

ANEJO Nº 18. ESTRUCTURAS

ÍNDICE

18. ANEJO Nº 18. ESTRUCTURAS.....	4
18.1. INTRODUCCIÓN.....	4
18.2. CONDICIONANTES.....	4
18.2.1. CONDICIONANTES FUNCIONALES.....	4
18.2.2. CONDICIONANTES DE TRAZADO.....	4
18.2.3. CONDICIONANTES CONSTRUCTIVOS.....	4
18.2.4. CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS.....	4
18.2.5. CONDICIONANTES ESTÉTICOS.....	5
18.2.6. CONDICIONANTES MEDIOAMBIENTALES.....	5
18.2.7. CONDICIONANTES ECONÓMICOS.....	5
18.3. PASOS SUPERIORES.....	5
18.3.1. PS 580.2.....	5
18.3.1.1. Justificación de la solución propuesta.....	5
18.3.1.2. Descripción de la estructura.....	6
18.3.2. PS 580.8.....	8
18.3.2.1. Justificación de la solución propuesta.....	8
18.3.2.2. Descripción de la estructura.....	9
18.3.3. PS COLECTORA.....	11
18.3.3.1. Justificación de la solución propuesta.....	11
18.3.3.2. Descripción de la estructura.....	11
18.3.4. PS 1+473.....	14
18.3.4.1. Justificación de la solución propuesta.....	14
18.3.4.2. Descripción de la estructura.....	14
18.4. PASARELA.....	17
18.4.1. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA.....	17
18.4.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	17
18.5. PASOS INFERIORES.....	19
18.5.1. PASO INFERIOR AMPLIACIÓN BÓVEDA.....	19
18.5.1.1. Justificación de la solución propuesta.....	19
18.5.1.2. Descripción de la estructura.....	19
18.5.2. PASO INFERIOR TORRENT DEL MAL.....	20
18.5.2.1. Justificación de la solución propuesta.....	20
18.5.2.2. Descripción de la estructura.....	20
18.6. ADAPTACIÓN ESTRUCTURAS.....	21
18.6.1. VERTICALIZACIÓN DEL ESTRIBO EN ESTRUCTURA EXISTENTE.....	21
18.6.1.1. Justificación de la solución propuesta.....	21

18.6.1.2. Descripción de la estructura.....	21
18.6.1.2.1. Pantalla de micropilotes.....	21
18.6.1.2.2. Muro de hormigón armado.....	21
18.6.1.3. Proceso constructivo.....	21
18.7. MUROS.....	22
18.7.1. INTRODUCCIÓN.....	22
18.7.2. JUSTIFICACIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS PROPUESTAS.....	22
18.7.2.1. Pantalla de pilotes Hmax = 8,24 m.....	22
18.7.2.2. Muro ménsula Hmax = 5,05 m.....	22
18.7.2.3. Muro verde.....	23
18.8. NORMATIVA UTILIZADA.....	24
18.8.1. NORMAS DE ACCIONES.....	24
18.8.2. NORMAS DE CONSTRUCCIÓN.....	24
18.8.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA.....	24
18.9. BASES DE CÁLCULO ESTRUCTURAS.....	24
18.9.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD.....	24
18.9.1.1. Estados Límites de Servicio (E.L.S.).....	24
18.9.1.2. Estados Límites Últimos (E.L.U.).....	25
18.9.1.3. Estado Límite de Durabilidad.....	25
18.9.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES.....	25
18.9.2.1. Acciones permanentes.....	25
18.9.2.1.1. Peso propio.....	25
18.9.2.1.2. Carga muerta.....	25
18.9.2.2. Acciones permanentes de valor no constante.....	25
18.9.2.2.1. Pretensado.....	25
18.9.2.2.2. Acciones reológicas.....	26
18.9.2.2.3. Empuje del terreno.....	28
18.9.2.2.4. Acciones debidas a asentos del terreno de cimentación.....	29
18.9.2.3. Acciones variables.....	29
18.9.2.3.1. Sobrecarga de uso.....	29
18.9.2.3.2. Viento.....	32
18.9.2.3.3. Acción térmica.....	37
18.9.2.3.4. Nieve.....	40
18.9.2.4. Acciones accidentales.....	40
18.9.2.4.1. Acción sísmica.....	40
18.9.2.4.2. Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural.....	40
18.9.2.4.3. Impacto contra sistemas de contención de vehículos.....	41
18.9.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES.....	41
18.9.3.1. Acciones permanentes (G).....	41
18.9.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*).....	41
18.9.3.3. Acciones variables (Q).....	41
18.9.3.4. Acciones accidentales (A).....	42
18.9.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES.....	42
18.9.4.1. Estados límites últimos (E.L.U.).....	42
18.9.4.2. Estados límites de servicio (E.L.S.).....	43

18.9.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES	43
18.9.5.1. Estados límites últimos	43
18.9.5.1.1. Situaciones persistentes y transitorias	43
18.9.5.1.2. Situaciones accidentales.....	43
18.9.5.1.3. Situación sísmica	44
18.9.5.2. Estados Límites de Servicio	44
18.9.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	44
18.9.6.1. Materiales	44
18.9.6.1.1. Hormigón.....	44
18.9.6.1.2. Acero de armar.....	45
18.9.6.1.3. Acero de pretensar	45
18.9.6.1.4. Acero estructural en perfiles y chapas	46
18.9.6.1.5. Acero estructural en conectadores	47
18.9.6.2. Niveles de control	47
18.9.6.2.1. Elementos de hormigón estructural.....	47
18.9.6.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia	47
18.9.7. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	47
18.9.7.1. Estado Límite de deformaciones de la estructura.....	47
18.9.7.2. Estado Límite de fisuración	47
18.9.7.2.1. Estructuras de hormigón	47

18. ANEJO Nº 18. ESTRUCTURAS

18.1. INTRODUCCIÓN

El Proyecto de Trazado “Mejora de la Conexión entre la A-2 y la B-40. Término Municipal de Abrera. Provincia de Barcelona. Fase 1” incluye el diseño de un total de siete estructuras de diferentes tipologías, así como un muro verde, tres muros-pantalla de pilotes, seis muros ménsulas y un muro para la verticalización del cono de tierras del estribo de una estructura existente.

En la siguiente tabla se resumen las estructuras desarrolladas en el proyecto:

Pasos inferiores

Índice	Denominación	Tipología	Ejes		pk tronco	Longitud (m)
			Inferior	Superior		
1	PI Torrent del Mal	Marco	Eje 101	Eje 10	1+020	12.90
2	PI bóveda	Bóveda	Eje 100	Eje 10	1+600	27.28

Pasos superiores

Índice	Denominación	Tipología	Ejes		pk inicial	pk final	Longitud (m)
			Inferior	Superior			
1	PS 580.2	Vigas prefabricadas	Eje 10	Eje 20	0+072,50	0+190,40	117.90
2	PS 580.8	Vigas prefabricadas	Eje 10	Eje 21	0+105,25	0+183,75	78.50
3	PS COLECTORA	Cajón unicelular	Eje 42	Eje 40	0+186,38	0+306,53	120.15
4	PS 1+473	Mixto	Eje 50	Eje 59	0+360.80	0+514.81	154.00

Pasarela

Índice	Denominación	Tipología	Ejes		pk inicial	pk final	Longitud (m)
			Inferior	Superior			
1	Pasarela	Metálico	Eje 10	-	1+453.88	1+453.88	95.00

Muros

Índice	Denominación	Margen	Eje	pk inicial	pk final	Longitud (m)	Máxima	Media	Tipo
1	Muro 1	Derecha	Eje 10	1+390	1+455	65.0	5.30	3.51	1
2	Muro 2	Derecha	Eje 10	1+325	1+165	160.0	8.10	4.53	1
3	Muro 3	Derecha	Eje 10	0+925	1+055	130.0	3.50	2.35	2
4	Muro 4	Izquierda	Eje 42	0+285	0+370	85.0	8.24	5.52	1
5	Muro 5. Muro verde	Derecha	Eje 40	0+314,98	0+365	50.0	13.74	11.57	Verde
6	Muro 6	Izquierda	Eje 13	0+199	0+235.38	36.4	5.05	4.24	2
7	Muro 7	Izquierda	Eje 13	0+385	0+450	65.0	2.30	1.81	2
8	Muro 8	Izquierda	Eje 57	0+040	0+100	60.0	5.10	3.20	2
9	Muro 9	Derecha	Eje 59	0+150	0+255	105.0	3.17	2.37	2
10	Muro 10	Derecha	Eje 59	0+625	0+640	15.0	0.96	0.96	2
11	Muro en estructura existente	Derecha	Eje 10	1+165	1+319,94	18.0	7.15	7.15	-

El mayor condicionante de este proyecto es el elevado tráfico de la A2 cuyo corte y desvío se debe limitar a horarios nocturnos, o como mucho, la supresión de algún carril. En este sentido, la simplicidad en la ejecución de las estructuras es el punto de partida del diseño y encaje de estas. En el siguiente apartado se describen a modo general los factores que se han considerado en el análisis de alternativas particular de cada estructura.

18.2. CONDICIONANTES

En este apartado se describen los criterios empleados en la valoración de las diferentes soluciones de tipología estructural.

18.2.1. CONDICIONANTES FUNCIONALES

La estructura debe cumplir la finalidad para la que se diseña, teniendo en cuenta su vida en servicio y su mantenimiento. En este sentido se analizará el tipo de tráfico (rodado y/o peatonal) que circula sobre ella y sobre o bajo la misma y las dimensiones (anchura de carriles, aceras...) y protecciones que requieren (pretilos, muros, pantallas acústicas...)

18.2.2. CONDICIONANTES DE TRAZADO

Son aquéllos que se derivan de la definición geométrica de la obra de paso y del obstáculo que salvan: carretera, ferrocarril, curso de agua... etc.

En los pasos superiores, la definición geométrica de la sección tipo del tronco condiciona la posición de los apoyos y, por lo tanto, su número de vanos, su luz media, su longitud y, en definitiva, el encaje propuesto. También son condicionantes las posibles curvaturas en planta y el esviaje con respecto al vial inferior.

El condicionante geométrico principal para el encaje de los pasos inferiores es el gálibo horizontal que requiere el vial inferior. Este aspecto determina la luz de la estructura y permite hallar la tipología óptima.

Por último, en el caso de los muros, el factor determinante es la altura de tierras a contener, es decir, el desnivel existente entre el tronco y el vial/camino en el que se hace el muro.

18.2.3. CONDICIONANTES CONSTRUCTIVOS

Dentro de este apartado se analizan las diferentes tipologías desde el punto de vista constructivo.

Podemos citar como factor determinante la afección al tráfico de las vías existentes. De este modo, en las intersecciones entre viales existentes, las soluciones que requieren cimbras para su construcción se ven muy penalizadas respecto a soluciones prefabricadas, cuya afección al tráfico es mucho menor.

Las soluciones prefabricadas que requieran su construcción mediante grúas, sin embargo, se ven condicionadas por la altura de pilas, ya que no son competitivas para alturas mayores de 15-20 m.

18.2.4. CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Para determinar la tipología de las cimentaciones se parte de la información geotécnica recogida en el *Anejo nº12 Estudio Geotécnico para la cimentación de estructuras y túneles*.

En general se recomiendan cimentaciones superficiales por aspectos puramente de resistencia y deformabilidad del terreno, si bien, como se explicará más adelante, se plantean cimentaciones profundas en casos de limitaciones de espacio para las zapatas.

18.2.5. CONDICIONANTES ESTÉTICOS

El factor estético tiene especial relevancia a la hora de plantear soluciones en los pasos superiores, debido a su gran visibilidad. Los factores con mayor influencia a la hora de valorar la estética de estas estructuras serán la amplitud respecto al vial inferior y la esbeltez del tablero.

En el caso de pasos inferiores no es necesario primar los requerimientos estéticos, por su menor visibilidad, prevaleciendo factores técnicos y económicos.

Dicho esto, una estructura estéticamente agradable, no tiene por qué resultar más cara; las formas o tipos de estructura complejos no aseguran una buena estética sino otros pequeños detalles:

- Encofrados: el cuidado de los mismos, el límite del número de puestas y los productos desencofrantes garantizan coloraciones uniformes del hormigón.
- Acabados: correcto diseño y ejecución de barreras, impostas, barandillas...
- Drenaje: adecuado diseño de elementos que evita el vertido de agua por los paramentos de la estructura.

Otro factor importante es limitar la esbeltez, tanto por exceso como por defecto; la adecuada proporcionalidad es estética.

18.2.6. CONDICIONANTES MEDIOAMBIENTALES

Las condiciones ambientales inciden en la elección de la tipología estructural, sus materiales y el proceso constructivo. Además, se deberán minimizar los costes de mantenimiento. De esta forma, en general:

- Materiales:
 - Se empleará hormigón pretensado frente a armado en atmósferas agresivas, con el fin de controlar la fisuración.
 - Las soluciones mixtas o metálicas requieren un mayor mantenimiento que las de hormigón. Se deberán evaluar estos costes dentro del análisis de alternativas.
- Tipología estructural:
 - Los cauces con erosiones importantes pueden hacer reducir el número de pilas y aumentar por tanto la luz del vano principal, con el fin de reducir la socavación.
 - Se minimizará el número de juntas para evitar problemas de entrada de agua, evaluando en el análisis de alternativas como más favorables las estructuras hiperestáticas frente a las isostáticas. De esta forma se reducen los costes de mantenimiento.

18.2.7. CONDICIONANTES ECONÓMICOS

A la hora de valorar las diferentes tipologías, se buscan las soluciones más adecuadas desde el punto de vista técnico-económico. Una vez definidas éstas, se procede a valorar los condicionantes descritos en los párrafos anteriores.

En los apartados sucesivos se realiza la valoración económica de las tipologías propuestas, comprobándose que los precios unitarios de las estructuras son adecuados.

18.3. PASOS SUPERIORES

18.3.1. PS 580.2

18.3.1.1. Justificación de la solución propuesta

En primer lugar, se analizan los condicionantes comentados en el apartado anterior:

- Funcionales: la plataforma de la estructura se diseña para restituir el tráfico existente en el paso superior que se va a demoler, es decir, de tal forma que albergue dos carriles de 3 m de anchura. Además, si bien la estructura existente no contiene aceras, dado el tráfico peatonal existente, se diseña con una acera en uno de sus lados con una anchura útil de 1.5 m (ver paso superior 580.8), mejorando así la permeabilidad territorial actual. En relación con los pretiles se dispone la anchura mínima necesaria para albergar un pretil de seguridad de nivel de contención H3: 0.7 m.
- Trazado: la estructura presenta planta recta, sección transversal con bombeo del 2% a ambos lados del eje de trazado y una altura de la rasante sobre el terreno inferior a 15 m, por lo que no presenta ninguna restricción especial.
- Constructivos: la vía inferior posee una IMD elevada y no se recomienda la interrupción del tráfico ni su desvío, salvo en cortes nocturnos. Esto conduce a una estructura prefabricada como la solución más adecuada, bien sea de vigas o mixta.
- Geológico-geotécnicos: si bien el terreno no presenta una capacidad portante elevada, permite plantear cimentaciones superficiales razonables para las cargas que se esperan en un paso superior de estas características.
- Estéticos: su exposición hace que sea más adecuada la solución de vigas artesa, frente a vigas doble “T”, en el caso de elegirse una solución de vigas prefabricadas.
- Económicos: la estructura presenta un rango de luces más adecuado para la tipología de vigas prefabricadas frente a la mixta, por lo que es más económica.

Con todo ello, la estructura más sencilla que se puede plantear es un puente de vigas prefabricadas, cuyo tablero se ejecuta en fábrica y se monta en obra de una forma ágil e interrumpiendo lo mínimo posible el tráfico existente. En la elección de vigas artesa en vez de doble “T” influyen los siguientes factores:

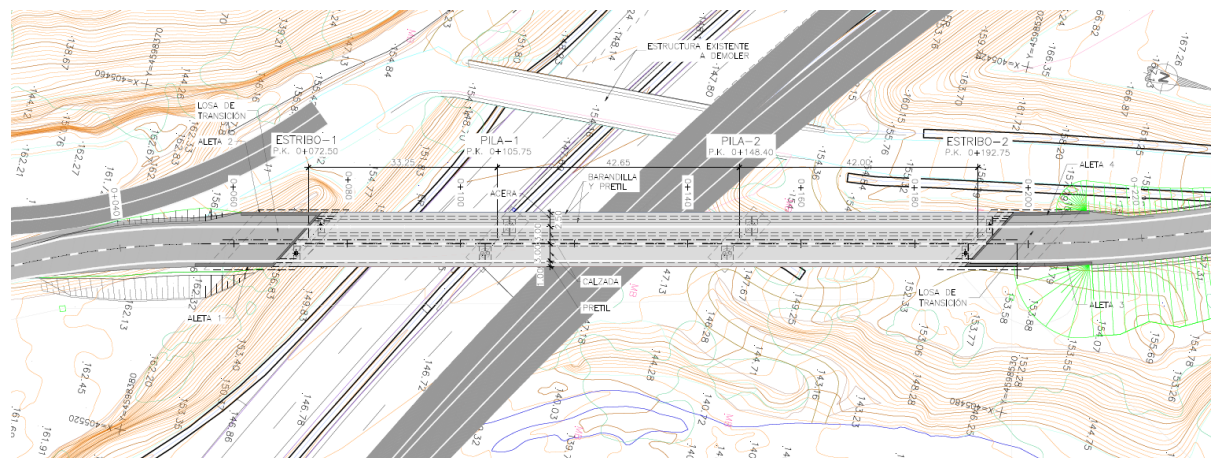
- Estético: se trata de una estructura expuesta debido a la vía de circulación que sobrevuela.
- Ejecución: en el caso de disponer vigas doble “T” se requeriría un número mayor, alargando el montaje del tablero.

El tablero de vigas prefabricadas es viable debido a los siguientes motivos:

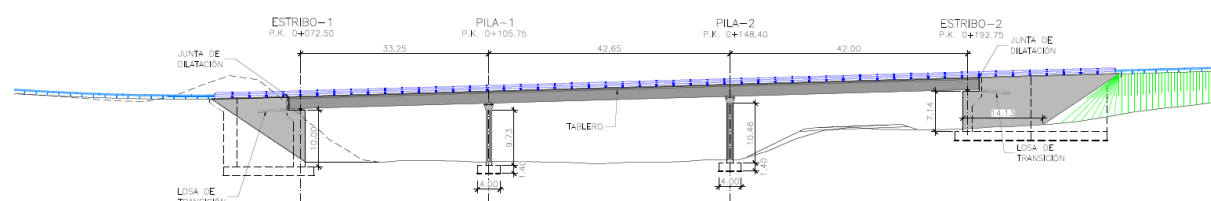
- Se trata de estructuras rectas de ancho constante.
- El esviaje está dentro de unos valores aceptables.
- Existe espacio suficiente para la ubicación de las pilas, resultando, además:
 - La distribución de luces de los vanos, con un valor máximo del orden de 42 m, adecuada para esta tipología.
 - Un canto necesario de las vigas que deja un gálibo suficiente en la vía inferior.

18.3.1.2. Descripción de la estructura

La estructura, que permitirá tanto el paso de peatones como el paso de vehículos, consta de un tablero de vigas prefabricadas de tres vanos de luces 33.25+42.65+42, cuya longitud total es de 117.9 m entre ejes de apoyo de estribos. De esta forma, cada viga se apoya en una luz ligeramente inferior, debido al doble apoyo en pilas en sentido longitudinal. El paso superior discurre en recta entre sendos estribos, estando los ejes de apoyo esviados 42.13º, con respecto al eje de trazado (eje 20).



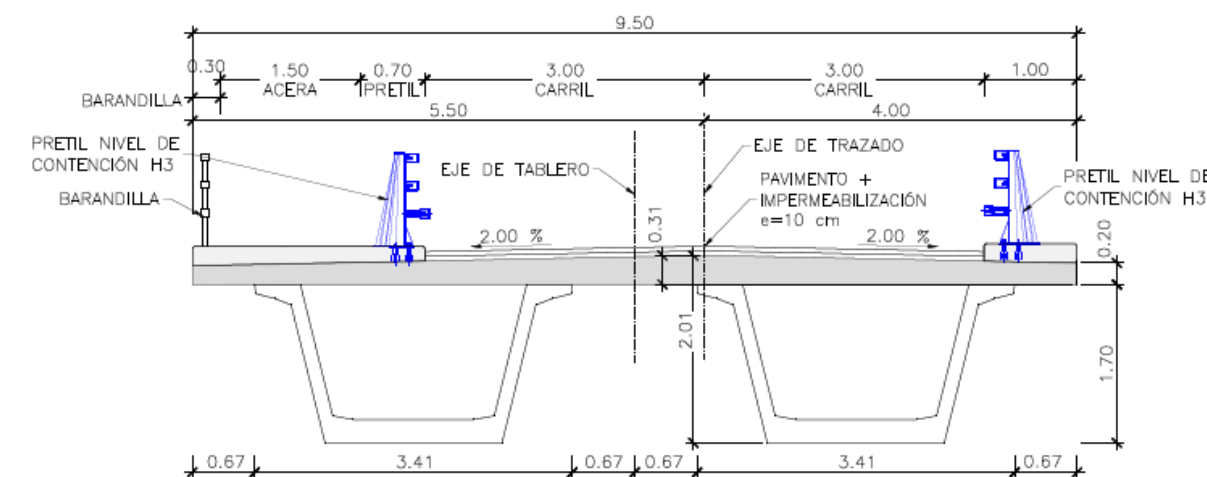
Paso superior PS 580.2. Planta.



Paso superior PS 580.2. Alzado.

La sección tipo del tablero está formada por dos vigas artesas prefabricadas isostáticas de 1.70 m de canto, separadas 4.75 m entre ejes y una losa superior armada de 9.50 m de anchura, ejecutada sobre prelosas prefabricadas. La losa es de hormigón armado de 0.2 m de espesor mínimo en uno de los extremos y de 0.23 m en el otro, debido al descentramiento del eje de trazado con respecto al tablero; este descentramiento se debe a su vez a la asimetría de la plataforma, presentando una acera en uno de sus lados y en el otro no. El canto máximo de la losa superior es de 0.31 m en el eje de trazado, donde el canto total del tablero es de 2.01 m. Debido a la alineación recta de la estructura, el tablero presenta bombeo del 2% hacia ambos lados del mismo.

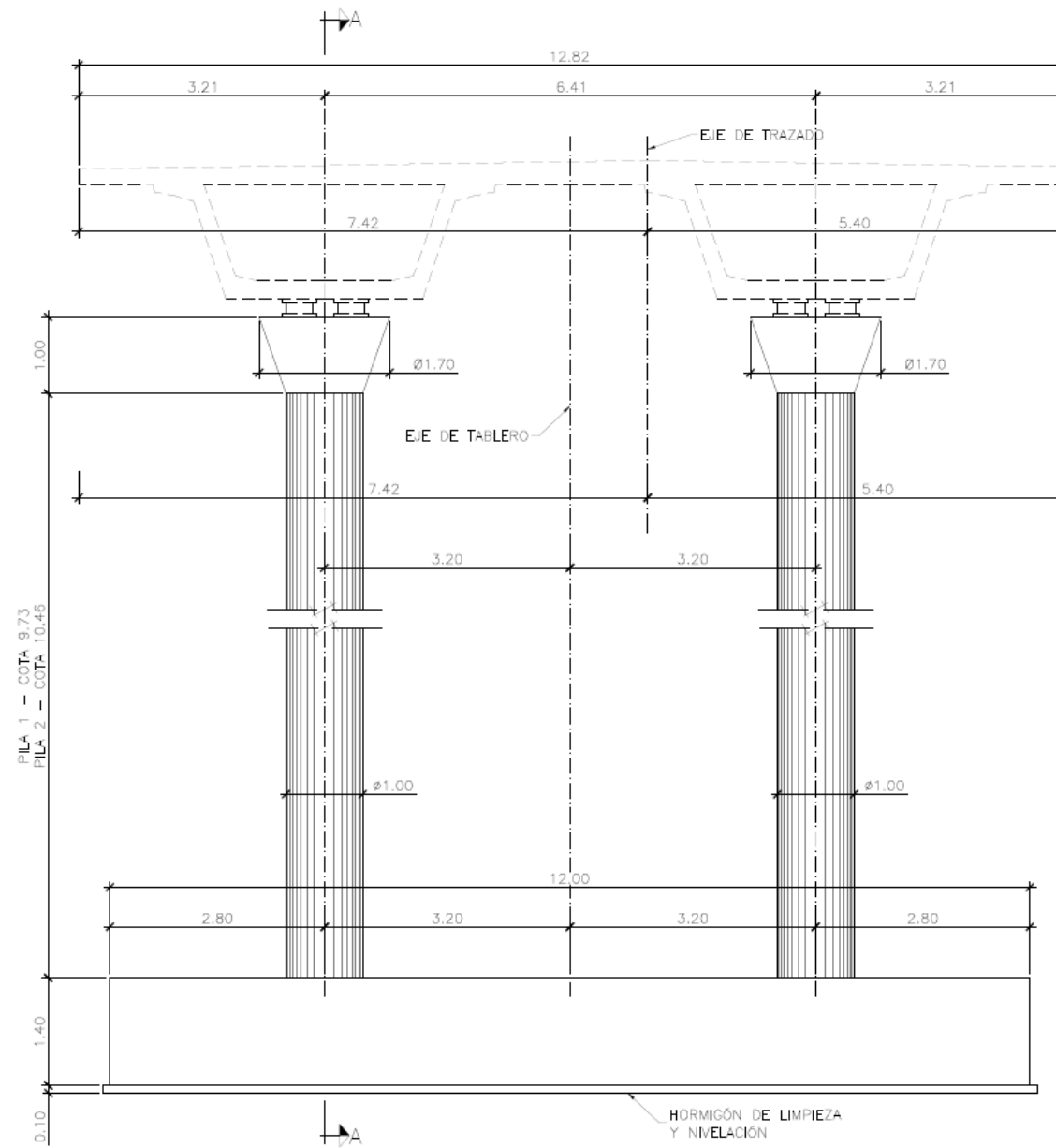
Con todo ello, la sección transversal está constituida por una calzada de 6.00 m, formada a su vez por dos carriles de 3.00 m, una acera de 2.50 m (anchura útil 1.50 m), que incluye una banda de 0.7 m para alojar el pretil de nivel de contención H3 y 0.3 m para alojar la barandilla y un pretil en el extremo sin acera de 0.7 m.



Paso superior PS 580.2. Sección tipo.

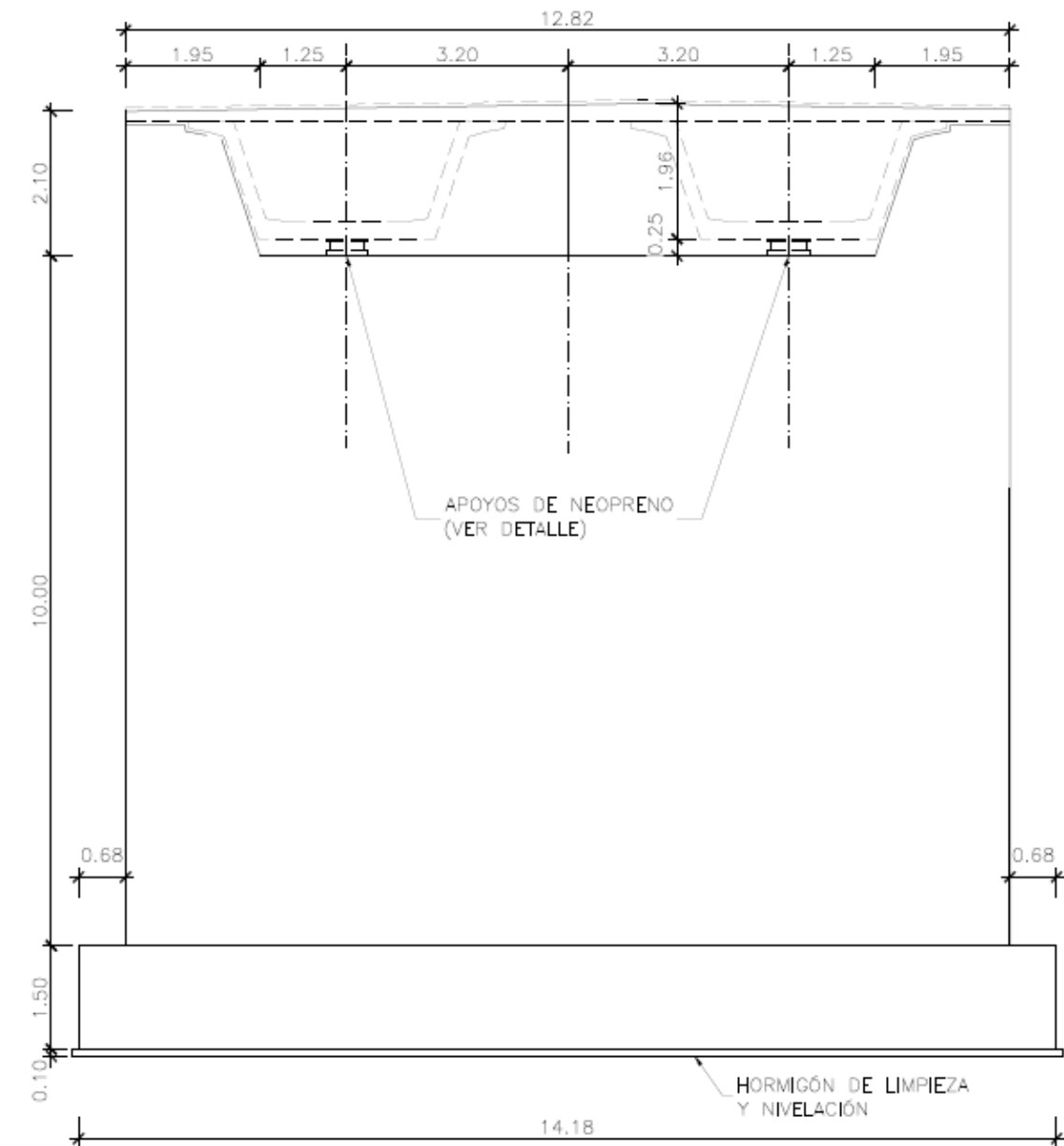
Las pilas constan de dos fustes cilíndricos de 1 m de diámetro separados 6.0 m entre sí (4.75 m en sección perpendicular al eje de trazado), que se abren en la parte superior en un cabezal troncocónico de 1 m de altura y 1.7 m de diámetro máximo para alojar los apoyos de sendas vigas.

La cimentación es superficial mediante una única zapata por pila de 12 x 4.0 x 1.0 m.

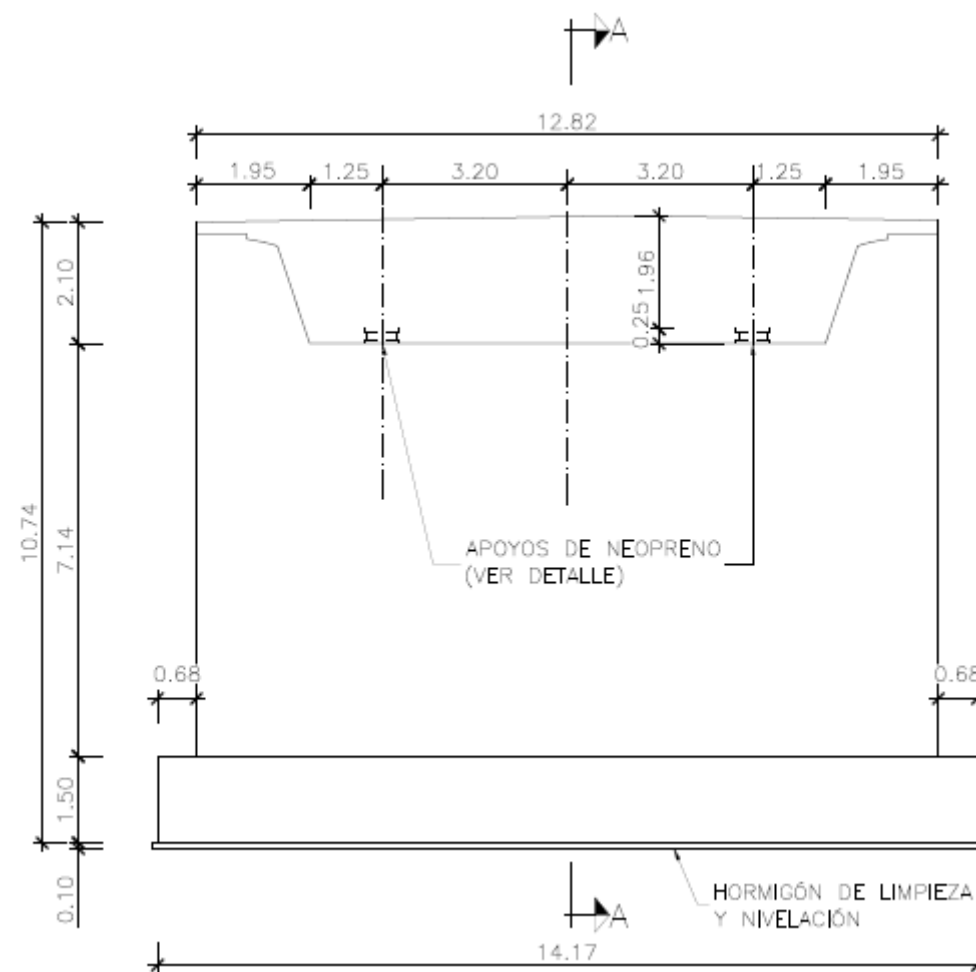


Paso superior PS 580.2. Sección Transversal en pilas

Los estribos se diseñan cerrados con muros en vuelta de diferente longitud en función del espacio disponible para los conos del terraplén.



Paso superior PS 580.2. Estribo 1



Paso superior PS 580.2. Estribo 2

18.3.2. PS 580.8

18.3.2.1. Justificación de la solución propuesta

En primer lugar, se analizan los condicionantes comentados en el apartado anterior:

- Funcionales: la plataforma de la estructura se diseña para restituir el tráfico existente en el paso superior que se va a demoler, es decir, de tal forma que albergue dos carriles de 3 m de anchura y dos aceras de 1.5 m de anchura útil, manteniendo el nivel de permeabilidad territorial. En relación con los pretils se dispone la anchura mínima necesaria para albergar un pretil de seguridad de nivel de contención H3: 0.7 m.
- Trazado: la estructura presenta planta recta, sección transversal con bombeo del 2% a ambos lados del eje de trazado y una altura de la rasante sobre el terreno inferior a 15 m, por lo que no presenta ninguna restricción especial.
- Constructivos: la vía inferior posee una IMD elevada y no se recomienda la interrupción del tráfico ni su desvío, salvo en cortes nocturnos. Esto conduce a una estructura prefabricada como la solución más adecuada, bien sea de vigas o mixta.
- Geológico-geotécnicos: si bien el terreno no presenta una capacidad portante elevada, permite plantear cimentaciones superficiales razonables para las cargas que se esperan en un paso superior de estas características.
- Estéticos: su exposición hace que sea más adecuada la solución de vigas artesa, frente a vigas doble "T" en el caso de elegirse una solución de vigas prefabricadas.
- Económicos: la estructura presenta un rango de luces más adecuado para la tipología de vigas prefabricadas frente a la mixta, por lo que es más económica.

Con todo ello, la estructura más sencilla que se puede plantear es un puente de vigas prefabricadas, cuyo tablero se ejecuta en fábrica y se monta en obra de una forma ágil e interrumpiendo el tráfico lo mínimo posible. En la elección de vigas artesa en vez de doble "T" influyen los siguientes factores:

- Estético: se trata de una estructura expuesta debido a la vía de circulación que sobrevuela.
- Ejecución: en el caso de disponer vigas doble "T" se requeriría un número mayor, alargando el montaje del tablero.

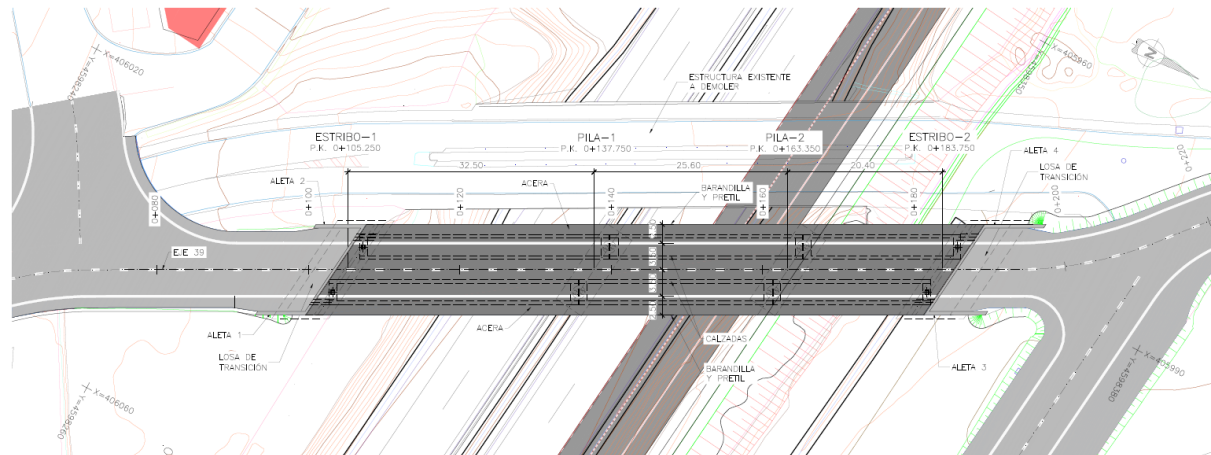
El tablero de vigas prefabricadas es viable debido a los siguientes motivos:

- Se trata de estructuras rectas de ancho constante.
- El esviaje está dentro de unos valores aceptables.

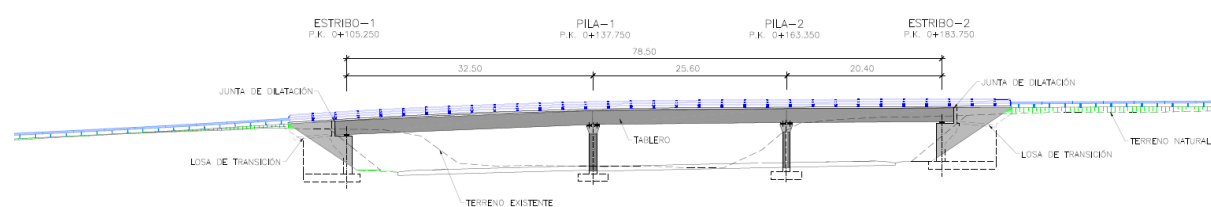
- Existe espacio suficiente para la ubicación de las pilas, resultando, además:
 - La distribución de luces de los vanos, con un valor máximo del orden de 35 m, adecuada para esta tipología.
 - Un canto necesario de las vigas que deja un gálibo suficiente en la vía inferior.

18.3.2.2. Descripción de la estructura

La estructura, que permitirá el paso de vehículos y peatones, consta de un tablero de vigas prefabricadas de tres vanos, cuya longitud total es de 78.5 m entre ejes de apoyo de estribos, con una distribución de luces igual a: 32.5+25.6+20.4 m. De esta forma, cada viga se apoya en una luz ligeramente inferior, debido al doble apoyo en pilas en sentido longitudinal. El paso superior discurre en recta desde el P.K. 0+105.25 hasta el P.K. 0+183.75 del eje 21.



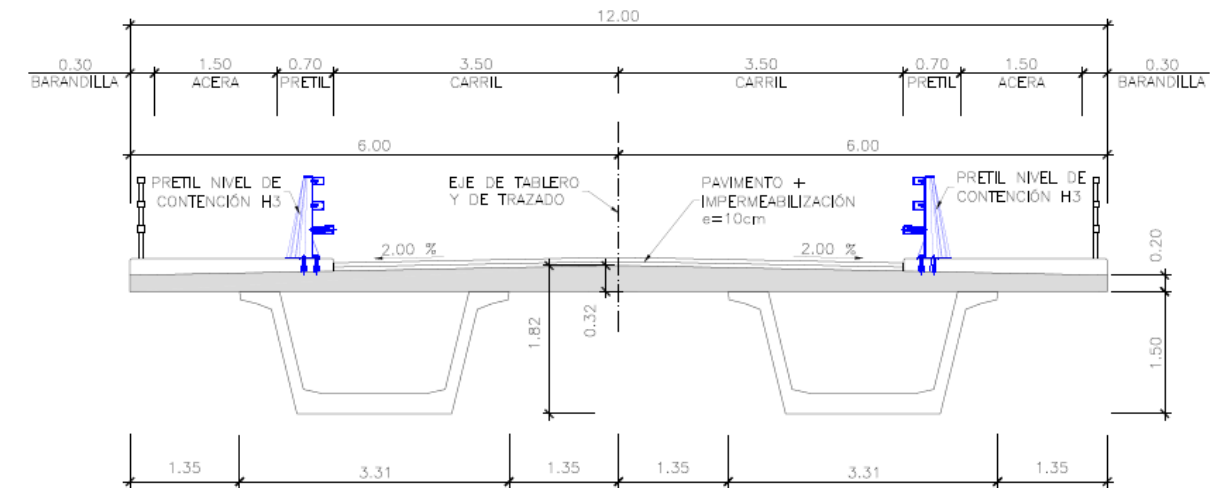
Paso superior PS 580.8. Planta.



Paso superior PS 580.8. Alzado.

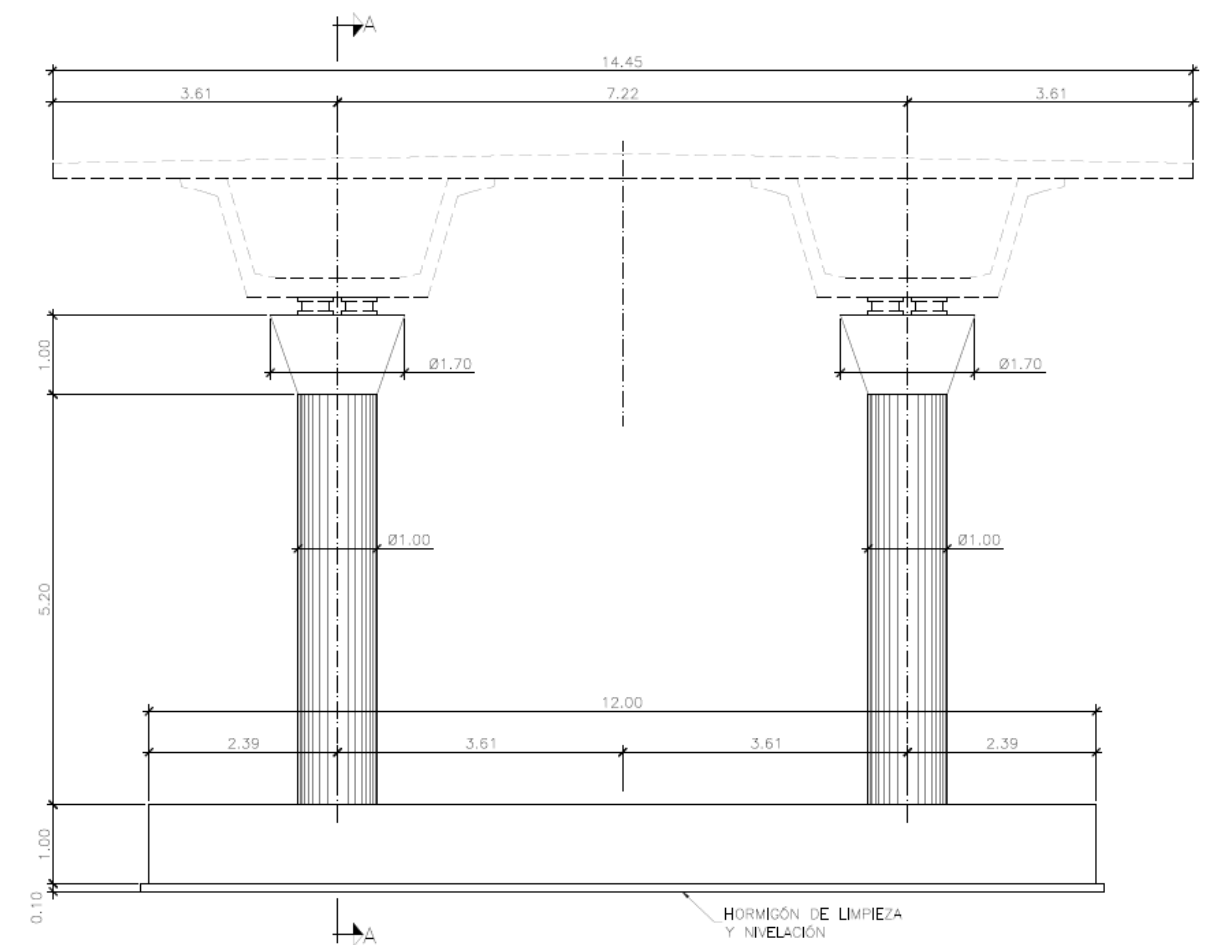
La sección tipo del tablero está formada por dos vigas artesas prefabricadas isostáticas de 1.50 m de canto, separadas 6 m entre ejes y una losa superior armada de 12.00 m de anchura, ejecutada sobre prelas prefabricadas. La losa es de hormigón armado de 0.2 m de espesor mínimo, el canto total del tablero es de 1.82 m (relación canto/luz mínima: 1/18 aproximadamente).

La sección transversal está constituida por una calzada de 7.00 m, formada a su vez por dos carriles de 3.50 m, y dos aceras de 2.50 m, que incluyen sendos pretils (nivel de contención H3) y barandillas de 0.7 y 0.3 m, respectivamente; por tanto, la anchura útil de sendas aceras es de 1.50 m.



Paso superior PS 580.8. Sección tipo.

Debido al esviaje (33.9°), la sección transversal por ejes de pilas y estribos tiene una anchura mayor: 14.45 m.

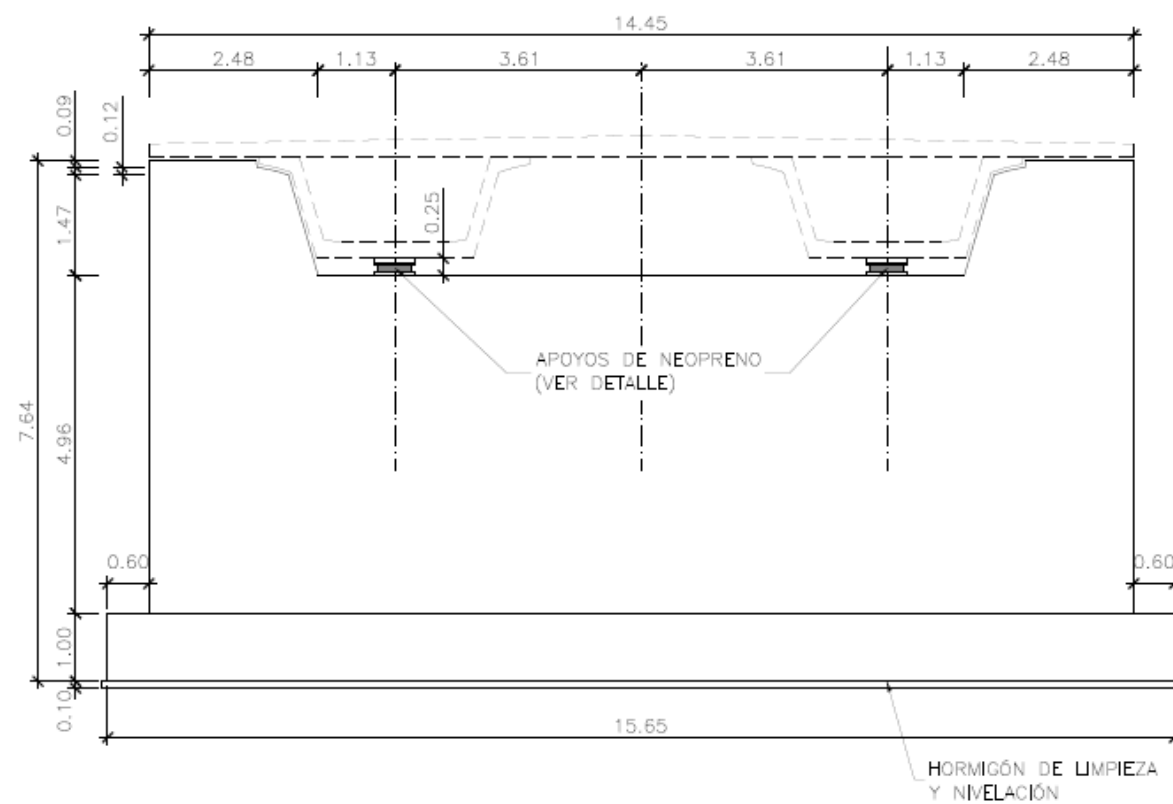


Paso superior PS 580.8. Sección Transversal en pilas

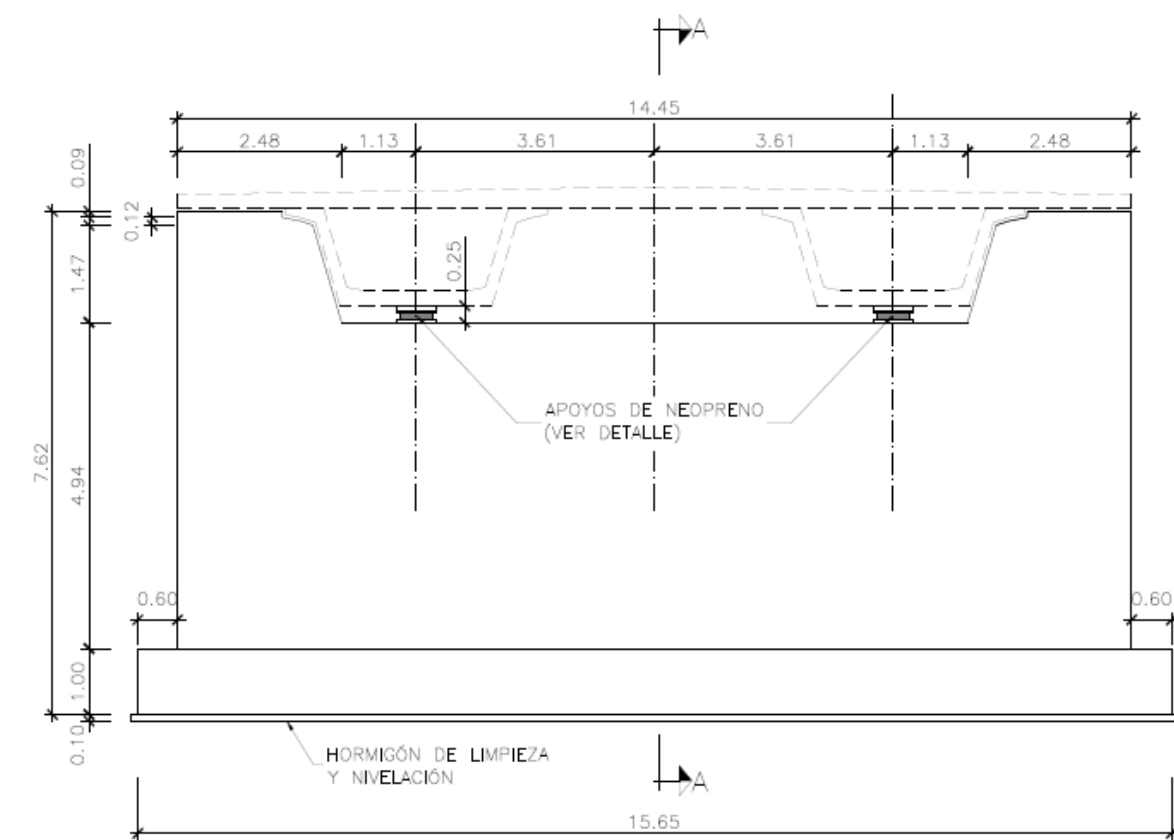
Las pilas constan de dos fustes cilíndricos de 1 m de diámetro separados 7.22 m entre sí, que se abren en la parte superior en un cabezal troncocónico de 1 m de altura y 1.7 m de diámetro máximo para alojar los apoyos de sendas vigas.

La cimentación es superficial mediante una única zapata por pila de 12.0 x 4.0 x 1.0 m.

Los estribos se diseñan cerrados con muros en vuelta de diferente longitud en función del espacio disponible para los conos del terraplén.



Paso superior PS 580.8. Estribo 1



Paso superior PS 580.8. Estribo 2

18.3.3. PS COLECTORA

18.3.3.1. Justificación de la solución propuesta

En primer lugar, se analizan los condicionantes comentados en el apartado anterior:

- Funcionales: la plataforma de la estructura se diseña para alojar el tráfico de la vía colectora mediante un carril de 4 m de anchura. A ambos lados de sus arcenes, se disponen sendos pretils en una banda cuya anchura mínima para albergar un pretil de seguridad de nivel de contención H3 es de 0.7 m.
- Trazado: la estructura presenta una planta curva de 200 m de radio, el radio conlleva a un peralte en su tablero del 7%. El cruce de la vía colectora sobre la A-2 presenta un fuerte esviaje (68º), que no es posible materializarlo en sus estribos, con el fin de evitar problemas de estabilidad al vuelco, lo que aumenta la longitud de la estructura por encima del cruce estricto. La longitud de la estructura está por encima de los 100 m y el reducido gálibo hace necesario plantear apoyos intermedios, cuyo espacio es muy limitado entre los diferentes carriles de las vías inferiores. La ubicación de las pilas está condicionada por los posibles desvíos del tráfico durante las obras, teniendo en cuenta el desnivel existente entre las calzadas próximas y los taludes de excavación máximos recomendados. El Gálibo es reducido, permitiendo un canto de tablero máximo de 1.40 m en los extremos; si bien puede ser superior en la zona central. Por tanto, un tablero con sección cajón es idóneo para esta estructura.
- Constructivos: el fuerte tráfico de la A-2 condiciona el proceso constructivo, puesto que las modificaciones del mismo deben limitarse a la interrupción del mismo durante la noche, o a la supresión de algún carril.
- Geológico-geotécnicos: el escaso espacio para ubicar una de sus pilas, hace necesario el planteamiento de una cimentación profunda en la misma cuyas dimensiones del encepado son mucho menores que las de una zapata a una capacidad portante no muy elevada, debido al terreno de cimentación.
- Estéticos: su exposición hace que sean más adecuadas las losas “in situ” frente a las soluciones de vigas prefabricadas.
- Económicos: la losa “in situ” presenta un coste intermedio entre la solución de vigas prefabricadas y la de un tablero mixto.

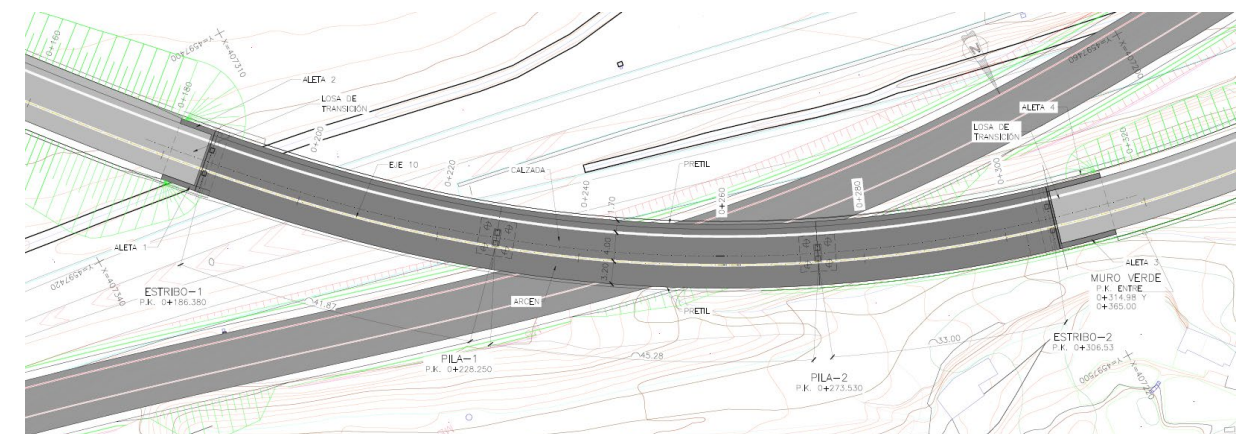
Con todo ello, la estructura más sencilla que se puede plantear es un puente con tablero de hormigón pretensado con sección cajón unicelular y ejecutado “in situ” cumple los condicionantes descritos anteriormente:

- Se adapta fácilmente a la curvatura y peralte del tablero.
- Con el fin de evitar problemas de estabilidad al vuelco, se diseña con ejes de apoyos, tanto en pilas como en estribos, rectos, es decir, eliminando el esviaje inicial presentado por la estructura y aumentando su longitud total.

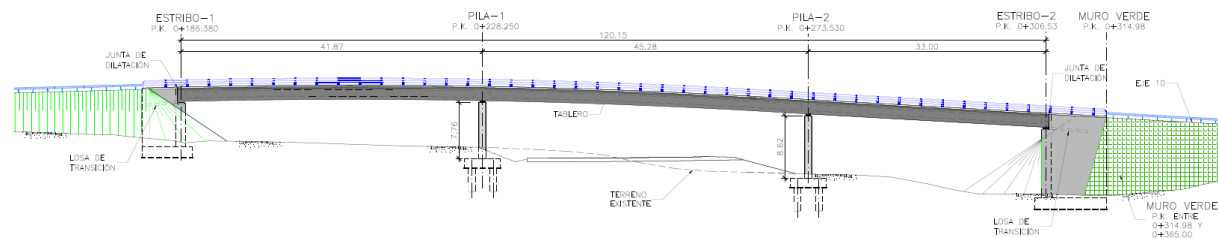
- Se plantea una estructura de tres vanos, con dos pilas intermedias, del orden de 30-40 m de luz, para lo cual un tablero de 1.8 m de canto en el centro y de 0.3 m máximo en los voladizos, es adecuado, tanto desde un punto de vista estructural como de gálibo vertical mínimo sobre las vías de circulación inferiores.
- El tablero se ejecuta por fases, afectando cada una de ellas a un vano y a una pequeña parte del siguiente vano (del orden del 20% de su luz), pudiendo desviar el tráfico por los otros dos vanos. Como medio auxiliar se utilizarán cimbras aporticadas.
- Las pilas se ubican dentro del área que permite los desvíos de tráfico durante las obras y la circulación en situación de servicio de las vías inferiores, tanto para la pila y su cimentación la sección rectangular es la más adecuada puesto que permite:
 - Alojar el doble apoyo del tablero sobre las mismas.
 - Está lo suficientemente alejada del vial provisional durante las obras que permite la excavación de la pila.
 - La elección de la cimentación pilotada reduce el área de la cimentación en planta, permitiendo maximizar la distancia al talud de excavación.

18.3.3.2. Descripción de la estructura

La estructura, que permitirá el paso de vehículos, consta de un tablero pretensado de sección cajón unicelular de tres vanos, cuya longitud total es de 120.15 m entre ejes de apoyo de estribos, con una distribución de luces igual a: 41.87+45.28+33.0 m. El paso superior discurre en curva (radio mínimo de 200 m) desde el P.K. 0+186.38 hasta el P.K. 0+306.53 del eje 40.



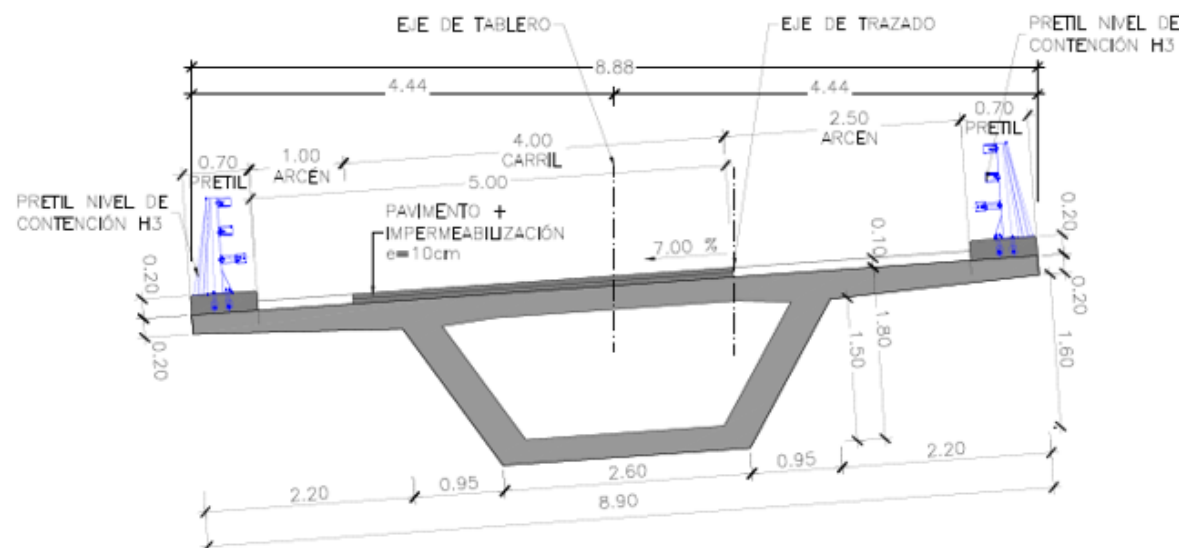
Paso superior PS Colectora. Planta.



Paso superior PS Colectora. Alzado.

La sección tipo del tablero está formada por un cajón unicelular de hormigón pretensado de 1.80 m de canto, y de 8.90 m de anchura, por lo que la esbeltez es el de 1/25 de la luz.

La sección transversal está constituida por un carril de 4.00 m, y dos arceles de 1.00 y 2.50 m, a partir de los cuales se alojan sendos pretiles (nivel de contención H3) de 0.7 m.

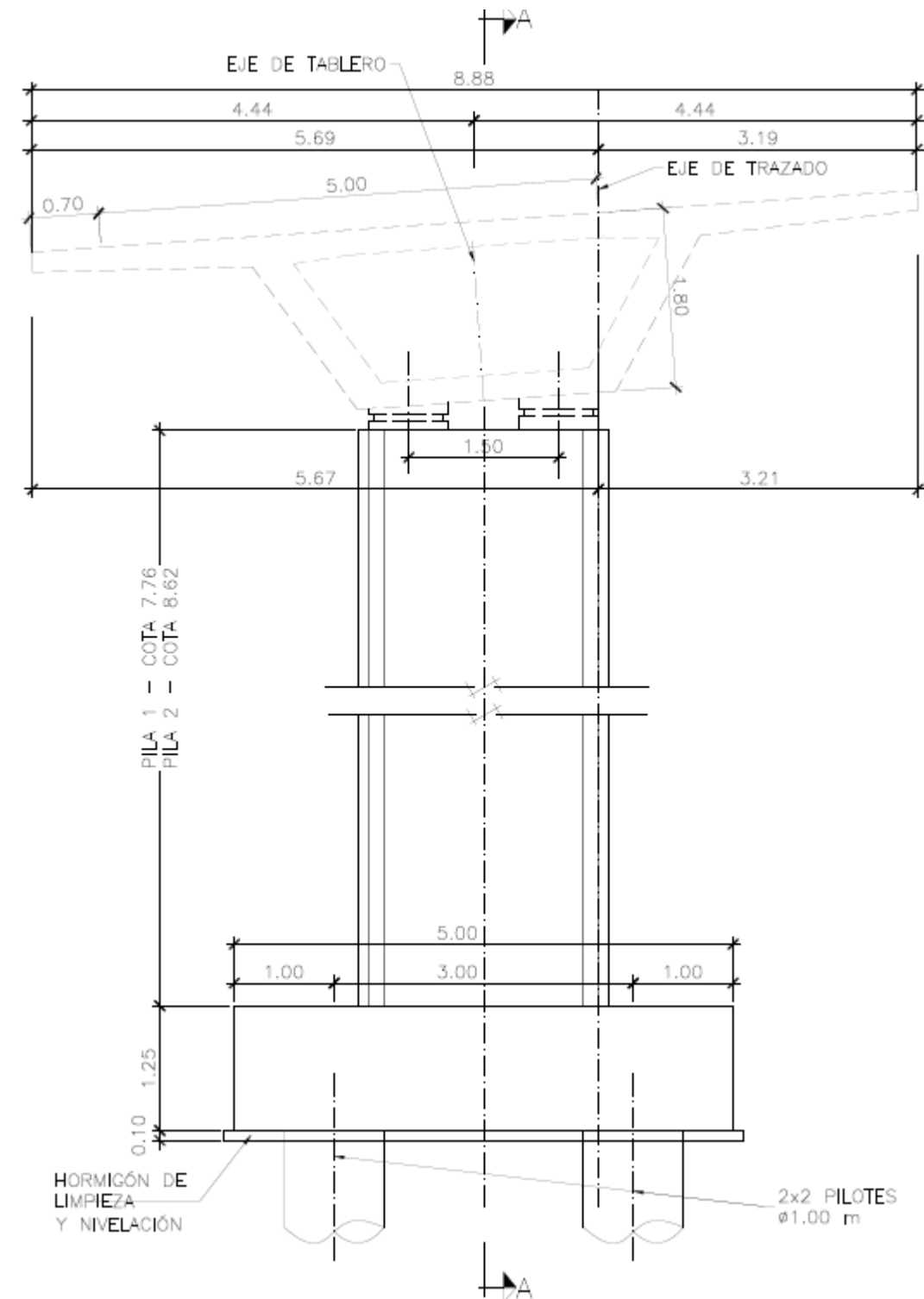


Paso superior PS Colectora. Sección tipo.

Tanto los ejes de las pilas como de los estribos son perpendiculares al eje de trazado.

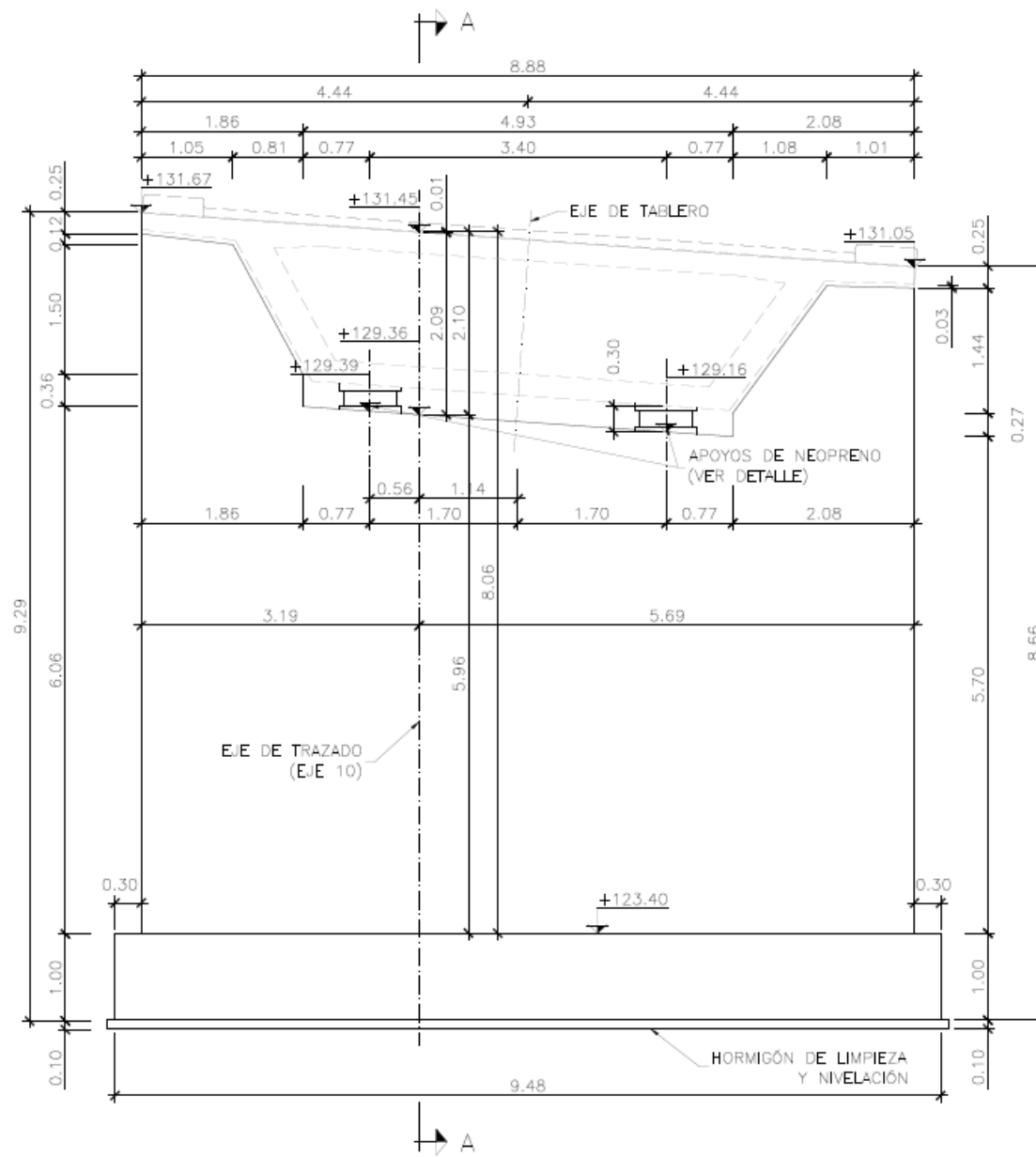
Las pilas constan de un fuste cilíndrico de sección rectangular (2.50 x 1.00 m) redondeada en sus bordes mediante 4 arcos de 0.1 m de radio, lo que mejora su aerodinamicidad.

La cimentación es profunda mediante encepados de planta cuadrada de 5.0 m de lado; el canto es de 1.25 m. En los mismos se empotran cuatro pilotes de 1 m de diámetro separados 3 m entre sí, con el fin de evitar la reducción de su resistencia por efecto grupo. De esta forma, se minimiza la excavación y, por tanto, los taludes necesarios para su ejecución y, sobre todo, el desvío de tráfico durante su construcción.

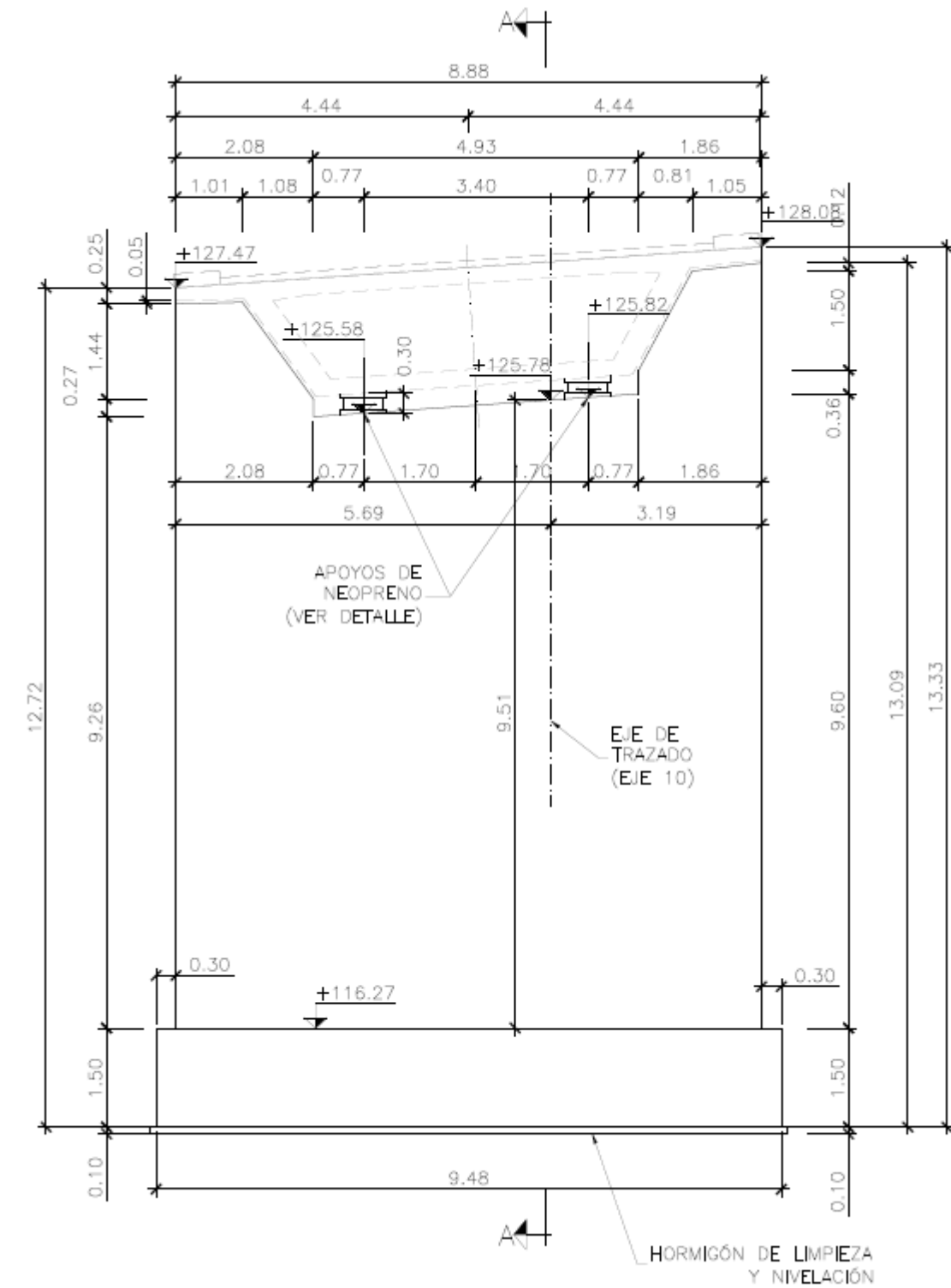


Paso superior PS Colectora. Sección Transversal en pilas

Los estribos se diseñan cerrados con muros en vuelta de diferente longitud en función del espacio disponible para los conos del terraplén.



Paso superior PS Colectora. Estribo 1



Paso superior PS Colectora. Estribo 2

18.3.4. PS 1+473

18.3.4.1. Justificación de la solución propuesta

En primer lugar, se analizan los condicionantes comentados en el apartado anterior:

- Funcionales: la plataforma de la estructura se diseña para restituir el tráfico existente en el paso superior que se va a demoler, es decir, de tal forma que albergue un carril de 4 m de anchura y dos aceras, manteniendo el nivel de permeabilidad territorial. En relación con los pretiles se dispone la anchura mínima necesaria para albergar un pretil de seguridad de nivel de contención H3 de 1.10 m.
- Trazado: la estructura presenta una planta recta y curva con un radio de 147 m. El cruce de la estructura sobre la A-2 presenta un esviaje (36.9 °), consta de un tablero mixto de tres vanos, el vano central y de mayor luz se dispone a salvar las vías nuevas y existentes, y los vanos extremos tienen una luz que logra una compensación de vanos que da lugar a una distribución de esfuerzos óptima, el tablero lleva un peralte variable con un máximo de un 7%. La longitud total es de 154.0 m entre ejes de apoyo de estribos.
- Constructivos: el fuerte tráfico de la A-2 condiciona el proceso constructivo, puesto que las modificaciones del mismo deben limitarse a la interrupción del mismo durante la noche, o a la supresión de algún carril.
- Geológico-geotécnicos: el escaso espacio para ubicar dos de sus pilas, hace necesario el planteamiento de una cimentación profunda en la misma cuyas dimensiones del encepado son mucho menores que las de una zapata a una capacidad portante no muy elevada, debido al terreno de cimentación.
- Estéticos: su exposición hace que sean más adecuadas frente a las soluciones de vigas prefabricadas.
- Económicos: el tablero mixto presenta un coste similar a la solución de tablero in-situ.

Con todo ello, la estructura más sencilla que se puede plantear es un puente con tablero mixto que cumple los condicionantes descritos anteriormente:

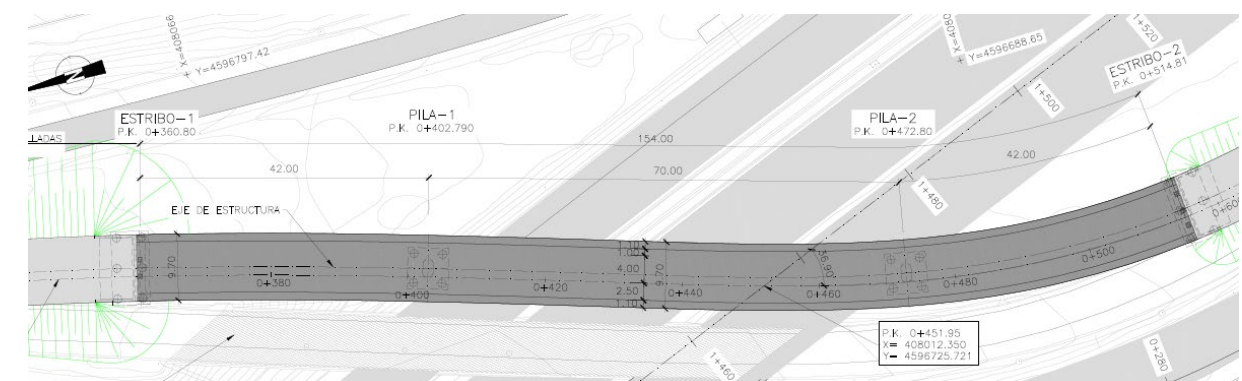
- Se adapta fácilmente a la curvatura y peralte del tablero.
- Con el fin de evitar problemas de estabilidad al vuelco, se diseña con ejes de apoyos, tanto en pilas como en estribos.
- Se plantea una estructura de tres vanos, con dos pilas intermedias, con vanos compensados del orden de 42-70-42 m de luz, para lo cual un tablero de 2.10 m de canto en el centro y de 3.40 m en apoyos de pilas, es adecuado, tanto desde un punto de vista estructural como de gálibo vertical mínimo sobre las vías de circulación inferiores.

- Las pilas se ubican dentro del área que permite los desvíos de tráfico durante las obras y la circulación en situación de servicio de las vías inferiores, tanto para la pila y su cimentación la sección rectangular es la más adecuada puesto que permite:

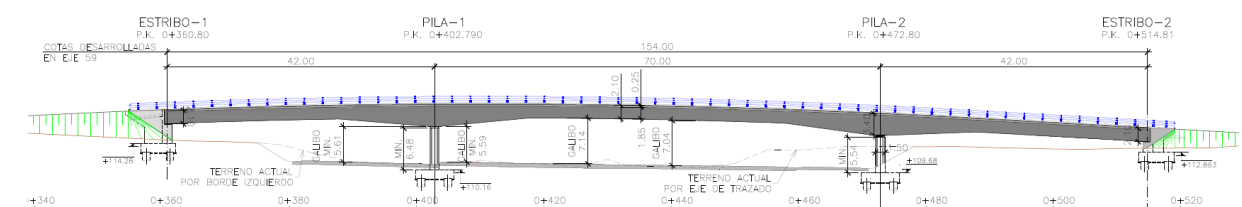
- Alojar el doble apoyo del tablero sobre las mismas.
- Está lo suficientemente alejada del vial provisional durante las obras que permite la excavación de la pila.
- La elección de la cimentación pilotada reduce el área de la cimentación en planta, permitiendo maximizar la distancia al talud de excavación.

18.3.4.2. Descripción de la estructura

La estructura, que permitirá el paso de vehículos, consta de un tablero mixto de tres vanos, el vano central y de mayor luz se dispone a salvar las vías nuevas y existentes, y los vanos extremos tienen una luz que logra una compensación de vanos que da lugar a una distribución de esfuerzos óptima, cuya longitud total es de 154.0 m entre ejes de apoyo de estribos y con una distribución de luces igual a: 42.0+70.0+42.0 m.. El paso superior discurre en recta en el inicio y discurre en curva llegando al estribo 2, va desde el P.K. 0+360.80 hasta el P.K. 0+514.81 del eje 59.



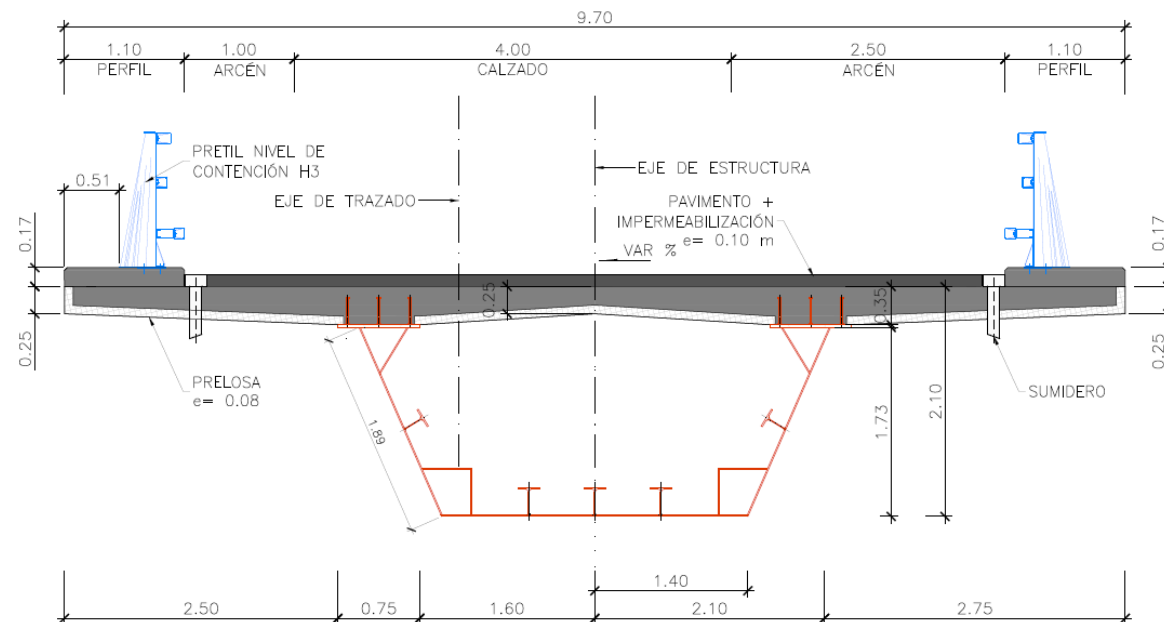
Paso superior PS 1+473. Planta.



Paso superior PS 1+473. Alzado.

Se plantea una solución hiperestática de canto variable mediante el empleo de un cajón metálico, el menor canto de 2.10 m se ubica en el centro de vano y estribos y de mayor canto 3.40 m en apoyos intermedios sobre pilas, y una losa de hormigón superior de 9.70 m de anchura, por lo que la esbeltez es de 1/33 en el centro de vano.

La sección transversal está constituida por un carril de 4.00 m, y dos arcenes de 1.00 y 2.50 m, a partir de los cuales se alojan sendos pretiles (nivel de contención H3) de 1.10 m.

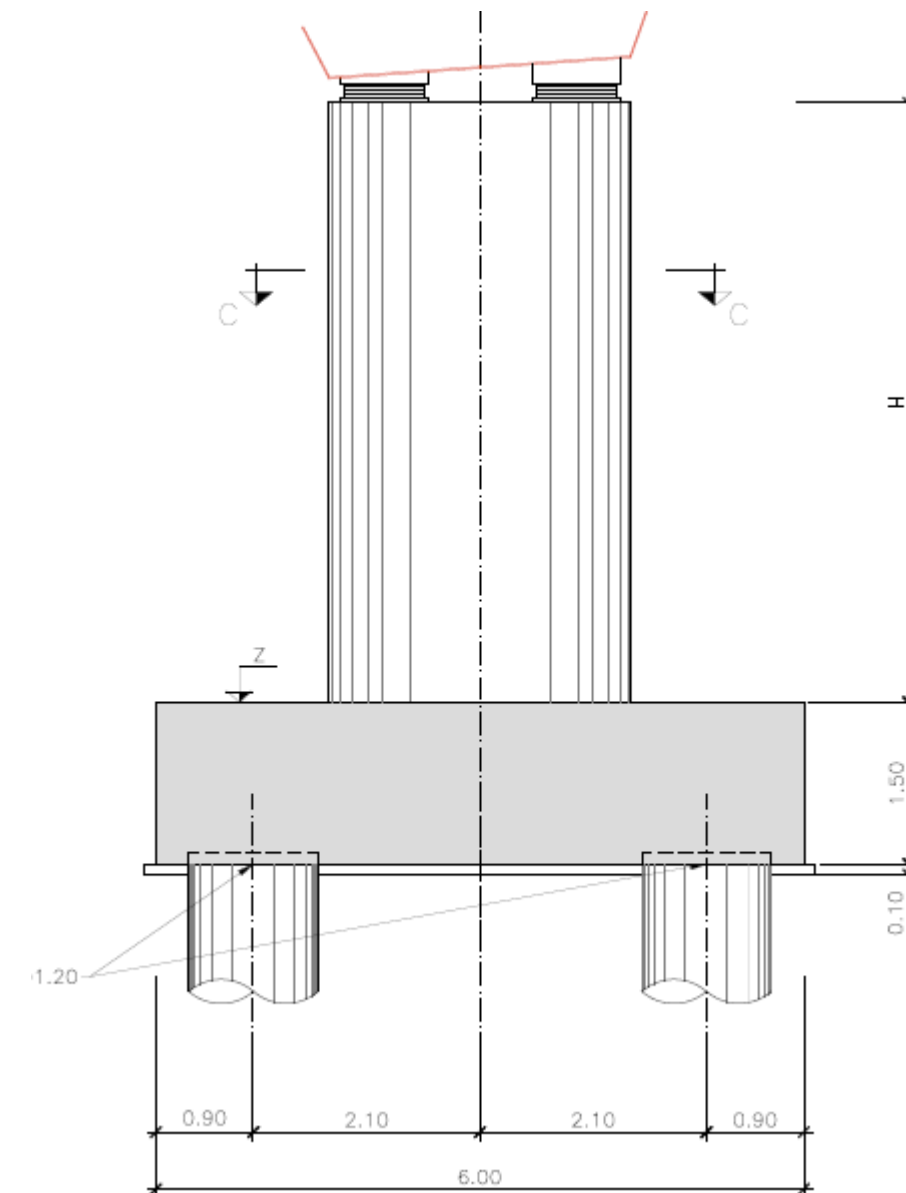


Paso superior PS 1+473. Sección tipo.

Tanto los ejes de las pilas como de los estribos son perpendiculares al eje de trazado.

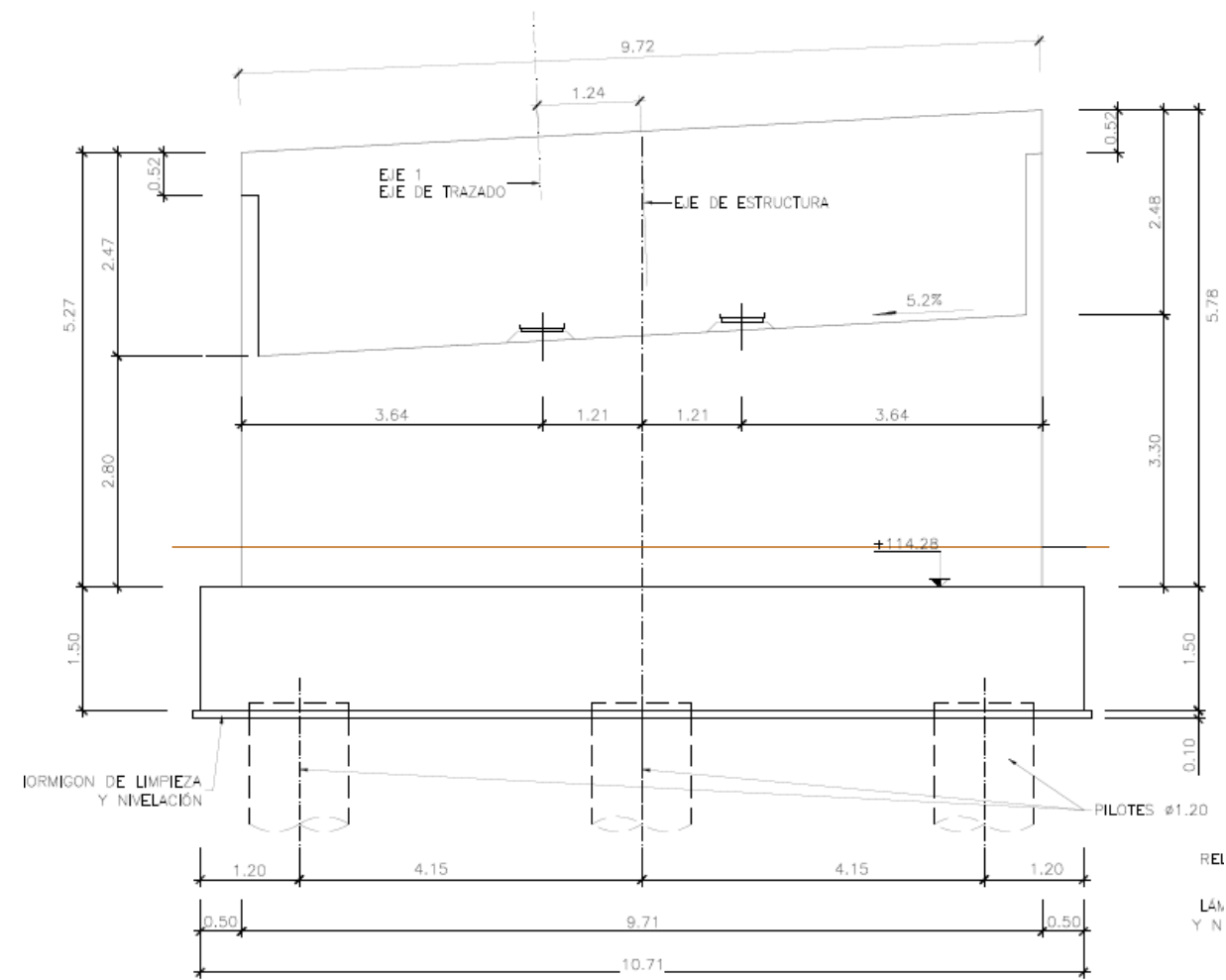
Las pilas constan de un fuste cilíndrico de sección rectangular (2.80 x 1.50 m) redondeada en sus bordes mediante 2 arcos de 0.75 m de radio.

La cimentación es profunda mediante encepados de planta cuadrada de 6.0 m de lado; el canto es de 1.50 m. En los mismos se empotran cuatro pilotes de 1.20 m de diámetro separados 4.20 m entre sí, con el fin de evitar la reducción de su resistencia por efecto grupo. De esta forma, se minimiza la excavación y, por tanto, los taludes necesarios para su ejecución y, sobre todo, el desvío de tráfico durante su construcción.

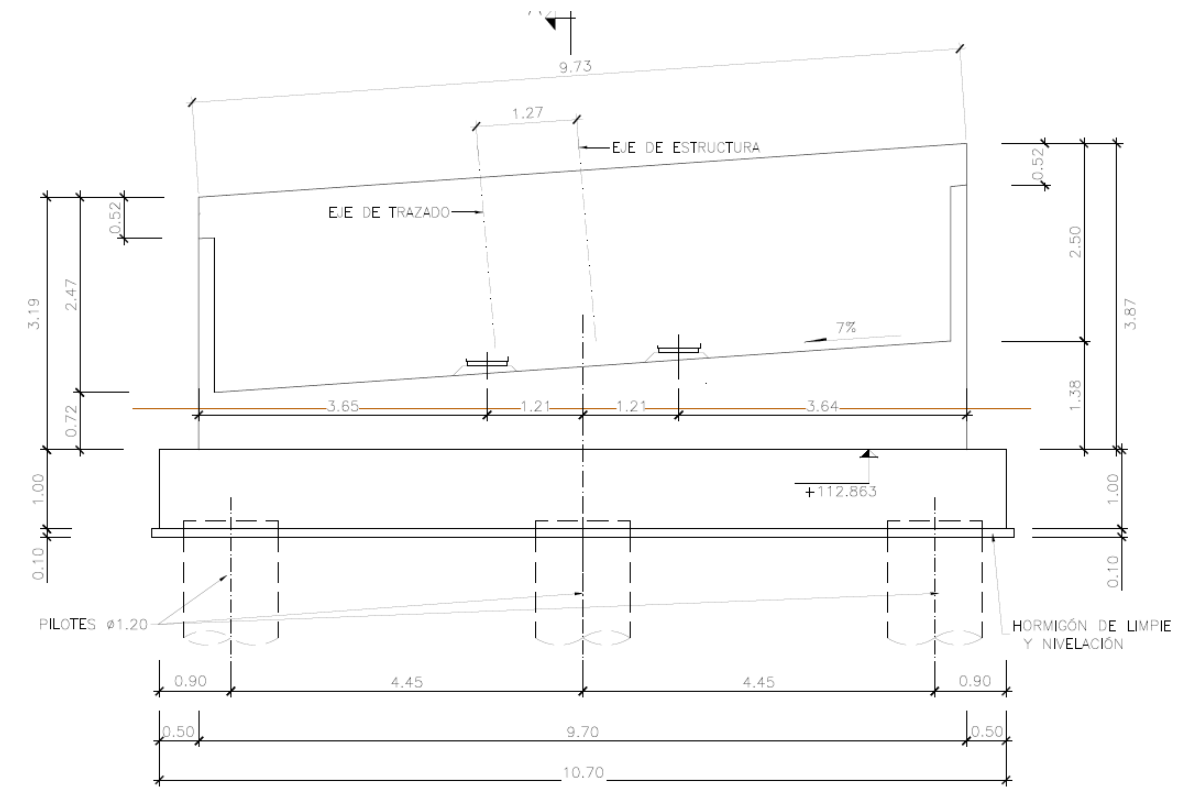


Paso superior PS 1+473. Sección Transversal en pilas

Los estribos se diseñan cerrados con muros en vuelta de diferente longitud en función del espacio disponible para los conos del terraplén.



Paso superior PS 1+473. Estrado 1



Paso superior PS 1+473. Estrado 2

18.4. PASARELA

18.4.1. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

En primer lugar, se analizan los condicionantes comentados en el apartado anterior:

- Funcionales: la plataforma de la pasarela se diseña para incluir un paso elevado peatonal que cruza por sobre el tráfico de la A2. La sección interior de la pasarela tiene un gálibo libre de 2.50 m en horizontal y un gálibo vertical de 2.20 m.
- Trazado: la estructura presenta planta recta, con una pendiente longitudinal del 4% y una altura máxima de la rasante sobre el terreno de 9.0 m, por lo que no presenta ninguna restricción.
- Constructivos: la vía inferior posee una IMD elevada y no se recomienda la interrupción del tráfico ni su desvío, salvo en cortes nocturnos. Esto conduce a una estructura metálica y liviana como la solución más adecuada.
- Geológico-geotécnicos: si bien el terreno no presenta una capacidad portante elevada, permite plantear cimentaciones superficiales razonables para las cargas que se esperan en una pasarela de estas características.
- Estéticos: la distribución de los vanos, hace que sea más adecuada la solución de cerchas metálicas frente a la solución de vigas de hormigón, en el caso de elegirse una solución de vigas prefabricadas.
- Económicos: la estructura presenta un rango de luces más adecuado para la tipología de cerchas metálicas frente a vigas prefabricadas, por lo que es más económica.

Con todo ello, la estructura más sencilla que se puede plantear es una pasarela de cerchas metálicas, cuyo tablero se ejecuta en fábrica y se monta en obra de una forma ágil e interrumpiendo el tráfico lo mínimo posible.

En la elección de vigas artesa en vez de doble “T” influyen los siguientes factores:

- Estético: se trata de una estructura expuesta debido a la vía de circulación que sobrevuela.
- Ejecución: en el caso de disponer vigas doble “T” se requeriría un número mayor, alargando el montaje del tablero.

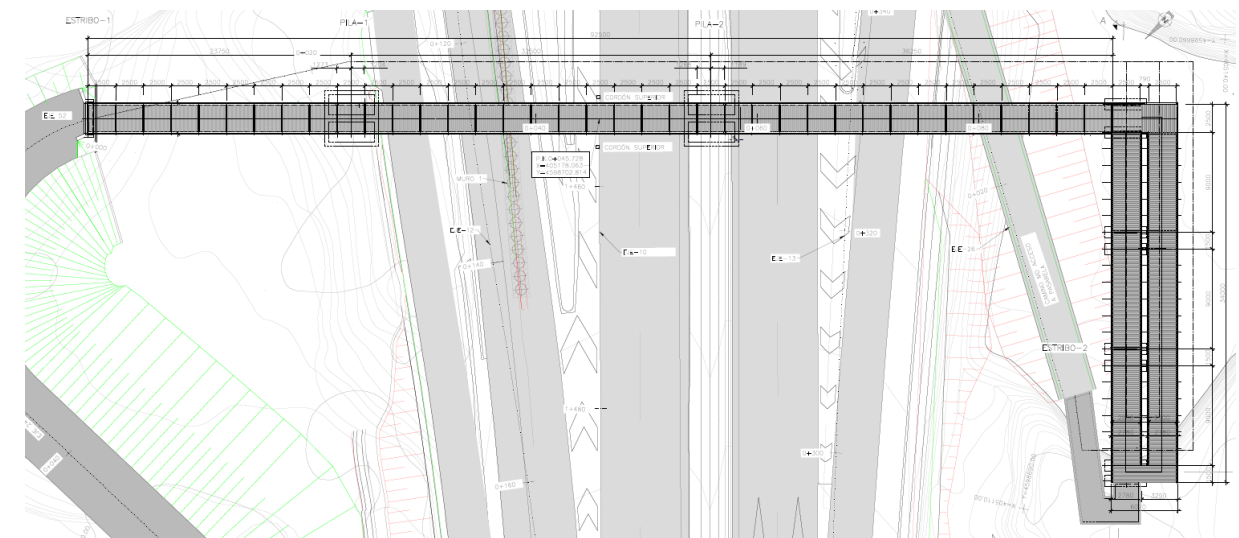
La estructura metálica es viable debido a los siguientes motivos:

- Se trata de estructuras rectas de ancho constante.
- Existe espacio suficiente para la ubicación de las pilas y el desarrollo de las rampa.

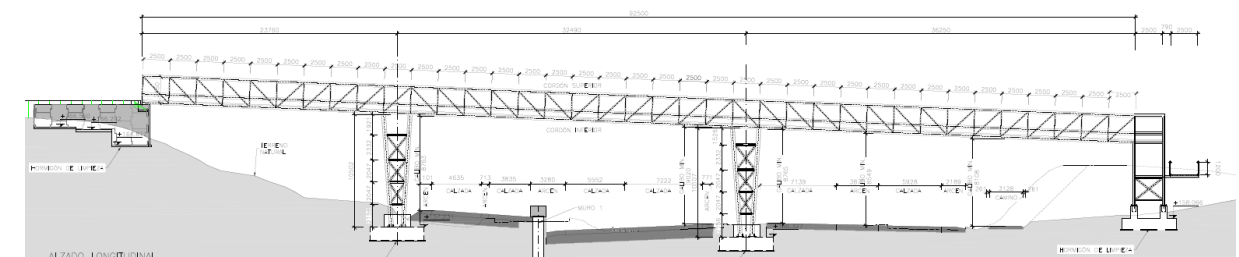
- La distribución de luces de los vanos, con un valor máximo del orden de 36.25 m, es adecuada para esta tipología.
 - Un canto necesario de la cercha que deja un gálibo suficiente en la vía inferior.

18.4.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura que permitirá el paso de peatones es una pasarela metálica de tres vanos cuya longitud total es de 95.0 m y con una distribución de luces igual a: 23.75+32.50+38.75 m. Se ubica en el P.K. 1+453.88 del eje 10.

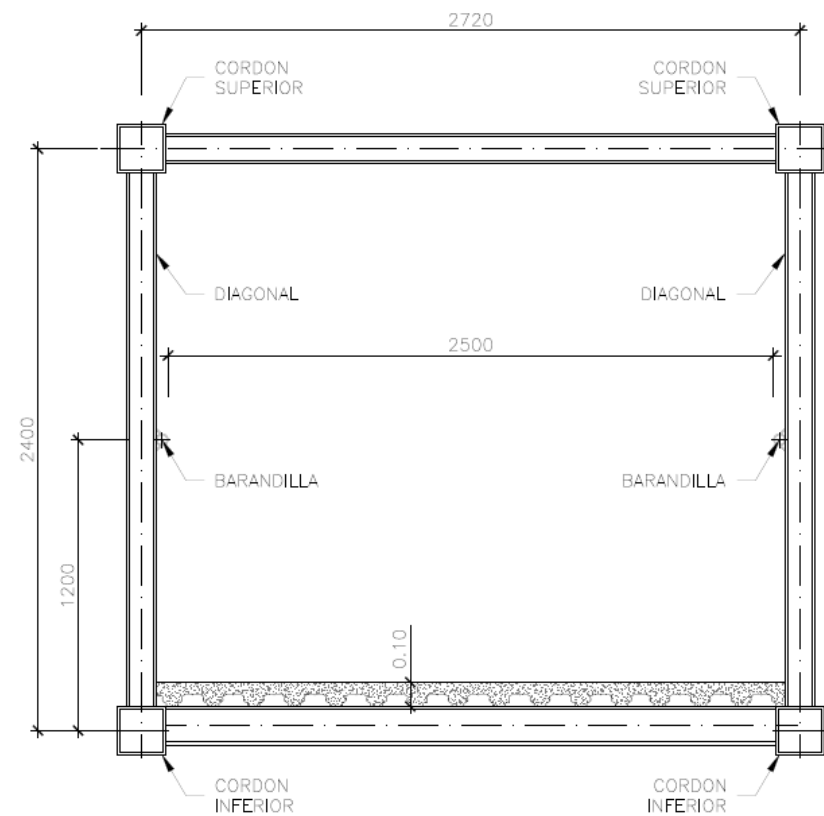


Pasarela 1+453. Planta.



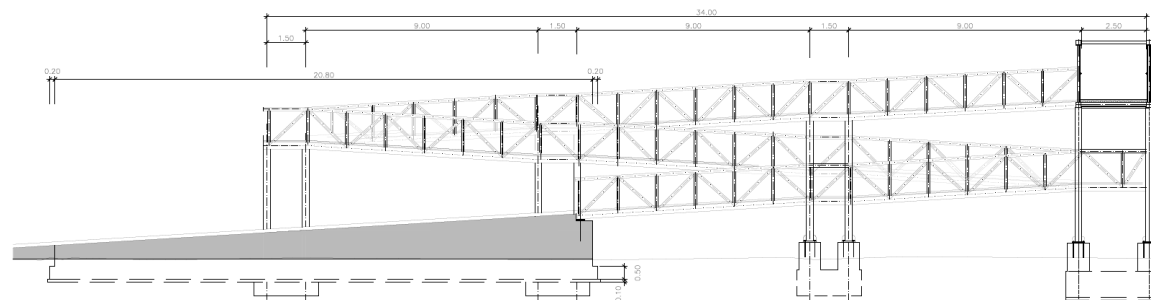
Pasarela 1+453. Alzado.

La sección tipo de la pasarela está formada por dos cerchas paralelas separadas a 2.72 m a ejes. Se unen con perfiles que se distribuyen en planta cada 1,50 m y que sirve de apoyo para el forjado colaborante de 0.10 m de espesor y unidas en cabeza con perfiles cada 2.50 m además de diagonales. La separación entre los cordones superior e inferior es de 2.40 m (relación canto/luz mínima: 1/16 aproximadamente).



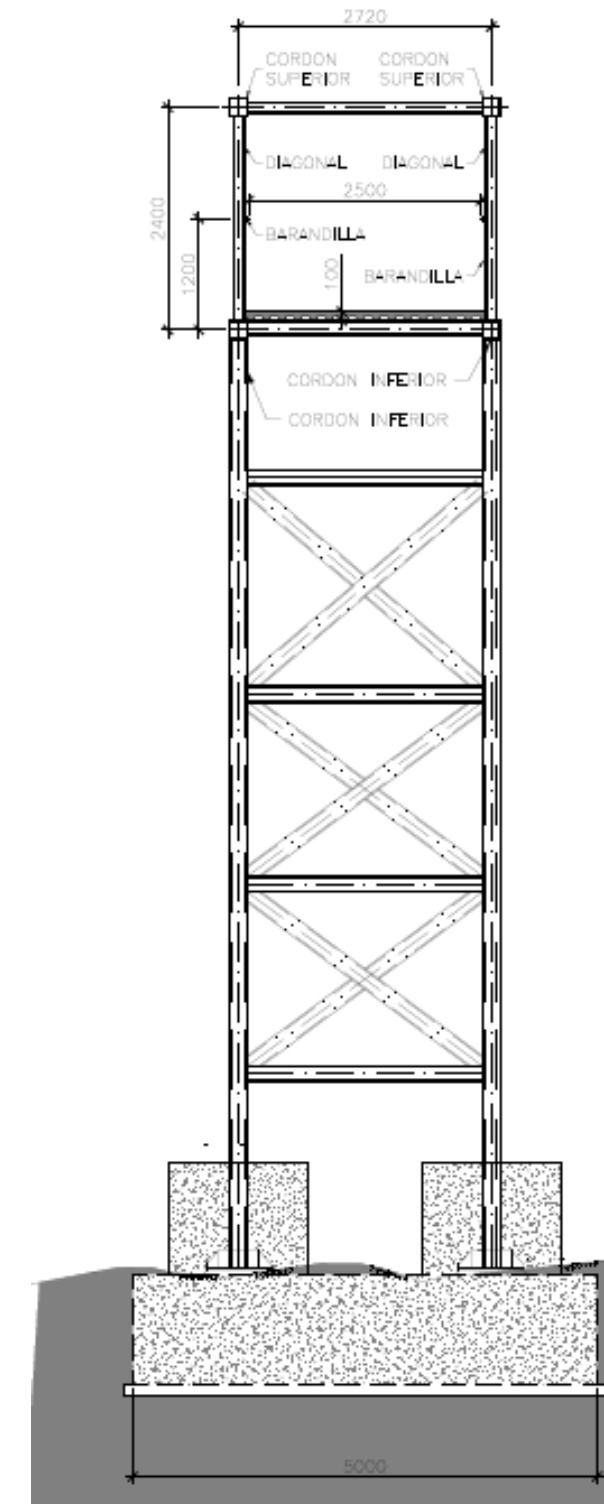
Pasarela 1+453. Sección tipo.

Se desarrolla una rampa de acceso a la pasarela a un lado y en el otro extremo apoya sobre un cargadero. La rampa tiene un desarrollo de 90.0 m, la luz de los tramos de la rampa es de 9.00 m. y descansos de 1.50 m La inclinación de los tramos de la rampa es del 6%.



Pasarela 1+453. Rampa

Las pilas constan de cuatro fuste metálicos, donde los módulos de la cercha apoyan y a su vez estos fuste apoyan en una cimentación cuadrada de hormigón armado (5.00 x 5.00 m) y canto 1.20 m.



Pasarela 1+453. Pila

18.5. PASOS INFERIORES

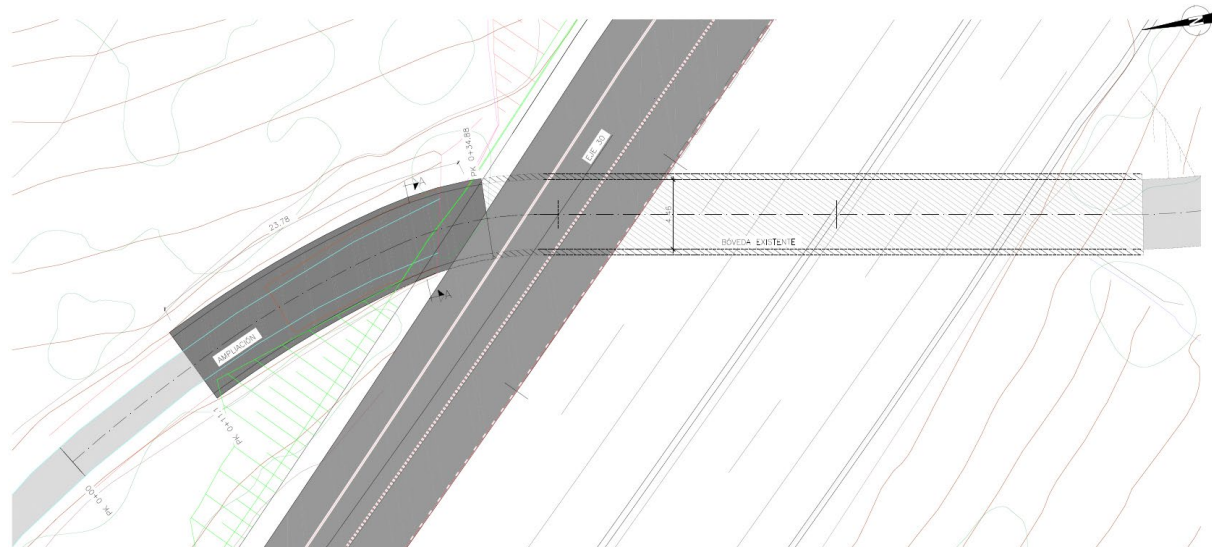
18.5.1. PASO INFERIOR AMPLIACIÓN BÓVEDA

18.5.1.1. Justificación de la solución propuesta

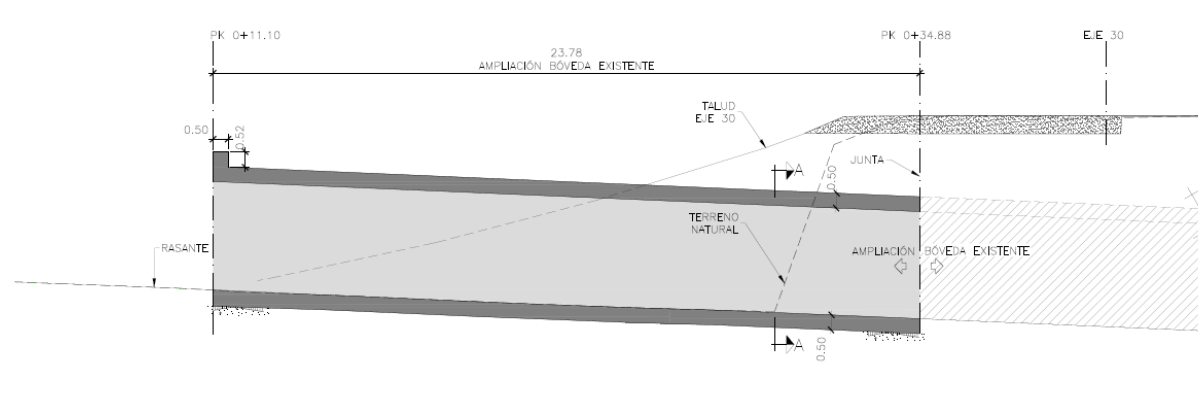
Puesto que se trata de la ampliación de una estructura existente, se plantea la prolongación de la misma con una tipología igual a la existente, es decir una bóveda de hormigón armado, en principio prefabricada, salvo que la geometría existente no se asemeje a una existente en el mercado, en cuyo caso, en la siguiente fase se planteará la posibilidad de ejecutarla “in situ”.

18.5.1.2. Descripción de la estructura

Este paso inferior se ubica hacia el P.K. 1+600 del eje principal (Eje 10) y constituye la ampliación de una bóveda existente en una longitud de 23.78 m. Los gálibos vertical y horizontal de 3.5 y 4.5 m aproximadamente permiten el paso de los usuarios de un camino por el interior de la estructura.

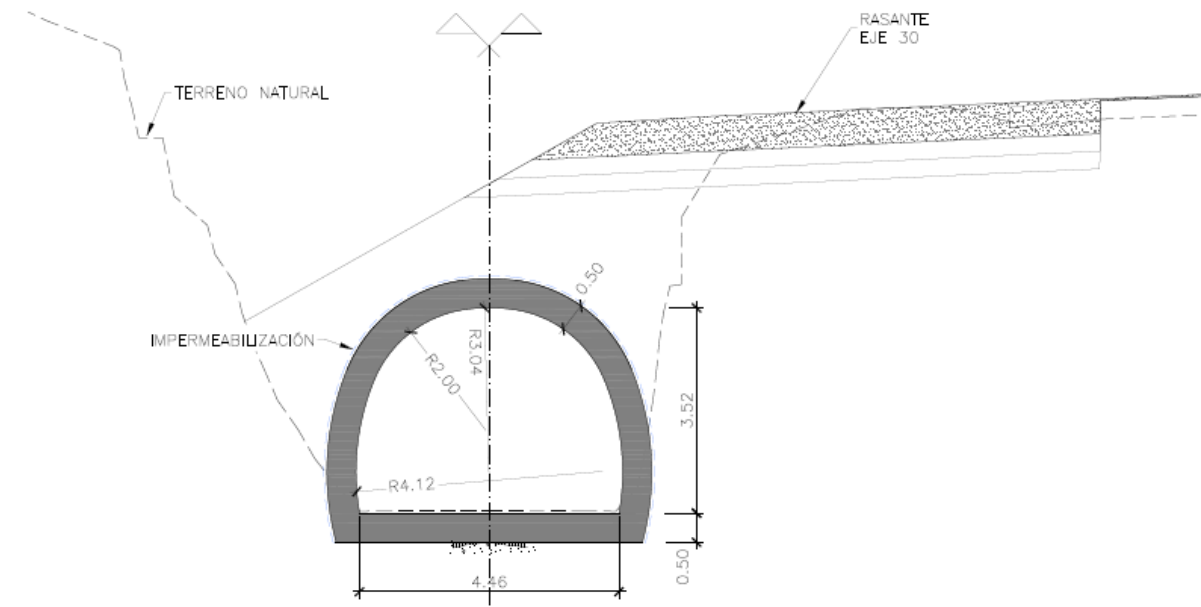


Paso inferior ampliación bóveda. Planta.



Paso inferior ampliación bóveda. Alzado.

La sección transversal es una bóveda de hormigón armado con altura interior 3.5 m y ancho interior de 4.5 m. Su espesor es de 0.50 m. La bóveda se cimienta superficialmente mediante una losa del mismo canto.



Paso inferior ampliación bóveda. Sección tipo.

En la siguiente fase se estudiará la posibilidad de realizar un acondicionamiento con gunita de los accesos, en función de la estabilidad de los taludes existentes.

Se dispone un sistema de impermeabilización y drenaje que asegura un buen mantenimiento y evita empujes hidrostáticos en la bóveda; este sistema está constituido por los siguientes elementos:

- Pintura impermeabilizante en las superficies en contacto con el terreno (excepto en las cimentaciones).
- Lámina drenante geocompuesta en el trasdós de los hastiales.
- Tubo-dren de P.V.C. en el arranque del trasdós de hastiales que conduce el agua al sistema de drenaje general.

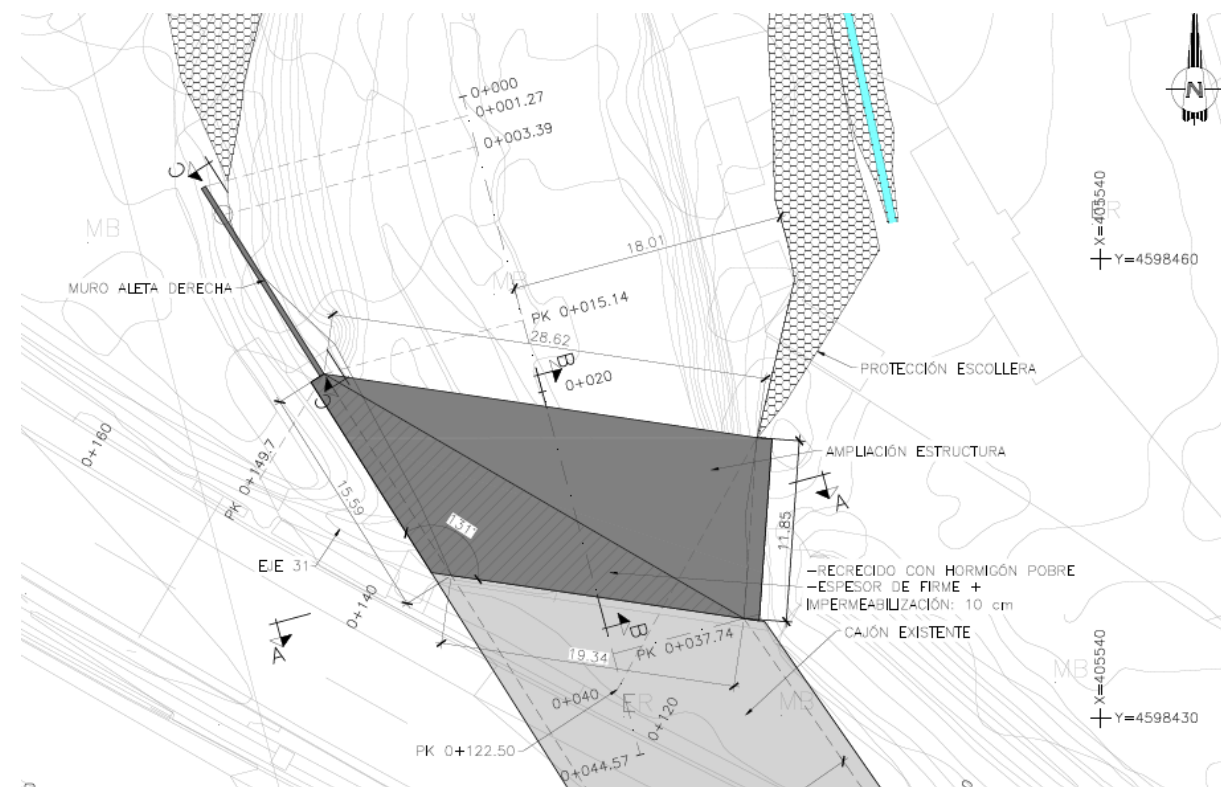
18.5.2. PASO INFERIOR TORRENT DEL MAL

18.5.2.1. Justificación de la solución propuesta

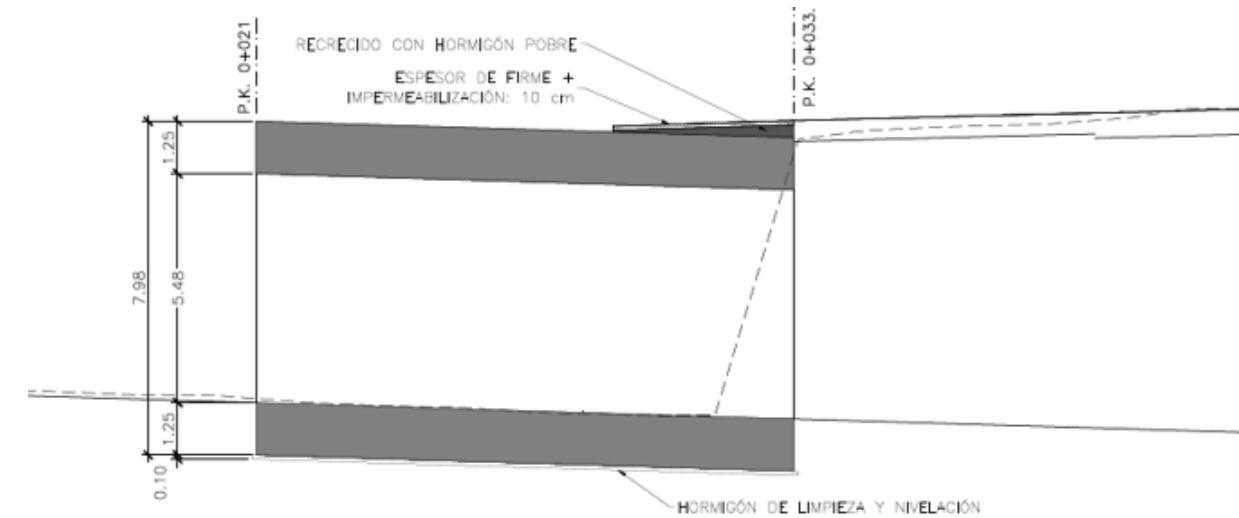
Puesto que se trata de la ampliación de una estructura existente, se plantea la prolongación de la misma con una tipología igual a la existente, es decir un marco de sección rectangular de hormigón armado. La geometría será continua en la sección de unión con la existente, con el fin de garantizar el correcto desagüe del cauce y de evitar pérdidas,; si bien, a partir de dicho punto se adaptará al cauce y a la protección de ambos laterales que se está diseñando previamente a la obra de drenaje.

18.5.2.2. Descripción de la estructura

Este paso inferior se ubica en el P.K. 1+020 del eje principal (Eje 10) y presenta una longitud de 12.90 m. El gálibo horizontal es el indicado por los condicionantes de drenaje, siendo igual al existente en la unión y ampliándose hacia aguas arriba. Se define un gálibo vertical mínimo de 5,475 m, igual al existente.

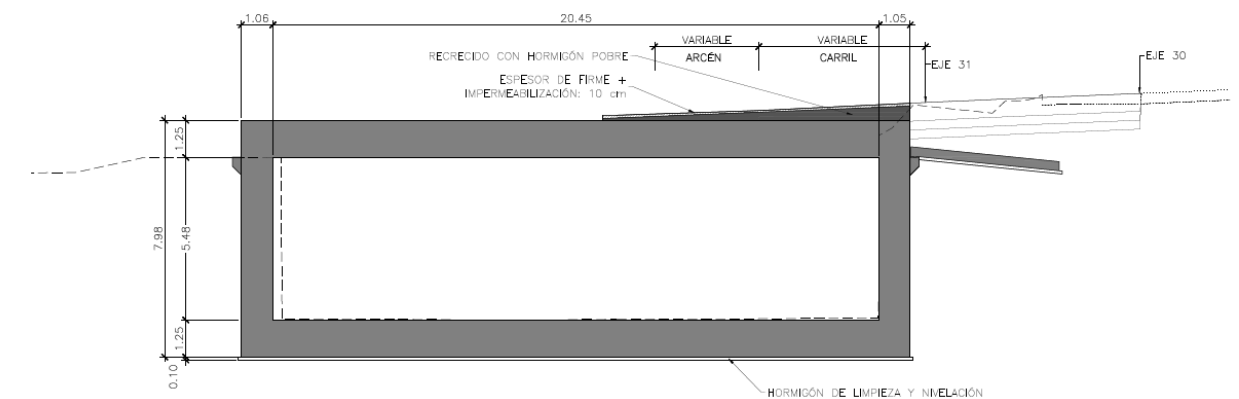


Paso inferior Torrent del Mal. Planta.



Paso inferior Torrent del Mal. Alzado.

La sección transversal es tipo marco de hormigón armado con altura interior 5.475 m y ancho interior variable. El espesor de los hastiales es de 1.0 m y el de las losas de 1.25 m. La losa superior se recrece mediante un hormigón pobre con el fin de garantizar el correcto apoyo del firme.



Paso inferior Torrent del Mal. Sección tipo.

En la boca de unión con la estructura existente se dispone una aleta en ménsula en el lado derecho de altura variable, con el fin de contener las tierras del terraplén del carril ampliado en el tronco. Se dispone un sistema de impermeabilización y drenaje que asegura un buen mantenimiento y evita empujes hidrostáticos en los muros; este sistema está constituido por los siguientes elementos:

- Pintura impermeabilizante en las superficies en contacto con el terreno (excepto en las cimentaciones).
- Lámina drenante geocompuesta en el trasdós de los hastiales.
- Tubo-dren de P.V.C. en el arranque del trasdós de hastiales que conduce el agua al sistema de drenaje general.

Debido a la proximidad en altura entre el carril ampliado y la losa superior del marco, no existe una altura de tierras superior a 1 m, valor recomendado en pasos inferiores. Con el fin de evitar la aparición de asientos en el pavimento se disponen losas de transición que cuentan con un espesor de 0,30 m, una longitud de 5,00 m y un ancho coincidente con el ancho de cada hastial. Se disponen inclinadas con un 5% de pendiente, apoyadas en uno de sus extremos sobre una ménsula en los hastiales del cajón.

18.6. ADAPTACIÓN ESTRUCTURAS

18.6.1. VERTICALIZACIÓN DEL ESTRIBO EN ESTRUCTURA EXISTENTE

18.6.1.1. Justificación de la solución propuesta

En primer lugar, se analizan los condicionantes comentados en el apartado anterior:

- Funcionales: el cono de tierras del estribo 1 de la estructura existente, no permite alojar el carril ampliado. En este sentido se debe rectificar con lo que se ha denominado verticalización del estribo.
- Trazado:
 - Seguridad: se evitará cualquier afección a la estructura existente y su tráfico.
 - El muro se deberá definir con el mismo trazado que el estribo existente.
- Constructivos:
 - La vía inferior posee una IMD elevada y no se recomienda la interrupción del tráfico ni su desvío, salvo en cortes nocturnos.
 - Las aletas no permiten retrasar el cono de tierras, por lo que se deberá definir un muro que contenga dichas tierras. La ejecución de dicho muro se ha de realizar, en gran parte de su longitud bajo la estructura, es decir, con un gálibo muy reducido, por lo que se descartan máquinas de gálibo superior a 2-3 m, como son las pilotadoras. En este sentido se debe descartar la pantalla de pilotes.
 - La cota de la cimentación del estribo es elevada, por lo que el muro se deberá ejecutar garantizando la ausencia de afección a la misma.
 - La proximidad del estribo y el nuevo carril, impide diseñar muros con talón.
- Geológico-geotécnicos: si bien el terreno no presenta una capacidad portante elevada, permite plantear cimentaciones superficiales razonables para las cargas que se esperan en un paso superior de estas características.
- Estéticos: su exposición hace que se deban cuidar los encofrados en el caso de muros vistos.
- Medioambientales: dada la singularidad de esta obra y la gran influencia del resto de condicionantes, los criterios medioambientales pasan a un segundo plano.

- Económicos: dada la singularidad de esta obra y la gran influencia del resto de condicionantes, en concreto, la seguridad, los criterios económicos, si bien se deberán minimizar los costes, de acuerdo a la orden de eficiencia, pasan a un segundo plano.

Con todo ello, se plantea la ejecución de un muro de hormigón armado sólo con puntera para cuya ejecución es necesaria la realización previa de una pantalla de micropilotes anclada provisionalmente.

18.6.1.2. Descripción de la estructura

Se trata de la verticalización del estribo, con el fin de poder salvar con la estructura existente el nuevo carril. La actuación consiste en la ejecución de dos elementos fundamentales: pantalla de micropilotes y muro de hormigón armado definitivo. Ambos se definen en una longitud de 18 m, es decir, los 14 m del estribo existente y 2 m más hacia cada lado.

18.6.1.2.1. Pantalla de micropilotes

Está constituida por micropilotes de 300 mm de diámetro y 9.15 m de longitud. La sección transversal es de hormigón con una camisa tubular de 220 mm de diámetro y 10 mm de espesor. Los micropilotes se dispondrán a 0.3 m entre sí, es decir, yuxtapuestos y se anclarán provisionalmente al terreno. Los anclajes se colocarán cada 2 m y en dos niveles al tresbolillo. La inclinación de los mismos es variable entre 15 y 30º, con el fin de evitar la afección entre sus bulbos.

18.6.1.2.2. Muro de hormigón armado

Se define un muro sin talón, pero con un rastrillo en la puntera, con el fin de garantizar la estabilidad al vuelco y al deslizamiento. El fuste es de canto variable desde 0.3 a 0.6 m con una altura de 7.15 m. La zapata es de 6 m, y a excepción del rastrillo, tiene un canto constante de 1 m. El rastrillo se definirá convenientemente en la siguiente fase, con los parámetros geotécnicos del terreno, obtenidos a partir de la campaña geotécnica.

18.6.1.3. Proceso constructivo

El proceso constructivo es de vital importancia en esta estructura debido al gran condicionante de la estructura existente comentado en el subapartado anterior. Por este motivo se describe aquí y se representa en los planos:

- Fase 1: Ejecución de plataforma provisional
En primer lugar, se rellenará, en las proximidades del estribo, una plataforma de anchura mínima 2.5 m en coronación, mediante tongadas de aproximadamente 30 cm de espesor, compactadas convenientemente para la ejecución de la pantalla de micropilotes.
- Fase 2: Ejecución de pantalla de micropilotes
A continuación, se perforará la pantalla de micropilotes.
- Fase 3: Excavación por fases y ejecución de anclajes provisionales
La excavación se deberá realizar en tres fases como mínimo, siendo la separación de dichas fases, la cota de disposición de los anclajes al terreno.

- Fase 4: Ejecución de muro definitivo y destesado de anclajes provisionales
Una vez excavado, se podrá ejecutar el muro definitivo de hormigón armado e ir destesando los anclajes por bataches.

18.7. MUROS

18.7.1. INTRODUCCIÓN

A lo largo del trazado se plantean una serie de muros que permiten la contención del terreno de manera permanente para la protección de viales, edificaciones, parcelas privadas o cauces fluviales.

Para dar solución a las distintas situaciones que se presentan en el anteproyecto se proponen tres tipologías de muros

- Pantalla de pilotes
- Muro de hormigón armado en ménsula
- Muro verde

Índice	Denominación	Margen	Eje	pk inicial	pk final	Longitud (m)	Máxima	Media	Tipo
1	Muro 1	Derecha	Eje 10	1+390	1+455	65.0	5.30	3.51	1
2	Muro 2	Derecha	Eje 10	1+325	1+165	160.0	8.10	4.53	1
3	Muro 3	Derecha	Eje 10	0+925	1+055	130.0	3.50	2.35	2
4	Muro 4	Izquierda	Eje 42	0+285	0+370	85.0	8.24	5.52	1
5	Muro 5. Muro verde	Derecha	Eje 40	0+314,98	0+365	50.0	13.74	11.57	Verde
6	Muro 6	Izquierda	Eje 13	0+199	0+235.38	36.4	5.05	4.24	2
7	Muro 7	Izquierda	Eje 13	0+385	0+450	65.0	2.30	1.81	2
8	Muro 8	Izquierda	Eje 57	0+040	0+100	60.0	5.10	3.20	2
9	Muro 9	Derecha	Eje 59	0+150	0+255	105.0	3.17	2.37	2
10	Muro 10	Derecha	Eje 59	0+625	0+640	15.0	0.96	0.96	2

En los sucesivos apartados se aporta la descripción y justificación de las tipologías propuestas.

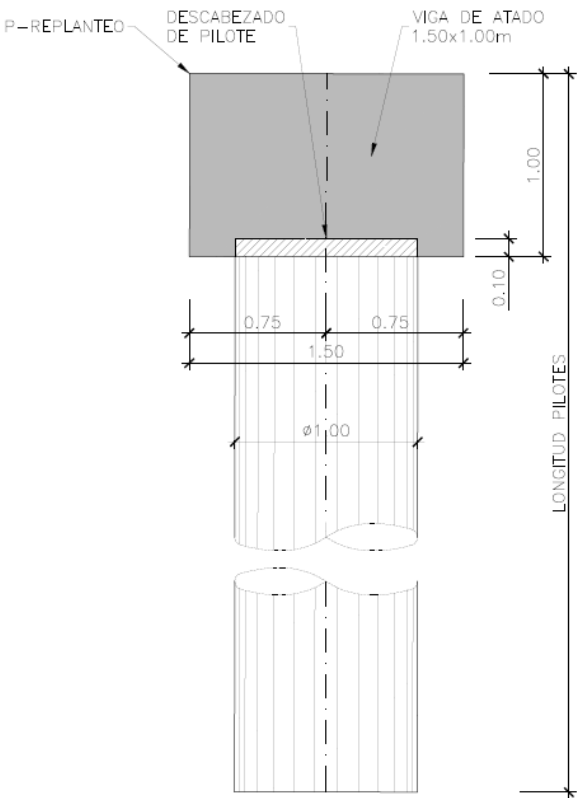
18.7.2. JUSTIFICACIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS PROPUESTAS

18.7.2.1. Pantalla de pilotes Hmax = 8,24 m

Los muros pantalla se proponen en los casos en los que se requiere la protección de un vial o edificación existente al realizar las excavaciones necesarias para la ampliación del tronco.

Esta solución permite reducir al mínimo la excavación necesaria y por tanto las afecciones, en comparación a la excavación necesaria en muros convencionales con cimentación directa. Se define hasta alturas máximas de casi 8,30 m.

La sección transversal planteada consiste en pilotes de 1,00 m de diámetro con una separación transversal de 1,20 m y unidos en cabeza mediante una viga de coronación de 1,50 m de ancho y 1,00 m de canto.

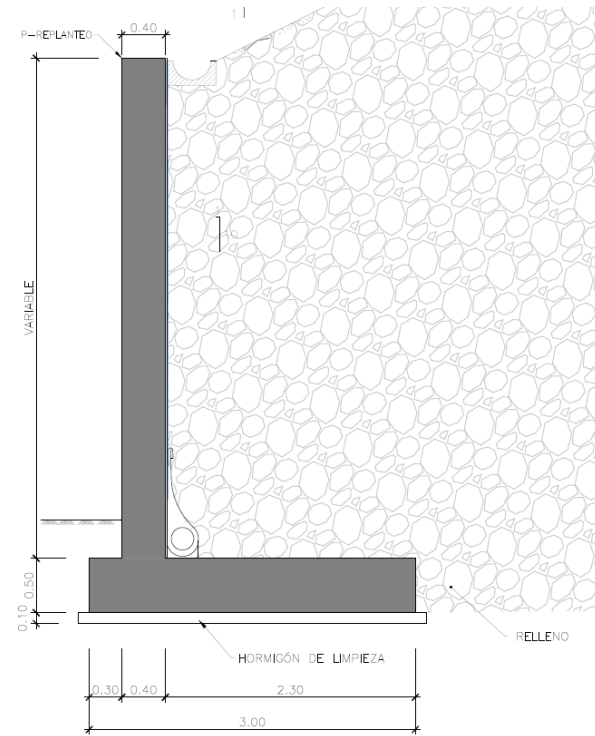


Muro tipo 1. Sección tipo.

18.7.2.2. Muro ménsula Hmax = 5,05 m

Esta tipología consiste en muros tipo ménsula de hormigón armado, ejecutados in situ. Se aplica para la contención del derrame de tierras de terraplenes con alturas de hasta 5.05 m.

El alzado se dimensiona con un espesor que varía según su altura entre 0.30 m hasta 0,50 m. La cimentación será directa. Adicionalmente se diseña un sobrecanto en cabeza de 0,70 m que permite el anclaje del pretil.



Muro tipo 2 - Muro 3. Sección tipo.

El proceso constructivo para la realización del muro es el siguiente:

- FASE 1: Ejecución de las soluciones al tráfico, reordenando los carriles en la plataforma para liberar la zona de obra.
- FASE 2: Excavación de la cimentación.
- FASE 3: Ejecución de la capa de nivelación de 10 cm de espesor.
- FASE 4: Hormigonado de la cimentación previa colocación del correspondiente armado y encofrado.
- FASE 5: Hormigonado del alzado del muro, previa colocación del correspondiente armado y encofrado.
- FASE 6: Impermeabilización del trasdós del muro y relleno.

18.7.2.3. Muro verde

Los muros verdes, también conocidos como muros ecológicos de tierra, son taludes compactados y armados con geomalla de alta durabilidad, que resisten muy bien a tracción y al deslizamiento, lo que permite que pueda revegetarse la parte frontal, de manera que quedan protegidos de la erosión. Se trata de una estructura de contención integrada en el entorno y respetuosa con el medio ambiente.

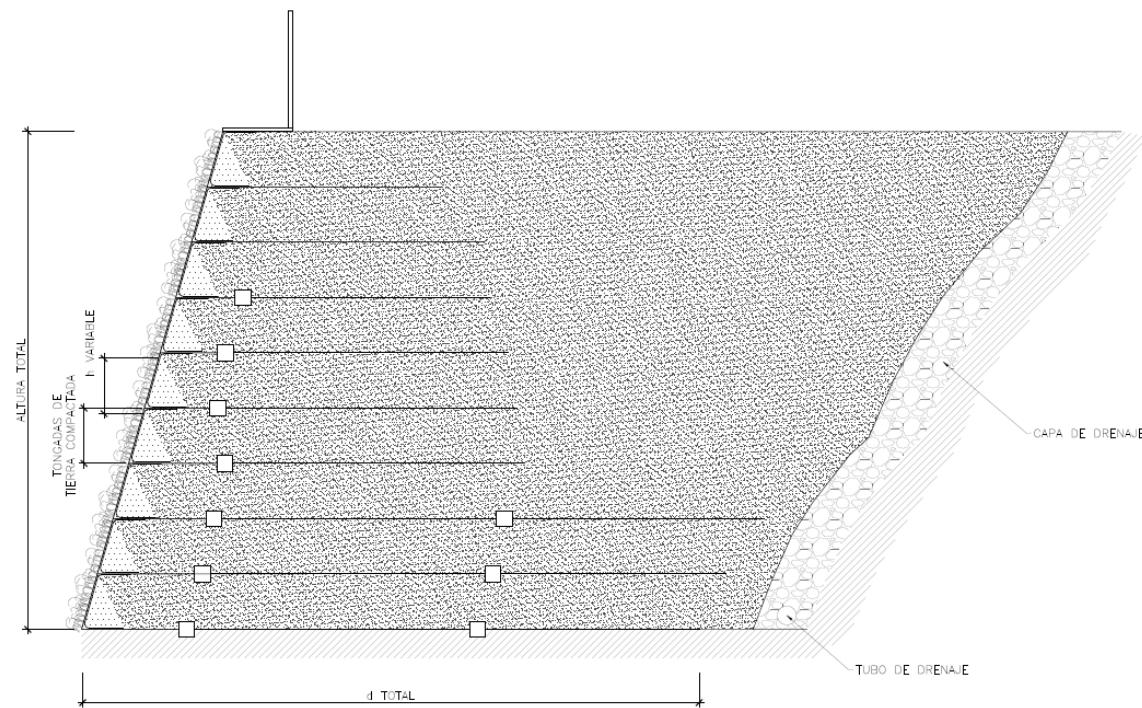
Estas geomallas están compuestas por filamentos de poliéster de tenacidad alta y están recubiertas por una capa de P.V.C. que las protege.

Los frontales también pueden estar reforzados con enrejados metálicos, en algunos casos incluso pueden estar protegidos por un refuerzo exterior de malla hexagonal de triple torsión, que se confecciona con alambre de acero galvanizado y revestido de P.V.C.

Las ventajas que aporta esta solución son:

- Facilidad de drenaje (ya que el agua discurre a través de los intersticios existentes en el paramento externo, gracias a su permeabilidad).
- Facilidad para adaptarse a movimientos diferenciales del terreno.
- Facilidad para integrarse en el entorno, puesto que se trata de un material natural.
- Facilidad de vegetación del paramento exterior cuando las condiciones climáticas lo permiten
- Simplicidad constructiva. Posibilidad de no usar piedra
- El paramento externo y la armadura de refuerzo constituyen una única estructura continua y se fabrican in situ a medida, excluyendo toda operación de corte y montaje de la misma en obra
- Especiales características de fono-absorbencia del paramento externo
- Seguridad estructural en caso de incendio en las proximidades de la estructura
- Permite la realización de curvas y esquinas mediante la disposición del encofrado
- No quedan armaduras vistas en el paramento una vez finalizada la ejecución.
- Controla la evapotranspiración, reduce la contaminación del aire y proporciona una alta absorción del ruido.
- Permite reutilizar el propio material que se extrae de la excavación como núcleo.

Esto permite levantar estructuras sin límite de altura con una pendiente variable con inclinación máxima de 80º.



Muro verde. Sección tipo.

En la siguiente tabla se indica el muro correspondiente a esta tipología.

Designación	Margen	Dimensiones en m				
		pk		Altura		
		Inicial	Final	Longitud	Máxima	Media
Muro verde	Derecha	0+314,98	0+365	50,1	13,74	11,57

18.8. NORMATIVA UTILIZADA

Para la elaboración del proyecto se emplearán las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

18.8.1. NORMAS DE ACCIONES

- “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Ministerio de Fomento (Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre).
- “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes. (NCSP-07)”. Ministerio de Fomento (Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo).

18.8.2. NORMAS DE CONSTRUCCIÓN

- “Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)”. Ministerio de la Presidencia (Real Decreto 1247/2008 de 18 de julio).
- “Instrucción de Acero Estructural (EAE)”. Ministerio de la Presidencia (Real Decreto 751/2011 de 27 de mayo).

18.8.3. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

- Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. 1995.
- Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera. Ministerio de Fomento. 1999.
- Guía de cimentaciones en obras de carretera. Ministerio de Fomento. 2002.
- Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras. Ministerio de Fomento. 2000
- OC 11/2002 sobre criterios a tener en cuenta en el proyecto y construcción de puentes con elementos prefabricados de hormigón estructural. Ministerio de Fomento (27 de noviembre de 2002)

18.9. BASES DE CÁLCULO ESTRUCTURAS

18.9.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este anejo y su aptitud de servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados se clasifican en:

- Estados Límites de Servicio
- Estados Límites Últimos
- Estado Límite de Durabilidad

18.9.1.1. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)

Son aquéllos 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.

En función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- ELS de fisuración que afecte a la durabilidad o estética de la estructura.

- ELS de deformación que afecte a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que cause daño a elementos no estructurales.
- ELS de vibraciones que no sean aceptables para los usuarios de la estructura o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- ELS de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.

18.9.1.2. Estados Límites Últimos (E.L.U.)

La denominación de Estados Límites Últimos engloba todos aquéllos que producen el fallo de la estructura por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

En función del tipo de estructura, se deberán considerar los siguientes:

- ELU de equilibrio (EQU), por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- ELU de rotura (STR), por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- ELU de fatiga (FAT), relacionado con los daños que pueda sufrir una estructura o cualquiera de sus elementos como consecuencia de solicitaciones variables repetidas.

18.9.1.3. Estado Límite de Durabilidad

Se entiende por Estado Límite de Durabilidad el producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del hormigón o de las armaduras hasta límites inaceptables.

18.9.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se consideran los criterios especificados en la “Instrucción relativa a acciones a considerar en puentes de carretera (IAP-11)”. Para alguna acción particular se han considerado los criterios definidos en otras instrucciones o recomendaciones, enumeradas en el apartado 13.8.1.

18.9.2.1. Acciones permanentes

Se refiere a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. Están formadas por el peso propio y la carga muerta.

18.9.2.1.1. Peso propio

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad los siguientes valores:

- Hormigón 25,0 kN/m³
- Acero estructural 78,5 kN/m³

18.9.2.1.2. Carga muerta

Son las debidas al peso de los elementos no resistentes que gravitan sobre los estructurales. En estas estructuras se consideran las siguientes:

- Pavimento: Para el cálculo se adopta una densidad de 23,0 kN/m³ y se consideran dos valores extremos:
 - Valor inferior: Se obtiene con el espesor teórico previsto en proyecto.
 - Valor superior: Se obtiene incrementando en un 50% el espesor teórico.
- Elementos de borde: La carga se obtiene a partir de la geometría de los elementos dispuestos en los extremos del tablero (pretiles, impostas y barandillas).
- Peso del relleno sobre elementos de la estructura (marcos, cimentaciones, etc.). Se obtiene multiplicando el volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal por el peso específico del terreno, para el que se considera un valor de 20 kN/m³., si bien se comprobará dicho valor en la siguiente fase con los resultados de la campaña geotécnica.

18.9.2.2. Acciones permanentes de valor no constante

18.9.2.2.1. Pretensado

Las acciones producidas por el pretensado se valoran teniendo en cuenta la forma de introducción de las mismas y la posibilidad de deformación de la estructura.

En cada tendón, por medio del gato o del medio de tesado utilizado, se aplica una fuerza, denominada fuerza de tesado, que, a la salida del anclaje, del lado del hormigón, toma el valor P_0 .

Según el artículo 20.2 de la EHE-08, la fuerza de tesado debe cumplir las siguientes limitaciones:

$$P_0 \leq 0,70 \cdot f_{p,maxk}$$
$$P_0 \leq 0,85 \cdot f_{pk}$$

donde:

- $f_{p,maxk}$ Carga unitaria máxima característica
- f_{pk} Límite elástico característico

De forma temporal, esta tensión podrá aumentarse hasta el menor de los valores siguientes:

$$P_0 \leq 0,80 \cdot f_{p,maxk}$$
$$P_0 \leq 0,90 \cdot f_{pk}$$

En el caso de elementos pretensados con armadura pretesa o de elementos postesados en los que tanto el acero para las armaduras activas como el aplicador del pretensado, o en su caso el prefabricador, presenten un nivel de garantía adicional conforme al artículo 81 de la Instrucción EHE-08, se acepta un incremento de la tensión hasta el menor de los siguientes valores:

SITUACIONES PERMANENTES	SITUACIONES TEMPORALES
$P_0 \leq 0,75 \cdot f_{p,max \ k}$	$P_0 \leq 0,85 \cdot f_{p,max \ k}$
$P_0 \leq 0,90 \cdot f_{pk}$	$P_0 \leq 0,95 \cdot f_{pk}$

En cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza ΔP_i y las pérdidas diferidas de fuerza ΔP_{dif} , obteniéndose el valor característico de la fuerza de pretensado P_k en cada sección y fase temporal:

$$P_k = P_0 - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

Para armaduras pretesas, las pérdidas a considerar desde el momento de tesar hasta la transferencia de la fuerza de tesado al hormigón son las siguientes:

- Penetración de cuñas
- Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- Relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción
- Dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción
- Retracción anterior a la transferencia
- Acortamiento elástico instantáneo al transferir

Las pérdidas diferidas ΔP_{dif} son las debidas al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras.

De acuerdo con el artículo 20.2.2.2. de la Instrucción EHE-08, las pérdidas diferidas pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{CS}(t, t_0) + 0,80 \cdot \Delta \sigma_{PR}}{1 + n \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_P^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

donde:

- y_p Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección
- n Coeficiente de equivalencia

$$n = \frac{E_p}{E_c}$$

- $\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento de tesado (t_0)
- ε_{CS} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado
- σ_{cp} Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta
- $\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_{PR} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

donde:

- ρ_f Valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito. De acuerdo con el artículo 38.9 de la Instrucción EHE, la relajación final puede tomarse como 2,9 veces la relajación a 1000 horas.
- A_p Área total de las armaduras activas
- P_{ki} Valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando las pérdidas instantáneas
- A_c Área de la sección de hormigón
- I_c Inercia de la sección de hormigón
- χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse un valor de 0,80

Las pérdidas diferidas posteriores a la transferencia se obtienen utilizando los valores de retracción, fluencia y relajación que se producen después de la transferencia.

18.9.2.2.2. Acciones reológicas

El valor característico de las acciones reológicas se obtiene a partir de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia.

• **Retracción**

La deformación de retracción está compuesta por la retracción autógena y la retracción de secado. Su valor es función de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, de la composición del

hormigón y del tiempo transcurrido desde la puesta en obra del hormigón, que marca la duración del fenómeno.

Su valor en el instante “t” se obtiene según lo especificado en el Artículo 39.7 de la EHE-08:

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

siendo:

ε_{cd} Deformación de retracción por secado

ε_{ca} Deformación por retracción autógena

La componente de secado puede calcularse a lo largo del tiempo como:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) \cdot k_e \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

donde:

$\beta_{ds}(t-t_s)$ Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \frac{t-t_s}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{e^3}}$$

siendo:

t Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días

t_s Edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días

e Espesor medio, en mm

$$e = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

A_c Área de la sección transversal

u Perímetro en contacto con la atmósfera

k_e Coeficiente que depende del espesor medio

e (mm)	k _e
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$\varepsilon_{cd,\infty}$ Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

siendo:

Para estructuras al aire (HR < 99%) $\beta_{HR} = -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right]$

Para estructuras sumergidas (HR ≥ 99%) $\beta_{HR} = 0,25$

H_R Humedad relativa en tanto por ciento

f_{cm} Resistencia media a compresión a los 28 días, en N/mm²

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

f_{cm0} = 10 N/mm²

α_{ds1} Coeficiente dependiente de la velocidad de endurecimiento del cemento

α_{ds2} Coeficiente dependiente de la velocidad de endurecimiento del cemento

Para un cemento de endurecimiento normal se tiene que:

$$\alpha_{ds1} = 4,00$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12$$

La componente autógena se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón y puede calcularse como:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}$$

donde:

t Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días

$\varepsilon_{ca,\infty}$ Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

f_{ck} Resistencia característica a compresión a los 28 días en N/mm²

$\beta_{as(t)}$ Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}}$$

• **Fluencia**

La deformación debida a fluencia es proporcional a la deformación elástica instantánea. El coeficiente de proporcionalidad φ_t varía a lo largo del tiempo en función de la historia de cargas, de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, etc.

Su valor en el instante “t” se obtiene según lo especificado en el Artículo 39.8 de la EHE-08:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t - t_0) = \sigma(t_0) \cdot \left(\frac{1}{E_{c,t_0}} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_{c,28}} \right)$$

El coeficiente de fluencia se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t - t_0)$$

donde:

φ_0 Coeficiente básico de fluencia

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta_c(t_0)$$

siendo:

φ_{HR} Coeficiente de influencia de la humedad relativa

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{e}} \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$
$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{si } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$$

$\beta(f_{cm})$ Factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}}$$

$\beta(t_0)$ Factor de influencia de la edad de carga (t_0)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

$\beta_c(t-t_0)$ Función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3}$$

siendo:

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot e + 250 \leq 1500 \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot e + 250 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{si } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$$

y donde α_1 , α_2 y α_3 tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

18.9.2.2.3. Empuje del terreno

El empuje es función de las características del terreno y de la interacción terreno-estructura, de acuerdo con la formulación que se describe más adelante. En ningún caso, en que su actuación sea desfavorable para el efecto estudiado, el valor del empuje será inferior al equivalente empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a 5,0 kN/m³.

En el caso en que exista una incertidumbre sobre la posible actuación del empuje de tierras, no deberá considerarse en los casos en que su actuación sea favorable para el efecto en estudio.

No se incluye en esta acción la posible presencia de sobrecargas de uso, actuando en la coronación de los terraplenes, que ocasionan un incremento de los pesos y empujes transmitidos por el terreno al elemento portante. La actuación de estas cargas se considerará como una carga variable, de acuerdo con lo indicado en el apartado siguiente.

De acuerdo con la Instrucción IAP-11, en el caso de estructuras enterradas se tendrán en cuenta las siguientes especificaciones:

- Cuando el efecto de los empujes de tierras en ambos lados se compense, se considerará la actuación del empuje al reposo de los rellenos y se incrementará en un 10% el empuje de tierras a uno de los lados de la estructura y se reducirá en un 10% el empuje en el otro lado.
- Se considerará la hipótesis de desequilibrio de los empujes hidrostáticos a ambos lados de la estructura, salvo si en el proyecto se definen los sistemas de drenaje y desagüe necesarios, tanto en la coronación del relleno como en ambos lados de la estructura.
- Además de la sección de máxima altura de montera, se comprobarán las secciones de máximo desequilibrio de tierras entre ambos hastiales, así como todas aquellas secciones intermedias que sea pertinente.
- A efectos de cálculo, se considerará que, en construcción, y salvo justificación expresa, puede producirse una diferencia en la altura de rellenos a ambos lados de la estructura enterrada de,

al menos, 1 m. El valor de la diferencia de altura considerada en los cálculos deberá figurar expresamente en los planos.

- Cuando el estudio de los efectos de la interacción suelo-estructura se aborde mediante modelos tenso-deformación que integren el efecto del peso de las tierras con el de los empujes del relleno sobre la estructura (bien mediante modelos de muelles o bien por elementos finitos), se deberá realizar un análisis de sensibilidad de las solicitaciones estructurales en función del rango posible de variación de los parámetros geotécnicos y de rigidez del relleno.

Situaciones permanentes o transitorias

Los empujes activos E_{AE} y pasivo E_{PE} corresponden, en condiciones estáticas, a las siguientes expresiones:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE}$$
$$E_{PE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{PE}$$

donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)} \right)^2} \right]}$$
$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\left(\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos(i - \beta)} \right)^2} \right]}$$

siendo:

- γ Peso específico del terreno
- H Altura del muro
- δ Ángulo de rozamiento entre terreno y estructura
- β Ángulo del paramento del muro respecto a la vertical
- i Ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal
- φ Ángulo de rozamiento interno

Se trata de distribuciones triangulares de presiones con valor máximo en la base, por lo que su resultante se aplicará a una distancia de 1/3 de la altura del muro H.

El empuje al reposo viene dado por la siguiente expresión:

$$K_r = 1 - \sin \phi$$

El valor de esta acción se obtiene a partir de las características del terreno indicadas en el Anejo 7 Estudio Geotécnico.

18.9.2.2.4. Acciones debidas a asientos del terreno de cimentación

En los dos pasos superiores de vigas prefabricadas, al tratarse de estructuras isostáticas, no se considera el asiento diferencial entre sus apoyos.

En el paso superior de la viga colectora realizado mediante una losa de hormigón pretensado continua realizada “in situ”, por tratarse de una estructura hiperestática, se considerará el asiento diferencial entre sus apoyos que indique el estudio geotécnico en fases posteriores.

18.9.2.3. Acciones variables

18.9.2.3.1. Sobrecarga de uso

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En general, la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud inferior estará del lado de la seguridad. Para longitudes cargadas superiores a 200 m, se podrán adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que se justifiquen adecuadamente sobre las mismas bases teóricas que el modelo aquí establecido.

En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

18.9.2.3.1.1. División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

A efectos de aplicación de esta carga, 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, arcones, 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 pretiles 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 dividirá en n_i carriles virtuales, de anchura w_i cada uno, con el criterio que se define en la tabla 4.1-a de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación.

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n _i)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w _i)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
w < 5,4 m	1	3 m	w _i – 3 m
5,4 m ≤ w < 6 m	2	w/2	0

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n _i)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w _i)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
W ≥ 6 m	ent (w/3)	3 m	w – 3n _i

TABLA 4.1-a Definición de los carriles virtuales

En el caso de que la plataforma esté dividida en dos o más partes separadas por una mediana:

- Si en la mediana se dispone una barrera fija e infranqueable, cada parte de la plataforma (incluidos arcones, marcas viales, etc.) se dividirá de forma independiente en carriles virtuales.
- Si en la mediana se dispone un elemento móvil o rebasable, se tratará toda la plataforma del puente, incluida la mediana, como un único elemento.

La ubicación y numeración de cada carril virtual se determinará conforme a los criterios que se exponen a continuación:

- Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará carril 1, el segundo más desfavorable se denominará carril 2, y así sucesivamente.
- Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero, aunque la plataforma soporte dos o más calzadas separadas por barreras fijas y no rebasables.
- Cuando existan varias calzadas soportadas por tableros separados, cada uno de ellos tendrá una numeración de carriles independiente, a efectos de las comprobaciones de los estados límite del tablero, así como de la subestructura, si ésta es independiente para cada tablero. Si dichos tableros están soportados por la misma subestructura, pilas o estribos, a efectos del cálculo de esos elementos, se considerará una numeración de carriles única para el conjunto de los tableros.

18.9.2.3.1.2. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- a) Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, correspondiente al carril i, indicada en la tabla 4.1-b. de la Instrucción IAP-11 que se recoge al final de este apartado.

Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso $2 \cdot Q_{ik}$.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m. La distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m.

- Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a $0,5 \cdot Q_{ik}$.
- A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará, transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0,50 m.
- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4 m x 0,4 m. Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1 (H:V), tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.

- b) Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la tabla 4.1-b de la Instrucción IAP-11 recogida a continuación, con las consideraciones siguientes:

- En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor q_{rk} , según la tabla 4.1-b.
- La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO 2Q _{ik} [KN]	SOBRECARGA UNIFORME Q _{ik} (O Q _{rk}) [KN/M ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q _{rk})	0	2,5

TABLA 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso

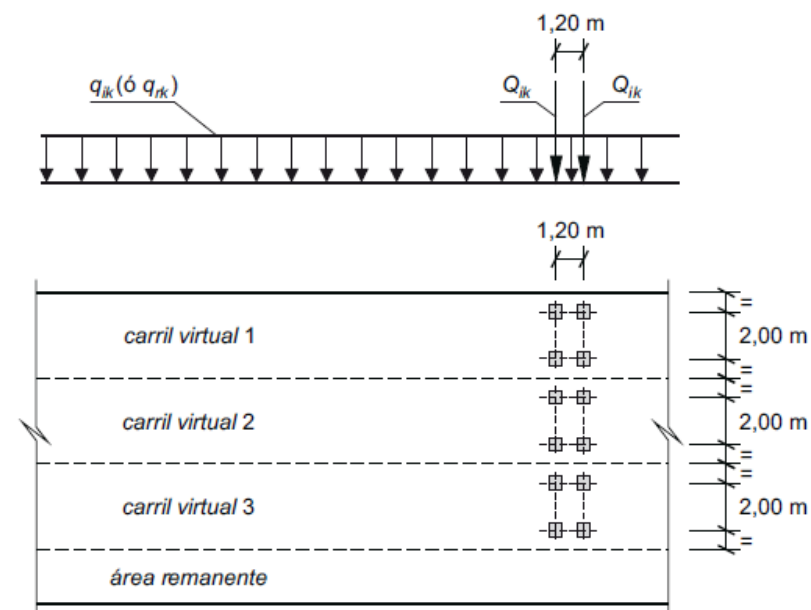


FIGURA 4.1-b Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

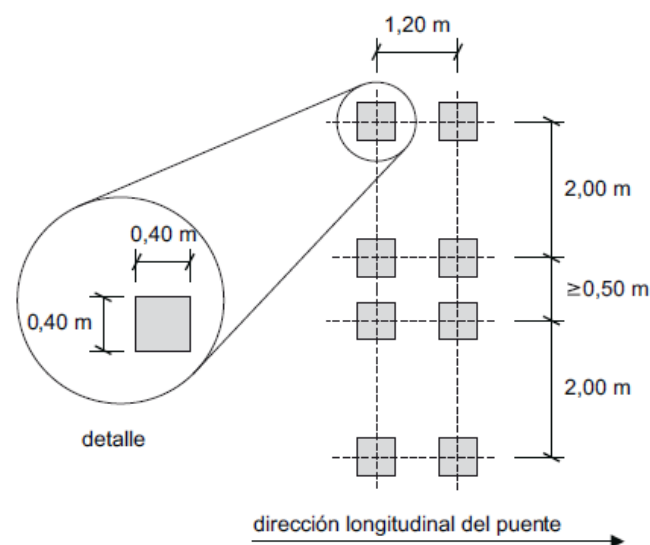


FIGURA 4.1-c Disposición de vehículos pesados para comprobaciones locales

18.9.2.3.1.3. Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.

En puentes en los que sean de prever aglomeraciones de personas, se considerará la actuación de la sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en lugar de las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos definidas en el apartado anterior, para aquellos casos en que sea más desfavorable para el elemento

en estudio. Esta carga, prevista a efectos de comprobaciones generales, estará asociada únicamente a situaciones de cálculo transitorias.

18.9.2.3.1.4. Cargas horizontales debidas al tráfico

• Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniforme-mente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

En caso de que la vía disponga de carriles de sentidos opuestos de circulación, se considerará como de sentido único si esta hipótesis resulta más desfavorable.

El valor característico de esta acción Q_{lk} será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

siendo:

L Distancia entre juntas contiguas, o longitud del puente si éstas no existieran

Para el caso de carril virtual de 3 m de anchura y $L > 1,20$ m, esta expresión queda como sigue:

$$Q_{lk} = 360 + 2,7 \cdot L$$

El valor de Q_{lk} estará limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180 \text{ kN} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

• Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

En puentes de planta curva, los vehículos generan una fuerza transversal centrífuga Q_{tk} de valor:

$$Q_{tk} = 0,2 \cdot Q_v \quad \text{si } r < 200 \text{ m}$$

$$Q_{tk} = 40 \cdot \frac{Q_v}{r} \quad \text{si } 200 \text{ m} \leq r \leq 1500 \text{ m}$$

$$Q_{tk} = 0_v \quad \text{si } r > 1500 \text{ m}$$

siendo:

$$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik} \quad \text{Peso total de los vehículos pesados [kN]}$$

$$r \quad \text{Radio del eje del tablero en planta [m]}$$

La fuerza Q_{tk} así definida se considerará como una fuerza puntual, en la superficie del pavimento, que actúa horizontalmente en dirección perpendicular al eje del tablero y en cualquier sección transversal del mismo.

Además, en puentes curvos de radio menor de 1500 m, se tendrá en cuenta el efecto del derrape durante el frenado mediante una fuerza transversal Q_{trk} , en la superficie del pavimento, igual al 25% de la fuerza de frenado o arranque Q_{fk} , definida en el apartado anterior, que actúa simultáneamente con ella.

18.9.2.3.1.5. Grupos de carga de tráfico

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la tabla 4.1-c de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación.

Los valores de las acciones que figuran en los apartados anteriores son valores característicos de esas acciones consideradas individualmente. Cuando dichas acciones entran a formar parte de un grupo de cargas de tráfico, lo hacen con los valores que se recogen en la tabla 4.1-c adjunta:

GRUPOS DE CARGAS	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			CARGAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRÍFUGA Y TRANSVERSAL	
gr_1 (Cargas verticales)	Valor característico	Valor característico	-	-	-	Valor reducido (2,5 kN/m²)
gr_2 (Cargas horizontales)	Valor reducido $\Psi_1 \cdot Q_{fk}$	Valor reducido $\Psi_1 \cdot Q_{fk}$	-	Valor característico	Valor característico	-
gr_3 (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico
gr_4 (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico	-	-	Valor característico

TABLA 4.1-c Grupos de cargas de tráfico

Se considera que estos grupos, que son excluyentes entre sí, definen el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento, etc.).

Se considerará la combinación de cada uno de los grupos de cargas con el resto de las acciones cuando sean pertinentes para el efecto en estudio.

18.9.2.3.1.6. Sobrecarga en terraplenes

Para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, (estribos, muros, etc.) se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, el modelo de cargas verticales definido en los apartados anteriores.

Alternativamente, podrá adoptarse el modelo simplificado consistente en una sobrecarga uniforme de 10 kN/m². Esta sobrecarga se tendrá en cuenta únicamente en los casos en que las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

A efectos de la aplicación de los coeficientes parciales para acciones, se considerará como una misma acción la componente gravitatoria de esta sobrecarga y el empuje a que da lugar. Además, esta acción se considerará con su valor característico como único valor representativo.

18.9.2.3.2. Viento

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que sea necesario además considerar los efectos aeroelásticos.

Para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento, se seguirán las indicaciones que figuran en los apartados siguientes.

18.9.2.3.2.1. Velocidad básica del viento

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 de puente tipo II, a una altura de 10 m sobre el suelo. A partir de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$, se obtendrá la velocidad básica v_b mediante la expresión:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

donde:

v_b Velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años [m/s]

c_{dir} Factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0

c_{season} Factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0

$v_{b,0}$ Velocidad básica fundamental del viento [m/s] (según el mapa de isotacas de la figura 4.2-a de la Instrucción IAP-11)

Para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento $v_b(T)$ será:

$$v_b(T) = v_b \cdot c_{prob}$$

donde:

v_b Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T

T Periodo de retorno [años]

C_{prob} Factor de probabilidad, obtenido a partir de la siguiente fórmula:

$$C_{prob} = \left[\frac{1 - K \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \cdot \ln [-\ln (0,98)]} \right]^n$$

tomando para los parámetros K y n los valores siguientes: K = 0,2 y n = 0,5.

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($C_{prob} = 1,04$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la tabla 4.2-a de la Instrucción IAP-11.

DURACIÓN DE LA SITUACIÓN	PERIODO DE RETORNO; T [AÑOS]
≤ 3 días	2
> 3 días y ≤ 3 meses	5
> 3 meses y ≤ 1 año	10
> 1 año	50

TABLA 4.2-a Periodos de retorno para situaciones transitorias

18.9.2.3.2.2. Velocidad media del viento

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento v_b , y se determinará según la expresión siguiente:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o \cdot V_b(T)$$

siendo:

$V_b(T)$ Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T

C_t Factor de topografía. Habitualmente se le asignará el valor uno (1,0) excepto en aquellos valles en los que pueda producirse un efecto de encauzamiento del viento que actúe sobre el puente, en cuyo caso se le asignará el valor de uno con una décima (1,1).

C_r Factor de rugosidad, obtenido a partir de la siguiente formulación:

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln(z/z_o) && \text{si } z \geq z_{min} \\ c_r(z) &= c_r \cdot (z_{min}) && \text{si } z < z_{min} \end{aligned}$$

donde:

z	Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente [m]
k_r	Factor del terreno
z_o	Longitud de rugosidad
z_{min}	Altura mínima

Los valores de k_r , z_o y z_{min} se recogen en la tabla 4.2-b de la Instrucción IAP-11 en función del entorno del puente, de acuerdo con los siguientes tipos:

- Tipo 0: Mar o zona costera expuesta al mar abierto.
- Tipo I: Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: Zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: Zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: Zona urbana en la que al menos el quince por ciento (15%) de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de quince metros (15 m).

TIPO DE ENTORNO	K_z	Z_o (M)	Z_{MIN} (M)
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

TABLA 4.2-b Coeficientes k_r , z_o , z_{min} según el tipo de entorno

18.9.2.3.2.3. Empuje del viento

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento pueden resultar modificadas por la materialización de otras acciones actuando en la estructura (nieve, sobrecargas de uso, etc.).

- En situaciones transitorias, algunos elementos pueden presentar superficies de exposición al viento diferentes a las definitivas (por ejemplo, cajón abierto frente a cerrado). Además, los elementos auxiliares de construcción pueden añadir superficies adicionales a tener en cuenta.

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará mediante la expresión:

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

siendo:

F_w	Empuje horizontal del viento [N]
$1/2 \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$	Presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m ²]
ρ	Densidad del aire (1,25 kg/m ³)
$V_b(T)$	Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T
C_f	Coficiente de fuerza del elemento considerado
A_{ref}	Área de referencia, obtenido como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m ²]
$c_e(z)$	Coficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \cdot k_l \cdot c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

donde:

k_l Factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0

c_0 , z_0 y z_{min} Coeficientes definidos en el apartado anterior

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento A_{ref} .

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a 2 m en puentes de carretera y 1,25 m en pasarelas.

Dichas alturas se medirán desde la superficie del pavimento y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como del área. En el caso de coexistir distintos tipos de carga sólo se considerará la de altura más desfavorable.

Cuando sea necesario considerar el efecto del ocultamiento sobre cualquier elemento no expuesto directamente a la acción del viento (por quedar oculto tras la sombra o proyección de otro situado inmediatamente a barlovento de éste), el coeficiente de fuerza del elemento oculto se multiplicará por el coeficiente de ocultamiento, obtenido a partir de la relación de solidez λ y el espaciamiento relativo s_r .

La relación de solidez se define a partir de la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{A_n}{A_{tot}}$$

siendo:

λ	Relación de solidez correspondiente al elemento de barlovento más próximo
A_n	Área sólida neta o real (descontando los huecos) que el elemento de barlovento presenta al viento
A_{tot}	Área bruta o total (sin descontar huecos) del elemento de barlovento delimitada por su contorno externo

El espaciamiento relativo se define a partir de la siguiente expresión:

$$s_r = \frac{s}{h_p}$$

siendo:

s_r	Espaciamiento relativo entre el elemento de barlovento y el de sotavento
s	Distancia horizontal entre las superficies de ambos elementos, proyectadas sobre un plano perpendicular a la dirección del viento
h_p	Altura protegida u ocultada por el elemento de barlovento

Siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, el valor resultante de la fuerza equivalente del viento se combinará con el resto afectado por los correspondientes factores de simultaneidad, y deberá aplicarse sobre la longitud ocupada por vehículos que resulte más desfavorable, independientemente de la zona de aplicación de las acciones verticales debidas a la propia sobrecarga de uso.

18.9.2.3.2.4. Dirección del viento

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura se considerará su actuación en dos direcciones:

- Dirección transversal (X): Perpendicular al eje del tablero. Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).

- Dirección longitudinal (Y). Paralela al eje del tablero.

En general, se considerará que la acción del viento en las direcciones transversal y longitudinal no es concomitante. La componente vertical del viento, dirección Z, se considerará concomitante sólo con la dirección transversal del viento.

18.9.2.3.2.5. Empuje del viento sobre tableros

a) Viento transversal

Empuje horizontal

Para el cálculo del empuje transversal (dirección X) sobre estos tableros se entenderá que el área de referencia $A_{ref,x}$ es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} .

A falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección X se determinará mediante la expresión:

$$C_{f,x} = 2,50 - 0,3 \cdot (B/h_{eq}) \quad (\text{con } 1,30 \leq C_{f,x} \leq 2,4)$$

donde:

B Anchura total del tablero [m]

h_{eq} Altura equivalente [m] obtenido considerando, además del propio tablero (se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento o, si se tiene en cuenta la sobrecarga de uso, la altura de ésta, en caso de ser más desfavorable.

Si los elementos no estructurales (sistemas de contención, barandillas o pantallas) son permeables al viento, no se considerarán en la determinación de esta altura equivalente h_{eq} , y el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente.

Empuje vertical

Se considerará un empuje vertical, dirección Z, sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_w = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right) \cdot C_e(z) \cdot C_{f,z} \cdot A_{ref,z}$$

donde:

$F_{w,z}$ Empuje vertical del viento [N]
 $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$ Presión de la velocidad básica del viento [N/m²]

$C_e(z)$ Coeficiente de exposición
 $C_{f,z}$ Coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual a 0,9
 $A_{ref,z}$ Área en planta del tablero [m²]

Momento de vuelco sobre el tablero

A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción combinada de los empujes transversal (dirección X) y vertical (dirección Z) de viento sobre el tablero, se supondrá que:

- El empuje transversal en tableros de alma llena está aplicado a la altura, medida respecto a la base del tablero, del 60% de la altura del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo, en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.
- El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero.

b) Viento longitudinal

Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección Y) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, pretiles y barandillas).

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección X), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será:

- 25% para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, pantallas anti-ruido, sobrecarga de uso, etc.). Para el cálculo de este empuje longitudinal no se considerará la reducción debida a la inclinación de las almas en los tableros de alma llena.
- 50% para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, sistemas de contención permeables, barandillas y, en su caso, sobrecargas de uso).

El coeficiente reductor será el definido por la expresión:

$$1 - \left(\frac{7}{C_0} \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \right) \cdot \phi(L/L(z))$$

donde:

C_0 Factor de topografía
 $\phi(L/L(z)) = 0,230 + 0,182 \cdot \ln(L/L(z)) \quad (\text{con } 0 \leq \phi(L/L(z)) \leq 1)$
L Longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal, en [m]. Se considerará igual a la longitud total del puente.

L(z) Longitud integral de la turbulencia, en [m], definida por:

$$L(z) = 300 \cdot (z_{min}/200)^\alpha \quad (\text{para } z < z_{min})$$
$$L(z) = 300 \cdot (z/200)^\alpha \quad (\text{para } z_{min} \leq z \leq 200)$$
$$L(z) = 300 \quad (\text{para } z > 200)$$

z Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o cota mínima del nivel de agua bajo el puente [m]

z₀, z_{min}, Coeficientes definidos en apartados anteriores

α Coeficiente definidos en la tabla 4.2-d de la instrucción IAP-11

TIPO DE ENTORNO	α
0	0,38
I	0,44
II	0,52
III	0,61
IV	0,67

TABLA 4.2-d Coeficiente α según el tipo de entorno

18.9.2.3.2.6. Empuje de viento sobre pilas

El empuje se obtendrá en función del área de referencia y el coeficiente de fuerza adecuado a la forma de su sección transversal.

Los coeficientes de fuerza de las secciones más habituales se recogen en la figura 4.2-b de la Instrucción IAP.

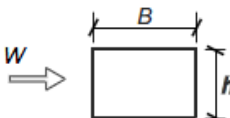
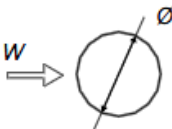
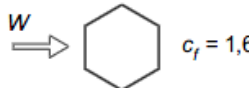
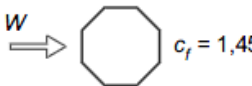
	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
	 sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$ sección circular con superficie rugosa^(*), o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$								
									
									

FIGURA 4.2-b Coeficiente de fuerza c_f para las secciones más habituales

En pilas de sección rectangular con aristas redondeadas mediante acuerdos de radio r, se podrá reducir el coeficiente de fuerza multiplicándolo por el factor:

$$1 - 2,5 \cdot r / h \geq 0,5$$

siendo h la dimensión transversal

Las pilas de sección variable, o aquellas en las que el coeficiente de exposición c_e(z) varíe apreciablemente a lo largo de su altura, se dividirán en tramos, adoptando en cada uno el valor correspondiente del coeficiente de exposición c_e(z), del área de referencia A_{ref} y del coeficiente de fuerza c_f.

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

18.9.2.3.2.7. Empuje del viento sobre otros elementos del puente

El empuje de viento sobre sistemas de contención y barandillas permeables, se obtendrá a partir del área de referencia y del coeficiente de fuerza específico de cada uno de sus elementos. Para las secciones no incluidas en la figura 4.2-b de la Instrucción IAP, el coeficiente de fuerza de cada uno $C_{f,x}$ se tomará igual a 2,2 salvo que se justifique adecuadamente otro valor más preciso.

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

18.9.2.3.2.8. Cálculo simplificado del empuje en tableros y pilas

Para puentes de menos de 40 m de luz y de menos de 20 m de altura máxima de pila, se considera únicamente el viento transversal, con los valores de empuje unitario F_w/A_{ref} indicados en las tablas siguientes, siempre que se cumplan las condiciones:

$$C_{f,x} \leq 1,80 \text{ tableros}$$

$$C_{f,x} \leq 2,20 \text{ pilas}$$

$$C_0 \leq 1,00$$

$$C_{prob} \leq 1,04$$

TIPO DE ENTORNO	EMPUJE SOBRE EL TABLERO (kN/m ²)			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m ²)		
	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s
0	2,58	2,78	3,21	3,16	3,40	3,93
I	2,29	2,47	2,85	2,79	3,01	3,47
II	1,94	2,09	2,41	2,37	2,56	2,95
III	1,47	1,58	1,83	1,80	1,94	2,23
IV	0,93	1,00	1,15	1,14	1,23	1,42

EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA Hmax ≤ 10 m

TIPO DE ENTORNO	EMPUJE SOBRE EL TABLERO (kN/m ²)			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m ²)		
	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s	V _{b,0} = 26 m/s	V _{b,0} = 27 m/s	V _{b,0} = 29 m/s
0	2,93	3,16	3,65	3,58	3,86	4,45
I	2,64	2,85	3,29	3,23	3,48	4,02
II	2,31	2,49	2,88	2,83	3,05	3,52
III	1,88	2,03	2,34	2,29	2,47	2,85
IV	1,30	1,40	1,62	1,60	1,72	1,99

EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA Hmax = 20 m

Para alturas de tableros y pilas comprendidas entre 10 m y 20 m, se podrá interpolar linealmente entre las dos tablas anteriores.

El punto de aplicación del empuje transversal será el definido anteriormente.

En la elaboración de las tablas anteriores no se ha considerado la acción del viento sobre la sobrecarga de uso; para tener en cuenta este efecto, se seguirán los criterios indicados en apartados anteriores respecto al aumento del área expuesta.

18.9.2.3.3. Acción térmica

18.9.2.3.3.1. Acción térmica en tableros

Para evaluar el efecto de la acción térmica se considerarán los siguientes tipos de tablero:

- Tipo 1: Tableros de acero con sección transversal en cajón, viga armada o celosía
- Tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria)
- Tipo 3: Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones

Los valores representativos de la acción térmica se evaluarán considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal.

Componente uniforme de la temperatura del tablero

a) Temperatura máxima y mínima del aire

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.

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 periodo de retorno de 50 años (lo que equivale a una probabilidad anual de ser excedido de 0,02), será el que se indica en el mapa de isotermas recogido en la figura 4.3-a de la IAP-11.

Como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra T_{min} se tomará, para un periodo de retorno de 50 años, el que se deduce de la tabla 4.3-a de la Instrucción IAP-11 en función de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal que se deduce del mapa de la figura 4.3-b de la citada Instrucción.

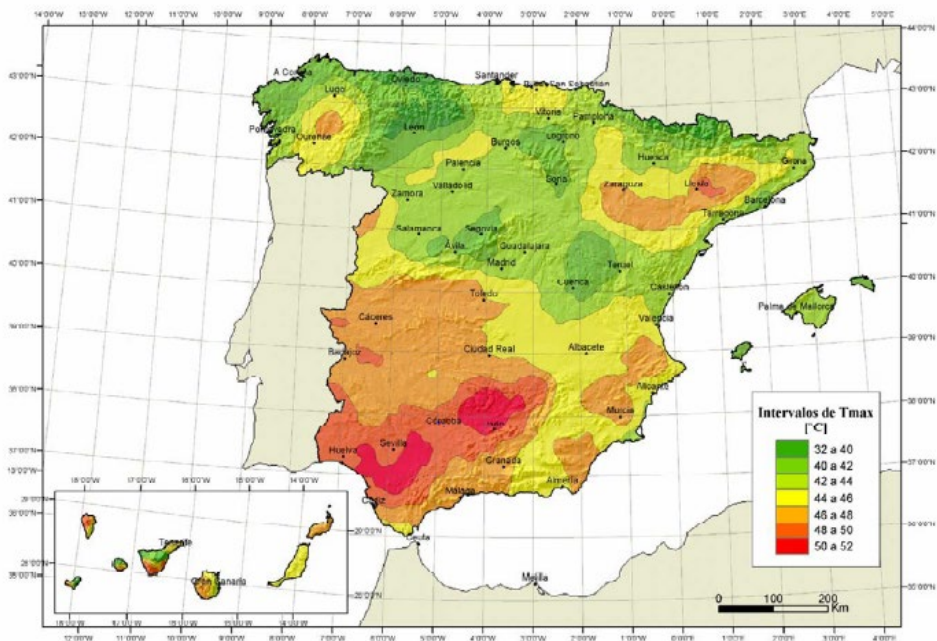


Figura 4.3-a Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, Tmax [°C]



Figura 4.3-b Zonas climáticas de invierno

Para periodos de retorno diferentes de 50 años, se deben de ajustar los valores de $T_{\max,p}$ y $T_{\min,p}$ según las expresiones siguientes:

$$T_{\max,p} = T_{\max} \cdot [k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1-p))]$$

$$T_{\min,p} = T_{\min} \cdot [k_3 + k_4 \cdot \ln(-\ln(1-p))]$$

Siendo p el inverso del periodo de retorno y considerando para los coeficientes los valores: $k_1 = 0,781$; $k_2 = 0,056$; $k_3 = 0,393$ y $k_4 = 0,156$.

Para situaciones persistentes, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($p=0,01$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la tabla 4.2-a de la Instrucción IAP-11, salvo que se justifiquen adecuadamente otros valores.

b) Componente uniforme de temperatura

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

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

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

donde:

- $T_{\min}$ Valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado anterior
- $T_{\max}$ Valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado anterior.

Con los valores de $\Delta T_{e,\min}$ y $\Delta T_{e,\max}$ indicados en la tabla 4.3-b de la Instrucción IAP-11, que se recoge a continuación:

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

TABLA 4.3-b Valores de $\Delta T_{e,\min}$ y $\Delta T_{e,\max}$ para el cálculo de la componente uniforme de temperatura

c) Rango de la componente uniforme de temperatura

La variación de la componente uniforme de temperatura ocasionará, en una estructura sin coacción al movimiento, un cambio en la longitud del elemento. Teniendo en cuenta lo indicado en el apartado anterior, el rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero será:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$$

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial T_0 (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero, según lo indicado en los párrafos siguientes.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción $\Delta T_{N,con}$ será:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación $\Delta T_{N,exp}$ será:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

En caso de que no sea posible establecer la temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento, ésta se tomará igual a la temperatura media de dicho elemento durante el periodo de construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor $T_0 = 15$ °C.

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo y de las juntas de dilatación se realizará considerando como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con}+15)$ °C, y como máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,exp}+15)$ °C.

Podrá considerarse como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con}+5)$ °C y como máxima variación de dilatación el valor de $(\Delta T_{N,exp}+5)$ °C, en los casos siguientes:

- En los apoyos, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto reajustar, una vez concluida la ejecución, las holguras de los apoyos para una temperatura igual a T_0 .
- En el caso de la junta de dilatación, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto realizar una operación de reglado de la misma previamente a su colocación.

En el cálculo de los recorridos de apoyos y de juntas se tendrán en cuenta las posibles variaciones de sustentación horizontal del tablero a lo largo de la construcción, puesto que pueden afectar a la magnitud y al sentido de los desplazamientos horizontales a considerar en función de la ubicación del punto fijo en cada fase de construcción.

Componente de la diferencia de temperatura

a) Diferencia vertical

A lo largo de un periodo de tiempo determinado, el calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero da lugar a una variación de temperatura en la altura de la sección transversal que tendrá un valor de máximo calentamiento (cara superior más caliente) y un valor de máximo enfriamiento (cara superior más fría).

El efecto de la diferencia vertical de temperatura se debe considerar mediante el empleo de una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$. Estos valores son diferencias de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero.

Para tableros de acero (Tipo 1) o tableros de hormigón (Tipo 3), los valores $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$ serán los que figuran en la tabla 4.3-d. de la Instrucción IAP-11, que se recoge a continuación:

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{M,HEAT}$ (°C)	$\Delta T_{M,COOL}$ (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
– Sección cajón	10	5
– Sección de vigas	15	8
– Sección losa	15	8

TABLA 4.3-d Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros Tipo 1 y Tipo 3

La diferencia vertical de temperatura está muy influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Los valores dados en la tabla 4.3-d de la Instrucción IAP-11 corresponden a un espesor de pavimento de 50 mm. Para espesores diferentes, será necesario aplicar un factor corrector k_{sur} dado en la tabla 4.3-e. de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación:

ESPESOR DEL PAVIMENTO	TABLERO TIPO 1		TABLERO TIPO 3	
	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

TABLA 4.3-e Coeficiente k_{sur} de influencia del tipo y espesor de pavimento

Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero puede dar lugar a una diferencia horizontal de temperatura. Este hecho se produce en tableros que presentan una orientación próxima a la este-oeste, con mayor soleamiento general en la cara sur.

También se produce en puentes con orientación próxima a la norte-sur, con un mayor soleamiento en el lado este al amanecer con un máximo en los meses de verano, y en el lado oeste al atardecer con un máximo en los meses de invierno.

En aquellos casos en que esta acción pueda dar lugar a efectos estructurales o funcionales significativos, se considerarán los valores característicos de la diferencia de temperatura entre las dos caras laterales extremas del tablero definidos en la tabla 4.3-f de la Instrucción IAP-11, donde l_v es la longitud del voladizo y h_a es la proyección del paramento lateral del tablero sobre el plano vertical, que se recoge a continuación:

TABLERO TIPO 1 Y TIPO 2		TABLERO TIPO 3	
$L_v \leq 2 \cdot H_a$	$L_v > 2 \cdot H_a$	$L_v \leq 2 \cdot H_a$	$L_v > 2 \cdot H_a$
18°C	-	5°C	-

TABLA 4.3-f Diferencia transversal de temperatura entre las dos caras externas del tablero

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, $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$, ambas componentes se combinarán de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

Siendo $\omega_N = 0,35$ y $\omega_M = 0,75$

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.

18.9.2.3.3.2. Acción térmica en pilas

Se deberán considerar los efectos de la acción térmica en las pilas, cuando puedan dar lugar a la aparición de reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en la propia pila.

Cuando las diferencias de temperatura puedan dar lugar a efectos significativos, se considerará, para pilas de hormigón tanto huecas como macizas, una diferencia lineal de temperatura de 5 °C entre caras externas opuestas. Para los tabiques de las pilas de hormigón huecas, se considerará, además, una diferencia lineal de temperatura entre las caras interna y externa de 15 °C.

18.9.2.3.4. Nieve

En general, sólo será necesario considerar la sobrecarga de nieve en puentes situados en zonas de alta montaña o durante la construcción.

Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre superficies de tableros de puentes se adoptará el siguiente:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k$$

siendo

s_k Sobrecarga característica de nieve sobre un terreno horizontal. Su valor se obtiene de la tabla 4.4-a de la Instrucción IAP en función de la zona climática y la altitud del terreno.

En este proyecto no es aplicable, por tratarse de una zona de altitud similar a la del mar.

18.9.2.4. Acciones accidentales

18.9.2.4.1. Acción sísmica

Ver Anejo 4 Efectos Sísmicos.

18.9.2.4.2. Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural

El impacto de un vehículo de carretera contra las pilas o elementos de sustentación del puente o pasarela se asimilará a la actuación de una fuerza estática cuya resultante se encuentra situada a la altura más desfavorable entre 0,5 m y 1,5 m sobre la superficie del pavimento. Esta carga podrá considerarse aplicada sobre una superficie o zona de choque de 0,5 m de altura por 1,5 m de anchura (o la anchura del propio elemento si es menor). El valor de la fuerza estática horizontal equivalente será:

En la dirección del tráfico	1000 kN
En la perpendicular a la dirección del tráfico	500 kN

Se considerará que ambas acciones no actúan de forma simultánea.

No será necesario considerar la acción del impacto de vehículos contra un elemento de sustentación del puente cuando la distancia entre éste y el borde de la calzada sea superior a lo indicado al respecto en la reglamentación relativa a barreras de seguridad o cuando, de acuerdo con esta misma reglamentación, se disponga la protección adecuada.

El impacto contra el tablero, producido por camiones o las cargas por ellos transportadas, se asimilará a una fuerza estática de 500 kN aplicada sobre una superficie cuadrada de 0,25 m de lado. Esta fuerza se considerará horizontal y paralela a la dirección del tráfico, si el impacto se produce sobre una superficie vertical. Sobre la cara inferior del tablero, se considerará la fuerza del mismo valor y una inclinación de 10º sobre la superficie del pavimento en sentido ascendente.

No será necesario considerar el impacto de un vehículo contra el tablero si la altura libre bajo el mismo es mayor o igual que el gálibo vertical mínimo reglamentario.

18.9.2.4.3. Impacto contra sistemas de contención de vehículos

El impacto de un vehículo contra el sistema de contención se asimilará a una carga estática compuesta por una fuerza horizontal transversal y un momento de eje longitudinal concomitantes, aplicados en la zona de conexión entre el elemento de contención y la estructura.

Se tomará para esta acción el valor nominal de las fuerzas y momentos máximos, que facilitará a estos efectos el fabricante del sistema de contención, determinados mediante cálculos o ensayos específicos de acuerdo con la normativa correspondiente. Si no se conoce dicha información, se tomará el valor característico de la resistencia del sistema de anclaje del pretil.

Para el dimensionamiento transversal del tablero, se considerará que, simultáneamente con esta acción accidental, actúa una fuerza vertical debida a la presencia del vehículo de valor igual a $0,75 Q_{1k}$, situada próxima a los anclajes del sistema de contención en la posición más desfavorable, siendo Q_{1k} la carga por eje del vehículo pesado correspondiente al carril virtual 1. Estas acciones no se combinarán con ninguna otra acción variable.

Para el dimensionamiento local de los detalles constructivos en la zona del tablero en la que se conecta el elemento de contención, se considerará una acción accidental igual a 1,5 veces el valor de la acción indicado anteriormente, con el objeto de asegurar que, bajo el impacto de un vehículo contra el pretil, el tablero no resulta dañado. A efectos de este dimensionamiento local, dicha acción accidental no se combinará con ninguna acción variable.

18.9.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

18.9.3.1. Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k , excepto en el caso de la acción correspondiente al peso del pavimento, para la que se considerarán dos valores representativos con $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en el apartado 4.3.1.2.

18.9.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*)

- Acciones originadas por presolicitaciones: Se considerará para las acciones originadas por las presolicitaciones un único valor representativo, coincidente con el valor característico $P_{k,t}$, correspondiente al instante “t” en el que se realiza la comprobación.
- Reológicas: Se considerará para las acciones de origen reológico un único valor representativo, coincidente con el valor característico $R_{k,t}$, correspondiente al instante “t” en el que se realiza la comprobación.
- Acciones del terreno: Para el peso del terreno, que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico. Para el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en el apartado 4.3.2.3.

18.9.3.3. Acciones variables (Q)

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k : Valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación $\Psi_0 \cdot Q_k$: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\Psi_1 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi permanente $\Psi_2 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:

Puentes de carretera (tabla 6.1-a IAP-11)

Tabla 6.1-a Factores de simultaneidad ψ

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

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

18.9.3.4. Acciones accidentales (A)

- 1 Para las acciones accidentales se considera un único valor representativo coincidente con el valor característico A_k .

18.9.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

Los valores de cálculo de las diferentes acciones son los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ a los valores representativos de las acciones, definidos en el apartado anterior.

18.9.4.1. Estados límites últimos (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores básicos:

Tabla 6.2-b IAP-11

Tabla 6.2-b Coeficientes parciales para las acciones γ_F
(para las comprobaciones resistentes)

Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

(1) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,2$ será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.
(2) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
(3) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_{G^*} = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

NOTAS:

- (1) Los coeficientes $\gamma_G = 1,0$ y $\gamma_Q = 1,35$, se aplicarán a la totalidad de la acción, según su efecto sea favorable o desfavorable.

Quando el comportamiento de la estructura pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra parte de la estructura, las partes favorables y desfavorables de la misma acción serán consideradas como acciones separadas, aplicándose unos coeficientes γ_G distintos y específicos para cada una de ellas.

Los valores de estos coeficientes serán:

- Para la parte favorable de la acción $\gamma_{G1} = 0,9$
- Para la parte desfavorable de la acción $\gamma_{G2} = 1,1$

Las estructuras objeto de este Anejo son poco sensibles a las variaciones de la carga permanente de una parte a otra de la estructura terminada. Por este motivo no es necesario tener en cuenta los dos criterios antes mencionados y, por tanto, se aplica γ_G a la totalidad de la acción en las situaciones persistentes.

- (2) En el caso de la carga de pavimento, se considerará para la totalidad de la acción:
- El valor representativo inferior $G_{k,inf}$ ponderado por $\gamma_G = 1,0$, cuando su efecto sea favorable.
 - El valor representativo superior $G_{k,sup}$ ponderado por $\gamma_G = 1,35$, cuando su efecto sea desfavorable.
- (3) Se considera la acción hiperestática producida por el pretensado, teniendo en cuenta el valor de la fuerza de pretensado ($P_{k,t}$) en el instante t en que se realiza la comprobación, aplicándosele los coeficientes parciales de seguridad representados en la tabla. Los valores γ_{G^*} para la acción del pretensado P_1 serán los definidos en la Instrucción EHE-08.

18.9.4.2. Estados límites de servicio (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores:

Tabla 6.2-c IAP-11

Tabla 6.2-c Coeficientes parciales para las acciones γ_F (ELS)			
Acción		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G')	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	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 hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

(1) Para la acción del pretensado se tomarán los coeficientes que indique la EHE-08 o normativa que la sustituya. En la tabla figuran los valores que la EHE-08 recoge para el caso de estructuras postesas. En el caso de estructuras pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

18.9.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación.

18.9.5.1. Estados límites últimos

18.9.5.1.1. Situaciones persistentes y transitorias

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

$G_{k,i}$ = Valor representativo de cada acción permanente

$G^*_{k,j}$ = Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante

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

$\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ = Valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

Se realizarán tantas hipótesis como sea necesario, considerando en cada una de ellas una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

18.9.5.1.2. Situaciones accidentales

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

$G_{k,i}, G^*_{k,j}$ = Valores representativos de las acciones permanentes

$\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ = Valor frecuente de la acción variable dominante

$\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ = Valores casi-permanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental

A_k = Valor característico de la acción accidental

18.9.5.1.3. Situación sísmica

La combinación de acciones en situación sísmica se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

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

donde:

$G_{k,j}$ = Valores representativos de las acciones permanentes

$G^*_{k,m}$ = Valores representativos de cada acción permanente de valor no constante

$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ = Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso (según tabla 6.1-a de la Instrucción IAP-11)

A_{Ed} = Valor de cálculo de la acción sísmica

18.9.5.2. **Estados Límites de Servicio**

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación casi-permanente:

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

18.9.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

18.9.6.1. **Materiales**

18.9.6.1.1. Hormigón

- Resistencia a compresión

Se consideran las siguientes resistencias características en MPa para las distintas estructuras:

-	Hormigón de limpieza	HM-15/B/20
-	Hormigón en cimentación	HA-30/B/20/IIa
-	Hormigón en alzados	HA-30/B/20/IIa
-	Hormigón en estribos y pilas	HA-30/B/20/IIa
-	Hormigón en tablero	HP-40/B/20/IIa
-	Hormigón en pilotes	HA-30/F/20/IIa
-	Hormigón en vigas	HP-50/F/12/IIa

- Módulo de elasticidad

De acuerdo con los artículos 39.6. y 31.3. de la Instrucción EHE-08, para tener en cuenta la variación del módulo de elasticidad con el tiempo se ha considerado la siguiente expresión:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right) \cdot E_{cm}$$

donde:

$E_{cm}(t)$ Módulo de deformación secante a los t días

E_{cm} Módulo de deformación secante a los 28 días

$$E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

f_{cm} Resistencia media a compresión a los 28 días

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$f_{cm}(t)$ Resistencia media a compresión a los t días

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)} \cdot f_{cm}$$

siendo:

- t Edad del hormigón en días
- s Coeficiente que depende del tipo de cemento:
 - 0,20 para cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido
 - 0,25 para cementos normales y de endurecimiento rápido
 - 0,38 para cementos con endurecimiento lento
- Módulo de elasticidad transversal

Se define a partir de la siguiente expresión:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

siendo ν el coeficiente de Poisson ($\nu = 0,20$)

- Coeficiente de dilatación térmica

Se considera un valor $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

- Recubrimientos

El valor nominal del recubrimiento, según el Artículo 37.2.4. de la Instrucción EHE-08, será:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

donde:

- r_{nom} Recubrimiento nominal
- r_{min} Recubrimiento mínimo
- Δr Margen de recubrimiento, en función del nivel de control

En este proyecto:

Alzado de pilas y estribos, tablero y losa: $r_{min} = 35 \text{ mm}$

Pilotes: $r_{min} = 70 \text{ mm}$

Zapatas: $r_{min} = 50 \text{ mm}$

Vigas y Prelosas: $r_{min} = 25 \text{ mm}$

Alzados y cimentación de pasos inferiores: $r_{min} = 50 \text{ mm}$

Para elementos prefabricados con nivel intenso de ejecución: $\Delta r = 0 \text{ mm}$

Para elementos ejecutados in situ con nivel intenso de ejecución: $\Delta r = 5 \text{ mm}$

En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza.

- Requisitos de durabilidad

De acuerdo con el Artículo 37.3.2. de la Instrucción EHE-08, se deberán cumplir las siguientes especificaciones para los diferentes ambientes:

	TIPO DE HORMIGÓN	Ila	Qa
MÁXIMA RELACIÓN AGUA/CEMENTO	ARMADO	0,60	0,5
MÍNIMO CONTENIDO DE CEMENTO(KG/M³)		275	275
RESISTENCIA MÍNIMA RECOMENDADA (N/MM²)		25	30
MÁXIMA RELACIÓN AGUA/CEMENTO	PRETENSADO	0,6	0,5
MÍNIMO CONTENIDO DE CEMENTO(KG/M³)		300	325
RESISTENCIA MÍNIMA RECOMENDADA (N/MM²)		25	30

18.9.6.1.2. Acero de armar

- Resistencia

Para todos los elementos se considera acero B 500 SD.

- Módulo de elasticidad

Se adopta un valor de $2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$.

18.9.6.1.3. Acero de pretensar

Se consideran tendones del tipo Y 1860 S7 formados por cordones de 7 alambres de 15,2 mm de diámetro, caracterizados por:

- Límite elástico al 0,2 de deformación $f_y=1640 \text{ N/mm}^2$
- Tensión de rotura $f_s=1860\text{N/mm}^2$
- Módulo de deformación $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

18.9.6.1.4. Acero estructural en perfiles y chapas

18.9.6.1.4.1. Generalidades

Las características de los aceros estructurales de chapas y perfiles laminados empleados deberán responder a la norma UNE-EN 10025: “Productos laminados en caliente de acero para estructuras”.

18.9.6.1.4.2. Características comunes a todos los aceros estructurales

Se consideran los siguientes valores:

- Módulo de elasticidad $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad transversal $G_a = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica $\alpha = 12 \times 10^{-6} [^\circ\text{C}]^{-1}$
- Densidad $\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

A efectos de cálculo, se idealiza el diagrama tensión-deformación, adoptando el correspondiente a un material elastoplástico.

18.9.6.1.4.3. Tipos de acero

El acero utilizado para los elementos metálicos será del tipo:

- Estructura PS 1+473 (eje 50):
 - o $e \leq 40 \text{ mm}$: S 355 J2+N
 - o $e > 40 \text{ mm}$: S 355 K2+N
 - o Rigidizadores longitudinales: S 355 J0+N
 - o Perfiles laminados en diagonales y diafragmas intermedios: S 275 J0+N
- Pasarela 1+453 (eje 10):
 - Perfiles laminados: S 275 J0

18.9.6.1.4.4. Límite elástico y tensión de rotura

Las características mecánicas de las chapas vienen dadas en función de su espesor:

Tipo de acero	Tensión de límite elástico $f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$			Tensión de rotura $f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
	$t \leq 16 \text{ mm}$	$16 \text{ mm} < t \leq 40 \text{ mm}$	$40 \text{ mm} < t \leq 63 \text{ mm}$	$3 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$
S-275 J0	275	265	255	410
S-355 J0 S-355 J2 S-355 K2	355	345	335	472

18.9.6.1.4.5. Grado del acero

Para poder excluir la posibilidad de roturas frágiles en elementos traccionados, la resiliencia del acero a la temperatura mínima de servicio, medida en ensayo normalizado Charpy, deberá superar un determinado valor.

En el caso de uniones soldadas, este requisito de tenacidad deberá ser satisfecho por el material base, el material de aportación y la zona térmicamente afectada.

De acuerdo con la Instrucción EAE, las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero se recogen en la siguiente tabla:

Grado del acero	Temperatura del ensayo ($^\circ\text{C}$)	Resiliencia		
		$t \leq 150$	$150 \leq t \leq 250$	$250 \leq t \leq 400$
JR	20	27	27	-
JO	0	27	27	-
J2	-20	27	27	27
K2	-20	40	33	33

Para los aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado (grado N y NL), las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero para las direcciones de ensayo longitudinal (L) y transversal (T) son las siguientes:

Grado del acero	Dirección	Temperatura del ensayo ($^\circ\text{C}$)						
		20	0	-10	-20	-30	-40	-50
N	L	55	47	43	40	-	-	-
	T	31	27	24	20	-	-	-
NL	L	63	55	51	47	40	31	27
	T	40	34	30	27	23	20	16

La verificación de valores se efectuará, salvo que el pliego de prescripciones técnicas particulares disponga otra cosa, sobre ensayos efectuados en la dirección longitudinal, y a una temperatura de -20°C , o -50°C , para los grados N y NL, respectivamente.

18.9.6.1.5. Acero estructural en conectadores

El acero utilizado para los conectadores tendrá las siguientes características:

- Límite elástico: $f_y = 350 \text{ MPa}$
- Límite de rotura: $f_u = 450 \text{ MPa}$
- Alargamiento mínimo en rotura: 15%

18.9.6.2. Niveles de control

18.9.6.2.1. Elementos de hormigón estructural

El control de calidad de los elementos de hormigón abarca el control de materiales y el control de la ejecución.

18.9.6.2.1.1. *Control de materiales*

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE-08. La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

18.9.6.2.1.2. *Control de la ejecución*

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

18.9.6.2.1.3. *Niveles de control establecidos.*

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de la Instrucción EHE-08:

- Acero de armar y pretensar
Todos los casos: Normal
- Hormigón
Todos los casos: Estadístico
- Ejecución
Todos los casos: Intenso

Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización de los controles anteriormente definidos.

18.9.6.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

Los controles anteriormente definidos están en acuerdo recíproco con los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados en los cálculos justificativos de la seguridad estructural.

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

	SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	SITUACIONES ACCIDENTALES
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_c = 1,30$
ACERO DE ARMAR	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
ACERO DE PRETENSAR	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$

18.9.7. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

18.9.7.1. Estado Límite de deformaciones de la estructura

De acuerdo con la Instrucción IAP-11, se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera los valores siguientes:

- L/1000 para puentes de carretera
- L/1200 para pasarelas o puentes con zonas peatonales

18.9.7.2. Estado Límite de fisuración

18.9.7.2.1. Estructuras de hormigón

18.9.7.2.1.1. *Aparición de fisuras por compresión*

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$$

donde:

σ_c Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.

$f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

18.9.7.2.1.2. Estado Límite de Descompresión

Los cálculos relativos al Estado Límite de Descompresión consisten en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondientes a la fase en estudio, no se alcanza la descompresión del hormigón en ninguna fibra de la sección.

18.9.7.2.1.3. Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$w_k \leq w_{max}$

donde:

w_k Abertura característica de fisura

w_{max} Abertura máxima de fisura definida en la tabla 49.2.4 de la Instrucción EHE-08

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción $f_{ctm,fi}$ definida en el Artículo 39.1. de la Instrucción EHE-08.

Valores máximos de la abertura de fisura

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.), y bajo la combinación de acciones cuasipermanentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, se muestran en la tabla 5.1.1.2. de la Instrucción EHE-08.

En elementos de hormigón pretensado, en ausencia de requerimientos específicos, y bajo la combinación de acciones frecuentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, serán, asimismo, las definidas en la tabla 5.1.1.2.

CLASE DE EXPOSICIÓN	W _{máx} (mm)	
	HORMIGÓN ARMADO	HORMIGÓN PRETENSADO
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

TABLA 5.1.1.2. (EHE-08)

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otro caso, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.