0,12	1,75592895	0,02	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No
96 a 108	Armado 9	12536,1931	0,90792822	0,73580106	0,12	1,75592895	0,02	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No
108 a 122	Armado 10	12536,1931	0,81158819	0,73580106	0,12	1,75592895	0,01428508	5,33333333	0,4	No	15668,856	0,97954072	0,82454978	0,12	1,89442719	0,02	5,33333333	0,3	No

Tabla 29. Comprobación de requerimiento de armadura de cortante debido a torsión en alas.

x	Sección de referencia	Verificación armadura de cortante en almas											Armadura necesaria en almas				
		VEd,T,incl	VEd,incl	VRd,c,incl	v	vmin	CRd,c	k	ρ_l	σ_{cp}	bw	¿Req. Ast ?	bw,nom	Asw/s	σ_{cp}	α_{cw}	v1
0 a 12	Armado 1	533,670998	5287,05443	1743,09325	0	0,4537241	0,12	1,27211947	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	9,12777034	1,25	0,504
12 a 24	Armado 2	185,927094	2079,01209	1955,54004	0	0,44514495	0,12	1,25603276	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	9,21863615	1,25	0,504
24 a 36	Armado 3	145,504214	2387,85842	2384,99473	0	0,43168373	0,12	1,2305817	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	8,78534342	1,25	0,504
36 a 48	Armado 4	966,41727	5170,50621	2469,19182	0	0,42949291	0,12	1,22641466	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	8,51368469	1,25	0,504
48 a 60	Armado 5	578,04497	2871,78617	1925,27352	0	0,44627325	0,12	1,2581543	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	8,79208717	1,25	0,504
60 a 72	Armado 6	252,78866	910,820642	1744,26088	0	0,45367237	0,12	1,27202277	0	5,33333333	0,597	No	0,405	0,00037895	8,8532642	1,25	0,504
72 a 84	Armado 7	239,08633	2177,24795	2163,28998	0	0,43809639	0,12	1,24273858	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	8,17012785	1,25	0,504
84 a 96	Armado 8	293,94685	4104,2915	2358,07108	0	0,43241062	0,12	1,23196273	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	7,94410609	1,25	0,504
96 a 108	Armado 9	676,729971	4550,07474	2469,19182	0	0,42949291	0,12	1,22641466	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	7,67298539	1,25	0,504
108 a 122	Armado 10	23,8942499	2213,40565	1859,74749	0	0,448817	0,12	1,26293074	0	5,33333333	0,597	Sí	0,405	0,00312984	7,91264321	1,25	0,504

Tabla 30. Comprobación de requerimiento de armadura de cortante y dimensionamiento debido a torsión y cortante en almas.

6.4.1.1.1. Dimensionamiento armadura de cortante

En aquellas secciones que requieran armadura de cortante, debido al incumplimiento de la condición $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, se deberá aplicar las indicaciones del artículo 6.2.3 del Eurocódigo 2.

En cuanto al ángulo entre las bielas comprimidas de hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante, debe quedar limitado de acuerdo con:

$$0,5 \leq \cotg\theta \leq 2,0$$

En el caso de elementos con armadura de cortante inclinada, la resistencia a cortante es la correspondiente al menor valor entre:

$$\begin{aligned} - V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg\theta + \cotg\alpha) \cdot \sin\alpha \\ &\quad \text{y} \\ - V_{Rd,m\acute{a}x} &= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cotg\theta + \cotg\alpha) / (1 + \cotg^2\theta) \end{aligned}$$

La primera expresión corresponde a la resistencia a cortante por las armaduras mientras que la segunda se refiere a la resistencia a cortante de las bielas comprimidas de hormigón.

Los parámetros de los que dependen ambas expresiones, son:

$\frac{A_{sw}}{s}$: Es la armadura de cortante por unidad de longitud

$v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]$ con f_{ck} en MPa: Coeficiente adimensional de relación con la resistencia del hormigón

$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{si: } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ 1,25 & \text{si: } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \\ 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{si: } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1f_{cd} \end{cases}$$

α_{cw} : Coeficiente que relaciona la tensión de compresión con la resistencia de cálculo del hormigón.

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ con N_{Ed} el esfuerzo axil de cálculo incluyendo el efecto de cargas y pretensado

$f_{ywd} = f_{yd}$: Valor de cálculo de la resistencia a tracción de acero para armaduras de cortante.

$z = 0,8 \cdot h$: Brazo mecánico de la sección.

b_w : Menor anchura de la sección transversal en la zona de tracción.

Para elementos que dispongan de armadura activa adherente con vainas plásticas, como es el caso del tablero, la anchura se deberá reducir a una anchura nominal de valor :

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \cdot \phi_{vaina}$$

Para las almas inclinadas se corrige el valor de cálculo del esfuerzo cortante mediante la división de este por $\sin\beta$, con β , el ángulo de inclinación de las almas con respecto a la horizontal.

El criterio de diseño empleado para el dimensionamiento de la armadura de cortante es la plastificación de armadura de cortante previamente a la rotura de las bielas de hormigón, asegurando también una rotura dúctil, $V_{Rd,s} \leq V_{Rd,m\acute{a}x}$.

También se debe considerar que el armado debido al cortante deberá ser simétrico, dada la posibilidad de recibir las mismas cargas pero con módulo negativo, además de simplificarse la ejecución de la sección.

Además, dada la interacción entre cortante y torsión, en las almas centrales se resistirá únicamente la parte proporcional del cortante, que a modo de simplificación corresponde a $V_{Ed}/5$, mientras que en las almas de los extremos se debe incluir la componente de la torsión, correspondiente a esa alma, quedando sometida a un esfuerzo $V_{Ed,i} = V_{Ed}/5 + V_{td,i}$.

6.4.1.1.1. Armadura mínima de cortante

La armadura mínima de cortante, de acuerdo con el artículo 9.2.2 del Eurocódigo, debe cumplir los requisitos descritos en este apartado.

La cuantía de armadura de cortante viene indicada en la siguiente ecuación:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sen\alpha} \nless \rho_{w,mín}$$

Según el anejo nacional, el valor de la armadura mínima de cortante viene dado por la fórmula:

$$\rho_{w,mín} = \frac{f_{ct,m}}{7,5 \cdot f_{yk}}$$

Con:

$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$: Resistencia media a tracción del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica a tracción del acero.

La siguiente tabla incluye los mínimos de cortante para tablas, aunque el valor de la cuantía mínima es aplicable para todas las secciones del tablero indistintamente.

Mínimos cortante para almas		
Asw/s	row,min	sepmax
0,00037895	0,00093569	3,49330
0,00037895	0,00093569	3,79390
0,00037895	0,00093569	4,80749
0,00037895	0,00093569	3,91314
0,00037895	0,00093569	3,49578
0,00037895	0,00093569	3,49330
0,00037895	0,00093569	3,79390
0,00037895	0,00093569	4,80749
0,00037895	0,00093569	3,91314
0,00037895	0,00093569	3,49330

Tabla 30. Mínimos de cortante para almas.

6.4.1.2. Verificación del armado

El armado de cortante expuesto en la 29 y 30, satisface todos los cálculos descritos de forma genérica anteriormente, pero adicionalmente deben cumplir los requisitos descritos a continuación.

Además las siguientes tabla suponen un resumen del armado, que aunque no definitivo, constituye una solución válida:

x m	Sección de referencia	Armadura Transversal dispuesta en almas			
		Asw/s	nº ramas	sep. Disp.	Diametro
0 a 12	Armado 1	0,00402124	2	0,1	16
12 a 24	Armado 2	0,00402124	2	0,1	16
24 a 36	Armado 3	0,00402124	2	0,1	16
36 a 48	Armado 4	0,00402124	2	0,1	16
48 a 60	Armado 5	0,00402124	2	0,1	16
60 a 72	Armado 6	0,00114893	2	0,35	16
72 a 84	Armado 7	0,00402124	2	0,1	16
84 a 96	Armado 8	0,00402124	2	0,1	16
96 a 108	Armado 9	0,00402124	2	0,1	16
108 a 122	Armado 10	0,00402124	2	0,1	16

Tabla 31. Armadura transversal dispuesta en almas.

x m	Sección de referencia	Armadura Transversal dispuesta en Ala Superior				
		Asw/s nec	nº ramas	sep. Disp.	Asw/s disp	Diametro
0 a 12	Armado 1	0,00028071	2	1	0,00040212	16
12 a 24	Armado 2	0,00028071	2	1	0,00040212	16
24 a 36	Armado 3	0,00028071	2	1	0,00040212	16
36 a 48	Armado 4	0,00028071	2	1	0,00040212	16
48 a 60	Armado 5	0,00028071	2	1	0,00040212	16
60 a 72	Armado 6	0,00028071	2	1	0,00040212	16
72 a 84	Armado 7	0,00028071	2	1	0,00040212	16
84 a 96	Armado 8	0,00028071	2	1	0,00040212	16
96 a 108	Armado 9	0,00028071	2	1	0,00040212	16
108 a 122	Armado 10	0,00028071	2	1	0,00040212	16

Tabla 32. Armadura transversal dispuesta en ala superior.

x m	Sección de referencia	Armadura Transversal dispuesta en Ala Inferior				
		Asw/s nec	nº ramas	sep. Disp.	Asw/s disp	Diametro
0 a 12	Armado 1	0,00037427	2	1	0,00040212	16
12 a 24	Armado 2	0,00037427	2	1	0,00040212	16
24 a 36	Armado 3	0,00037427	2	1	0,00040212	16
36 a 48	Armado 4	0,00037427	2	1	0,00040212	16
48 a 60	Armado 5	0,00037427	2	1	0,00040212	16
60 a 72	Armado 6	0,00037427	2	1	0,00040212	16
72 a 84	Armado 7	0,00037427	2	1	0,00040212	16
84 a 96	Armado 8	0,00037427	2	1	0,00040212	16
96 a 108	Armado 9	0,00037427	2	1	0,00040212	16
108 a 122	Armado 10	0,00037427	2	1	0,00040212	16

Tabla 33. Armadura transversal dispuesta en ala inferior.

6.4.1.2.1. Separación mínima y máxima

La separación mínima entre cercos de cortante es de 6 cm por motivos de durabilidad y permitir una correcta vibración del hormigón.

La separación máxima entre armaduras de cortante debe ser:

$s_{m\acute{a}x} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + cot\alpha)$

6.5. Interacción entre solicitaciones normales y tangenciales

La interacción entre solicitaciones normales y tangenciales genera un incremento de la tensión en las armaduras debido a la torsión, tal y como se ha evaluado previamente, pero también un incremento de la tensión debido al efecto del cortante.

El incremento de armadura debido a la torsión es el siguiente, tabulado en función de 10 secciones de armado, comprendido entre los valores de las secciones cuyas x aparecen en la columna adyacente:

x m	Sección de referencia	A disponer (Adicional a A _s por Interacción Flexión)				Cumple
		Asup	Ainf	Aincl	ΣAsl	
0 a 12	Armado 1	0,00984097	0,00819678	0,00120816	0,02045408	Cumple
12 a 24	Armado 2	0,00778792	0,0058729	0,00140716	0,01647515	Cumple
24 a 36	Armado 3	0,01209385	0,0086006	0,0025983	0,02584826	Cumple
36 a 48	Armado 4	0,01162556	0,0086455	0,00222276	0,02467168	Cumple
48 a 60	Armado 5	0,00964932	0,00779418	0,00136317	0,02016984	Cumple
60 a 72	Armado 6	0,00903751	0,00736463	0,00122924	0,01886062	Cumple
72 a 84	Armado 7	0,01146239	0,0086455	0,00207109	0,02424841	Cumple
84 a 96	Armado 8	0,01209385	0,00864384	0,0025983	0,02584826	Cumple
96 a 108	Armado 9	0,00812453	0,00601053	0,00155338	0,01724182	Cumple
108 a 122	Armado 10	0,00984097	0,00819678	0,00120816	0,02045408	Cumple

Tabla 34. Incremento de armadura longitudinal debido a torsión.

Se debe considerar un esfuerzo de tracción adicional debido al cortante, que genera a su vez un incremento de la armadura longitudinal con un valor calculado a partir de la próxima fórmula:

$$\Delta A_s = \frac{\Delta F_{td}}{f_{yd}} = \frac{0,5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{f_{yd}}$$

Si se toma $\cot \theta = 2$ se obtiene el caso más desfavorable, para un ángulo $\alpha = 90^\circ$ constante en todas las secciones.

El valor de este incremento se encuentra tabulado de acuerdo con las secciones de referencia del armado a flexión y axil:

Incremento de armadura longitudinal debido al cortante			
Sección	ΔA _s (m²)	ΔF _{td} (kN)	V _{Ed} (kN)
A	0,020028647	8708,1075	17416,215
B	0,022353981	9719,122	9719,122
C	0,009347366	4064,072	4064,072
D	0,009201035	4000,45	4000,45
E	0,025259325	10982,315	10982,315
F	0,025844992	11236,953	11236,953
G	0,064245452	27932,805	27932,805
H	0,032029492	13925,866	13925,866
I	0,045089108	19603,96	19603,96
J	0,020193248	8779,673	8779,673
K	0,009930563	4317,636	4317,636
L	0,005545309	2411,004	2411,004
M	0,007868663	3421,158	3421,158
N	0,011682061	5079,157	5079,157
O	0,016333105	7101,35	7101,35
P	0,025579744	11121,628	11121,628
Q	0,051718074	22486,119	22486,119
R	0,07938166	34513,765	34513,765
S	0,026366689	11463,778	11463,778
T	0,039573855	17206,024	17206,024
U	0,01413416	6145,287	6145,287
V	0,010691711	4648,57	4648,57
W	0,02261101	9830,874	9830,874
X	0,016041357	6974,503	6974,503

Tabla 35. Incremento del armado longitudinal debido al cortante.

6.6. Armado dispuesto

A continuación se muestra en formato de tabla los distintos armados, incluyendo el proceso de incremento y resultados para los apartados de solicitudes normales, solicitudes tangenciales y la interacción entre ellas, a disponer en todas las regiones B.

6.6.1. Armadura longitudinal

Armadura longitudinal por interacción Flexión-Axil											
Sección referencia	Armadura inferior										
	Combinación	x0	d	d'	Minimos	As	∅ (mm)	nºbarras	Separación (m)	nºbarras _{max}	nºbarras _{min}
A	A1	0,19394545	2,125	0,15	Rot. Frag.	0,06165011	20	197	0,15338924	476	122
B	B1	0,17385912	2,21958977	0,2	Rot. Frag.	0,06272799	20	200	0,14964157	474	120
C	C4	1,27999703	2,3716409	0,2	Geom.	0,06036988	20	193	0,15285503	466	118
D	D1	0,17196689	2,4108799	0,2	Rot. Frag.	0,06608923	20	193	0,15285503	466	118
E	E1	0,18492219	2,66058264	0,2	Rot. Frag.	0,06825554	20	218	0,12636267	454	116
F	F1	0,22787532	3,24560048	0,2	Rot. Frag.	0,0681859	25	139	0,1363718	402	108
G	G2	0,1730506	3,675	0,2	Geom.	0,06798445	20	139	0,19584827	402	108
H	H1	0,22472211	3,24560048	0,2	Rot. Frag.	0,0681859	20	139	0,19584827	402	108
I	I1	0,19387202	2,81887634	0,2	Rot. Frag.	0,06876417	20	219	0,12290253	446	114
J	J1	0,22561882	2,47642687	0,2	Rot. Frag.	0,0668596	20	213	0,13351276	462	118
K	K1	0	2,26239596	0,2	0	0	20	203	0,14603801	472	120
L	L1	0,26200794	2,17678359	0,2	Rot. Frag.	0,06169573	20	197	0,15335544	476	122
M	M1	0,25144212	2,20353746	0,2	Rot. Frag.	0,06235474	20	199	0,15090048	466	118
N	N1	0,22694573	2,4108799	0,2	Rot. Frag.	0,06608923	20	211	0,1363246	446	114
O	O1	0,21097799	2,81887634	0,2	Rot. Frag.	0,06876417	20	199	0,15090048	476	122
P	P1	0,21901288	3,03825803	0,2	Rot. Frag.	0,06873991	25	141	0,19783707	412	110
Q	Q1	0,20660346	3,38070749	0,2	Rot. Frag.	0,06763481	25	138	0,19397982	384	102
R	R2	0,21901288	3,675	0,2	Geom.	0,06798445	25	140	0,19523533	384	102
S	S1	0,19234761	3,20234839	0,2	Rot. Frag.	0,06833414	25	140	0,19523533	446	114
T	T1	0,16657134	2,81887634	0,2	Rot. Frag.	0,06876417	20	219	0,12290253	458	116
U	U1	0,15786506	2,57630797	0,2	Rot. Frag.	0,0677421	20	216	0,12936613	468	120
V	V1	0,14956035	2,3716409	0,2	Rot. Frag.	0,06554474	20	193	0,15361412	474	120
W	W1	0,1603694	2,23920927	0,2	Rot. Frag.	0,06316262	20	202	0,14739204	476	122
X	X1	0,12199234	2,125	0,2	Rot. Frag.	0,06165011	0	0	0	0	0

Armadura longitudinal por interacción Flexión-Axil											
Sección referencia	Armadura superior										
	Combinación	x0	d	d'	Minimos	As	∅ (mm)	nºbarras	Separación (m)	nºbarras _{max}	nºbarras _{min}
A	A1	0,19394545	2,125	0,15	Geom.	0,05922105	20	189	0,13578723	736	186
B	B2	1,06013236	2,21958977	0,2	-	0,22883718	25	467	0,0748927	692	184
C	C4	1,27999703	2,3716409	0,2	-	0,2483108	25	506	0,06524752	692	184
D	D2	0,88693123	2,4108799	0,2	-	0,19133064	25	390	0,0996144	692	184
E	E2	0,93287654	2,66058264	0,2	-	0,18378386	25	375	0,10561497	692	184
F	F2	0,90378754	3,24560048	0,2	-	0,15553822	25	317	0,13417722	692	184
G	G2	0,1730506	3,675	0,2	Rot. Frag.	0,09347276	25	298	0,25631579	692	184
H	H2	0,94219028	3,24560048	0,2	-	0,16862797	25	344	0,1196793	692	184
I	I2	1,04177243	2,81887634	0,2	-	0,20881729	25	430	0,08566434	692	184
J	J2	1,15131477	2,47642687	0,2	-	0,24009694	25	490	0,0690184	692	184
K	K2	0	2,26239596	0,2	0	0	0	0	0	692	184
L	L2	1,12152797	2,17678359	0,2	-	0,25368738	25	517	0,0635	692	184
M	M2	1,08976898	2,20353746	0,2	-	0,25022804	25	510	0,0650609	692	184
N	N2	1,16467107	2,4108799	0,2	-	0,25493145	25	520	0,06284393	692	184
O	O2	1,22887066	2,81887634	0,2	-	0,25005929	25	510	0,06434185	692	184
P	P2	1,15985655	3,03825803	0,2	-	0,23264486	25	474	0,0730444	692	184
Q	Q2	0,90157292	3,38070749	0,2	-	0,18241616	25	372	0,10785984	692	184
R	R2	0,21901288	3,675	0,2	Rot. Frag.	0,09347276	25	191	0,25824211	692	184
S	S2	0,9411632	3,20234839	0,2	-	0,20293695	25	414	0,0918063	692	184
T	T2	1,02584245	2,81887634	0,2	-	0,23820989	25	486	0,07075464	692	184
U	U2	1,04673157	2,57630797	0,2	-	0,25200139	25	514	0,06416374	692	184
V	V4	1,41251128	2,3716409	0,2	-	0,31405581	32	391	0,08616923	692	184
W	W2	1,2331396	2,23920927	0,2	-	0,29782038	32	371	0,0932973	736	186
X	X1	0,12199234	2,125	0,2	Geom.	0,05922105	20	189	0,13578723	692	184

Tabla 36. Armadura longitudinal por interacción flexión y axil: combinación relevante, fibra neutra, cantos útiles y definición completo del armado.

Sección referencia	Armado longitudinal debido a la interacción Flexión-Axil										Número de barras por fila			
	Armadura inferior					Armadura superior					Asup		Ainf	
	Ø (mm)	nºbarras	Separación (m)	nºbarrasmax	nºbarrasmin	Ø (mm)	nºbarras	Separación (m)	nºbarrasmax	nºbarrasmin	nºbarrasmax	nºbarrasmin	nºbarrasmax	nºbarrasmin
A	20	197	0,153389241	476	122	20	189	0,135787234	736	186	238	122	368	93
B	20	200	0,149641569	474	120	25	467	0,074892704	692	184	474	120	346	92
C	20	193	0,152855031	466	118	25	506	0,065247525	692	184	466	118	346	92
D	20	193	0,152855031	466	118	25	390	0,099614396	692	184	466	118	346	92
E	20	218	0,126362667	454	116	25	375	0,105614973	692	184	454	116	346	92
F	25	139	0,136371797	402	108	25	317	0,134177215	692	184	402	108	346	92
G	20	139	0,195848268	402	108	25	298	0,256315789	692	184	402	108	346	92
H	20	139	0,195848268	402	108	25	344	0,1196793	692	184	402	108	346	92
I	20	219	0,122902526	446	114	25	430	0,085664336	692	184	446	114	346	92
J	20	213	0,133512763	462	118	25	490	0,069018405	692	184	462	118	346	92
K	20	203	0,146038009	472	120	25	516	0,063720388	692	184	472	120	346	92
L	20	197	0,153355442	476	122	25	517	0,0635	692	184	476	122	346	92
M	20	199	0,15090048	476	122	25	510	0,065060904	692	184	476	122	346	92
N	20	211	0,1363246	466	118	25	520	0,062843931	692	184	466	118	346	92
O	20	219	0,122902526	446	114	25	510	0,064341847	692	184	446	114	346	92
P	25	141	0,197837072	412	110	25	474	0,073044397	692	184	412	110	346	92
Q	25	138	0,193979817	412	110	25	372	0,107859838	692	184	412	110	346	92
R	25	140	0,195235335	384	102	25	191	0,258242105	692	184	384	102	346	92
S	25	140	0,195235335	384	102	25	414	0,091806295	692	184	384	102	346	92
T	20	219	0,122902526	446	114	25	486	0,070754639	692	184	446	114	346	92
U	20	216	0,129366134	458	458	25	514	0,064163743	692	184	458	458	346	92
V	20	193	0,153614119	468	120	32	391	0,086169231	692	184	468	120	346	92
W	20	202	0,147392038	474	120	32	371	0,093297297	692	184	474	120	346	92
X	20	197	0,153389241	476	122	20	189	0,135787234	692	184	476	122	346	92

Tabla 37. Armadura longitudinal por interacción flexión y axil: número, diámetro y separaciones incluyendo números máximos y mínimos de barras.

Incremento de armadura longitudinal debido al cortante				Armadura longitudinal debido a la Interacción Flexión+Axil+Cortante										
Sección	ΔA_s (m ²)	ΔF_{sd} (kN)	V_{Ed} (kN)	Sección referencia	Armadura Inferior					Armadura Superior				
					$A_{s,F+V}$	A_s	Nº barras	Cumple	Ø (mm)	$A'_{s,F+V}$	A'_s	Nº barras	Cumple	Ø (mm)
A	0,020028647	8708,1075	17416,215	A	0,0817	0,0617	260	ok	20	0,0592	0,0592	189	ok	20
B	0,022353981	9719,122	9719,122	B	0,0851	0,0627	271	ok	20	0,2512	0,2288	512	ok	25
C	0,009347366	4064,072	4064,072	C	0,0604	0,0604	193	ok	20	0,2577	0,2483	525	ok	25
D	0,009201035	4000,45	4000,45	D	0,0753	0,0661	240	ok	20	0,2005	0,1913	409	ok	25
E	0,025259325	10982,315	10982,315	E	0,0935	0,0683	298	ok	20	0,2090	0,1838	426	ok	25
F	0,025844992	11236,953	11236,953	F	0,0940	0,0682	300	ok	20	0,1814	0,1555	370	ok	25
G	0,064245452	27932,805	27932,805	G	0,1322	0,0680	270	ok	25	0,1577	0,0935	322	ok	25
H	0,032029492	13925,866	13925,866	H	0,1002	0,0682	319	ok	20	0,2007	0,1686	409	ok	25
I	0,045089108	19603,96	19603,96	I	0,1139	0,0688	363	ok	20	0,2539	0,2088	518	ok	25
J	0,020193248	8779,673	8779,673	J	0,0871	0,0669	278	ok	20	0,2603	0,2401	531	ok	25
K	0,009930563	4317,636	4317,636	K	0,0736	0,0636	235	ok	20	0,2627	0,2528	536	ok	25
L	0,005545309	2411,004	2411,004	L	0,0672	0,0617	215	ok	20	0,2592	0,2537	529	ok	25
M	0,007868663	3421,158	3421,158	M	0,0702	0,0624	224	ok	20	0,2581	0,2502	526	ok	25
N	0,011682061	5079,157	5079,157	N	0,0778	0,0661	248	ok	20	0,2666	0,2549	544	ok	25
O	0,016333105	7101,35	7101,35	O	0,0851	0,0688	271	ok	20	0,2664	0,2501	543	ok	25
P	0,025579744	11121,628	11121,628	P	0,0943	0,0687	301	ok	20	0,2582	0,2326	527	ok	25
Q	0,051718074	22486,119	22486,119	Q	0,1194	0,0676	380	ok	20	0,2341	0,1824	477	ok	25
R	0,07938166	34513,765	34513,765	R	0,1474	0,0680	301	ok	25	0,1729	0,0935	353	ok	25
S	0,026366689	11463,778	11463,778	S	0,0947	0,0683	302	ok	20	0,2293	0,2029	468	ok	25
T	0,039573855	17206,024	17206,024	T	0,1083	0,0688	345	ok	20	0,2778	0,2382	566	ok	25
U	0,01413416	6145,287	6145,287	U	0,0819	0,0677	261	ok	20	0,2661	0,2520	543	ok	25
V	0,010691711	4648,57	4648,57	V	0,0762	0,0655	243	ok	20	0,3247	0,3141	404	ok	32
W	0,02261101	9830,874	9830,874	W	0,0858	0,0632	274	ok	20	0,3204	0,2978	399	ok	32
X	0,016041357	6974,503	6974,503	X	0,0617	0,0617	197	ok	20	0,0592	0,0592	189	ok	20

Tabla 38. Armadura longitudinal por interacción flexión, axil y cortante: numero, diámetro y separaciones incluyendo números máximos y mínimos de barras.

Armado dispuesto (x _{inicial} y x _{final})											
Secc.	x	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A	0	0									
B	6	-	Armado 1								
C	11,5	12	12								
D	14		-	Armado 2							
E	17,5		24	24							
F	26			-	Armado 3						
G	31			36	36						
H	36				-	Armado 4					
I	42				-						
J	47				48						
K	52,5				-	Armado 5					
L	60				60						
M	65,5					-	Armado 6				
N	72,5					72					
O	78						-	Armado 7			
P	84						84				
Q	87							-	Armado 8		
R	91							96			
S	96								-	Armado 9	
T	102								108		108
U	107									-	
V	110,5								Armado 10	-	
W	115									-	
X	122										122

Tabla 39. Grupos de armado de 1 a 10, en relación con las secciones de referencia. La mayor de las cuantías de cada grupo será el valor de la cuantía del grupo de armado .

Armado longitudinal debido a la interacción Flexión-Axil+Cortante								
Armado	Armadura inferior				Armadura superior			
	As	Secc.	Ø (mm)	Nº barras	As'	Secc.'	Ø (mm)	Nº barras
Armado 1	0,08508197	B	20	272	0,25765817	C	25	526
Armado 2	0,09351486	E	20	298	0,25765817	C	25	526
Armado 3	0,1322299	G	25	270	0,20904319	E	25	426
Armado 4	0,1322299	G	25	422	0,26029019	J	25	532
Armado 5	0,08705284	J	20	278	0,26273812	K	25	536
Armado 6	0,07777129	N	20	248	0,26661351	N	25	544
Armado 7	0,09431965	P	20	302	0,26661351	N	25	544
Armado 8	0,14736611	R	25	302	0,2582246	P	25	528
Armado 9	0,14736611	R	25	302	0,27778375	T	25	566
Armado 10	0,10833803	T	20	346	0,32474752	V	32	404

Tabla 40. Armadura longitudinal por interacción flexión, axil y cortante: Grupos de armado, cuantía de armado, sección de referencia equivalente, diámetro y número de barras.

Armado definitivo Flexión-Axil+Cortante+Torsión								
Armado	Armadura inferior				Armadura superior			
	As	Secc.	Ø (mm)	Nº barras	As'	Secc.'	Ø (mm)	Nº barras
Armado 1	0,09340959	B	20	298	0,26765621	C	25	546
Armado 2	0,09930367	E	20	318	0,26533456	C	25	542
Armado 3	0,1408305	G	25	288	0,22113703	E	25	452
Armado 4	0,1408754	G	25	288	0,27194889	J	25	556
Armado 5	0,09493976	J	20	304	0,27252617	K	25	556
Armado 6	0,08513592	N	20	272	0,27565102	N	25	562
Armado 7	0,10296515	P	20	328	0,2780759	N	25	568
Armado 8	0,1559954	R	25	318	0,27031845	P	25	552
Armado 9	0,15338864	R	25	314	0,2859245	T	25	584
Armado 10	0,1167012	T	20	372	0,33478825	V	32	418

Tabla 41. Armadura longitudinal por interacción flexión, axil, cortante y torsión: Grupos de armado, cuantía de armado, sección de referencia equivalente, diámetro y número de barras.

Armadura longitudinal Almas (Cálculo)			
Armado	As	Ø (mm)	Nº barras
Armado 1	0,001227443	10	16
Armado 2	0,001387013	10	18
Armado 3	0,002598297	10	34
Armado 4	0,002261327	10	30
Armado 5	0,001396969	10	18
Armado 6	0,001229245	10	16
Armado 7	0,002071088	10	28
Armado 8	0,001556479	10	20
Armado 9	0,001232684	10	16
Armado 10	0,001232684	10	16

Tabla 42. Armadura longitudinal en almas por efecto de la torsión.

Sección referencia	Armadura longitudinal Almas (Mínimos)		
	As	∅ (mm)	nºbarras
A	0,00284275	10	38
B	0,0029894	10	40
C	0,00391355	10	50
D	0,00416487	10	54
E	0,00581914	10	76
F	0,00934467	10	120
G	0,01059408	10	136
H	0,00950044	10	122
I	0,00752953	10	96
J	0,00507981	10	66
K	0,00362998	10	48
L	0,00309835	10	40
M	0,00334693	10	44
N	0,0049314	10	64
O	0,00809939	10	104
P	0,00940337	10	120
Q	0,01039669	10	134
R	0,01124202	10	144
S	0,01004315	10	128
T	0,00874479	10	112
U	0,00687938	10	88
V	0,00540769	10	70
W	0,00450963	10	58
X	0,00409109	10	54

Tabla 43. Armadura longitudinal en almas por mínimos de control de fisuración.

Armadura longitudinal Almas Dispuesta			
Armado	As	∅ (mm)	Nº barras
Armado 1	0,00391355	16	20
Armado 2	0,00581914	16	30
Armado 3	0,01059408	16	54
Armado 4	0,01059408	16	54
Armado 5	0,00507981	16	26
Armado 6	0,0049314	16	26
Armado 7	0,00940337	16	48
Armado 8	0,01124202	16	56
Armado 9	0,01124202	16	56
Armado 10	0,00874479	16	44

Tabla 44. Armadura longitudinal en almas dispuesta: Obtenida por el valor máximo entre mínimos y debidos a torsión.

6.6.2. Armadura transversal

Armado Transversal (Cortante + Torsión)												
x	Dispuesta en Almas				Dispuesto en Ala Superior				Dispuesto en Ala Inferior			
m	Ø _{st}	nº ramas	Separación	Asw/s dispuesta	nº ramas	Separación	Ø _{st}	Asw/s dispuesta	nº ramas	Separación	Ø _{st}	Asw/s dispuesta
0	16	2	0,1	0,00402124	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
9	16	2	0,1	0,00402124	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
9,5	16	2	0,35	0,00114893	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
14	16	2	0,35	0,00114893	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
14,5	16	2	0,1	0,00402124	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
57	16	2	0,1	0,00402124	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
57,5	16	2	0,35	0,00114893	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
76,5	16	2	0,35	0,00114893	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
77	16	2	0,1	0,00402124	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212
122	16	2	0,1	0,00402124	2	1	16	0,000402124	2	1	16	0,00040212

Tabla 45. Armado transversal derivado del cálculo por cortante y torsión: Definido según zonas de igual separación como optimización del armado.

6.7. Cálculo de las regiones discontinuas

Aquellas partes o elementos de una estructura en la que no es válida la teoría general de flexión, y por tanto no se pueden aplicar las hipótesis de Navier-Bernoulli.

En el caso del tablero, estas secciones corresponden con los apoyos, situados en las secciones cuyas posiciones en el eje longitudinal son $x=1, 31, 91,$ y 121 m.

6.7.1. Método de cálculo

El método de cálculo consiste en la realización de un análisis plástico, teniendo en cuenta que el hormigón es un material dúctil si su rotura se produce con plastificación previa de las armaduras, en el que se busca obtener una combinación de campo de tensiones sencillo de forma que se transmitan las cargas a través de la estructura.

El modelo de cálculo se genera a partir de las trayectorias de los esfuerzos internos y externos, cuya resolución es idéntica a la de un modelo de barras articuladas equivalente al estado tensional, de forma que si se configura una estructura articulada de bielas y tirantes que sea estáticamente admisible y no se produce la rotura de ningún punto de la región estudiada la carga equilibrada será inferior a la carga última resistida por dicha sección.

6.7.2. Dimensionamiento armadura pasiva

El modelo de bielas y tirantes se dimensiona para las reacciones de los apoyos, dado que para el equilibrio de una rebanada elemental correspondiente a las secciones analizadas, estos serían los esfuerzos máximos transmitidos a través de la sección.

Los valores más desfavorables de estas reacciones, son generados por la siguiente variación de esfuerzos en cada sección:

- Apoyo 1 ($x=1\text{m}$) : $V_{Ed} = 9827,969\text{ kN}$
- Apoyo 2 ($x=31\text{ m}$) : $V_{Ed} = 61594,203\text{ kN}$
- Apoyo 3 ($x=91\text{ m}$) : $V_{Ed} = 66036,626\text{ kN}$
- Apoyo 4 ($x=121\text{ m}$) : $V_{Ed} = 9699,959\text{ kN}$

Este cortante se encuentra transmitido por las almas, de manera que se debe dividir la totalidad de los esfuerzos entre el número de almas. En las almas laterales este cortante se transmite con el mismo ángulo de

inclinación de la pared, y a su vez, se considera que las reacciones por parte de los apoyos son todas de igual valor.

Dado que las geometrías de las secciones de los apoyos 1 y 4 por un lado, y 2 y 3, son idénticas, y a modo de simplificación del armado definitivo y dado que la diferencia de esfuerzos entre ellos, se dispondrá el mismo armado para esas secciones:

Secciones 1 y 4:

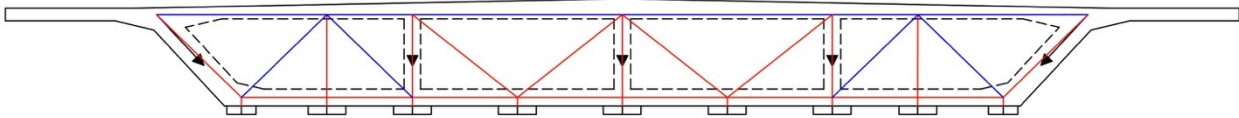


Figura 25. Modelo de Bielas y tirantes para las secciones de apoyos en extremos.

La geometría de la sección, queda de la siguiente forma para el esquema de Excel en el que se ha aplicado, para calcular la sección mediante una hoja de cálculo de EXCEL que resuelve estructuras trianguladas, creada por el departamento de Ingeniería de la Construcción de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Valencia:

Nudo	Coordenadas		Fuerzas aplicadas	
nº	x	y	Fuerza x	Fuerza y
1	0	0	0,000	1091,997
2	2,5	0	0,000	1091,997
3	5	0	0,000	1091,997
4	7,04	0	0,000	1091,997
5	9,07	0	0,000	1091,997
6	11,09	1,97	-1825,264	-1965,594
7	7,04	1,97	0,000	0,000
8	5	1,97	0,000	-1965,594
9	0	1,97	0,000	-1965,594
10	-5	1,97	0,000	-1965,594
11	-7,04	1,97	0,000	0,000
12	-11,09	1,97	1825,264	-1965,594
13	-9,07	0	0,000	1091,997
14	-7,04	0	0,000	1091,997
15	-5	0	0,000	1091,997
16	-2,5	0	0,000	1091,997

Tabla 46. Coordenadas y fuerzas aplicadas, de los nudos del MBT para apoyos extremos.

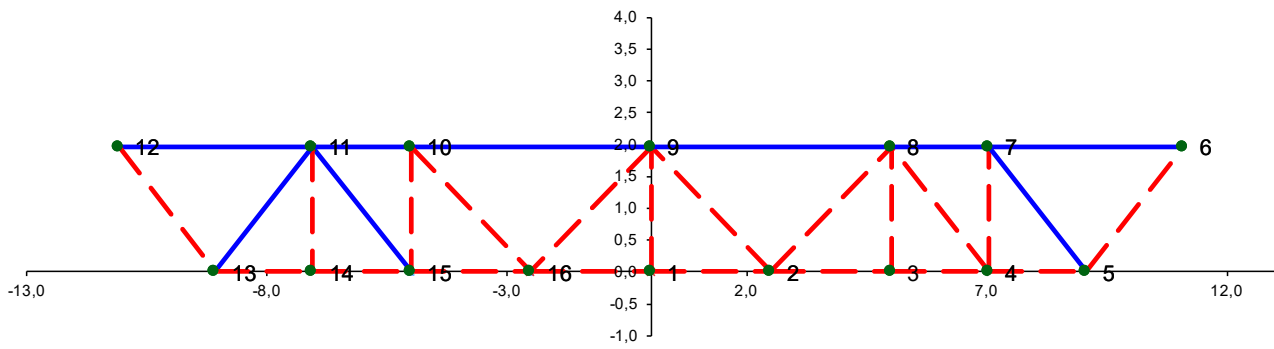


Figura 26. Modelo de Bielas y tirantes para las secciones de apoyos en extremos.

Nudo	Coordenadas		Fuerzas aplicadas	
	nº	x	y	Fuerza x
1	0	0	0,000	6843,800
2	5	0	0,000	6843,800
3	6,24	0	0,000	6843,800
4	7,49	0	0,000	6843,800
5	6,24	2	0,000	0,000
6	11,12	3,5	0,000	-12318,841
7	5	3,5	0,000	-12318,841
8	0	3,5	0,000	-12318,841
9	-5	3,5	0,000	-12318,841
10	-11,12	3,5	0,000	-12318,841
11	-6,24	2	0,000	0,000
12	-7,49	0	0,000	6843,800
13	-6,24	0	0,000	6843,800
14	-5	0	0,000	6843,800
15	-2,4	2	0,000	6843,800
16	2,4	2	0,000	6843,800

Tabla 50. Coordenadas y fuerzas aplicadas, de los nudos del MBT para apoyos intermedios.

En cuanto a la geometría de las secciones 2 y 3 quedan de la siguiente forma:

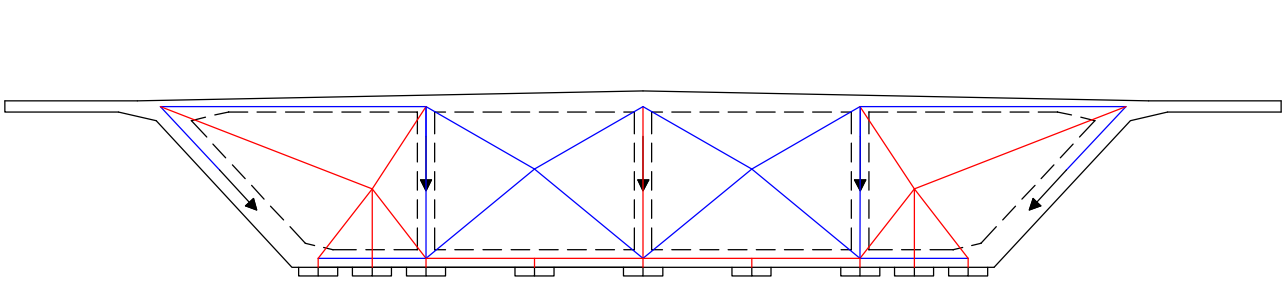


Figura 27. Modelo de Bielas y tirantes para las secciones de apoyos intermedios.

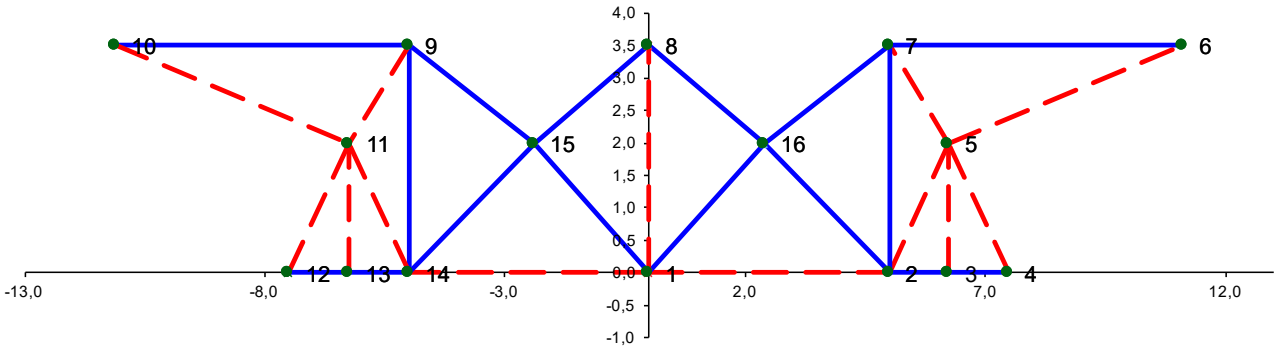


Figura 26. Modelo de Bielas y tirantes para las secciones de apoyos en intermedios.

La definición de la geometría, así como las fuerzas aplicadas en el modelo, quedan definidos en la siguiente tabla y figura:

Los resultados obtenidos mediante la hoja de cálculo de Excel quedan resumidos en las siguientes tablas:

Barras	Nudo ini	Nudo fin	cos(alfa)	sen(alfa)	Fx	Fy	F	Tipo de barra	As (m2)	Asx (m2)	Asy (m2)	Ángulo	ω(mm)	ω _x (mm)	ω _y (mm)	n° barras	n° barras _x	n° barras _y
1	1,000	2,000	1,00	0,000	2966,68	0,00	2.966,68	biela	-	-	-	0,0	16	16	16	-	-	-
2	1,000	9,000	0,00	1,000	0,00	1092,00	1.092,00	biela	-	-	-	90,0	16	16	16	-	-	-
3	2,000	3,000	1,00	0,000	2689,53	0,00	2.689,53	biela	-	-	-	0,0	16	16	16	-	-	-
4	2,000	9,000	-0,79	0,619	-554,31	436,80	705,73	biela	-	-	-	51,8	16	16	16	-	-	-
5	2,000	8,000	0,79	0,619	831,47	655,20	1.058,60	biela	-	-	-	38,2	16	16	16	-	-	-
6	3,000	4,000	1,00	0,000	2689,53	0,00	2.689,53	biela	-	-	-	0,0	16	16	16	-	-	-
7	3,000	8,000	0,00	1,000	0,00	1092,00	1.092,00	biela	-	-	-	90,0	16	16	16	-	-	-
8	4,000	5,000	1,00	0,000	2915,69	0,00	2.915,69	biela	-	-	-	0,0	16	16	16	-	-	-
9	4,000	7,000	0,00	1,000	0,00	873,60	873,60	biela	-	-	-	90,0	16	16	16	-	-	-
10	4,000	8,000	-0,72	0,695	-226,16	218,40	314,40	biela	-	-	-	46,0	16	16	16	-	-	-
11	5,000	6,000	0,72	0,698	2015,48	1965,59	2.815,27	biela	-	-	-	44,3	16	16	16	-	-	-
12	5,000	7,000	-0,72	0,696	900,20	-873,60	-1.254,41	tirante	0,00288514	0,00207047	0,00200927	45,9	16	16	16	14	10	10
13	6,000	7,000	-1,00	0,000	190,22	0,00	-190,22	tirante	0,0004375	0,0004375	0	90,0	16	16	16	2	2	0
14	7,000	8,000	-1,00	0,000	1090,42	0,00	-1.090,42	tirante	0,00250797	0,00250797	0	90,0	16	16	16	12	12	0
15	8,000	9,000	-1,00	0,000	1695,73	0,00	-1.695,73	tirante	0,00390018	0,00390018	0	90,0	16	16	16	19	19	0
16	9,000	10,000	-1,00	0,000	1695,73	0,00	-1.695,73	tirante	0,00390018	0,00390018	0	90,0	16	16	16	19	19	0
17	9,000	16,000	-0,79	-0,619	-554,31	-436,80	705,73	biela	-	-	-	51,8	16	16	16	-	-	-
18	10,000	11,000	-1,00	0,000	864,26	0,00	-864,26	tirante	0,0019878	0,0019878	0	90,0	16	16	16	10	10	0
19	10,000	16,000	0,79	-0,619	831,47	-655,20	1.058,60	biela	-	-	-	38,2	16	16	16	-	-	-
20	10,000	15,000	0,00	-1,000	0,00	-1310,40	1.310,40	biela	-	-	-	90,0	16	16	16	-	-	-
21	11,000	15,000	0,72	-0,695	-226,16	218,40	-314,40	tirante	0,00072312	0,00052017	0,00050232	44,0	16	16	16	4	3	2
22	11,000	12,000	-1,00	0,000	190,22	0,00	-190,22	tirante	0,0004375	0,0004375	0	90,0	16	16	16	2	2	0
23	11,000	14,000	0,00	-1,000	0,00	-1092,00	1.092,00	biela	-	-	-	90,0	16	16	16	-	-	-
24	11,000	13,000	-0,72	-0,696	900,20	873,60	-1.254,41	tirante	0,00288514	0,00207047	0,00200927	45,9	16	16	16	14	10	10
25	12,000	13,000	0,72	-0,698	2015,48	-1965,59	2.815,27	biela	-	-	-	44,3	16	16	16	-	-	-
26	13,000	14,000	1,00	0,000	2915,69	0,00	2.915,69	biela	-	-	-	0,0	16	16	16	-	-	-
27	14,000	15,000	1,00	0,000	2915,69	0,00	2.915,69	biela	-	-	-	0,0	16	16	16	-	-	-
28	15,000	16,000	1,00	0,000	2689,53	0,00	2.689,53	biela	-	-	-	0,0	16	16	16	-	-	-
29	16,000	1,000	1,00	0,000	2966,68	0,00	2.966,68	biela	-	-	-	0,0	16	16	16	-	-	-

Tabla 51. Sección apoyo extremo: Definición de las barras, tensión y definición del armado en 2 direcciones tomando los ejes X e Y locales correspondientes a los ejes Y y Z globales.

Barras	Nudo ini	Nudo fin	cos(alfa)	sen(alfa)	Fx	Fy	F	Tipo de barra	As (m2)	Asx (m2)	Asy (m2)	Ángulo	ω(mm)	ω _x (mm)	ω _y (mm)	n° barras	n° barras _x	n° barras _y
1	1	2	1,000	0,000	30270,13	0,00	15.135,06	biela	-	-	-	0	32	32	32	-	-	-
2	1	15	-0,768	0,640	14850,07	-12375,06	-19.330,46	tirante	0,04446005	0,03415516	0,02846263	50,1944289	32	32	32	55	42	35
3	1	16	0,768	0,640	-14850,07	-12375,06	-19.330,46	tirante	0,04446005	0,03415516	0,02846263	39,8055711	32	32	32	55	42	35
4	1	14	-1,000	0,000	-30270,13	0,00	15.135,06	biela	-	-	-	90	32	32	32	-	-	-
5	2	3	1,000	0,000	-4277,38	0,00	-4.277,38	tirante	0,00983796	0,00983796	0	0	32	32	32	12	12	0
6	2	5	0,527	0,850	18524,21	29877,76	17.577,17	biela	-	-	-	58,2010872	32	32	32	-	-	-
7	2	16	-0,793	0,610	16023,29	-12325,61	-20.215,50	tirante	0,04649565	0,03685357	0,0283489	52,431408	32	32	32	58	46	35
8	3	5	0,000	1,000	0,00	6843,80	3.421,90	biela	-	-	-	90	32	32	32	-	-	-
9	3	4	1,000	0,000	-4277,38	0,00	-4.277,38	tirante	0,00983796	0,00983796	0	0	32	32	32	12	12	0
10	4	5	-0,530	0,848	-4277,38	6843,80	4.035,27	biela	-	-	-	32,0053832	32	32	32	-	-	-
11	5	6	0,956	0,294	40077,29	12318,84	20.963,92	biela	-	-	-	17,0862267	32	32	32	-	-	-
12	5	7	-0,637	0,771	-25830,46	31246,52	20.270,41	biela	-	-	-	39,5794047	32	32	32	-	-	-
13	6	7	-1,000	0,000	40077,29	0,00	-20.038,65	tirante	0,04608889	0,09217778	0	90	32	32	32	57	57	0
14	7	16	-0,866	-0,500	14246,84	8219,33	-16.447,79	tirante	0,03782991	0,03276772	0,01890446	60,0183606	32	32	32	47	41	24
15	7	2	0,000	-1,000	0,00	10708,35	-10.708,35	tirante	0,02462921	0	0,02462921	90	32	32	32	31	0	31
16	8	15	-0,848	-0,530	15420,06	9637,54	-18.184,07	tirante	0,04182336	0,03546614	0,02216634	57,9946168	32	32	32	52	44	28
17	9	14	0,000	-1,000	0,00	10708,35	-10.708,35	tirante	0,02462921	0	0,02462921	90	32	32	32	31	0	31
18	9	11	-0,637	-0,771	-25830,46	-31246,52	40.540,81	biela	-	-	-	39,5794047	32	32	32	-	-	-
19	9	10	-1,000	0,000	40077,29	0,00	-40.077,29	tirante	0,09217778	0,09217778	0	90	32	32	32	115	115	0
20	10	11	0,956	-0,294	40077,29	-12318,84	41.927,84	biela	-	-	-	17,0862267	32	32	32	-	-	-
21	12	13	1,000	0,000	-4277,38	0,00	-4.277,38	tirante	0,00983796	0,00983796	0	0	32	32	32	12	12	0
22	12	11	0,530	0,848	4277,38	6843,80	8.070,54	biela	-	-	-	57,9946168	32	32	32	-	-	-
23	13	11	0,000	1,000	0,00	6843,80	6.843,80	biela	-	-	-	90	32	32	32	-	-	-
24	14	13	-1,000	0,000	4277,38	0,00	-4.277,38	tirante	0,00983796	0,00983796	0	90	32	32	32	12	12	0
25	14	11	-0,527	0,850	-18524,21	29877,76	35.154,33	biela	-	-	-	31,7989128	32	32	32	-	-	-
26	15	9	-0,866	0,500	14246,84	-8219,33	-16.447,79	tirante	0,03782991	0,03276772	0,01890446	60,0183606	32	32	32	47	41	24
27	15	14	-0,793	-0,610	16023,29	12325,61	-20.215,50	tirante	0,04649565	0,03685357	0,0283489	52,431408	32	32	32	58	46	35
28	16	8	-0,848	0,530	15420,06	-9637,54	-18.184,07	tirante	0,04182336	0,03546614	0,02216634	57,9946168	32	32	32	52	44	28
29	1	8	0,000	1,000	0,00	31593,92	31.593,92	biela	-	-	-	90	32	32	32	-	-	-

Tabla 52. Sección apoyo intermedio: Definición de las barras, tensión y definición del armado en 2 direcciones tomando los ejes X e Y locales correspondientes a los ejes Y y Z globales.

En ambos casos la armadura principal es la horizontal mientras que la secundaria es la vertical. Por otro lado, se exige la necesidad de la comprobación nodal, dado que las secciones tienen anchos suficientes y espesores de biela de forma que se evite el agotamiento de las bielas por excesivas compresiones.

6.7.3. Verificación del armado

El armado queda definido, por tanto, mediante un entramado de barras extendidas a lo largo de toda la sección, cuya cuantía debe cumplir los mínimos y máximos definidos a continuación, así como las separaciones mínimas y máximas.

6.7.3.1. Armado mínimo y máximo

De forma análoga al apartado referente a las solicitaciones normales, los mínimos quedan definidos mediante las mismas fórmulas, de forma que el más restrictivo de los armados mínimos queda:

- Para la sección de apoyos intermedios: $A_s = 0,1438 \text{ m}^2$
- Para la sección de apoyos extremos: $A_s = 0,09637 \text{ m}^2$

Ambos armados son más restrictivos que las armaduras obtenidas por el cálculo.

Adicionalmente, se debe disponer el 25% de la armadura principal como armadura secundaria. Por lo tanto, la armadura secundaria debe quedar:

- Para la sección de apoyos intermedios: $A_s = 0,03595 \text{ m}^2$
- Para la sección de apoyos extremos: $A_s = 0,0209291 \text{ m}^2$

6.7.3.2. Separación mínima y máxima

Se deben aplicar las siguientes restricciones relativas a las separaciones entre barras:

- Separación mínima entre barras (Art. 8.2 EN 1992-1-1:2004):

$$s_{min} = \max\{1,25 \cdot d_g; 0,06; \emptyset\}$$
- Separación máxima entre barras (Art. 9.3.1.1 EN 1992-1-1:2004):

$$s_{m\acute{a}x,slabs} = \min\{0,3 \cdot h; 0,3\} = 0,3 \text{ m}$$

6.7.4. Armado dispuesto

Dado que el armado por mínimos es más restrictivo que el calculado, el armado dispuesto es el siguiente:

Para la sección de apoyos intermedios se opta por disponer la armadura en 5 capas, de forma que se cumplan los armados mínimos :

- El armado principal esta compuesto por barras horizontales dispuestas, por capa, de 36 Ø32 mm.
- El armado secundario estará formado a su vez, por capa, de 80 Ø20 mm, por motivos de separaciones mínimas.

Para la sección de apoyos extremos se opta por disponer la armadura en 5 capas, de forma que se cumplan los armados mínimos :

- El armado principal esta compuesto por barras horizontales dispuestas, por capa, de 24 Ø32 mm.
- El armado secundario estará formado a su vez, por capa, de 80 Ø20 mm, por motivos de separaciones mínimas.

6.8. Análisis local del voladizo de la sección

El análisis local del voladizo de la sección se realiza teniendo en cuenta la siguiente combinación de cargas sobre este, definido según el siguiente esquema de cargas:

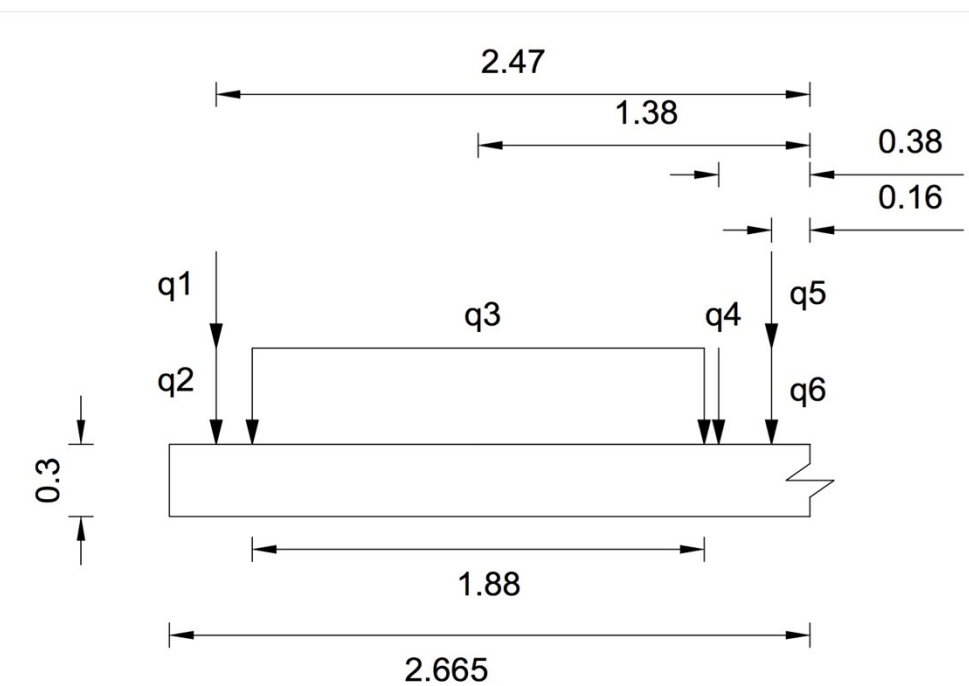


Figura 27. Esquema de cargas.

Los valores de cada una de las cargas debido al peso propio son los siguientes:

- q1=0,167 kN/m : Correspondiente a la barandilla.
- q2=4,978 kN/m : Correspondiente a la imposta.
- q3=11,622 kN/m² : Correspondiente a la acera.
- q4=0,667 kN/m : Correspondiente al bordillo.
- q5=0,608 kN/m : Correspondiente al pretil metálico
- q6=1,901 kN/m : Correspondiente al caz y hormigón bajo el pretil.

En cuanto a la sobrecarga actuante, esta está definida como una sobrecarga vertical de valor 5 kN/m².

Estas cargas generan, una vez combinadas de acuerdo con la combinación de ELU en situación persistente, los siguientes esfuerzos:

$$M_{Ed} = 106,845 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed} = 75,16631 \text{ kN}$$

6.8.1. Dimensionamiento armadura pasiva

Realizando un análisis de forma análoga al descrito en el apartado de ELU frente a solicitaciones normales, incluyendo el incremento de armadura debido al esfuerzo cortante, se obtienen los siguientes resultados:

Zona: C –

$$x_0 = 0,01566 \text{ m}$$

$$A_s = 0,0009671 \text{ m}^2 \text{ : Armadura dispuesta en la cara traccionada.}$$

Con el incremento de tracción debido al esfuerzo cortante y la aplicación de los cuantías mínimas de armado, el armado calculado queda de la siguiente forma:

$$A_s = 0,0010535 \text{ m}^2$$

$$A'_s = 0,00054 \text{ m}^2$$

Se opta por el siguiente armado, de forma que se satisfaga tanto las cuantías de armado anteriores como las separaciones mínimas y máximas requeridas.

Armado voladizos			
Armadura inferior		Armadura superior	
Ø (mm)	nºbarras	Ø (mm)	nºbarras
16	4	16	6

Tabla X. Armado de los voladizos.

La geometría que debe adoptar el armado de estos voladizos es, redondeando la separación entre las barras, de 0,15 m entre barras. Dado que el armado que se dispondrá será en forma de cercos, el armado de la cara de tracción y compresión tendrán el mismo valor, con la siguiente geometría:

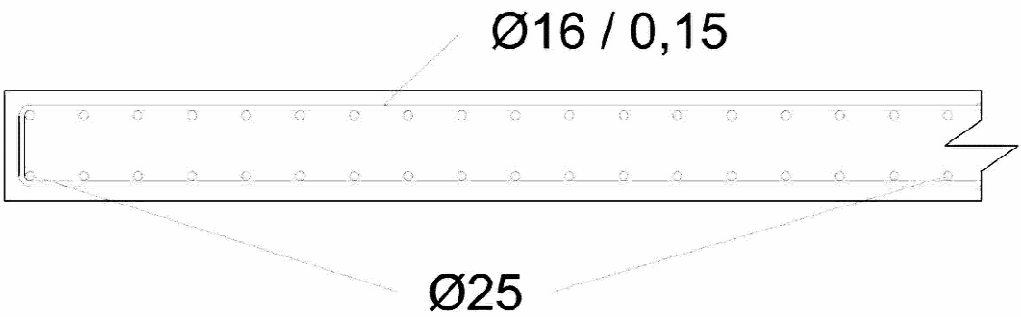


Figura 28. Esquema de disposición de armado en voladizo.

6.8.2. Verificación del armado

Se deben verificar, además de las cuantías mínimas de armado ya aplicadas en el apartado anterior, la separación mínima y máxima entre barras.

6.8.2.1. Separación mínima y máxima

Aplicando las mismas separaciones mínimas y máximas descritas en el apartado de ELU frente a sollicitaciones normales, se obtienen las siguientes separaciones:

$$s_{\min} = 0,06 \text{ m}$$

$$s_{\max} = 0,3 \text{ m}$$

6.9. Longitudes de anclaje y solape

Las indicaciones que rigen la definición de las longitudes de anclaje y solape deben establecerse de acuerdo con el artículo 8.4 del Eurocódigo 2.

La armadura de barras se debe anclar de modo que las fuerzas de adherencia se transmitan de forma segura al hormigón y se eviten las fisuras longitudinales y los desconchones.

Se debe tener en cuenta que las patillas y los ganchos no contribuyen a los anclajes en compresión.

En cuanto a la tensión última de adherencia, esta debe ser suficiente para prevenir los fallos por adherencia. Su valor de cálculo se obtiene de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

Con:

f_{ctd} : Valor de cálculo de la resistencia a tracción.

η_1 : Coeficiente relacionado con la condición de adherencia y la posición de la barra durante el vertido del hormigón.

η_2 : Coeficiente relacionado con el diámetro de la barra.

Los valores de estos parámetros son los siguientes para la combinación ELU Persistente:

$$f_{ctd} = \alpha \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot \frac{(40)^{\frac{2}{3}}}{1,5} = 1,6374 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 0,7$: Dado que en todas las barras excepto las situadas en las caras superiores de las alas se encuentran en situación de mala adherencia, se toma como caso más desfavorable y de lado de la seguridad.

$$\eta_2 = 1 : \text{Para } \emptyset \leq 32 \text{ mm.}$$

Por lo tanto, la tensión última de adherencia queda:

$$f_{bd} = 2,5789 \text{ MPa}$$

Para el cálculo de la longitud básica de anclaje se debería tener en cuenta el tipo de acero y las condiciones de adherencia de las barras. La longitud básica de anclaje se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

La longitud básica de anclaje requerida, $l_{b,rqd}$, para anclar la fuerza $A_s \cdot \sigma_{sd}$ en una barra recta suponiendo la tensión de adherencia constante e igual a f_{bd} , se deduce de:

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = l_b \cdot \frac{A_{s,necesaria}}{A_{s,real}}$$

La longitud neta de anclaje, l_{bd} , es:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rq} \nless l_{b,min}$$

Donde:

α_1 : Evalúa el efecto de la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado.

α_2 : Evalúa el efecto del recubrimiento mínimo de la armadura.

α_3 : Evalúa el efecto de confinamiento debido a la armadura transversal.

α_4 : Evalúa la influencia de barras transversales soldadas a lo largo de la longitud neta de anclaje.

α_5 : Evalúa el efecto de la presión transversal a lo largo de la longitud neta de anclaje.

Se debe considerar que el producto $(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) \geq 0,7$ y $\alpha_1 = 1$ de lado de la seguridad, se obtiene el siguiente valor para la longitud neta de anclaje:

$$l_{bd} = l_{b,rqd}$$

La mínima longitud neta de anclaje se obtiene mediante la fórmula:

$l_{b,min} \geq \max\{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm\}$:Correspondiente a barras de compresión, siendo el más desfavorable.

Los valores para cada una de las armaduras se detallan en la siguiente tabla:

Extremo	Armado	Longitud de Anclaje de la Armadura inferior							
		As,necesaria (m2)	ϕ (mm)	Nº barras	As,real (m2)	lb	lb,rqd	lbd	lb,min
Inicial	Armado 1	0,081678752	20	298	0,09362	0,969374119	0,84573515	0,84574	0,50744109
Final	Armado 1	0,060369877	20	298	0,09362	0,969374119	0,62509435	0,62509	0,37505661
Inicial	Armado 2	0,060369877	20	318	0,09990	0,969374119	0,58578024	0,58578	0,35146814
Final	Armado 2	0,093514862	20	318	0,09990	0,969374119	0,90739225	0,90739	0,54443535
Inicial	Armado 3	0,093514862	25	288	0,14137	1,211717649	0,80152982	0,80153	0,48091789
Final	Armado 3	0,132229901	25	288	0,14137	1,211717649	1,13336219	1,13336	0,68001731
Inicial	Armado 4	0,132229901	25	288	0,14137	1,211717649	1,13336219	1,13336	0,68001731
Final	Armado 4	0,087052844	25	288	0,14137	1,211717649	0,7461429	0,74614	0,44768574
Inicial	Armado 5	0,087052844	20	304	0,09550	0,969374119	0,88359028	0,88359	0,53015417
Final	Armado 5	0,067241042	20	304	0,08734	0,969374119	0,7463305	0,74633	0,4477983
Inicial	Armado 6	0,077771291	20	272	0,08545	0,969374119	0,88225058	0,88225	0,52935035
Final	Armado 6	0,077771291	20	272	0,08545	0,969374119	0,88225058	0,88225	0,52935035
Inicial	Armado 7	0,094319653	20	328	0,10304	0,969374119	0,88729881	0,88730	0,53237928
Final	Armado 7	0,094319653	20	328	0,10304	0,969374119	0,88729881	0,88730	0,53237928
Inicial	Armado 8	0,147366109	25	318	0,15610	1,211717649	1,1439368	1,14394	0,68636208
Final	Armado 8	0,147366109	25	318	0,15610	1,211717649	1,1439368	1,14394	0,68636208
Inicial	Armado 9	0,147366109	25	314	0,15413	1,211717649	1,15850924	1,15851	0,69510555
Final	Armado 9	0,147366109	25	314	0,15413	1,211717649	1,15850924	1,15851	0,69510555
Inicial	Armado 10	0,10833803	20	372	0,11687	0,969374119	0,89862716	0,89863	0,5391763
Final	Armado 10	0,10833803	20	372	0,11687	0,969374119	0,89862716	0,89863	0,5391763

Tabla 55. Longitud de anclaje de la armadura inferior.

Extremo	Armado	Longitud de Anclaje de la Armadura superior							
		As',necesaria (m2)	ϕ (mm)	Nº barras	As',real (m2)	lb	lb,rqd	lbd	lb,min
Inicial	Armado 1	0,059221048	25	546	0,26802	1,211717649	0,26774106	0,26774	0,25
Final	Armado 1	0,257658165	25	546	0,26802	1,211717649	1,16488433	1,16488	0,6989306
Inicial	Armado 2	0,257658165	25	542	0,26605	1,211717649	1,17348126	1,17348	0,70408876
Final	Armado 2	0,209043185	25	542	0,26605	1,211717649	0,95206865	0,95207	0,57124119
Inicial	Armado 3	0,209043185	25	452	0,22187	1,211717649	1,14163984	1,14164	0,6849839
Final	Armado 3	0,157718212	25	452	0,22187	1,211717649	0,86134065	0,86134	0,51680439
Inicial	Armado 4	0,157718212	25	556	0,27293	1,211717649	0,70022657	0,70023	0,42013594
Final	Armado 4	0,260290185	25	556	0,27293	1,211717649	1,15561863	1,15562	0,69337118
Inicial	Armado 5	0,260290185	25	556	0,27293	1,211717649	1,15561863	1,15562	0,69337118
Final	Armado 5	0,259232686	25	556	0,08734	1,211717649	3,59663631	3,59664	2,15798179
Inicial	Armado 6	0,266613509	25	562	0,27587	1,211717649	1,17105521	1,17106	0,70263313
Final	Armado 6	0,266613509	25	562	0,27587	1,211717649	1,17105521	1,17106	0,70263313
Inicial	Armado 7	0,266613509	25	568	0,27882	1,211717649	1,15868491	1,15868	0,69521095
Final	Armado 7	0,266613509	25	568	0,27882	1,211717649	1,15868491	1,15868	0,69521095
Inicial	Armado 8	0,258224601	25	552	0,27096	1,211717649	1,15475559	1,15476	0,69285335
Final	Armado 8	0,258224601	25	552	0,27096	1,211717649	1,15475559	1,15476	0,69285335
Inicial	Armado 9	0,277783749	25	584	0,28667	1,211717649	1,17415524	1,17416	0,70449315
Final	Armado 9	0,277783749	25	584	0,28667	1,211717649	1,17415524	1,17416	0,70449315
Inicial	Armado 10	0,324747519	32	418	0,33618	1,550998591	1,49827359	1,49827	0,89896416
Final	Armado 10	0,324747519	32	418	0,33618	1,550998591	1,49827359	1,49827	0,89896416

Tabla 56. Longitud de anclaje de la armadura superior.

Extremo	Armado	Longitud de Anclaje de la armadura de cortante							
		As,necesaria (m ²)	ϕ (mm)	Nº barras	As,real (m ²)	lb	lb,rqd	lbd	lb,min
-	Superior	0,000280706	16	123	0,00040212	0,77550	0,54134334	0,54134	0,32481
-	Inferior	0,000374274	16	123	0,00040212	0,77550	0,72179113	0,72179	0,43307

Tabla 57. Longitud de anclaje de la armadura de cortante.

Para el anclaje de cercos y de la armadura de cortante, se debería realizar mediante patillas y ganchos, disponiendo una barra dentro del gancho o patilla. En ganchos la longitud de barra recta tras el doblado debe ser el mayor entre 5 ϕ y 50 mm. En patillas el valor debería ser el mayor entre 10 ϕ y 70 mm.

Los cercos quedarán cerrados mediante ganchos, cuyo ángulo exterior de doblado será de 160º y se dispondrá de una longitud recta tras el doblado de 80 mm

En cuanto a los empalmes por solape, el detalle constructivo de los solapes entre barras debe ser tal, que:

- Se asegure la transmisión de las fuerzas de una barra a la siguiente.
- Se impida el desconchado del hormigón en las cercanías de los empalmes.
- Se impida la aparición de grandes fisuras que afecten a las prestaciones de la estructura.

En cuanto a la localización de los solapes:

- Se deben alternar los solapes y no situarlos en zonas de esfuerzos elevados.
- .
- La disposición en todas las secciones debería ser simétrica.
- .

En cuanto a la disposición del empalme por solape de barras debería seguirse los siguientes puntos:

- La distancia libre entre barras solapadas no debería ser mayor que 4 ϕ y 50 mm. Por lo tanto se dispondrán 30 mm entre barras.
- .

- La distancia longitudinal entre 2 solapes contiguos no debería ser menor que 0,3 veces la longitud de solape, l_0 .
- .
- En el caso de solapes adyacentes, la distancia libre entre barras contiguas no debería ser menor que 2ϕ y 20 mm. Para los diámetros empleados quedaría, 32 mm para $\phi 16$; 40 mm para $\phi 20$; 50 mm para $\phi 25$ y 64 mm para $\phi 32$. Todos ellos se cumplen dado que la distancia entre barras es superior 65 mm.

Al encontrarse la armadura dispuesta en varias capas, el porcentaje admisible de barras solapadas en una misma sección es del 50%.

En cuanto al valor de la longitud de solape de cálculo, esta se rige por la siguiente fórmula:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

Donde:

$\alpha_1 = 1; \alpha_2 = 1 \text{ y } \alpha_5 = 1:$ Como caso más desfavorable.

$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda :$ Con $K = 0,05$ y $\lambda = \frac{A_{st}}{A_s}$ en las que:

$A_s:$ Área de la barra de mayor diámetro solapada.

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}} \geq 1 \text{ y } \leq 1,5$ con:

$\rho_1:$ Porcentaje de armadura solapada en una sección dentro de $0,65 \cdot l_0$ desde el centro de la longitud de solape considerada.

y

$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200mm\}$

La siguiente tabla contiene los resultados para las longitudes de solape, en las que si dos barras contiguas solapadas tienen distinta longitud de solape, l_0 , se tomará la mayor de las 2 para el solape entre ellas:

Extremo	Armado	Longitud de Solape de la armadura de cortante							
		$l_{b,rqd}$	ρ_1	$\varnothing$ (mm)	Ast	α_3	α_6	l_0	$l_{0,min}$
-	Superior	0,541343344	100	16	0,00040212	1,00000	1,5	0,81202	0,24360
-	Inferior	0,721791125	100	16	0,00040212	1,00000	1,5	1,08269	0,32481

Tabla 58. Longitud de solape de la armadura de cortante.

Extremo	Armado	Longitud de Solape de la Armadura inferior							
		lb,rqd	ρ_1	$\varnothing$ (mm)	Ast	α_3	α_6	l0	l0,min
Inicial	Armado 1	0,845735146	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,90949	0,3
Final	Armado 1	0,62509435	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,67222	0,3
Inicial	Armado 2	0,58578024	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,62994	0,3
Final	Armado 2	0,907392249	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,97579	0,3127543
Inicial	Armado 3	0,80152982	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,86195	0,3
Final	Armado 3	1,133362189	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	1,21880	0,39064021
Inicial	Armado 4	1,133362189	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	1,21880	0,39064021
Final	Armado 4	0,746142904	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,80239	0,3
Inicial	Armado 5	0,883590281	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,95020	0,30455038
Final	Armado 5	0,746330498	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,80259	0,3
Inicial	Armado 6	0,882250576	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,94876	0,30408862
Final	Armado 6	0,882250576	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,94876	0,30408862
Inicial	Armado 7	0,887298806	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,95419	0,30582861
Final	Armado 7	0,887298806	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,95419	0,30582861
Inicial	Armado 8	1,1439368	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	1,23017	0,394285
Final	Armado 8	1,1439368	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	1,23017	0,394285
Inicial	Armado 9	1,158509244	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	1,24584	0,39930774
Final	Armado 9	1,158509244	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	1,24584	0,39930774
Inicial	Armado 10	0,898627164	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,96637	0,3097332
Final	Armado 10	0,898627164	33	20	0,00040	0,936	1,14891253	0,96637	0,3097332

Tabla 59. Longitud de solape de la armadura inferior.

Extremo	Armado	Longitud de Solape de la Armadura superior							
		lb,rqd	ρ_1	$\varnothing$ (mm)	Ast	α_3	α_6	l0	l0,min
Inicial	Armado 1	0,267741062	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	0,37500	0,375
Final	Armado 1	1,164884327	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,28353	0,40150506
Inicial	Armado 2	1,173481259	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,29300	0,4044682
Final	Armado 2	0,952068645	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,04904	0,375
Inicial	Armado 3	1,141639836	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,25792	0,39349329
Final	Armado 3	0,861340653	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	0,94907	0,375
Inicial	Armado 4	0,700226574	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	0,77155	0,375
Final	Armado 4	1,155618633	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,27332	0,39831142
Inicial	Armado 5	1,155618633	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,27332	0,39831142
Final	Armado 5	3,59663631	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	3,96296	1,23966616
Inicial	Armado 6	1,171055211	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,29033	0,403632
Final	Armado 6	1,171055211	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,29033	0,403632
Inicial	Armado 7	1,158684909	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,27670	0,39936828
Final	Armado 7	1,158684909	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,27670	0,39936828
Inicial	Armado 8	1,154755588	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,27237	0,39801395
Final	Armado 8	1,154755588	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,27237	0,39801395
Inicial	Armado 9	1,174155244	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,29375	0,4047005
Final	Armado 9	1,174155244	33	25	0,00040	0,95904	1,14891253	1,29375	0,4047005
Inicial	Armado 10	1,498273593	33	32	0,00040	0,975	1,14891253	1,67835	0,51641559
Final	Armado 10	1,498273593	33	32	0,00040	0,975	1,14891253	1,67835	0,51641559

Tabla 60. Longitud de solape de la armadura superior.

Se decide que en cada sección se solape un tercio de la armadura total a solapar, de forma que en 2,6 veces la longitud de solape, se encuentren todos los centros de las longitudes de solape consideradas, garantizando, a su vez, las condiciones descritas con anterioridad.

El tramo en el que se dispone el armado 2 es el único tramo en el que las longitudes de las barras exceden de 14 m, y por tanto, se requiere dividir la longitud de solape en ese tramo, quedando, por tanto, de la forma en la que se indica en la tabla Armado definitivo longitudinal de barras solapadas.

No es necesario disponer de armadura transversal adicional en la zona de solape, dado que como se puede observar en la tabla Armado transversal, los valores del armado a cortante es mayor que $A_{s,32} = 8,04 \cdot 10^{-4} m^2$.

6.10. Esquema de armado

En el presente apartado, se definirá el armado definitivo del tablero, atendiendo, además de todo lo expuesto con anterioridad, a las siguientes premisas:

- Dado que el análisis local del voladizo ha arrojado como resultado, una separación requerida de 0,15 m. Se supone que, a falta de realizar un análisis local para todos los elementos que componen el tablero y las comprobaciones de los rasantes entre ala y almas, que la armadura transversal se debería disponer, de igual forma que en los voladizos. Por lo tanto, la disposición de la armadura transversal en forma de cercos se deberá disponer a lo largo de todo el tablero, excepto en las zonas macizas y las que requieran una separación menor, con una separación de 0,15 m.
- Se deben cumplir los diámetros mínimos de doblado de acuerdo con el artículo 8.3 del Eurocódigo 2, cuyos valores vienen dados por la siguiente tabla:

f _{yk} en MPa	Ganchos, patillas y gancho en U		Barras dobladas y otras barras curvadas	
	Diámetro de la barra, en mm		Diámetro de la barra, en mm	
	∅<20	∅≥20	∅≤25	∅>25
400	4∅	5∅	10∅	12∅
500			12∅	14∅

Tabla 61. Diámetro mínimo de doblado.

- Se dispondrá de un armado de las mismas características y diámetro que la armadura transversal en aquellos quiebros del tablero con el fin de evitar la formación de fisuras por concentración de tensiones en el quiebro.

Las longitudes de las barras longitudinales, se derivan del cálculo de las longitudes de solape, añadiendo la condición de que ninguna barra tenga una longitud superior a 14 metros, por motivos de transporte de la armadura.

Armado definitivo longitudinal de barras solapadas																		
x (m)	Superior 33% Extremo			Inferior 33% Extremo			Superior 33% Medio			Inferior 33% Medio			Superior 33% Principio			Inferior 33% Principio		
	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras
0		0,000	0		0,000	0		0,000	0		0,000	0		0,000	0		0,000	0
12	13,293	13,293	181	12,672	12,672	99	11,600	11,600	175	11,688	11,688	99	9,868	9,868	175	10,822	10,822	91
12		13,293	181		12,672	99	x2	11,600	175		11,688	99	x2	9,868	175	x2	10,822	91
24	13,258	26,551	151	12,976	25,648	96	8,727	29,055	142	14,650	26,338	96	9,568	29,004	142	8,338	27,498	99
24		26,551	151		25,648	96		29,055	142		26,338	96		29,004	142		27,498	99
36	11,656	38,207	151	12,547	38,195	96	11,675	40,730	142	12,258	38,597	96	11,675	40,679	142	12,303	39,801	141
36		38,207	151		38,195	96		40,730	142		38,597	96		40,679	142		39,801	141
48	12,015	50,222	185	11,974	50,169	96	11,996	52,726	177	12,000	50,597	96	11,996	52,675	177	11,998	51,799	93
48		50,222	185		50,169	96		52,726	177		50,597	96		52,675	177		51,799	93
60	15,014	65,236	185	11,730	61,899	91	12,326	65,052	179	11,835	62,432	91	12,326	65,001	179	12,001	63,800	83
60		65,236	185		61,899	91		65,052	179		62,432	91		65,001	179		63,800	83
72	12,017	77,253	187	12,004	73,903	91	12,002	77,054	181	11,743	74,175	91	12,002	77,003	181	12,001	75,801	83
72		77,253	187		73,903	91		77,054	181		74,175	91		77,003	181		75,801	83
84	9,314	86,567	184	12,281	86,184	106	12,000	89,054	176	12,169	86,344	106	12,000	89,003	176	12,000	87,801	101
84		86,567	184		86,184	106		89,054	176		86,344	106		89,003	176		87,801	101
96	12,003	98,570	184	12,292	98,476	105	12,002	101,056	176	12,261	98,604	105	12,002	101,005	176	12,000	99,801	157
96		98,570	184		98,476	105		101,056	176		98,604	105		101,005	176		99,801	157
108	12,402	110,972	139	12,016	110,492	105	12,403	113,459	135	11,995	110,599	105	12,403	113,408	135	12,000	111,801	115
108		110,972	139		110,492	105		113,459	135		110,599	105		113,408	135		111,801	115
122	13,206	124,178	0	13,254	123,746	0	13,166	126,625	0	13,198	123,797	0	13,166	126,574	0	13,459	125,260	0

Tabla 62. Armado definitivo longitudinal de barras solapadas

Armado definitivo longitudinal de barras ancladas																		
x (m)	Superior 33% Extremo			Inferior 33% Extremo			Superior 33% Medio			Inferior 33% Medio			Superior 33% Principio			Inferior 33% Principio		
	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras	Lbarra	Ltotal,barras	NºBarras
0		0,000	182		0,000	99		0,000	182		0,000	99		0,000	182		0,000	100
12	13,293	13,332	1	12,672	12,736	0	11,612	11,612	1	11,798	11,779	0	9,931	9,931	2	10,924	10,924	0
12		13,332	0		12,736	7		11,612	0		11,779	7		9,931	0		10,924	6
24	13,289	26,667	30	12,652	25,778	10	8,681	28,974	30	13,609	25,778	10	9,522	28,974	30	8,269	27,463	10
24		26,667	0		25,778	0		28,974	0		25,778	0		28,974	0		27,463	0
36	11,675	38,342	0	12,303	38,081	0	11,675	40,649	0	12,303	38,081	0	11,675	40,649	0	12,303	39,766	0
36		38,342	35		38,081	0		40,649	35		38,081	0		40,649	34		39,766	0
48	11,747	50,338	0	11,998	50,079	0	11,996	52,645	0	11,998	50,079	0	11,996	52,645	0	11,998	51,764	0
48		50,338	0		50,079	5		52,645	0		50,079	5		52,645	0		51,764	6
60	12,326	62,664	0	12,001	62,080	11	12,326	64,971	0	12,001	62,080	11	12,326	64,971	0	12,001	63,765	10
60		62,664	2		62,080	0		64,971	2		62,080	0		64,971	2		63,765	0
72	12,002	74,666	0	12,001	74,081	0	12,002	76,973	0	12,002	74,081	0	12,002	76,973	0	12,001	75,766	0
72		74,666	2		74,081	19		76,973	2		74,081	19		76,973	2		75,766	18
84	12,000	86,666	5	12,000	86,081	3	12,000	88,973	5	12,000	86,081	3	12,000	88,973	6	12,000	87,766	4
84		86,666	0		86,081	0		88,973	0		86,081	0		88,973	0		87,766	0
96	12,002	98,668	0	12,000	98,081	1	12,002	100,975	0	12,000	98,081	1	12,002	100,975	0	12,000	99,766	2
96		98,668	11		98,081	0		100,975	11		98,081	0		100,975	10		99,766	0
108	12,403	111,071	55	12,000	110,081	0	12,403	113,378	55	12,000	110,081	0	12,403	113,378	56	12,000	111,766	0
108		111,071	0		110,081	19		113,378	0		110,081	19		113,378	0		111,766	20
122	13,166	124,237	139	13,459	123,540	124	13,166	126,544	139	13,460	123,540	0	13,166	126,544	140	13,459	125,225	248

Tabla 63. Armado definitivo longitudinal de barras ancladas

6.11. E.L.S de fisuración

La comprobación del Estado Límite de servicio de fisuración, de acuerdo con la tabla 7.1 N del Eurocódigo 2, se debe realizar en elementos de hormigón pretensado, para la combinación frecuente.

En primer lugar se debería de comprobar, previamente a la comprobación del cumplimiento de la abertura máxima de fisura, si la sección fisura o no para la situación frecuente.

Se define la fisuración de una sección, cuando se supera la resistencia eficaz a tracción de una sección en la fibra más traccionada, para la combinación de cargas actuantes sobre la sección. De esta forma, se puede obtener un momento último de fisuración, M_{fis} , a partir del cual la sección fisura. Por lo tanto, se debe comprobar que el momento de cálculo $M_{Ed,F}$, no supere el valor definido por M_{fis} , para cada una de las secciones.

El valor del momento de fisuración viene dado por la siguiente expresión:

$$M_{fis} = \left(-f_{ct,eff} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) \cdot I_b/v_i$$

Con:

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,5088 MPa$: Resistencia característica eficaz del hormigón a tracción.

N_{Ed} : Esfuerzo axil de cálculo para la combinación de ELS Frecuente.

$A ; I_b$: Área e inercia de la sección bruta.

$v_i = \{v_1; v_2\}$: Distancia desde el centro de gravedad de la sección hasta la fibra más traccionada, siendo el coeficiente i=1 para curvatura negativa, correspondiente a la fibra superior, y i=2 para curvatura positiva, correspondiente a la inferior.

La siguiente tabla resume los resultados de la comprobación $M_{Ed,F} < M_{fis}$:

Fisuración			
Secc. Ref.	M _{Ed} (mkN)	M _{is} (mkN)	¿Fisura?
A	14712,1432	159257,192	No
	11243,9869	132949,436	No
	11243,9869	159257,192	No
	14712,1432	132949,436	No
B	-22752,323	166589,52	No
	-48714,646	-192312,57	No
	-48714,646	-230352,92	No
	-22752,323	139079,021	No
C	-33308,442	-256457,41	No
	-72165,13	-214305,59	No
	-72165,13	-256457,41	No
	-33308,442	-214305,59	No
D	-32944,253	-262454,01	No
	-72660,364	-219373,05	No
	-72660,364	-262454,01	No
	-32944,253	-219373,05	No
E	-22103,758	-295437,49	No
	-57384,324	-247357,59	No
	-57384,324	-295437,49	No
	-22103,758	-247357,59	No
F	35880,8966	245123,663	No
	-35103,349	-289958,6	No
	-35103,349	-345043,31	No
	35880,8966	205990,702	No
G	-12449,159	-367014,74	No
	-100469,75	-309227,58	No
	-100469,75	-367014,74	No
	-12449,159	-309227,58	No
H	38938,7816	241345,664	No
	-30211,028	-285724,43	No
	-30211,028	-339725,29	No
	38938,7816	202982,686	No

Tabla 64. Comprobación de fisuración: Secciones A a H .

Fisuración				Fisuración			
Secc. Ref.	M _{Ed} (mkN)	M _{is} (mkN)	¿Fisura?	Secc. Ref.	M _{Ed} (mkN)	M _{is} (mkN)	¿Fisura?
I	3002,1009	215296,583	No	Q	32066,6301	234084,104	No
	-33546,927	-253000,31	No		-43835,057	-278732,69	No
	-33546,927	-301267,92	No		-43835,057	-330024,09	No
	3002,1009	180802,859	No		32066,6301	197703,423	No
J	33128,5203	189088,763	No	R	-34806,779	-343230,15	No
	-13492,634	-220373,76	No		-118266,67	-290440,97	No
	-13492,634	-262975,31	No		-118266,67	-343230,15	No
	33128,5203	158456,705	No		-34806,779	-290440,97	No
K	52554,6624	167014,133	No	S	15730,3903	223513,087	No
	-6267,4989	-193524,53	No		-49222,491	-314456,3	No
	-6267,4989	-231181,62	No		-49222,491	-314456,3	No
	52554,6624	139809,258	No		15730,3903	188757,113	No
L	56845,1243	156280,966	No	T	-11749,1	-281286,88	No
	-10123,998	-180663,27	No		-53368,98	-237233,06	No
	-10123,998	-215864,62	No		-53368,98	-281286,88	No
	56845,1243	130796,012	No		-11749,1	-237233,06	No
M	49221,4796	158723,627	No	U	-20052,581	-257311,95	No
	-16649,402	-183700,85	No		-57970,228	-216634,36	No
	-16649,402	-219388,12	No		-57970,228	-257311,95	No
	49221,4796	132904,481	No		-20052,581	-216634,36	No
N	38175,9093	179086,099	No	V	-25908,657	-231257,02	No
	-12673,204	-208653,35	No		-64413,051	-194494,41	No
	-12673,204	-248725,21	No		-64413,051	-231257,02	No
	38175,9093	150233,726	No		-25908,657	-194494,41	No
O	40918,3277	208340,614	No	W	-8148,9636	-211009,09	No
	-4605,7102	-245353,63	No		-33970,432	-177380,84	No
	-4605,7102	-291534,32	No		-33970,432	-211009,09	No
	40918,3277	175338,28	No		-8148,9636	-177380,84	No
P	53846,1254	219708,325	No	X	11669,3802	144895,695	No
	-6911,8939	-259975,75	No		7948,7145	121800,734	No
	-6911,8939	-308439,91	No		7948,7145	144895,695	No
	53846,1254	185186,273	No		11669,3802	121800,734	No

Tabla 65. Comprobación de fisuración: Secciones A a H.

Como se puede observar, no fisura ninguna sección del tablero. Esto se debe al elevado valor del esfuerzo axil, debido al pretensado, cuyo diseño, tal y como se ha explicado con anterioridad, sigue como criterio evitar el estado de descompresión. Esto es, que se generen tensiones de tracción.

Por lo tanto, queda comprobado el Estado Límite de Servicio de Fisuración.

6.12. E.L.S de limitación de flechas

De acuerdo con la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-11, se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso, no supera la relación $L/1000$, siendo L la luz del vano.

Según los resultados del análisis realizado mediante el programa SAP, se deduce que los valores máximos y mínimos de la deformación del tablero, en su sección más desfavorable, siendo esta el centro del vano central de 60 metros de longitud, son de 0,000109 m y -0,000011.

La indicación de la normativa IAP-11 arroja un valor de 0,06 m de flecha máxima, y por lo tanto, queda verificado el ELS de limitación de flechas, al no ser superado por los valores de cálculo para la combinación frecuente de la sobrecarga de uso.

7. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES DE LA SUBESTRUCTURA

La comprobación resistente de los diferentes elementos estructurales que componen las subestructuras, tanto pilas y estribos como de las cimentaciones de los mismos no se ha llevado a cabo debido a que uno de los principales objetos del proyecto es asegurar la viabilidad de la solución escogida.

Dada la amplia experiencia en el campo del hormigón estructural, especialmente en el cálculo de elementos como son pilas, estribos, encepados y pilotes, que existe hoy en día, no se prevé que los esfuerzos generados en los elementos puedan constituir un factor determinante que haga que no sea viable la solución desarrollada en el Proyecto Básico.

En el Documento Planos se pueden encontrar unas estimaciones del armado de cada elemento estructural. No se ha realizado el cálculo resistente para justificar dichos armados, sino que han sido estimados de acuerdo con los detalles constructivos disponibles en bibliografía específica como “Cálculo de Estructuras de Cimentación” de J. Calavera o “Estribos de puente de tramo recto: concepción, diseño y cálculo” de J. J. Arenas de Pablo, y teniendo en cuenta las armaduras mínimas que se estipulan en el Eurocódigo 2 y su Anejo Nacional.

Sin embargo, sí podría llegar a serlo el cálculo de los aparatos de apoyo, dada la naturaleza sísmica del emplazamiento del puente, dado que estos deben ser suficientemente rígidos como para coaccionar eficazmente los desplazamientos del tablero hasta lograr que estos tengan un valor razonable, pero al mismo tiempo logrando una elasticidad tal que la acción sísmica no aumente en exceso.

A continuación se detalla el procedimiento llevado a cabo y las comprobaciones realizadas.

7.1. Diseño de los aparatos de apoyo

Se ha realizado el dimensionamiento de los aparatos de apoyo de acuerdo con las el documento Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera, MOPU, 1982 (RPPOAEP de aquí en adelante).

Se ha llevado a cabo un método de cálculo iterativo de bastante complejidad dada la necesidad de recálculo de la acción sísmica, y consecuentemente del modelo completo mediante SAP2000 cambiando los valores de la propia acción sísmica (dado que el valor de la misma es tan elevado que resulta ser la variable de diseño más importante) y de las coacciones introducidas en el cálculo del tablero.

De todo este proceso se ha obtenido una disposición de los aparatos de apoyo que logra asegurar la estabilidad del tablero sobre ellos, admitiendo unos desplazamientos importantes en caso de sismo, pero que en ningún caso llevarían a provocar un fallo de la estructura.

En los estribos se dispondrán 5 apoyos elastoméricos de neopreno zunchado tipo 2 de dimensiones en planta 900x900 mm de la marca MecanoGumba. Estos apoyos requieren de un anclaje del tablero al propio estribo para evitar el levantamiento de los neoprenos que pudieran alcanzar valores de compresión muy bajos, o incluso tracciones.

Por su parte, sobre las pilas se dispondrán 9 apoyos del mismo tipo que en los estribos, pero sin la necesidad de disponer un sistema de anclaje del tablero, ya que los valores de compresión mínimos no son tan bajos como en el caso de los estribos.

7.1.1. Comprobación de apoyos sobre los estribos

Se procede en primer lugar a comprobar la estabilidad y la resistencia de los aparatos de apoyo situados en los estribos.

7.1.1.1. Desplazamientos horizontales admisibles

En primer lugar se comprueba que la deformación máxima de un aparato de apoyo no supere el valor indicado en el catálogo de MecanoGumba.

El desplazamiento longitudinal al tablero máximo se calcula por la acción simultánea de un desplazamiento U1 longitudinal al tablero con un giro R3.

El desplazamiento total se calcula como la suma vectorial del máximo desplazamiento de un apoyo longitudinalmente y transversalmente.

De todas las combinaciones de carga calculadas, la que produce un mayor desplazamiento horizontal, lo hace de 117,5 mm. Se comprueba que el máximo desplazamiento admitido por el aparato de apoyo es superior (126 mm de acuerdo con el catálogo de MecanoGumba).

7.1.1.2. Tensión vertical media

Se calculan los valores máximos y mínimos de tensión vertical en los apoyos teniendo en cuenta la reacción vertical R3 además del momento M1 coaccionado en el apoyo, que se moviliza mediante la diferencia de tensión vertical entre unos y otros apoyos. El reparto de las fuerzas generadas por los momentos M1 se realiza teniendo en cuenta que la reacción del apoyo es proporcional a su desplazamiento, y suponiendo que el tablero es infinitamente rígido transversalmente en las zonas de apoyo.

La tensión vertical media máxima resulta ser 3885,7 kPa, inferior al valor máximo indicado en RPPOAEPC, que es de 15000 kPa.

La tensión vertical mínima es de 390,0 kPa, y dado que es inferior a 5000 kPa, según indica el catálogo de MecanoGumba, se requiere que el aparato de apoyo sea tipo 2, 4 o 5. Además, al ser inferior a 1000 kPa, de acuerdo con RPPOAEPC se requiere la disposición de un sistema de anclaje del tablero.

7.1.1.3. Limitación de tensiones tangenciales

De acuerdo con RPPOAEPC la reacción que moviliza cada apoyo es proporcional al módulo G. Para la acción de cargas lentas (acciones permanentes, fluencia, retracción...) se considera una G de 1000 kPa, sin embargo para situaciones en las que se producen deformaciones rápidas, el apoyo moviliza una fuerza superior, calculada con un valor de G del doble.

Se recomienda en RPPOAEPC calcular las deformaciones longitudinales con una coacción del tablero para cargas lentas, y hacerlo transversalmente para cargas rápidas. Sin embargo, para el cálculo en situación sísmica, ambas coacciones (longitudinal y transversal) se comportan del mismo modo, como lo harían frente a cargas rápidas. Es por ese motivo por el que se requiere la realización de un modelo de cálculo separado para las situaciones no sísmicas (modelo 1) y sísmicas (modelo 2).

La limitación de tensiones tangenciales máximas generadas por desplazamientos horizontales en situación en la que se moviliza como carga lenta es de 700 kPa. Para la combinación de cargas no sísmica más desfavorable en el modelo 1, la máxima tensión tangencial producida por desplazamientos horizontales en la dirección de las cargas lentas resulta de 172,98 kPa.

La limitación de la tensión tangencial máxima producida por deformaciones horizontales (en ambas direcciones e independientemente de si las cargas son lentas o no) es de 700 kPa. La combinación de acciones que produce una mayor tensión tangencial producida por cargas horizontales, genera una tensión de 631,81 kPa.

La limitación de la tensión tangencial máxima total, sumada la generada por las cargas horizontales, la generada por las cargas verticales, y la generada por el giro del apoyo es de 5000 kPa. Con la combinación de cargas que maximiza dicho efecto, se genera una tensión tangencial total de 924,70 kPa.

7.1.1.4. Máxima distorsión admisible

Se comprueba el cumplimiento de la limitación, que además es equivalente a la realizada con respecto al máximo desplazamiento horizontal admisible.

La limitación de la tangente del ángulo de distorsión del apoyo es de 0,7. Para la combinación más desfavorable, el valor de dicha tangente es de 0,635.

7.1.1.5. Máxima rotación admisible

La limitación de máximo giro R2 es de 0,012. El máximo giro producido calculado en el modelo es de 0,000921. Por tanto se cumple sobradamente esta condición.

7.1.1.6. Estabilidad del aparato de apoyo

Se prevé que esta condición se verá satisfecha, al ser un aparato de apoyo comercial

Se comprueba que el espesor de la capa de elastómero es superior a una décima parte de la dimensión en planta del aparato e inferior a una quinta parte de la propia dimensión en planta del aparato de apoyo.

$$0,9 \text{ m} < 0,185 \text{ m} < 0,19 \text{ m}$$

7.1.1.7. Estabilidad del aparato de apoyo

El espesor mínimo de las chapas de acero en el interior de apoyo es de 1,27 mm. El aparato de apoyo seleccionado cuenta con zunchos metálicos de 5 mm.

7.1.2. Comprobación de apoyos sobre las pilas

Dado que el cálculo se realiza del mismo modo que el detallado en los estribos, a continuación se muestran los valores más desfavorables para cada comprobación, que justifica la resistencia necesaria de los aparatos de apoyo sobre las pilas:

7.1.2.1. Desplazamientos horizontales admisibles

$D_{Ed} = 111,2 \text{ mm.}$

$D_{Rd} = 126 \text{ mm.}$

7.1.2.2. Tensión vertical media

$\sigma_{v,max\ Ed} = 13407 \text{ kPa.}$

$\sigma_{v,max\ Ed} = 15000 \text{ kPa.}$

$\sigma_{v,min\ Ed} = 4961 \text{ kPa.}$

La tensión vertical mínima es inferior a 5000 kPa, por lo que según indica el catálogo de MecanoGumba, se requiere que el aparato de apoyo sea tipo 2, 4 o 5.

7.1.2.3. Limitación de tensiones tangenciales

$\tau_{1a\ max\ Ed} = 101,67 \text{ kPa.}$

$\tau_{1a\ max\ Rd} = 500 \text{ kPa.}$

$\tau_{H\ max\ Ed} \text{ (situación no sísmica)} = 113,28 \text{ kPa.}$

$\tau_{H\ max\ Rd} = 700 \text{ kPa.}$

$\tau_{H\ max\ Ed} \text{ (situación sísmica)} = 594,62 \text{ kPa.}$

$\tau_{H\ max\ Rd} = 700 \text{ kPa.}$

$\tau_{max\ Ed} \text{ (situación sísmica)} = 2005,5 \text{ kPa.}$

$\tau_{max\ Rd} = 5000 \text{ kPa.}$

7.1.2.4. Máxima distorsión admisible

$\tan \gamma_{Ed} = 0,6.$

$\tan \gamma_{Rd} = 0,7.$

7.1.2.5. Máxima rotación admisible

$\Phi_{Ed} = 0,00125^\circ$

$\Phi_{Rd} = 0,012^\circ$

7.1.2.6. Estabilidad del aparato de apoyo

$0,9 \text{ m} < 0, 185 \text{ m} < 0,19 \text{ m}$

7.1.2.1. Estabilidad del aparato de apoyo

$e_{s\ Ed} = 5 \text{ mm.}$

$e_{s\ Rd} = 4,39 \text{ mm.}$