

ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS

ÍNDICE

13. ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS.....	5
13.1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO	5
13.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS DE TRAZADO	5
13.2.1. Paso inferior PI 0.4	5
13.2.2. Paso inferior PI 1.1	6
13.2.3. Paso inferior PI 1.5	6
13.2.4. Paso inferior PI 1.6	7
13.2.5. Paso inferior PI 2.0	7
13.2.6. Paso inferior PI 2.4	8
13.2.7. Paso inferior PI 3.7	8
13.2.8. Paso inferior PI 4.5	9
13.2.9. Paso inferior PI 4.8	9
13.2.10. Viaductos VI 5.3	10
13.2.11. Paso inferior PI 5.8.....	12
13.2.12. Paso inferior PI 6.0.....	13
13.2.13. Paso inferior PI 6.2.....	15
13.2.14. Paso inferior PI 6.6.....	16
13.2.15. Paso inferior PI 6.9.....	17
13.2.16. Paso inferior PI 7.0.....	17
13.2.17. Paso inferior PI 7.4.....	18
13.2.18. Paso inferior PI 7.6.....	18
13.2.19. Paso inferior PI 8.1	19
13.2.20. Obra de drenaje transversal ODT-2.8.....	19
13.2.21. Obra de drenaje transversal ODT-6.3.....	20
13.2.22. Obra de drenaje transversal ODT-6.5.....	20
13.2.23. Obra de drenaje transversal ODT-6.7.....	21
13.2.24. Obra de drenaje transversal ODT-7.2.....	21
13.2.25. Obra de drenaje transversal ODT-7.6.....	22
13.2.26. Muros.....	22
13.2.27. Contenciones provisionales	24
13.3. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	26
13.4. PROCESO CONSTRUCTIVO	29
13.5. DATOS DE PARTIDA.....	32
13.5.1. NORMATIVAS Y DOCUMENTOS DE REFERENCIA UTILIZADAS	32
13.5.2. Programas de cálculo utilizados.....	32
13.6. BASES DE CÁLCULO	33
13.6.1. Requisitos. Vida útil de la estructura	33
13.6.2. Criterios de seguridad	33
13.6.3. Valores característicos de las acciones	34
13.6.4. Valores representativos de las acciones.....	39
13.6.5. Valores de cálculo de las acciones	40
13.6.6. Combinación de acciones	41
13.6.7. Características de los materiales.....	42
13.6.8. Comprobaciones relativas a los E.L.U.	43
13.6.9. Comprobaciones relativas a los E.L.S.	43
13.6.10. Comprobaciones relativas a E.L. de durabilidad.....	45
13.7. PRUEBA DE CARGA	46
13.7.1. Dirección de las pruebas.....	46
13.7.2. Materialización del tren de cargas.....	46

13.7.3. Zonas de aplicación de la carga	46
13.7.4. Magnitudes a medir y aparatos de medida.....	47
13.7.5. Plazo de ejecución	47
13.7.6. Forma de aplicación de las cargas	47
13.7.7. Duración de la aplicación de las cargas	47
13.7.8. Criterios de estabilización	47
13.7.9. Criterios de aceptación	48

APÉNDICE Nº 1. PASO INFERIOR PI 0.4

APÉNDICE Nº 2. PASO INFERIOR PI 1.1

APÉNDICE Nº 3. PASO INFERIOR PI 1.5

APÉNDICE Nº 4. PASO INFERIOR PI 1.6

APÉNDICE Nº 5. PASO INFERIOR PI 2.0

APÉNDICE Nº 6. PASO INFERIOR PI 2.4

APÉNDICE Nº 7. PASO INFERIOR PI 3.7

APÉNDICE Nº 8. PASO INFERIOR PI 4.5

APÉNDICE Nº9. PASO INFERIOR PI 4.8

APÉNDICE Nº10. VIADUCTO VI 5.3

APÉNDICE Nº 11. PASO INFERIOR PI 5.8

APÉNDICE Nº 12. PASO INFERIOR PI 6.0

APÉNDICE Nº 13. PASO INFERIOR PI 6.2

APÉNDICE Nº 14. PASO INFERIOR PI 6.6

APÉNDICE Nº 15. PASO INFERIOR PI 6.9

APÉNDICE Nº 16. PASO INFERIOR PI 7.0

APÉNDICE Nº 17. PASO INFERIOR PI 7.4

APÉNDICE Nº 18. PASO INFERIOR PI 7.6

APÉNDICE Nº 19. PASO INFERIOR PI 8.1

APÉNDICE Nº 20. MUROS

APÉNDICE Nº 21. OBRA DE DRENAJE TRASNVERSAL ODT 2.8

APÉNDICE Nº 22. OBRA DE DRENAJE TRASNVERSAL ODT 6.3

APÉNDICE Nº 23. OBRA DE DRENAJE TRASNVERSAL ODT 6.5

APÉNDICE Nº 24. OBRA DE DRENAJE TRASNVERSAL ODT 6.7

APÉNDICE Nº 25. OBRA DE DRENAJE TRASNVERSAL ODT 7.2

APÉNDICE Nº 26. OBRA DE DRENAJE TRASNVERSAL ODT 7.6

13. ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS

13.1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

En el presente documento se incluyen los cálculos de las estructuras definidas en el “Proyecto de construcción. Aumento de capacidad de la carretera N-II. Tramo: Variante de Figueres–Pont de Molins”. Clave: 12-GI-3720, incluyendo la normativa aplicada, datos de partida y las condiciones de construcción.

13.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS DE TRAZADO

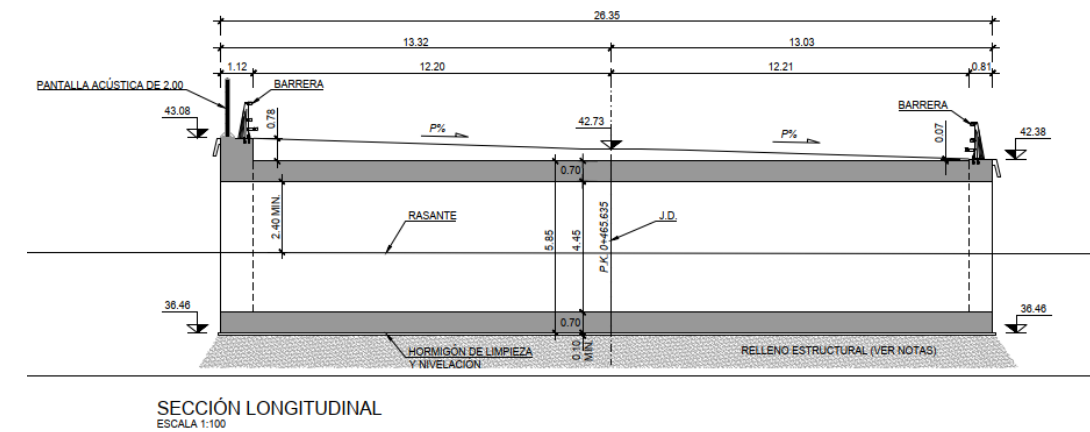
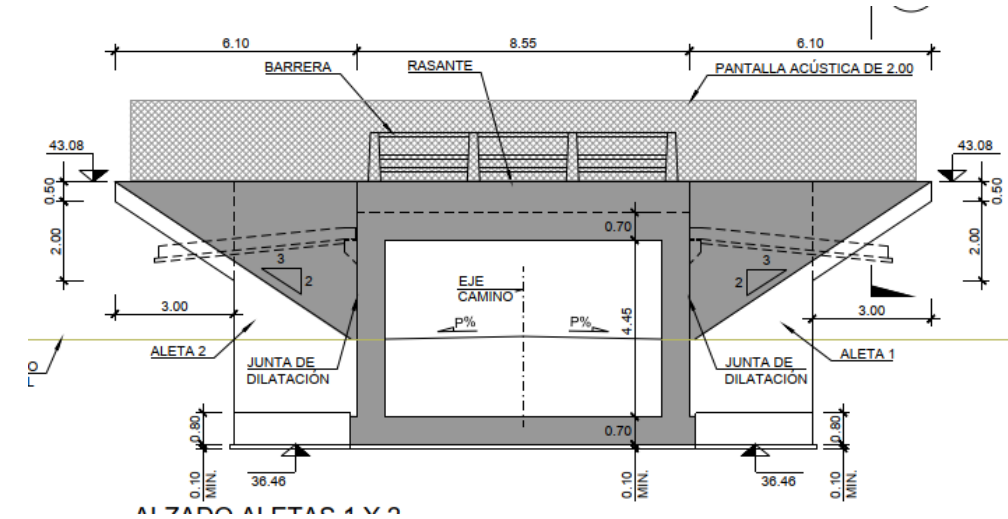
En este apartado se analizan y justifican las estructuras y obras de drenaje asimilables a puentes o muros que se proponen en el tramo de carretera N-II: Variante de Figueres–Pont de Molins.

13.2.1. Paso inferior PI 0.4

La sección del paso inferior es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado “in situ” de 7,00 m de ancho interior, 2.40 m de gálibo interior y una longitud de 26.35 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,70 m.

Las aletas se proyectan en ángulo recto como muros de contención de hormigón armado y con un espesor de 0.8 m, permitiendo de esta manera albergar el ancho de trabajo necesario para el pretil de contención, así como los anclajes de la pantalla antirruído.

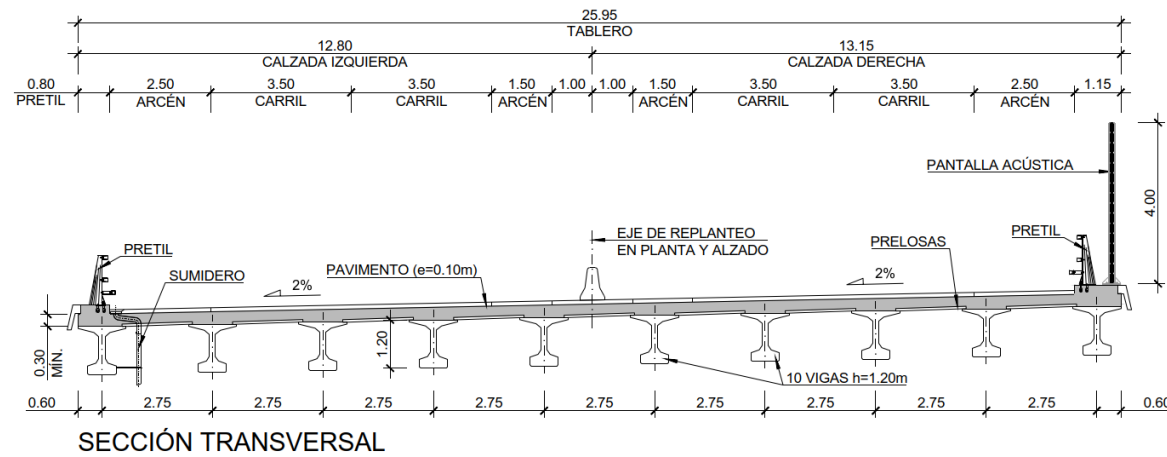
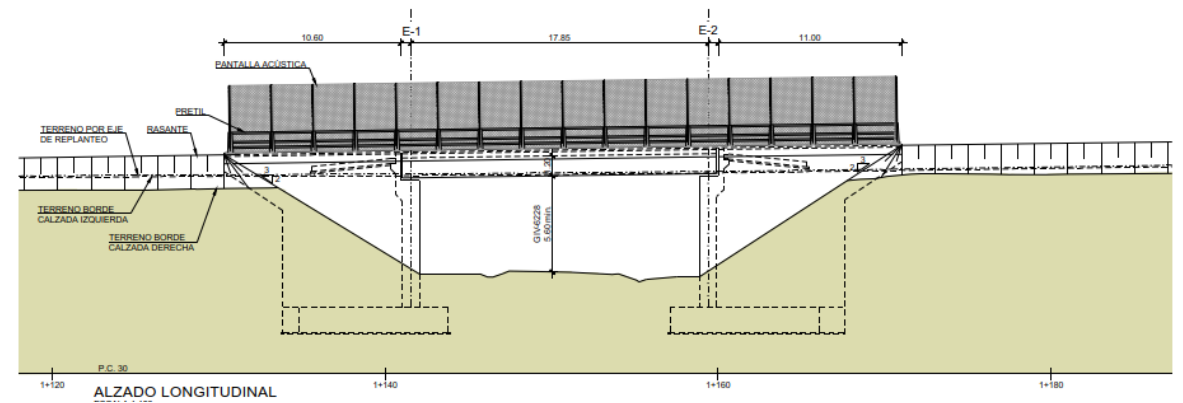
Se disponen de muretes de coronación en la entrada y salida del cuerpo del marco para contener las tierras de montera, con un espesor de 0.8m y 1.10m por condicionantes del pretil de contención y pantalla antirruído.



13.2.2. Paso inferior PI 1.1

Se trata de un tablero de vigas de 17,85m de luz de cálculo. Consta de 10 vigas de sección doble T de 1,20m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 25,95m, medida perpendicularmente a las vigas.

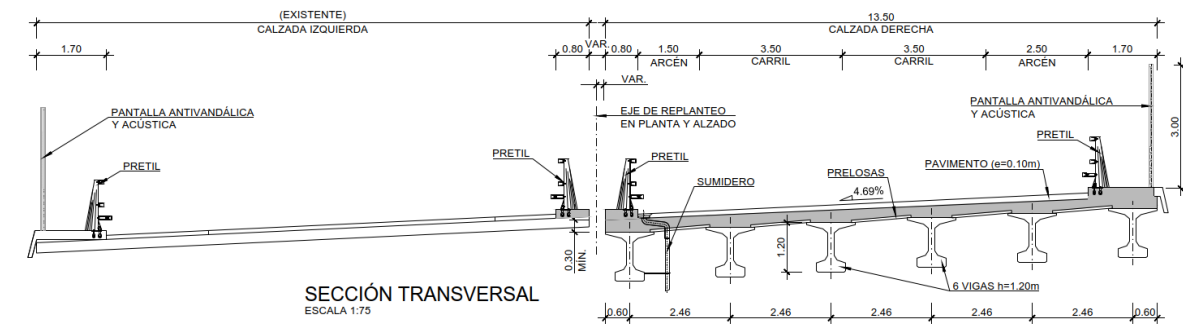
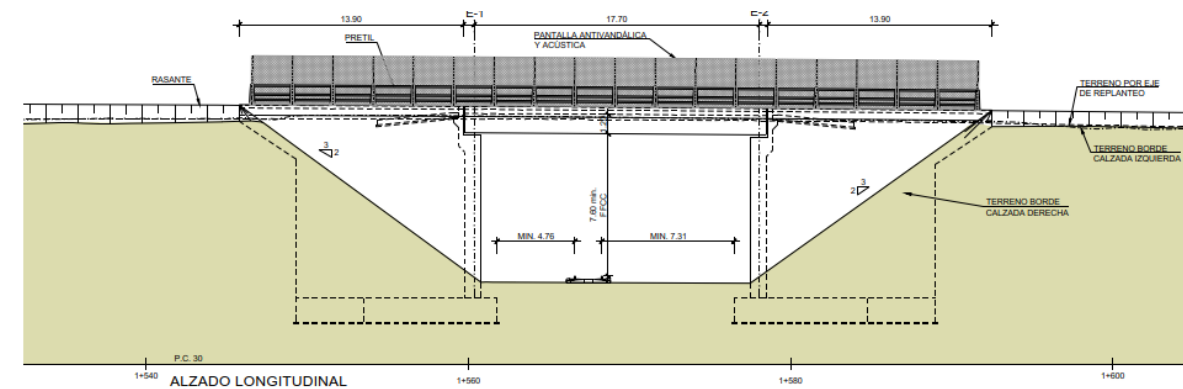
Los estribos forman un ángulo de 87,25° con respecto al eje superior de trazado. Son estribos cimentados superficialmente, con una altura total de 9,65m medidos desde la cara superior de la zapata hasta la cota de la losa de compresión. El muro frontal tiene un canto de 1m en el empotramiento de la zapata, si bien se ensancha hasta 1.40 para permitir el correcto apoyo del tablero de vigas y ejecución del espaldón. La zapata tiene un canto de 1,5m proyectándose para transmitir al terreno una tensión máxima de 0.31MPa. Las aletas de los estribos son paralelas al trazado superior, de aproximadamente 11 metros de longitud para permitir el derrame de tierras.



13.2.3. Paso inferior PI 1.5

Se trata de un tablero de vigas de 17,70m de luz de cálculo situado sobre la línea de ferrocarril Barcelona a Portbou. Es la ampliación del tablero existente con lo que la estructura solo abarca la calzada de nueva construcción. Consta de 6 vigas de sección doble T de 1,20m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 13,50m, medida perpendicularmente a las vigas.

Los estribos forman un ángulo recto con respecto al eje superior de trazado. Son estribos cimentados superficialmente, con una altura total de 10,5m medidos desde la cara superior de la zapata hasta la cota rasante. El muro frontal tiene un canto de 1m en el empotramiento de la zapata, si bien se ensancha hasta 1.40 para permitir el correcto apoyo del tablero de vigas y ejecución del espaldón. La zapata tiene un canto de 1,5m proyectándose para transmitir al terreno una tensión máxima de 0.4MPa. Las aletas de los estribos son paralelas al trazado superior, de aproximadamente 14 metros de longitud.

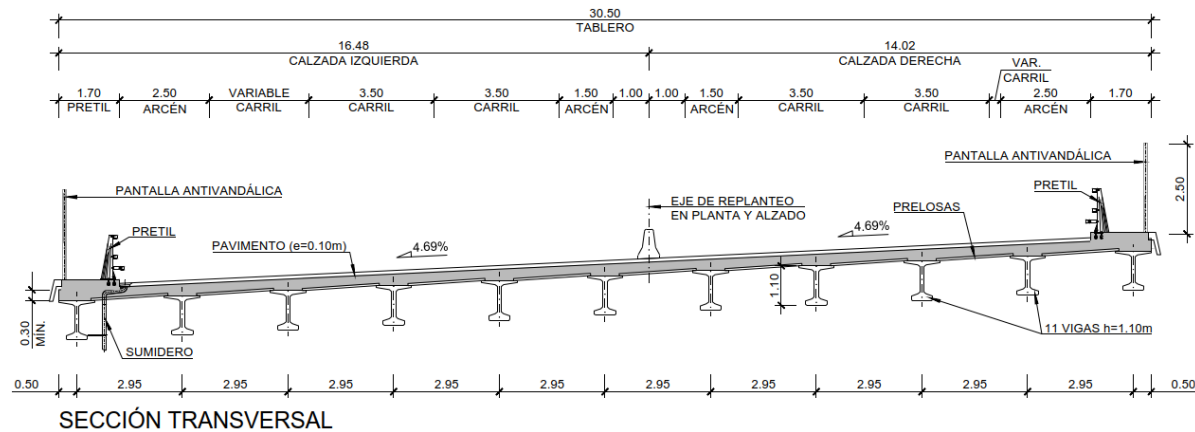
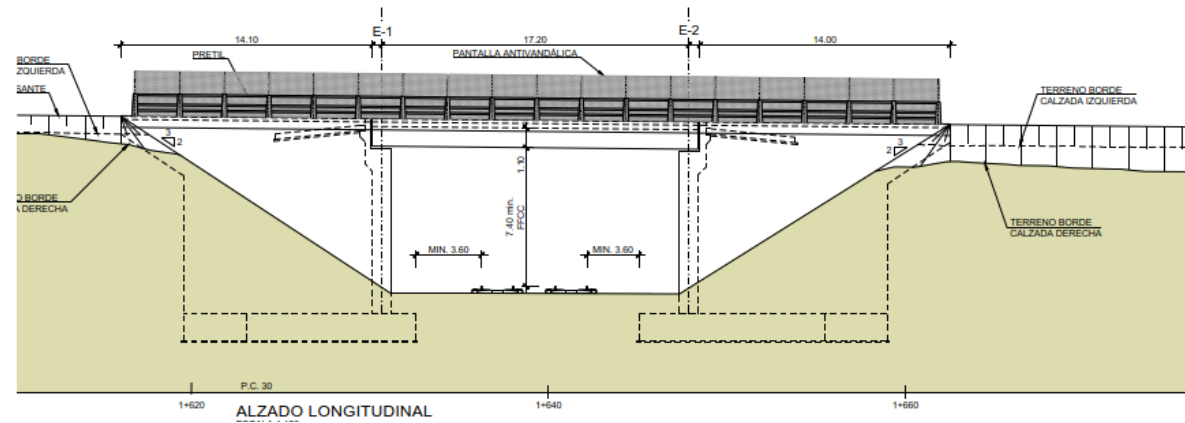


13.2.4. Paso inferior PI 1.6

Se trata de un tablero de vigas de 17,20m de luz de cálculo. Consta de 11 vigas de sección doble T de 1,10m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 30,50m, medida perpendicularmente a las vigas.

Los estribos forman un ángulo de $81,62^\circ$ con respecto al eje superior de trazado. Son estribos cimentados superficialmente, con una altura superior a 10m medidos desde la cara superior de la zapata. Las aletas de los estribos son paralelas al trazado superior, de 14m de longitud para evitar que el derrame de tierras invada el vial inferior.

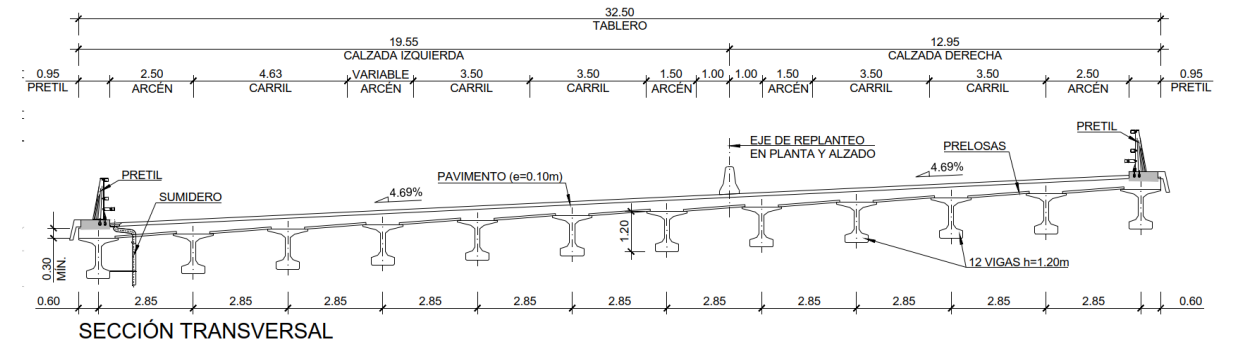
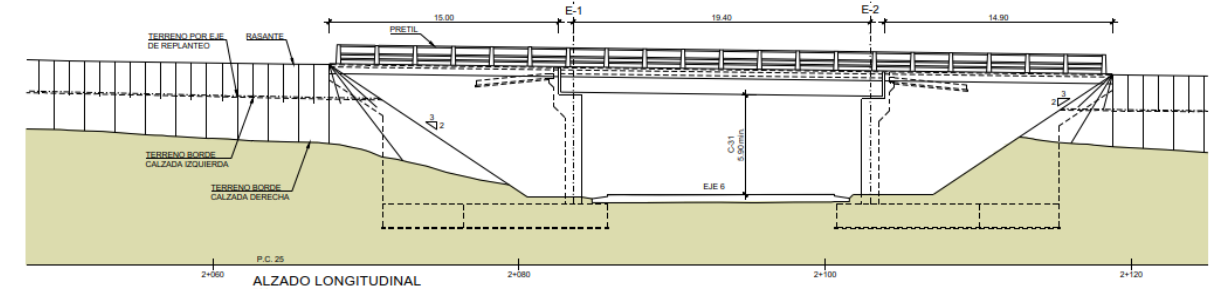
El muro frontal tiene un canto de 1.4m en el empotramiento de la zapata, con un espaldón de 30cm y una superficie de 1.10m para el apoyo del tablero de vigas. La zapata tiene un canto de 1,5m y trasmite al terreno una tensión máxima de 0.4MPa.



13.2.5. Paso inferior PI 2.0

Se trata de un tablero de vigas de 19,45m de luz de cálculo. Consta de 12 vigas de sección doble T de 1,20m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 32,50m, medida perpendicularmente a las vigas.

Los estribos forman un ángulo de $72,54^\circ$ con respecto al eje superior de trazado. Son estribos cimentados superficialmente, con una altura total próxima a los 10m medidos desde la cara superior de la zapata. El muro frontal tiene un canto de 1.0m en el empotramiento de la zapata, si bien se ensancha hasta 1.65 para permitir el apoyo del tablero y la ejecución del espaldón. La zapata tiene un canto de 1,5m proyectándose para transmitir al terreno una tensión máxima de 0.3MPa. Las aletas son de 15 metros de longitud y se disponen paralelas al trazado superior.

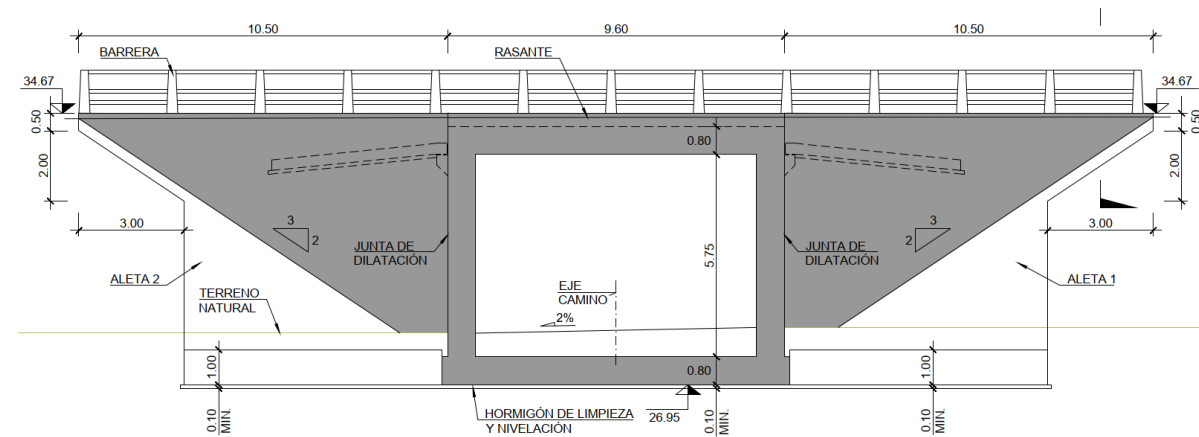


13.2.6. Paso inferior PI 2.4

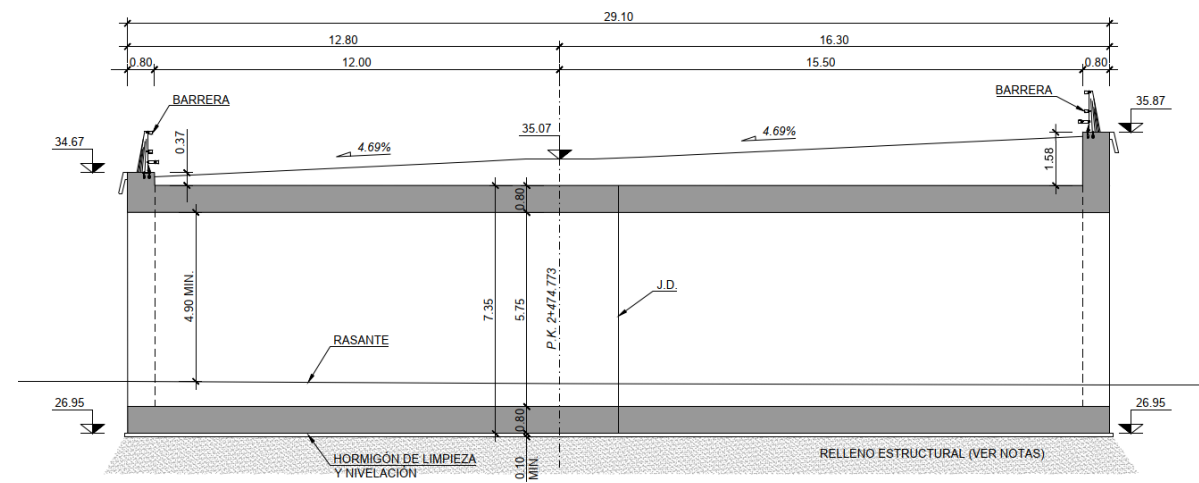
La sección del paso inferior es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado “in situ” de 8,00 m de ancho interior, 4,90 m de gálibo interior y una longitud de 29,10 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,80 m.

Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en ángulo recto y con un espesor de 0.8 m, permitiendo de esta manera albergar el ancho de trabajo necesario para el pretil de contención.

Se disponen de muretes de coronación en la entrada y salida del cuerpo del marco para contener las tierras de montera, con un espesor de 0.8m por condicionantes del pretil de contención.



ALZADO ALETAS 1 Y 2
 ESCALA 1:400



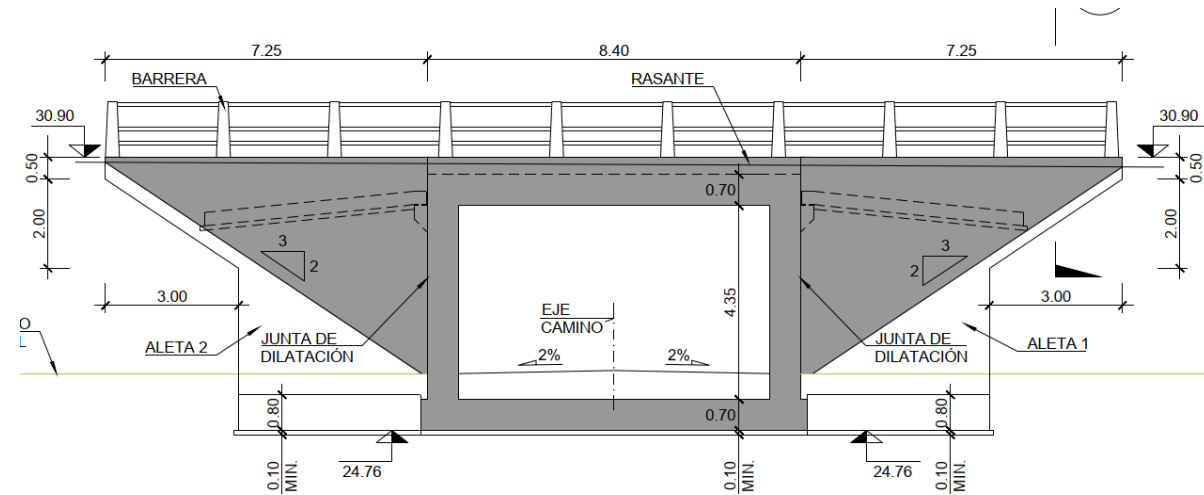
SECCIÓN LONGITUDINAL

13.2.7. Paso inferior PI 3.7

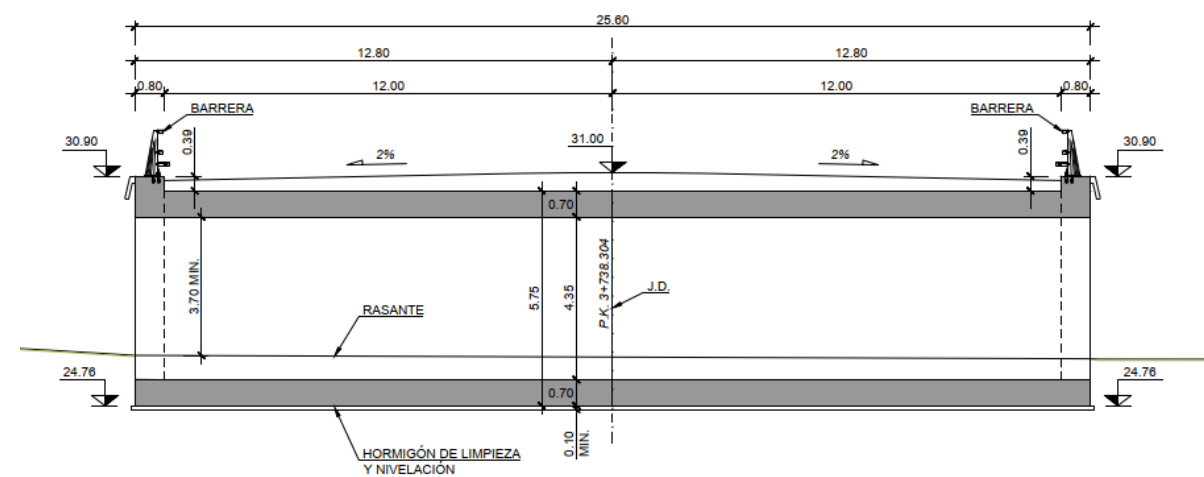
La sección del paso inferior es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado “in situ” de 7,00 m de ancho interior, 3,70 m de gálibo interior y una longitud de 25,60 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,70 m.

Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en ángulo recto y con un espesor de 0.8 m, permitiendo de esta manera albergar el ancho de trabajo necesario para el pretil de contención.

Se disponen de muretes de coronación en la entrada y salida del cuerpo del marco para contener las tierras de montera, con un espesor de 0.8m por condicionantes del pretil de contención.



ALZADO ALETAS 1 Y 2



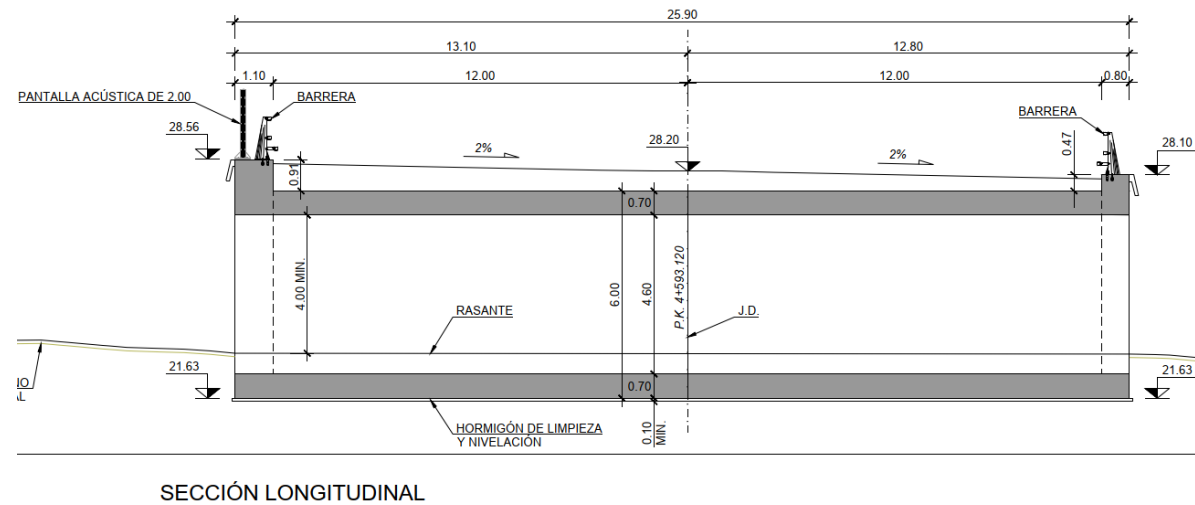
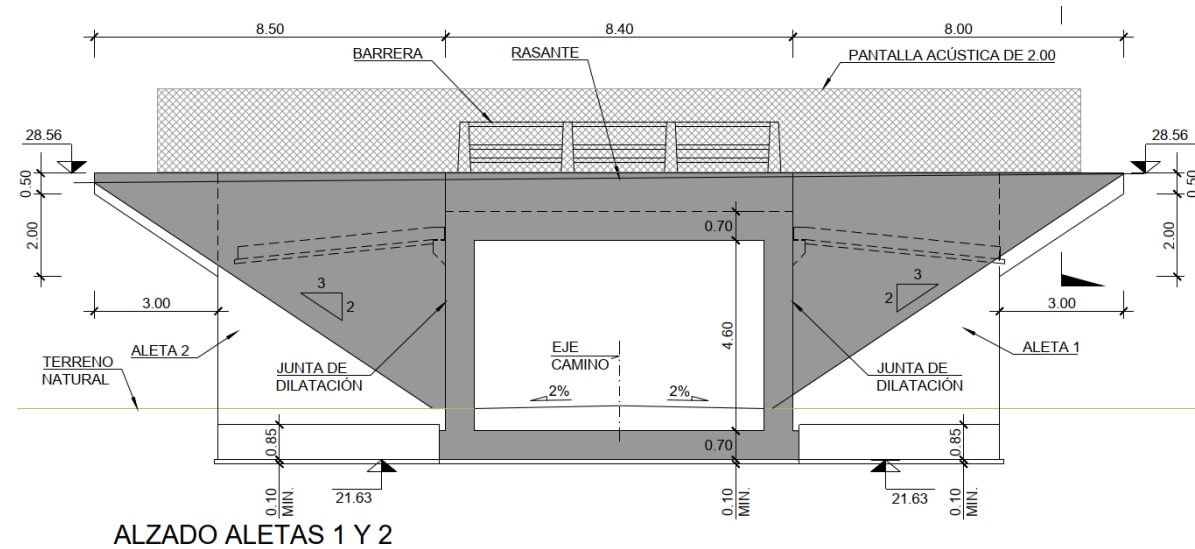
SECCIÓN LONGITUDINAL

13.2.8. Paso inferior PI 4.5

La sección del paso inferior es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado "in situ" de 7,00 m de ancho interior, 4,00 m de gálibo interior y una longitud de 25,90 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,70 m.

Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en ángulo recto y con un espesor de 0,8 m y 1,10m, permitiendo de esta manera albergar el ancho de trabajo necesario para el pretil de contención y los anclajes de la pantalla antirruído.

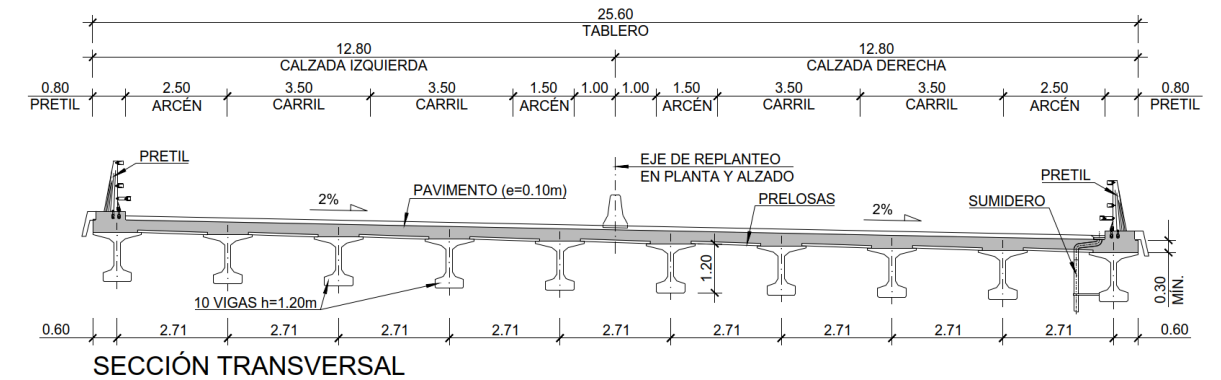
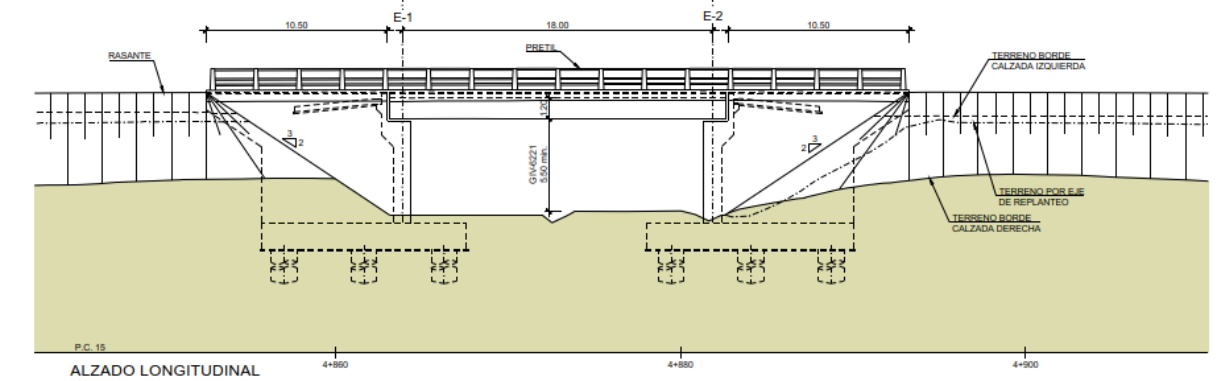
Se disponen de muretes de coronación en la entrada y salida del cuerpo del marco para contener las tierras de montera, con un espesor de 0,8m por condicionantes del pretil de contención.



13.2.9. Paso inferior PI 4.8

Se trata de un tablero de vigas de 18,0m de luz de cálculo. Consta de 10 vigas de sección doble T de 1,20m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 25,60m, medida perpendicularmente a las vigas.

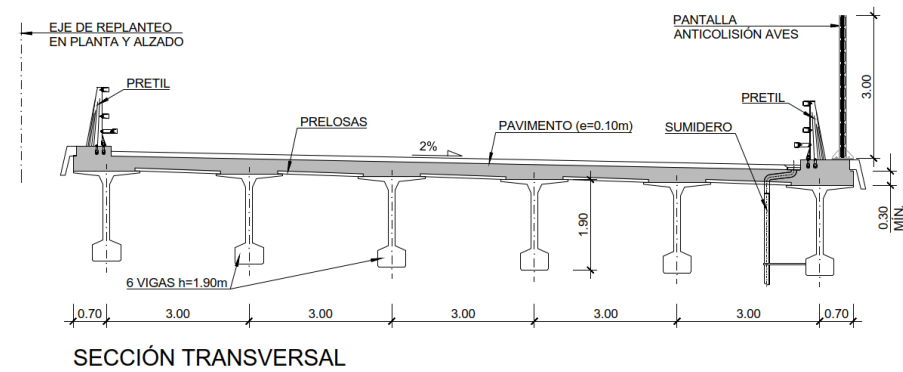
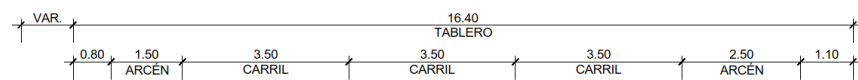
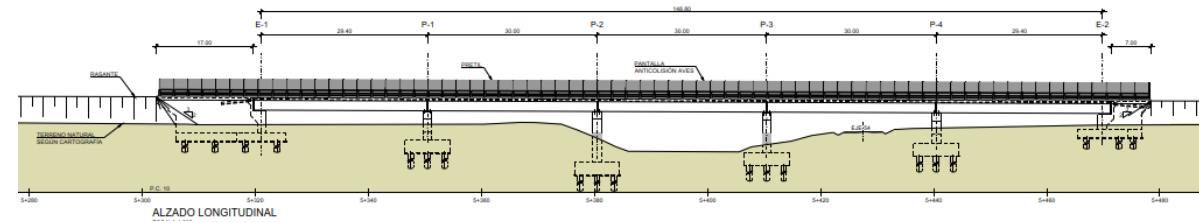
Los estribos forman un ángulo de 84,47° con respecto al eje superior de trazado. La baja capacidad portante del terreno impone el diseño de cimentaciones profundas con pilotes de 1,50m de diámetro. Los estribos tienen una altura media de 9,5m, medida desde la cara superior de la zapata hasta la cota de rasante de la carretera N-II. El encepado tiene un canto de 1,5m en el que se empotra el muro frontal de 1.0 m de canto. Las vigas se apoyan en una plataforma de 1.35m, tras la que se ejecuta el espaldón de 30cm. Se proyectan pilotes 1.50metros de diámetro y 22,5m de longitud. Las aletas de los estribos son paralelas al trazado superior, con una longitud de 10,50m para evitar el derrame de tierras sobre el camino inferior.



13.2.10. Viaductos VI 5.3

El paso sobre el río Manol se resuelve mediante dos nuevas estructuras: un viaducto (VI 5.3) paralelo al existente configurando la calzada derecha y otro viaducto (VI 5.3 RAMAL) paralelo en la margen derecha, para albergar el ramal de acceso a la calzada izquierda.

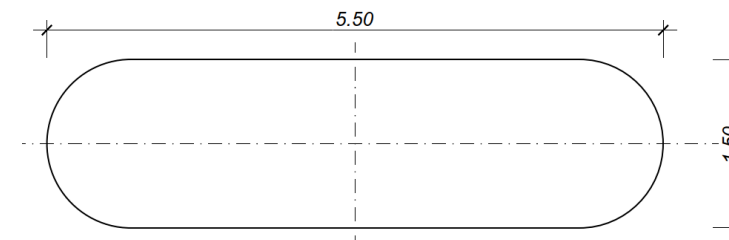
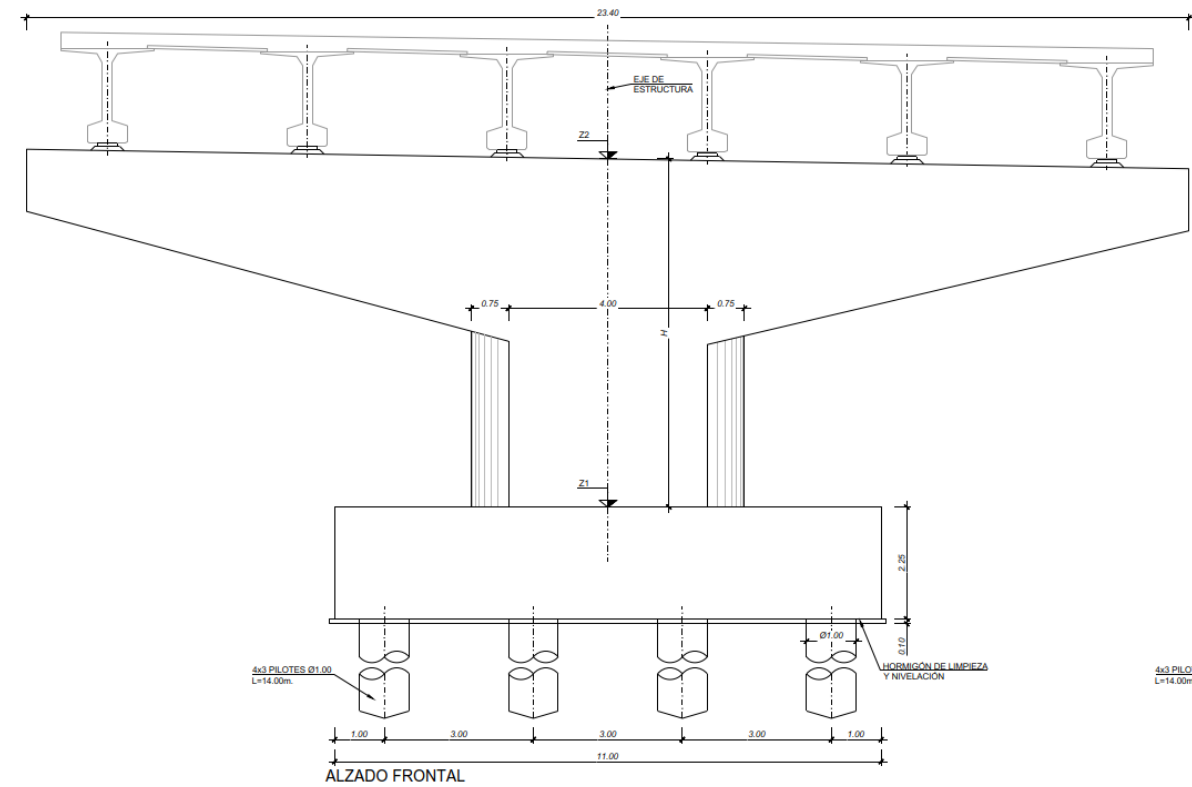
El nuevo viaducto situado en el tronco de la autovía es un tablero de vigas formado por 5 vanos consecutivos de 30,0m, y vigas de 28,80m de luz de cálculo. Consta de 6 vigas de sección doble T de 1,90m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 16,40m, medida perpendicularmente a las vigas



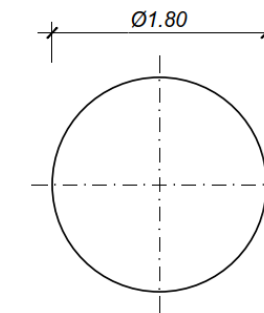
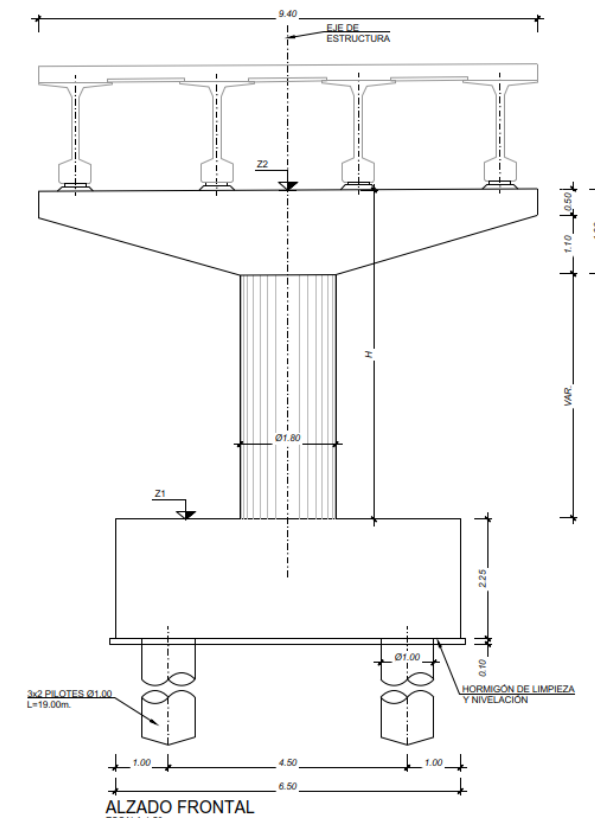
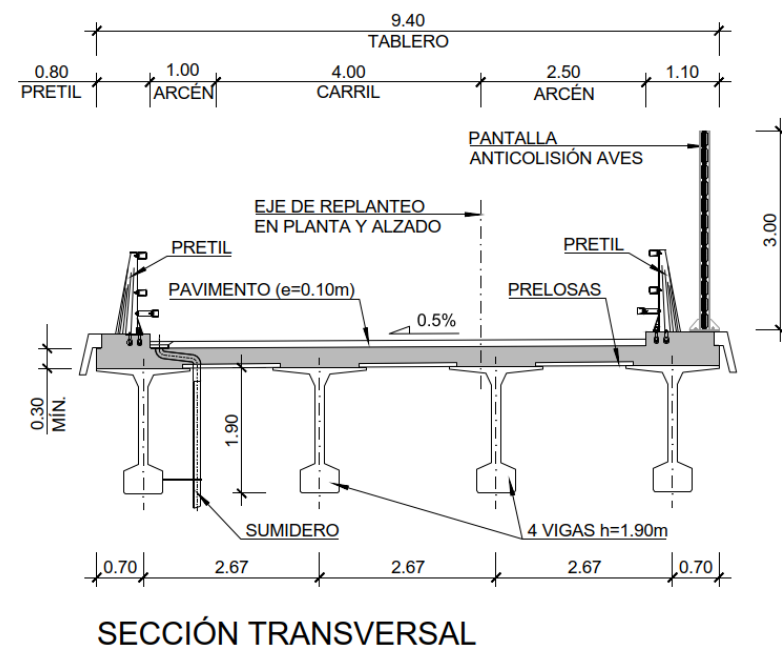
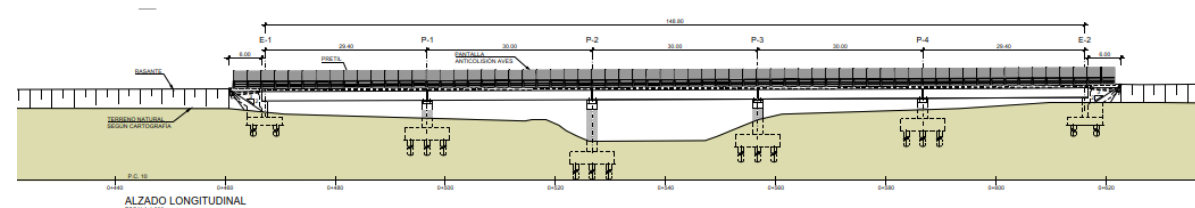
Los estribos forman un ángulo de 53,46° con respecto al eje superior de trazado. Son estribos con cimentación profunda ejecutada con pilotes de 1,00 m de diámetro y 11,5m de longitud en el estribo E-1 y 16,50m en el estribo E-2. El encepado tiene un canto de 1,5m, mientras que la altura del muro frontal varía entre los 6.25 y 5 metros, habiéndose proyectado con un canto de 1,00 metros.

Las aletas de los estribos son paralelas al trazado superior.

Los apoyos intermedios se resuelven con cuatro pilas de fuste rectangular rematada por semicírculos para facilitar su comportamiento hidráulico. La sección tiene una longitud de 5,50 m y 1,5m de canto. Las pilas constan de un capitel que recoge todas las vigas y tienen alturas de entre 7m y 3,5m, medidas desde la cara superior de las zapatas hasta el apoyo de las vigas. La cimentación es profunda, mediante pilotes de 1m de diámetro y profundidad variable según las pilas, con un máximo de 20,50 m. Las pilas están alineadas con las del viaducto existente según el trazado del río.



El viaducto VI-5.3 RAMAL, se proyecta como un tablero de vigas paralelo al existente, formado por 5 vanos consecutivos de 30,0m, con una de luz de cálculo de 28,80m. Consta de 4 vigas de sección doble T de 1,90m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 9,40m, medida perpendicularmente a las vigas

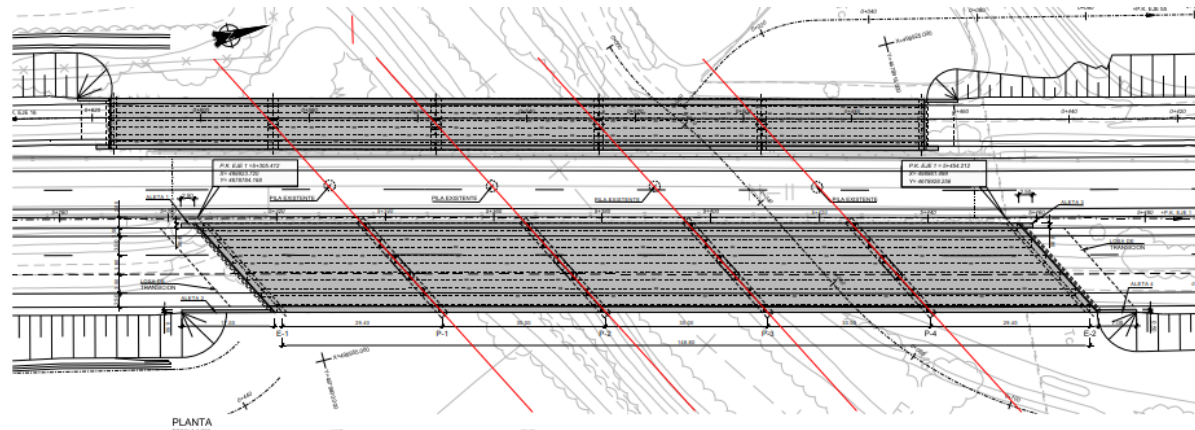


SECCIÓN FUSTE

Los estribos forman un ángulo de 90° con respecto al eje superior de trazado. Y tienen cimentación profunda ejecutada con pilotes de 1,00 m de diámetro y 16,5m de longitud en el estribo E-1 y 11,50m en el estribo E-2. La altura del muro frontal varía entre los 5,75 y 5 metros, y se diseña una sección de 1,00 m de canto, mientras que el encepado tiene un canto de 1,5m; Las aletas de los estribos son paralelas al trazado superior.

Los apoyos intermedios se resuelven con cuatro pilas de fuste circular de 1,80m de diámetro. Las pilas constan de un capitel que recoge todas las vigas y tienen alturas de entre 9m y 4m, medidas desde la cara superior de las zapatas hasta el apoyo de las vigas. La cimentación es profunda, mediante pilotes de 1,0m de diámetro y longitud variable según el apoyo, con un valor máximo de 20m de profundidad

En ambos viaductos, las pilas se ejecutan alineadas con las ejecutadas en el viaducto existente, esviadas respecto a la traza de la carretera N-II, siguiendo la alineación marcada por las riberas del río Manol.

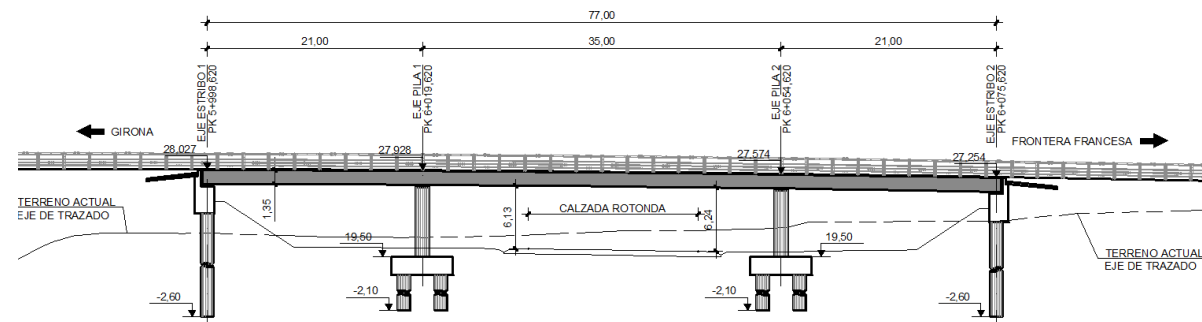


13.2.11. Paso inferior PI 5.8

La estructura está formada por dos tableros postesados paralelos, uno para cada calzada, que constan de tres vanos de luces 21m + 35m + 21 m medidas en el eje de trazado, por lo que longitud total es de 77m.

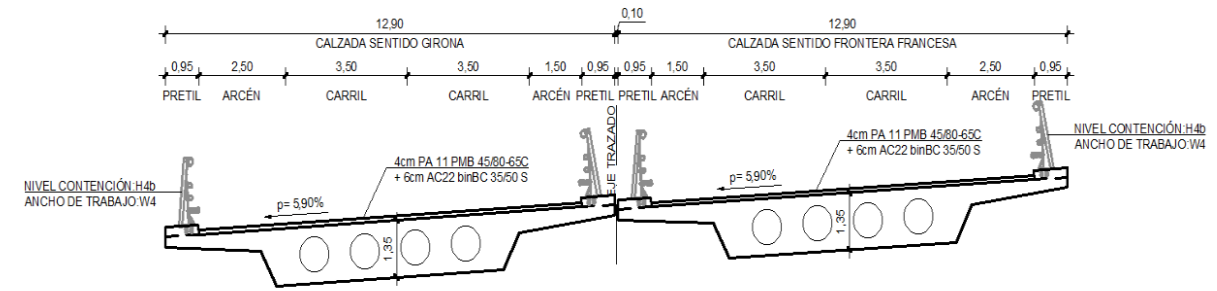
La estructura está en curva, por lo que la longitud del tablero de cada calzada, medida respecto a su eje, es diferente.

Así, la calzada izquierda tiene una distribución de luces de 20,88m + 34,88m + 20,88m para una longitud total de 76,56m, mientras la calzada derecha tiene una distribución de luces de 21,12m + 35,20m + 21,12m para una longitud total de 77,44m



Los tableros están formados por losas postesadas aligeradas con cuatro aligeramientos circulares de 0,85m de diámetro y tienen un canto máximo de 1,35m.

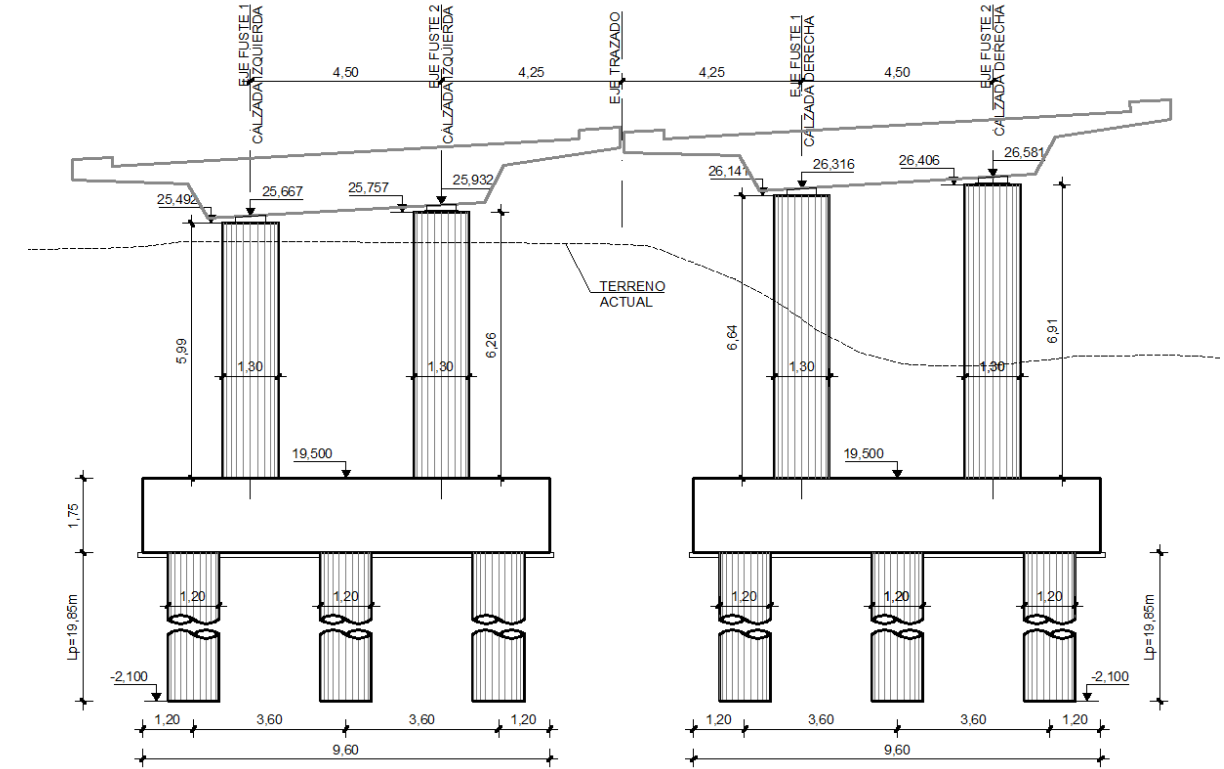
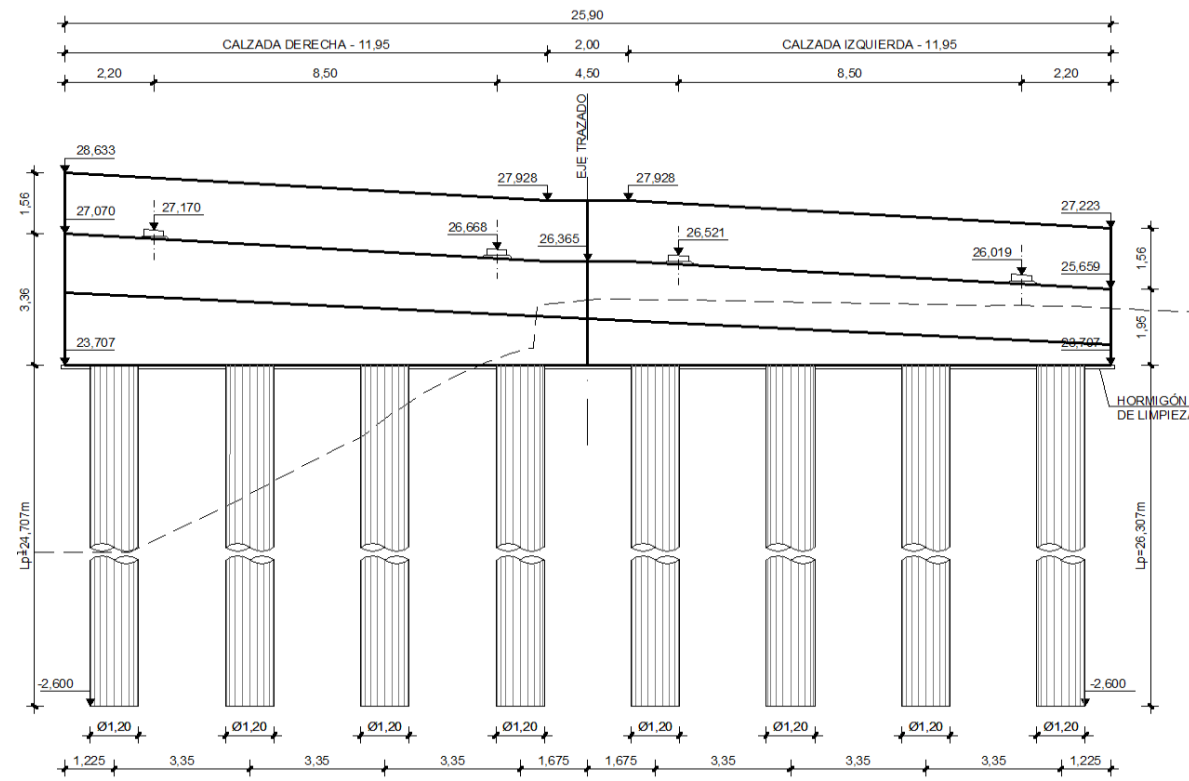
El ancho de cada uno de los tableros es 12,90m y está formado por dos carriles de 3,50m, arcén interior de 1,50m, arcén exterior de 2,50m y anchos de 0,95m para colocar pretilas de Nivel de Contención H4b.



El pretensado de ambos tableros está formado por dos familias de 5 cables de 27 cordones de 0,60", por lo que la fuerza de pretensado introducida es de 55080 kN.

Los aparatos de apoyo son rectangulares de 450x500x137(101) en ambos estribos y circulares de 700x115 (85) en ambas pilas.

Los estribos forman un ángulo recto con respecto al eje superior de trazado. Son cargaderos pilotados para ambos tableros, con pilotes de 1,20m de diámetro empotrados en la cota z = -2,60m, por lo que tienen 26,307m de longitud en el Estribo 1 y 25,517m de longitud en el Estribo 2.



Las aletas de los estribos son paralelas al trazado superior. No obstante, en el lado derecho del Estribo 2 no se dispone aleta al proyectarse el Muro 6.07D.

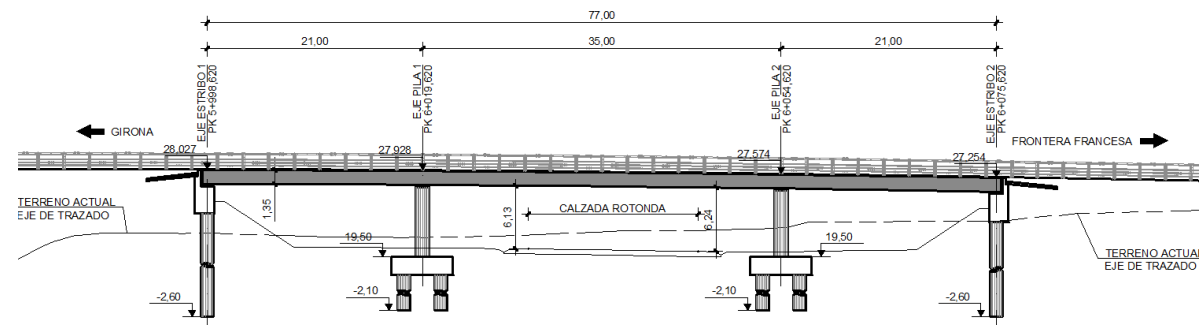
Finalmente, los apoyos intermedios de cada tablero se proyectan mediante dos fustes de 1,30m de diámetro por calzada cimentados sobre encepados de 6 pilotes de 1,20m de diámetro empotrados en la cota $z = -2,10\text{m}$, por lo que tienen 19,85m de longitud en ambas pilas.

13.2.12. Paso inferior PI 6.0

La estructura está formada por dos tableros postesados paralelos, uno para cada calzada, que constan de tres vanos de luces $21\text{m} + 35\text{m} + 21\text{m}$ medidas en el eje de trazado, por lo que longitud total es de 77m.

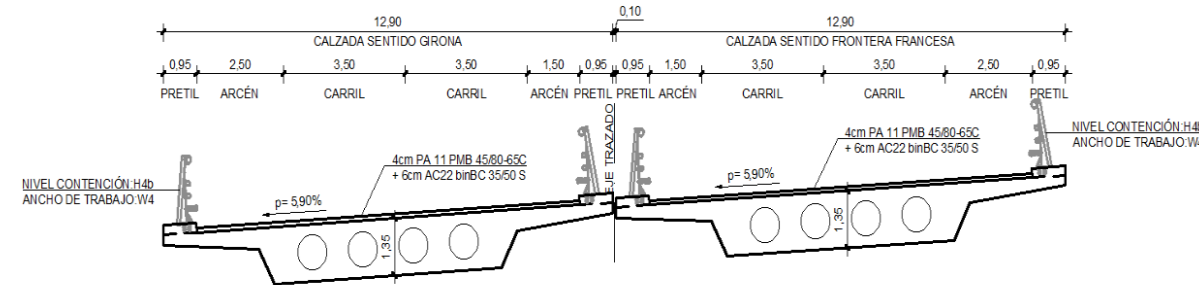
La estructura está en curva, por lo que la longitud del tablero de cada calzada, medida respecto a su eje, es diferente.

Así, la calzada izquierda tiene una distribución de luces de $20,88\text{m} + 34,88\text{m} + 20,88\text{m}$ para una longitud total de 76,56m, mientras la calzada derecha tiene una distribución de luces de $21,12\text{m} + 35,20\text{m} + 21,12\text{m}$ para una longitud total de 77,44m



Los tableros están formados por losas postesadas aligeradas con cuatro aligeramientos circulares de 0,85m de diámetro y tienen un canto máximo de 1,35m.

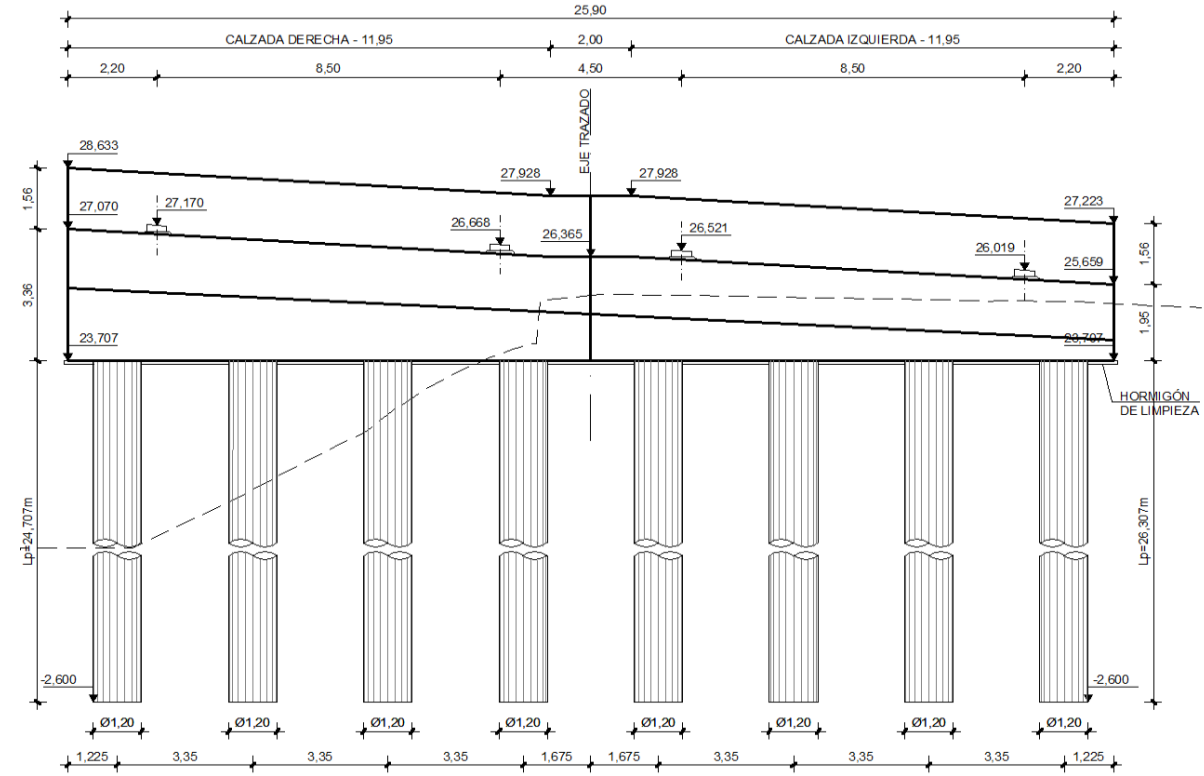
El ancho de cada uno de los tableros es 12,90m y está formado por dos carriles de 3,50m, arcén interior de 1,50m, arcén exterior de 2,50m y anchos de 0,95m para colocar pretilas de Nivel de Contención H4b.



El pretensado de ambos tableros está formado por dos familias de 5 cables de 27 cordones de 0,60", por lo que la fuerza de pretensado introducida es de 55080 kN.

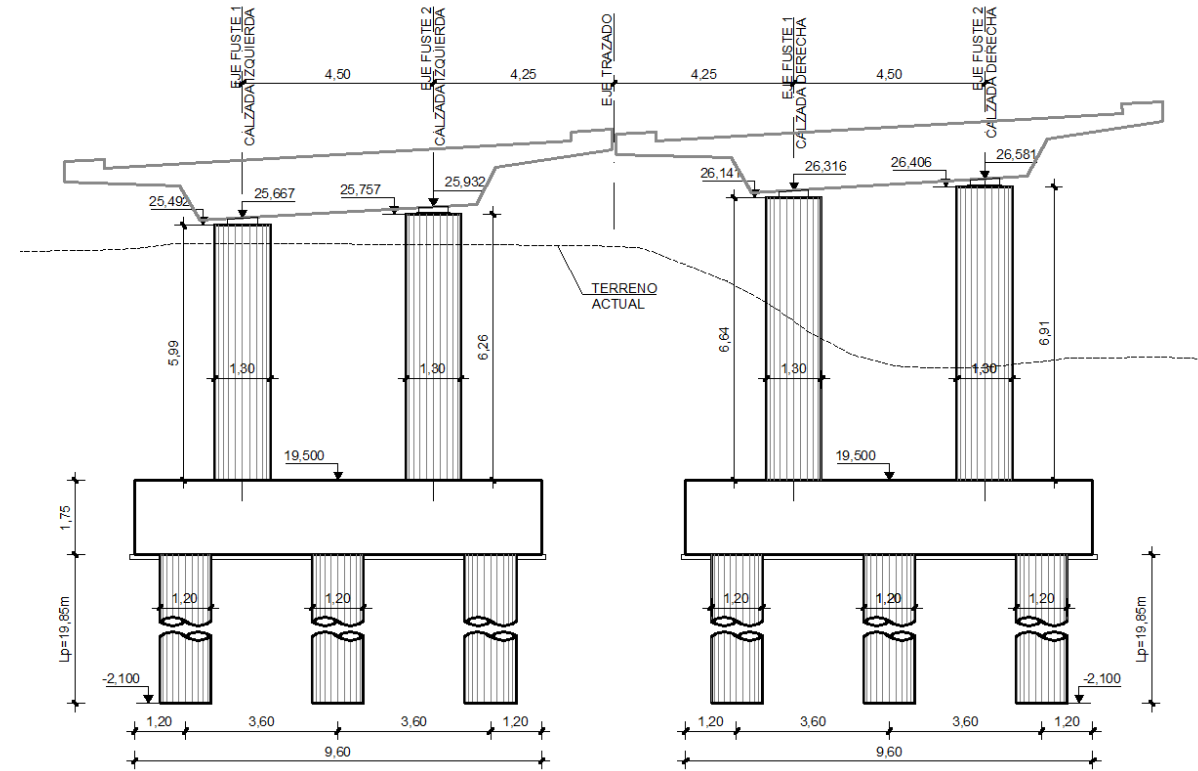
Los aparatos de apoyo son rectangulares de 450x500x137(101) en ambos estribos y circulares de 700x115 (85) en ambas pilas.

Los estribos forman un ángulo recto con respecto al eje superior de trazado. Son cargaderos pilotados para ambos tableros, con pilotes de 1,20m de diámetro empotrados en la cota z = -2,60m, por lo que tienen 26,307m de longitud en el Estribo 1 y 25,517m de longitud en el Estribo 2.



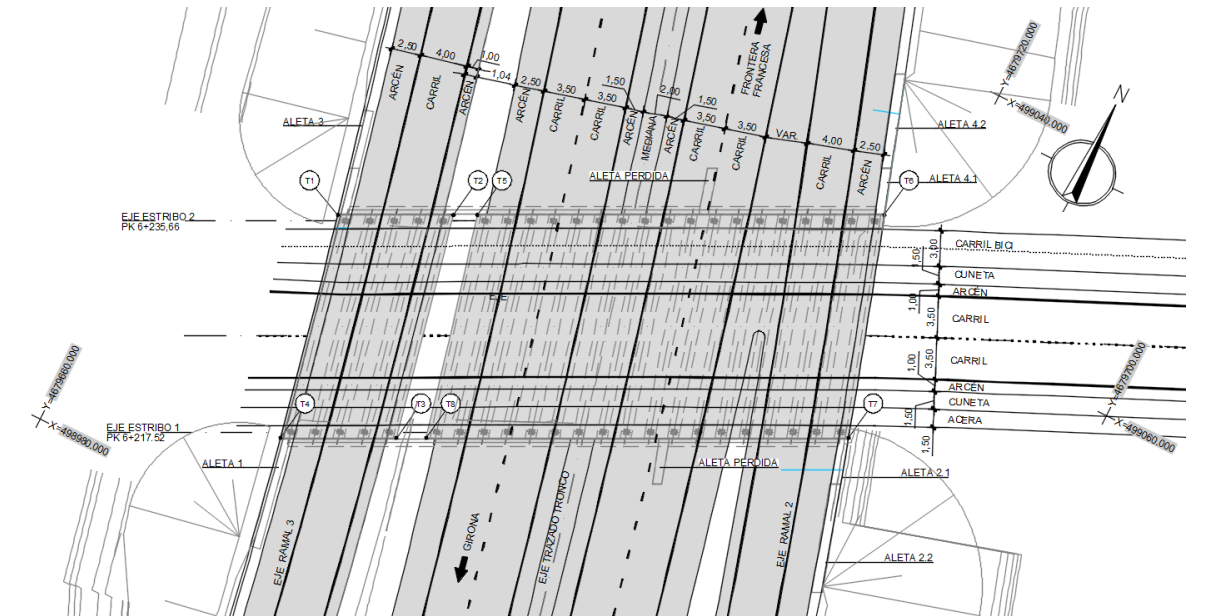
Las aletas de los estribos son paralelas al trazado superior. No obstante, en el lado derecho del Estribo 2 no se dispone aleta al proyectarse el Muro 6.07D.

Finalmente, los apoyos intermedios de cada tablero se proyectan mediante dos fustes de 1,30m de diámetro por calzada cimentados sobre encepados de 6 pilotes de 1,20m de diámetro empotrados en la cota z = -2,10m, por lo que tienen 19,85m de longitud en ambas pilas.



13.2.13. Paso inferior PI 6.2

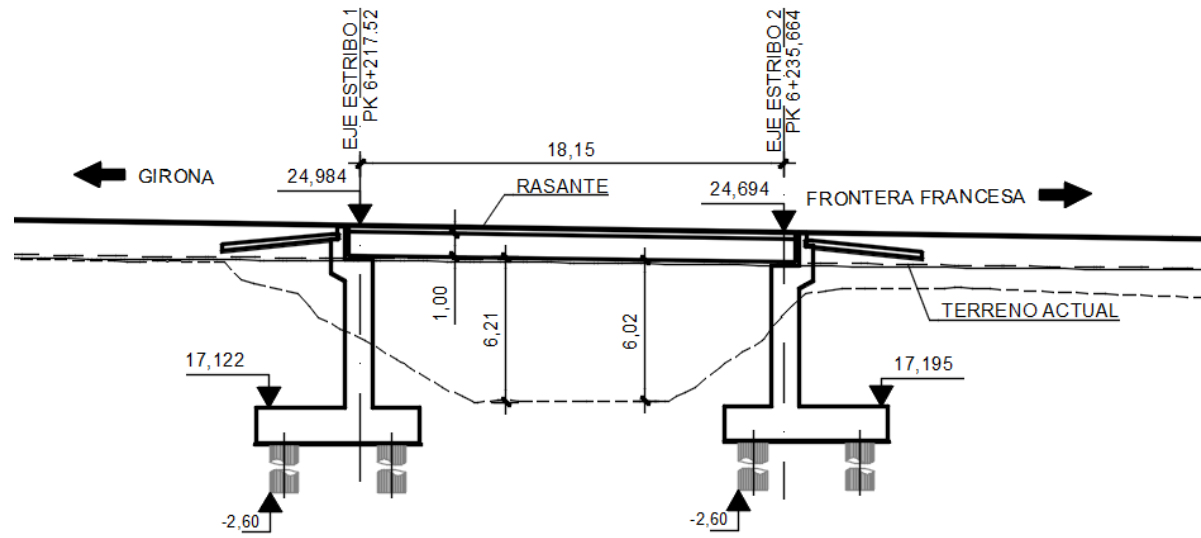
La estructura está formada por dos tableros de vigas de un vano, uno para la calzada principal (tronco) y el otro para el ramal.



La estructura del tronco consta de un tablero de 18 vigas tipo doble T prefabricadas de 1,00 m de canto. La longitud de cálculo de las vigas es variable entre 17,93 m y 18,16 m y el ancho es, aproximadamente, de 35m. Sobre las vigas se apoya una losa de hormigón de 0,25 m de espesor mínimo. El hormigonado se realiza utilizando placas de encofrado perdido de 5cm de espesor entre alas de vigas. El intereje entre vigas es de 1,92m.

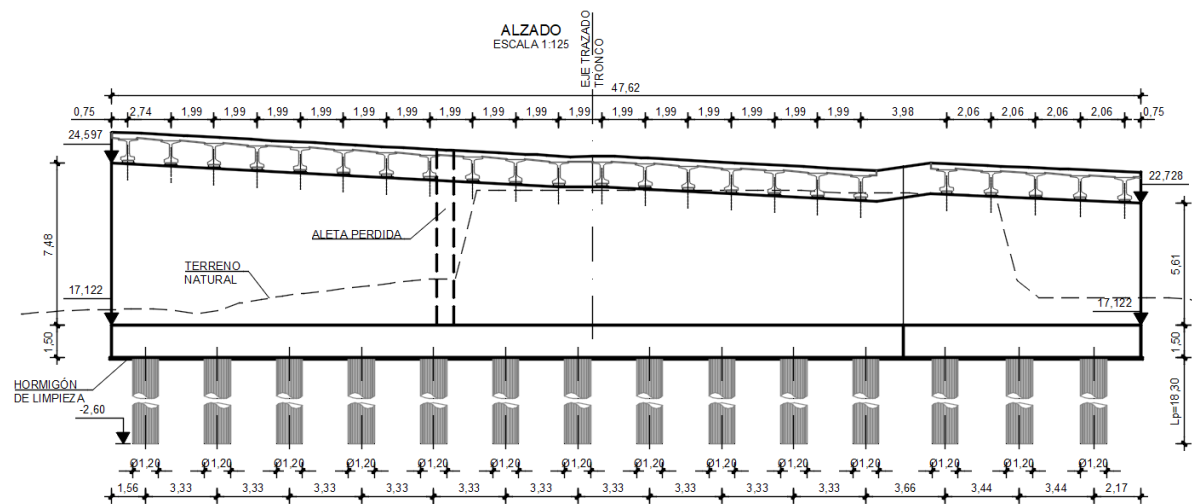
El estribo 1 es un estribo pilotado de altura variable entre 7,48 m y 5,61 m y 22 pilotes de 1,20 m de diámetro. El estribo 2 se resuelve de igual modo que el estribo 1 con una altura variable entre 7,06 m y 5,60 m y 22 pilotes de 1,20 m de diámetro. Los pilotes tienen una longitud aproximada de 18.30 m.

SECCIÓN LONGITUDINAL POR EL EJE DE TRAZADO



La estructura del ramal consta de un tablero de vigas de un vano con tablero de vigas tipo doble T prefabricadas de 1,00 m de canto. La longitud de cálculo de las vigas es variable entre 18,27 m y 18,28 m y el ancho es, aproximadamente, de 9,70 m. Sobre las vigas se apoya una losa de hormigón de 0,25 m de espesor mínimo. El hormigonado se realiza utilizando placas de encofrado perdido de 5cm de espesor entre alas de vigas. El interje entre vigas es de 2,05 m.

El estribo 1 es un estribo pilotado de altura variable entre 6,05m y 5,61m y 6 pilotes de 1,20 m de diámetro. El estribo 2 es un estribo pilotado de altura variable entre 5,84m y 5,60m y 6 pilotes de 1,20 m de diámetro. Los pilotes tienen una longitud aproximada de 18.30 m.

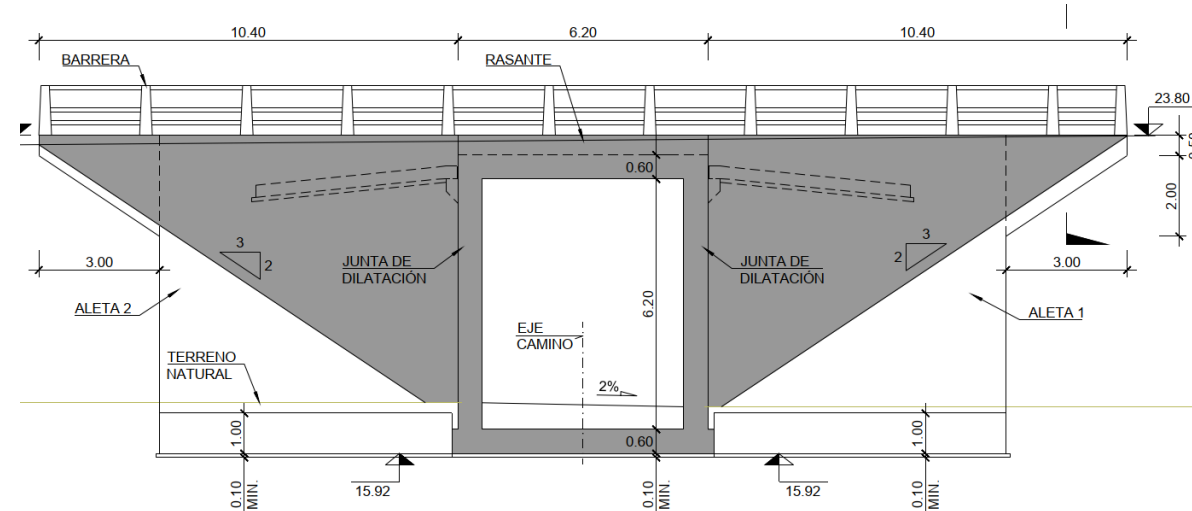


13.2.14. Paso inferior PI 6.6

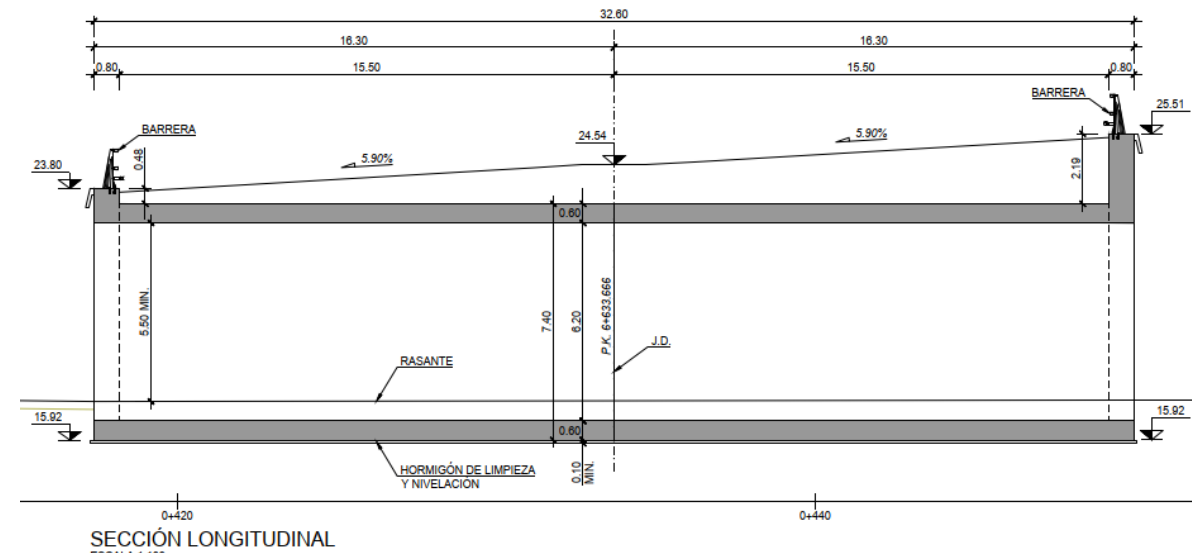
La sección del paso inferior es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado "in situ" de 5,00 m de ancho interior, 5.50 m de gálibo interior y una longitud de 32.60 m. Dintel, solera y hastales tienen un espesor de 0,60 m.

Las aletas se proyectan como muros de contención independientes de hormigón armado en ángulo recto y con un espesor variable de 0.8m en coronación y 1m en arranque, permitiendo de esta manera albergar el ancho de trabajo necesario para el pretil de contención.

Se disponen de muretes de coronación en la entrada y salida del cuerpo del marco para contener las tierras de montera, con un espesor de 0.8m por condicionantes del pretil de contención.



ALZADO ALETAS 1 Y 2

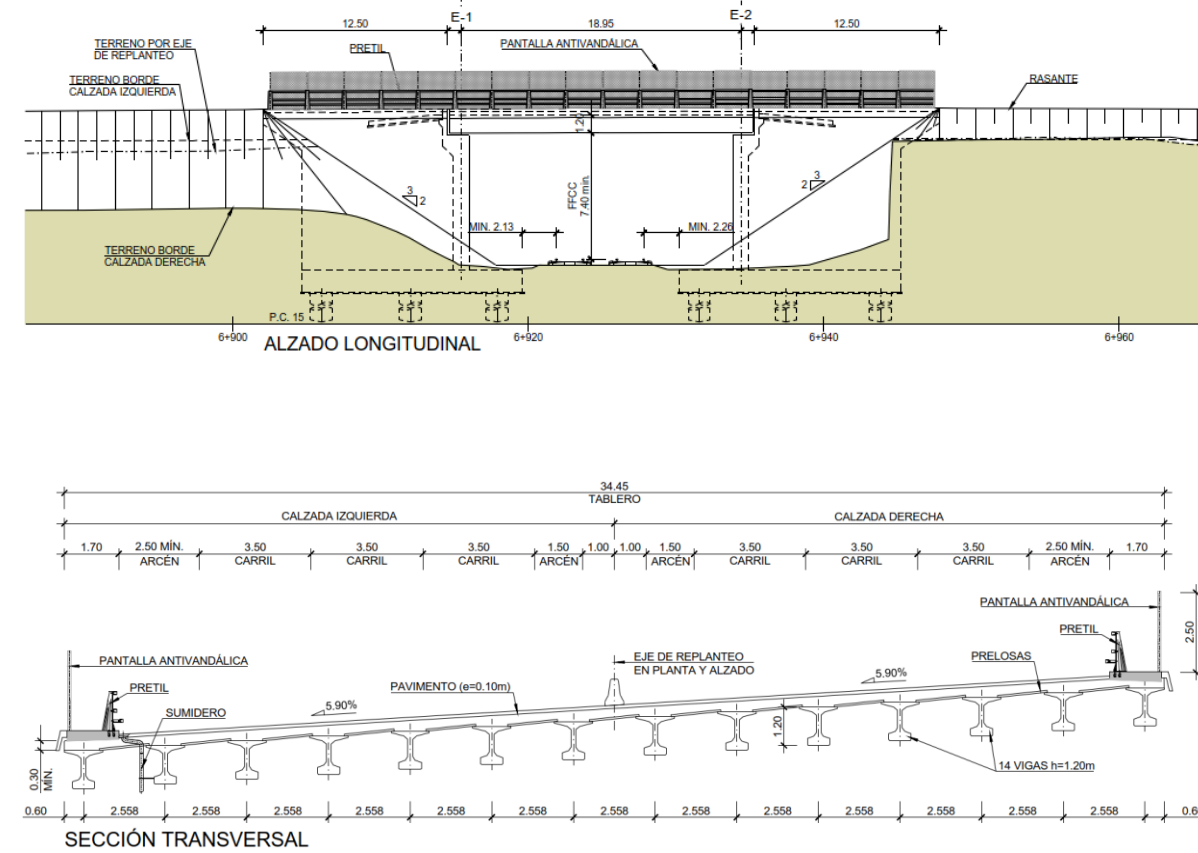


13.2.15. Paso inferior PI 6.9

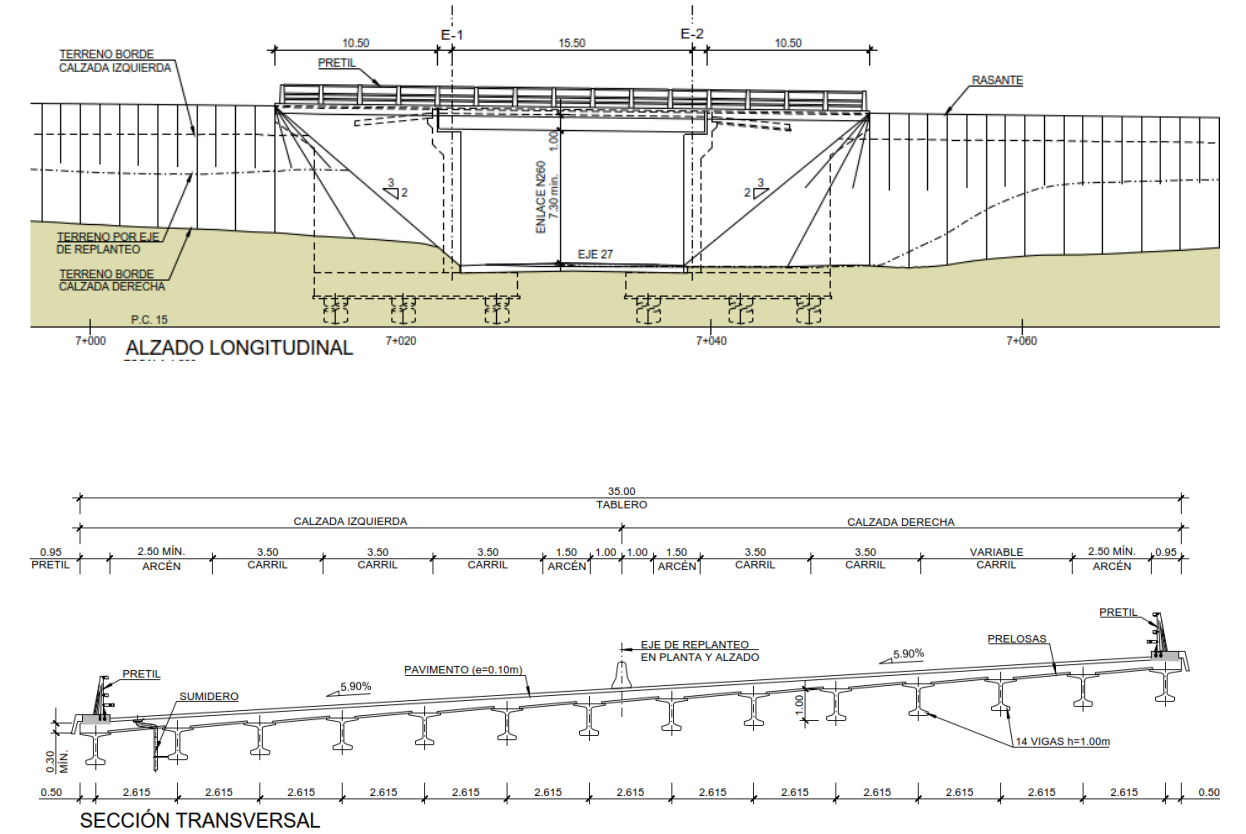
Se trata de un tablero de vigas de 18,95m de luz de cálculo que cruza sobre la línea de ferrocarril Barcelona-Portbou. Consta de 14 vigas de sección doble T de 1,20m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 34,45m, medida perpendicularmente a las vigas.

Los estribos forman un ángulo de 76,54° con respecto al eje superior de trazado. Son estribos con cimentación profunda ejecutada con pilotes de 1,50m de diámetro y 24m de longitud, con una altura total de 11,0m medidos desde la cara superior de la zapata hasta la cota de la losa de compresión.

El encepado tiene un canto de 1,5m en el que se empotra el muro frontal de 1.0 m de canto. Las vigas se apoyan en una plataforma de 1.35m, tras la que se ejecuta el espaldón de 30cm. Las aletas de los estribos tienen una longitud de 12,50m siendo paralelas al trazado superior.



Los estribos forman un ángulo de 70,62° con respecto al eje superior de trazado. Son estribos con cimentación profunda ejecutada con pilotes de 1,50m de diámetro y 26m de longitud, con una altura total de 6,75m hasta la cota de rasante. El encepado tiene un canto de 1,5m en el que se empotra el muro frontal de 1.0 m de canto. Las vigas se apoyan en una plataforma de 1.35m, tras la que se ejecuta el espaldón de 30cm. Se disponen aletas de paralelas al trazado superior de 10.5m de longitud..



13.2.16. Paso inferior PI 7.0

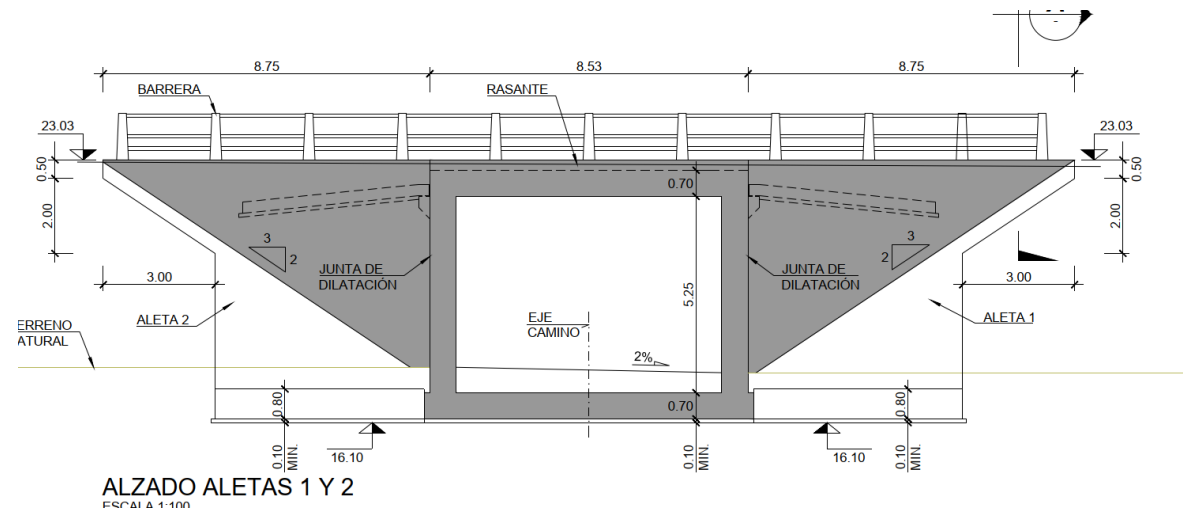
Se trata de un tablero de vigas de 15,5m de luz de cálculo que salva el paso sobre la carretera N260. Consta de 14 vigas de sección doble T de 1,00m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 35,00m, medida perpendicularmente a las vigas.

13.2.17. Paso inferior PI 7.4

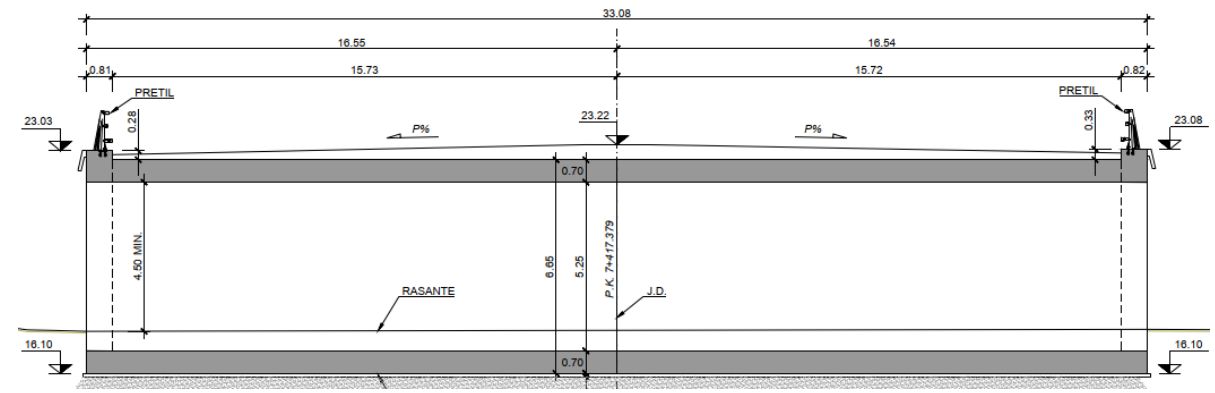
La sección del paso inferior es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado "in situ" de 7,00 m de ancho interior, 4,50 m de gálibo interior y una longitud de 33,09 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,70 m.

Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en vuelta y con un espesor de 0.8 m, permitiendo de esta manera albergar el ancho de trabajo necesario para el pretil de contención.

Se disponen de muretes de coronación en la entrada y salida del cuerpo del marco para contener las tierras de montera, con un espesor de 0.8m por condicionantes del pretil de contención.



ALZADO ALETAS 1 Y 2
ESCALA 1:100

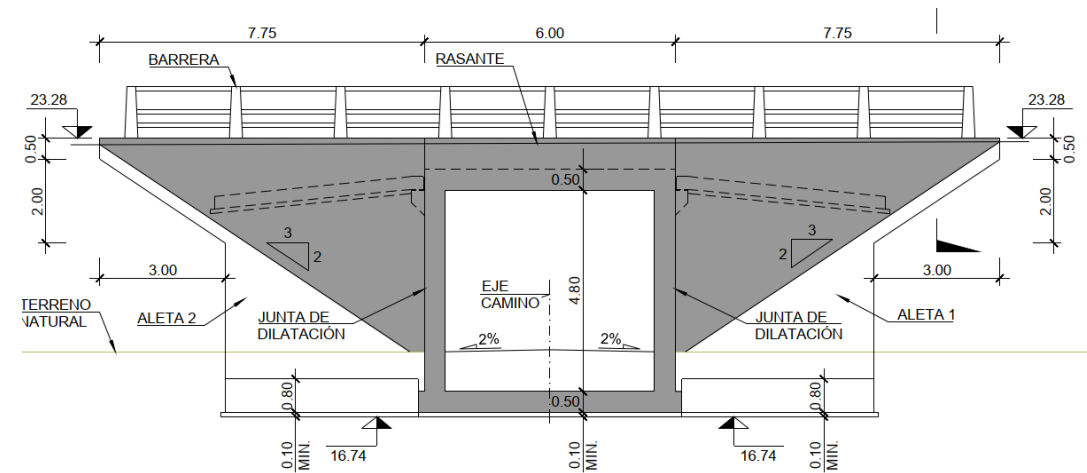


13.2.18. Paso inferior PI 7.6

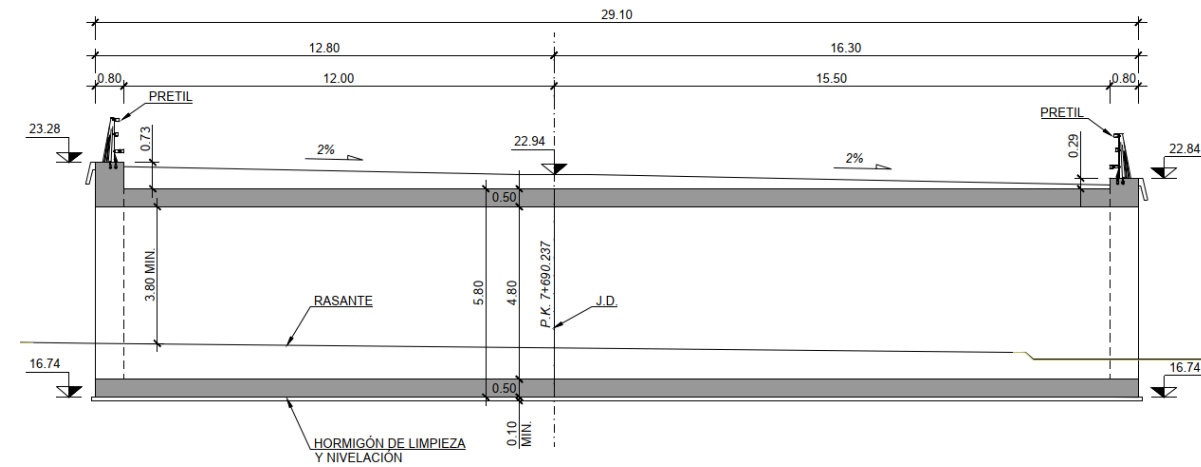
La sección del paso inferior es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado "in situ" de 5,00 m de ancho interior, 3,8 m de gálibo interior y una longitud de 29,10 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,50 m.

Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en vuelta y con un espesor de 0.8 m, permitiendo de esta manera albergar el ancho de trabajo necesario para el pretil de contención.

Se disponen de muretes de coronación en la entrada y salida del cuerpo del marco para contener las tierras de montera, con un espesor de 0.8m por condicionantes del pretil de contención.



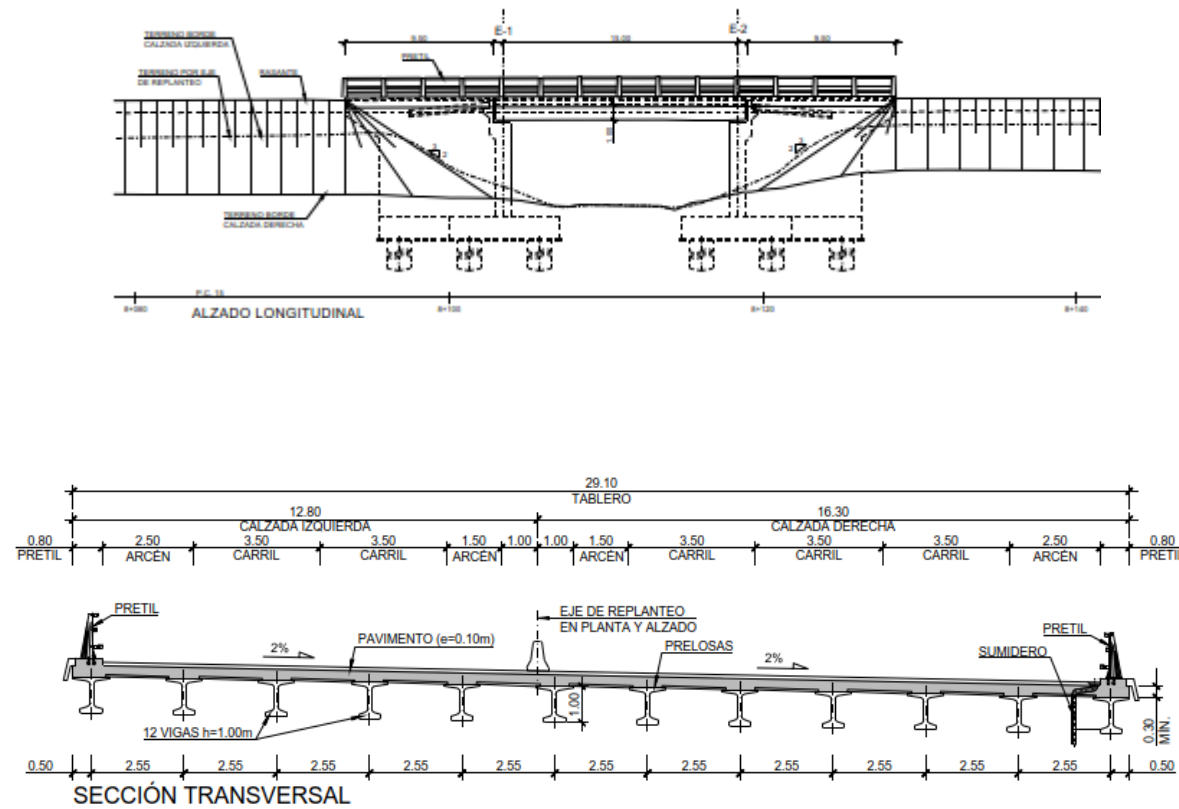
ALZADO ALETAS 1 Y 2



13.2.19. Paso inferior PI 8.1

Se trata de un tablero de vigas de 15,0m de luz de cálculo. Consta de 12 vigas de sección doble T de 1,00m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura total de 29,10m, medida perpendicularmente a las vigas.

Los estribos forman un ángulo de 90° con respecto al eje superior de trazado. Son estribos con cimentación profunda ejecutada con pilotes de 1,5m de diámetro y 20,5m de longitud. La altura del estribo desde la cara superior de la zapata hasta la cota rasante superior es de 8m. El canto dispuesto para este muro frontal es de 1.0m que se empotra en el encepado de canto de 1,5m. Las aletas de los estribos, paralelas al trazado superior, tiene una longitud de 9,50m.



13.2.20. Obra de drenaje transversal ODT-2.8

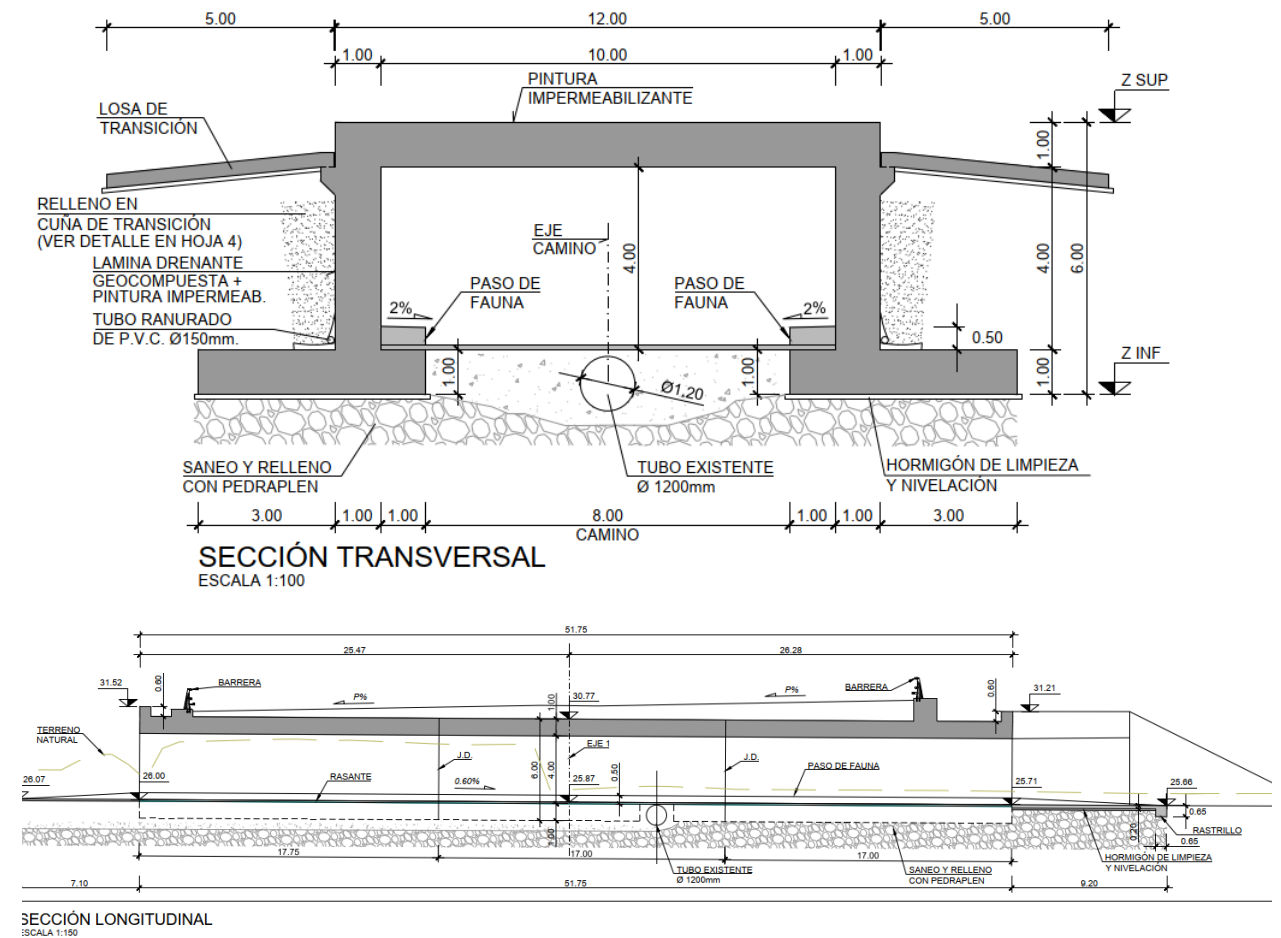
La obra de drenaje transversal situada en el P.K. 2+809.380 de la N-II constituye uno de los encauzamientos transversales del tronco de la autovía.

La sección de la obra de drenaje es de tipo pórtico de hormigón armado ejecutado "in situ" de 10,00 m de luz interior, 4.0 m de altura interior, 1m de canto y una longitud de 51.75 m. La cimentación se lleva a cabo mediante una zapata corrida de 1m de canto que se interrumpe en la intersección con la tubería existente. En este punto las cargas se puentean mediante un zuncho llevado a cabo en el hastial del pórtico.

La estructura presenta un esviaje de 35.5° para poder coincidir con el cauce natural y favorecer de esta manera un mejor funcionamiento hidráulico.

Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en prolongación, de altura variable siguiendo la pendiente de los rellenos y con un canto de 0.5 m.

Se disponen de muretes de coronación de 0.8m de canto para poder fijar el correspondiente pretil de contención de vehículos.



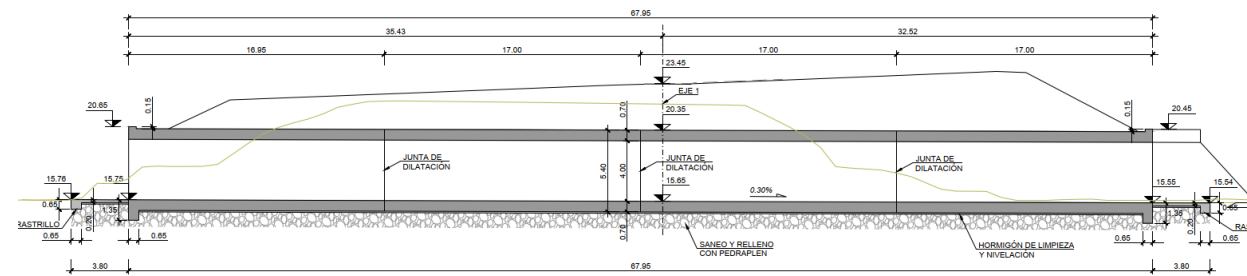
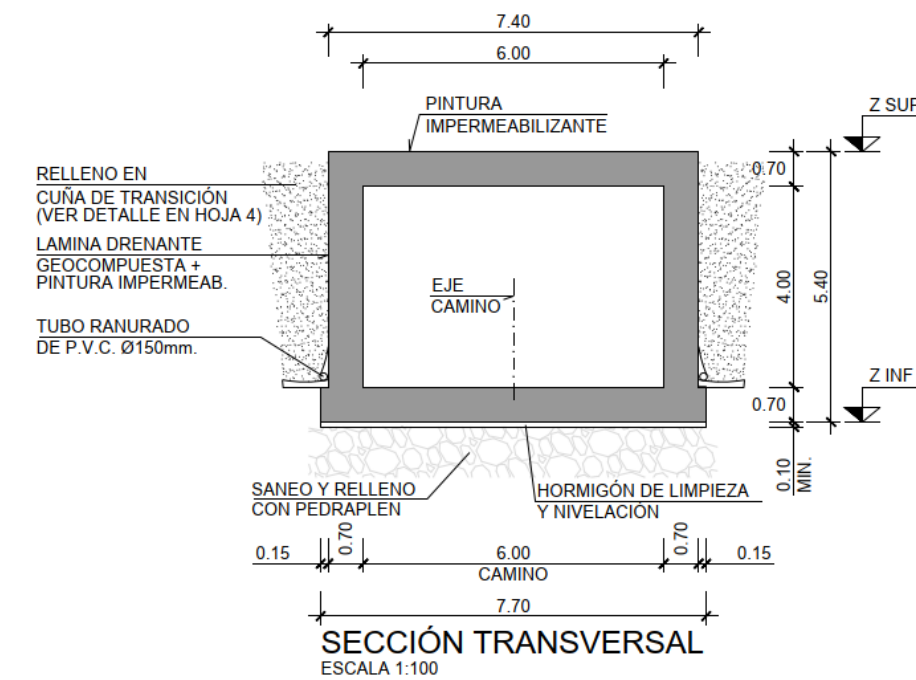
13.2.21. Obra de drenaje transversal ODT-6.3

La obra de drenaje transversal situada en el P.K. 6+329.738 de la N-II constituye uno de los encauzamientos transversales del tronco de la autovía.

La sección de la obra de drenaje es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado "in situ" de 6,00 m de ancho interior, 4.0 m de altura interior y una longitud de 67.95 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,70 m.

La estructura presenta un esviaje de 55.5° para poder coincidir con el cauce natural y favorecer de esta manera un mejor funcionamiento hidráulico.

Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en prolongación, de altura



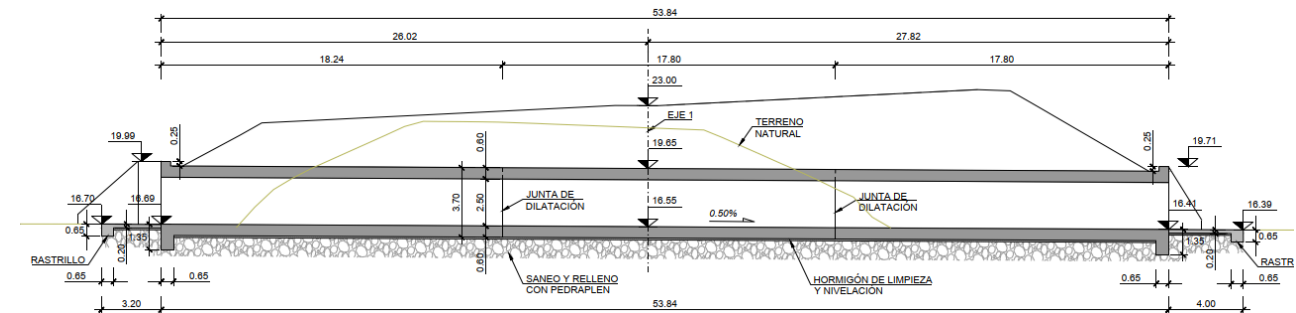
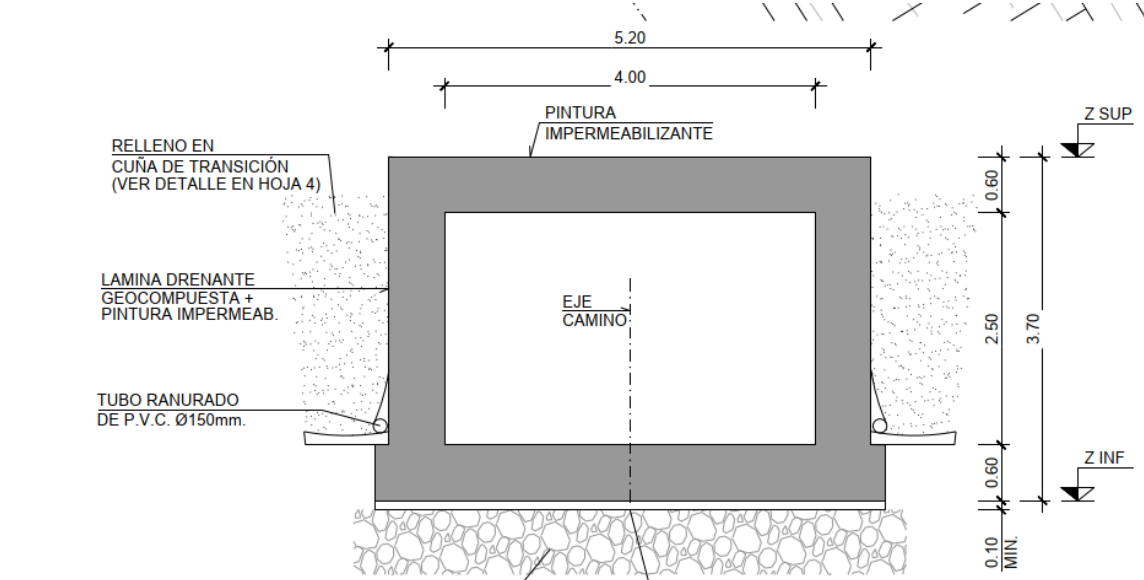
13.2.22. Obra de drenaje transversal ODT-6.5

La obra de drenaje transversal situada en el P.K. 6+481.252 de la N-II constituye uno de los encauzamientos transversales del tronco de la autovía.

La sección de la obra de drenaje es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado "in situ" de 4,00 m de ancho interior, 2.50 m de altura interior y una longitud de 53.84 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,60 m.

La estructura presenta un esviaje de 55.15° para poder coincidir con el cauce natural y favorecer de esta manera un mejor funcionamiento hidráulico.

Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en prolongación, de altura variable siguiendo la pendiente de los rellenos y con un canto de 0.35 m.



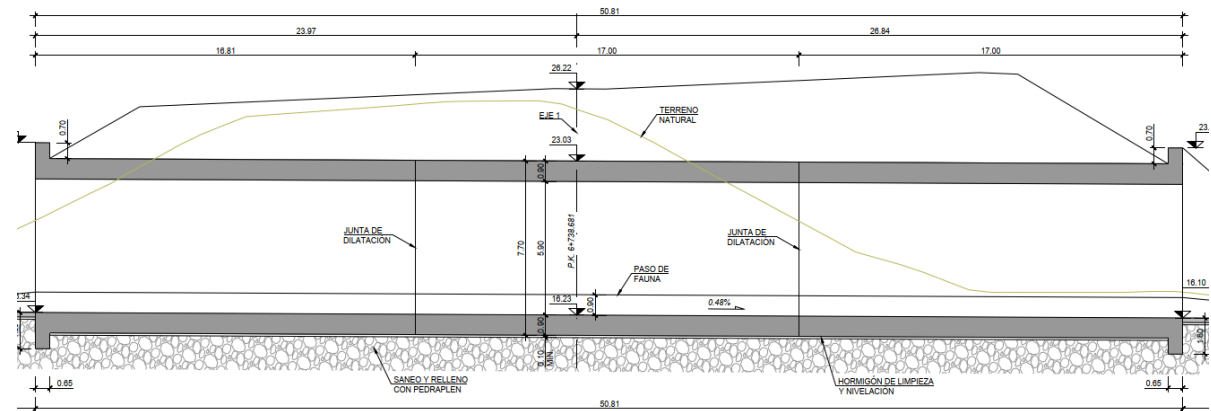
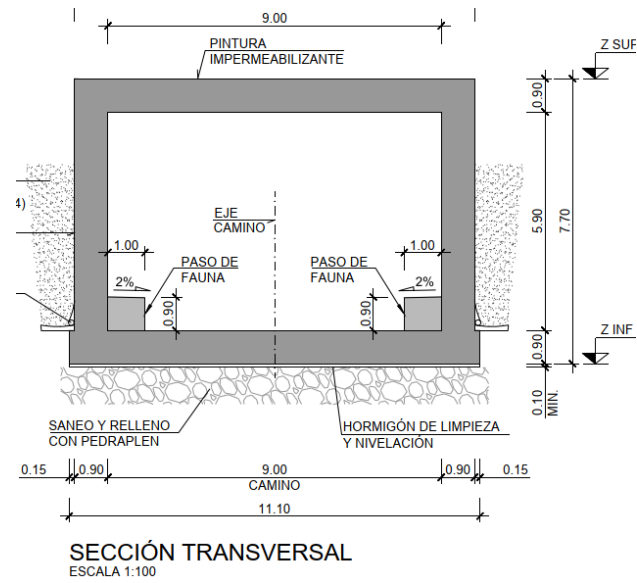
13.2.23. Obra de drenaje transversal ODT-6.7

La obra de drenaje transversal situada en el P.K. 6+738.681 de la N-II constituye uno de los encauzamientos transversales del tronco de la autovía.

La sección de la obra de drenaje es cerrada tipo marco de hormigón armado ejecutado "in situ" de 9,00 m de ancho interior, 5.90 m de altura interior y una longitud de 50.81 m. Dintel, solera y hastiales tienen un espesor de 0,90 m.

La estructura presenta un esviaje de 60° para poder coincidir con el cauce natural y favorecer de esta manera un mejor funcionamiento hidráulico.

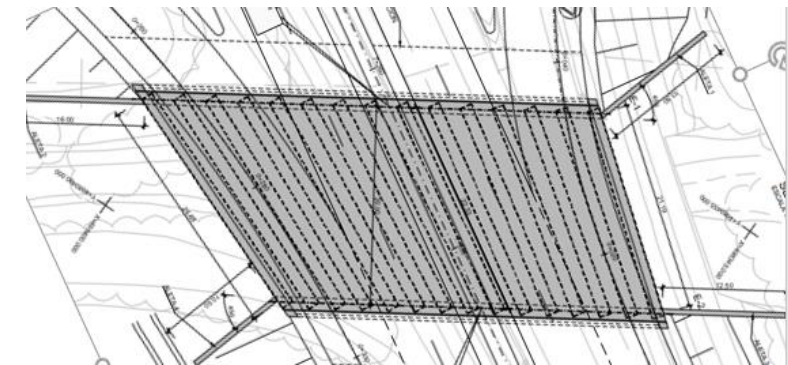
Las aletas se proyectan como muros de contención de hormigón armado en prolongación, de altura variable siguiendo la pendiente de los rellenos y canto variable.



13.2.24. Obra de drenaje transversal ODT-7.2

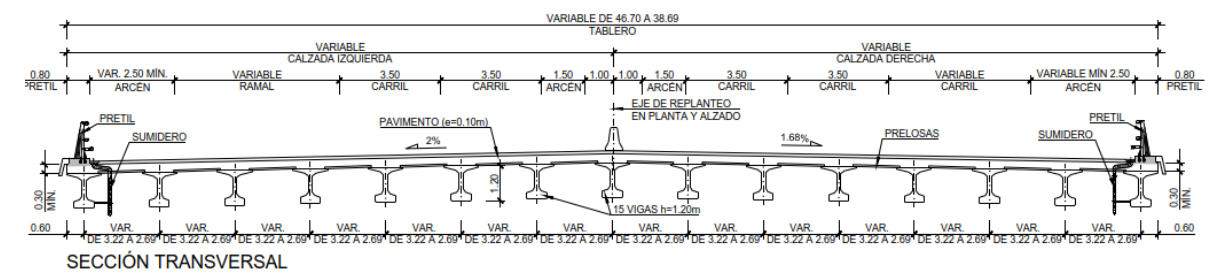
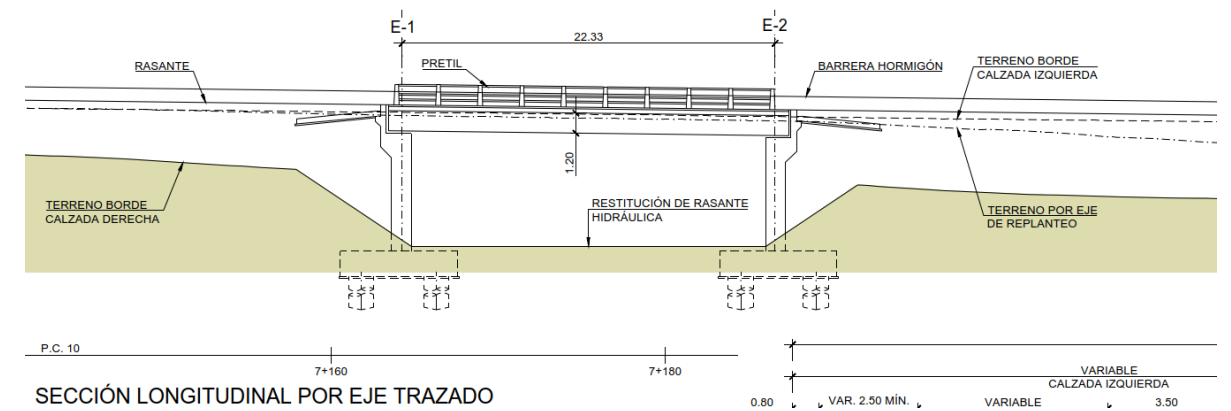
Se trata de un tablero de vigas de 22,45m de luz de cálculo. Consta de 15 vigas de sección doble T de 1,20m de canto. La losa de compresión tiene un espesor de 0,30m. El tablero tiene una anchura

variable entre 46,70 a 38,70m, lo que necesita el abanicamiento de las vigas para adaptarse a la geometría de la vía.



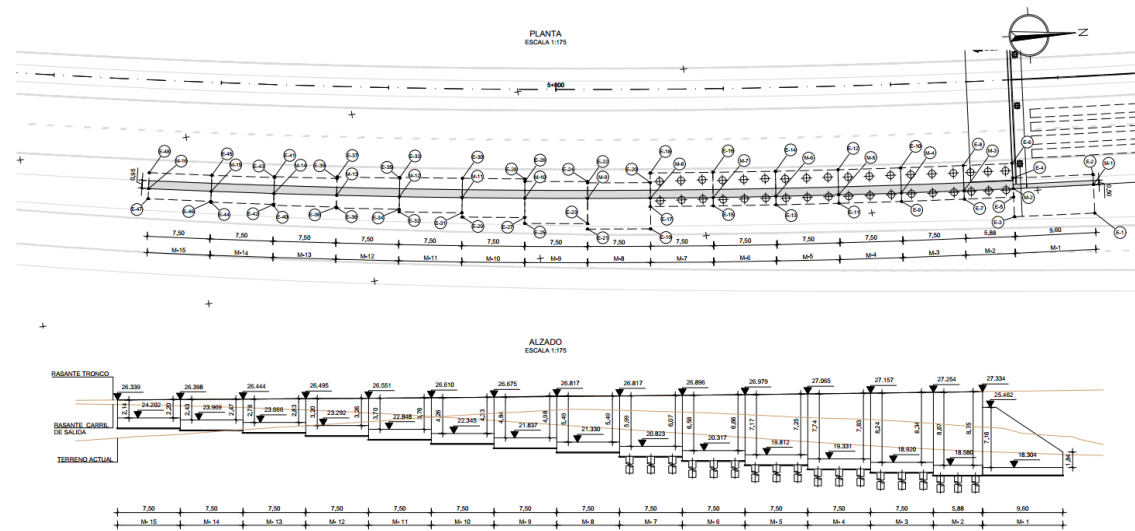
Los estribos forman un ángulo de 63,58° con respecto al eje superior de trazado. Son estribos con cimentación profunda ejecutada con pilotes de 1,50m de diámetro y 23m de longitud, con una altura total de 8,75m medidos desde la cara superior de la zapata hasta la cota de la losa de compresión.

El encepado tiene un canto de 1,5m en el que se empotra el muro frontal de 1.0 m de canto. Las vigas se apoyan en una plataforma de 1.35m, tras la que se ejecuta el espaldón de 30cm. Las aletas se disponen alineadas con los paramentos de estribo o formando 45g, manteniendo el encauzamiento del curso de agua.



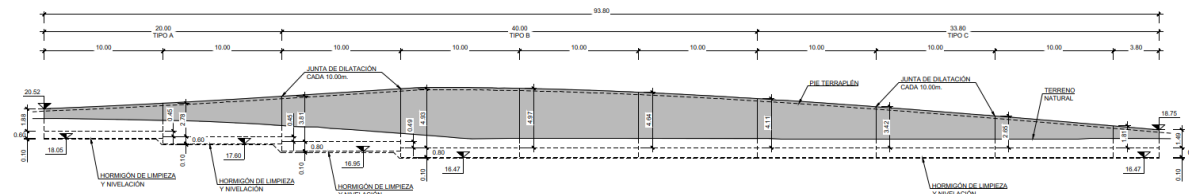
• **Muro 5.72 D**

El muro 5.72 D tiene como objetivo contener las tierras entre la calzada principal de la -NII y el carril de salida en el PK 5+720. Se trata de un muro de 15 módulos con alturas variables entre 1,91 m y 8,75 m. Los módulos 1 y del 8 al 15 (con alturas inferiores a 5,50 m) tienen cimentación superficial. Los módulos 2 al 7 (con alturas superiores a 5,50 m) son pilotados.



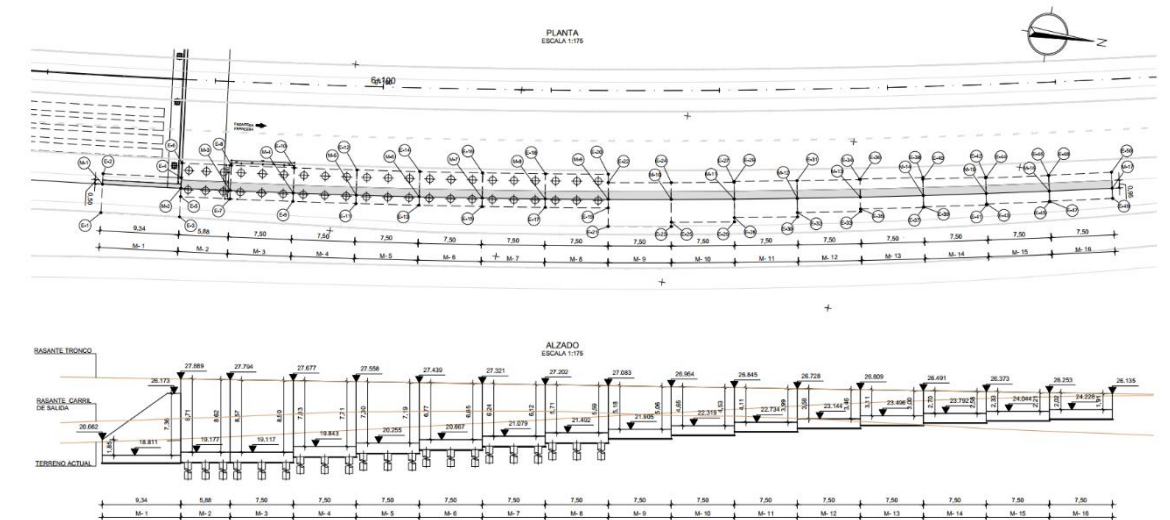
• **Muro 6.06 D**

El muro 6.06 D tiene como objetivo contener las tierras de la calzada derecha de la NII en el PK6+060. Tiene una longitud total de 93.80m divididos en módulos de 10m. Consiste en un muro en ménsula de hormigón armado y cimentación superficial. La altura de los módulos varía entre 1.50m y 4.97m.



• **Muro 6.07 D**

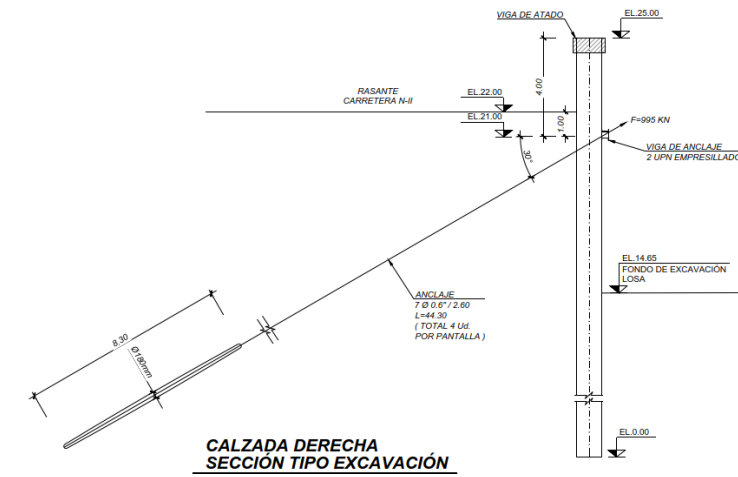
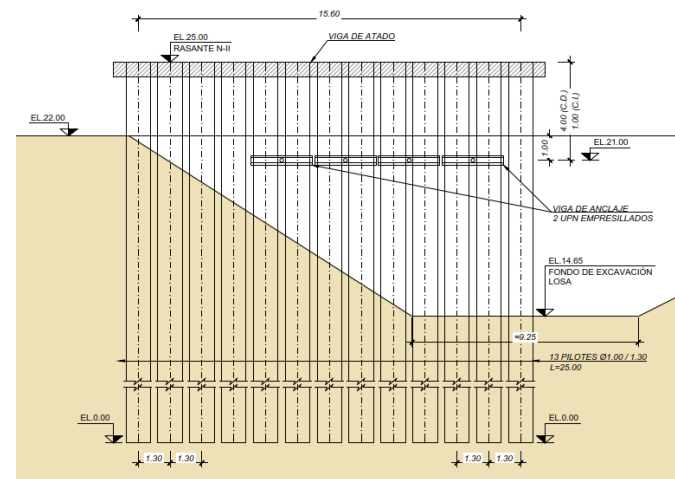
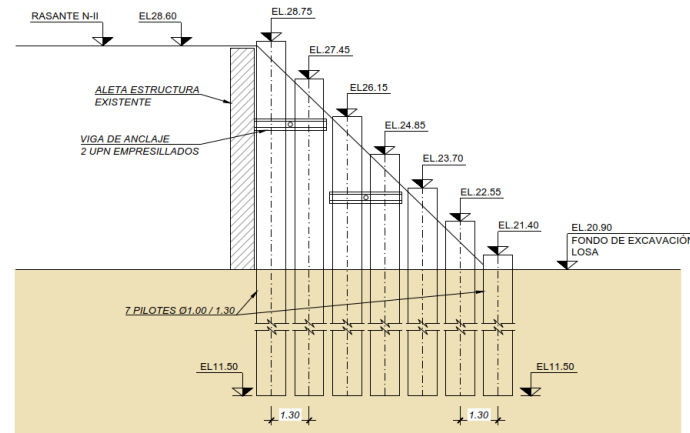
El muro 6.07 D tiene como objetivo contener las tierras entre la calzada principal de la -NII y el carril de salida en el PK 6+070. Se trata de un muro de 16 módulos con alturas variables entre 2,14 m y 8,71 m. Los módulos 1 y del 9 al 16 (con alturas inferiores a 5,50 m) tienen cimentación superficial. Los módulos 2 al 8 (con alturas superiores a 5,50 m) son pilotados.



13.2.27. Contenciones provisionales

El proceso constructivo que se considera para ejecutar la ampliación de la actual N-II implica la construcción de sistemas provisionales de contención de la excavación de las cimentaciones. Al necesitarse que la carretera permanezca en servicio durante la construcción, y dada la cercanía de la excavación, se considera la acción del tráfico para el diseño de estas contenciones.

La tipología de muro adoptada es la de pantallas de pilotes de diámetro de 1m, con intereje de 1.30m. La geometría de cada muro se adapta a las necesidades de cada uno de los pasos inferiores.



La definición particularizada de las pantallas se indica en los planos correspondientes de cada paso inferior.

A continuación, se indican las principales características de las contenciones provisionales:

	PILOTE			ANCLAJE AL TERRENO		
	Diámetro (m)	Intereje (m)	Longitud (m) MAX-MIN	Fuerza (KN)	Longitud (m)	L. bulbo (m)
PI 0.4	1.00	1.30	14.25 - 8.80	271	25.40	4.30
PI 1.1	1.00	1.30	18.50 - 9.45	780	25.00	6.40
PI 1.5	1.00	1.30	18.50	780	25.00	6.40
PI 1.6	1.00	1.30	20.75 - 10.35	780 - 468	25.00	6.40 - 3.80
PI 2.0	1.00	1.30	16.00 - 7.95	468	26.80	6.90
PI 2.4	1.00	1.30	18.10 - 10.00	468	26.80	6.90
ODT 2.8	1.00	1.30	14.00	271	25.40	4.30
PI 3.7	1.00	1.30	16.00 - 9.65	468	26.80	6.90
PI 4.5	1.00	1.30	16.25 - 10.25	468	26.80	6.90
PI 4.8	1.00	1.30	17.25 - 9.90	408	39.50	3.50
ODT6.3	1.00	1.30	17.75	471	40.00	3.70
ODT6.5	1.00	1.30	20.75	710	42.30	6.30
PI 6.6	1.00	1.30	20.50 - 11.50	710	42.30	6.30
ODT6.7	1.00	1.30	25.00	1150	44.20	9.40
PI 6.9	1.00	1.30	25.00	995	44.30	8.30
PI 7.0	1.00	1.30	25.50 - 18.50	991/710	44.00	8.30
ODT 7.2	1.00	1.30	25.00	995	44.30	8.30
PI 7.4	1.00	1.30	15.25 - 9.65	407	20.30	3.30
PI 7.6	1.00	1.30	15.25	407	20.30	3.30
ODT 7.6	1.00	1.30	15.30	407	26.30	9.30
PI 8.1	1.00	1.30	16.00 - 2.95	407	32.00	7.30

En las pantallas paralelas al eje de la calzada se diseña una viga de atado entre pilotes, sobre la que se anclará la barrera de seguridad provisional durante la ejecución de la obra.

La profundidad de excavación desde la rasante o terreno natural varía en función de la estructura, aunque de forma generalizada se han proyectado anclajes al terreno en las secciones con excavaciones superiores a 7 metros.

13.3. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Las condiciones de cimentación de cada obra de paso son:

Estructura	Tipo y Dimensiones (estructura existente)	Cimentación estructura existente	Reconocimientos realizados	Profundidad alcanzada	Perfil geotécnico existente	Tipología de cimentación prevista
P.I. 0.4	Marco de H.A. Dimensiones = 7m x 4,1 m ($A_{int} \times h_{int}$), C = 0,7m	Pendiente de investigación Se supone superficial	SE-0+480	20,4 m	0,0 - 0,8 m: Rc 0,8 - 12,4 m: Qc >12,4 m: Tg NF 34,3 msnm	Superficial Zapatas corridas
			PE-0+450	8,96 m		
			CE-0+500	3,0 m		
P.I. 1.1	Tablero de vigas doble T prefabricadas $C_{vigas} = 1,20m$, $L_{calc} = 17,8m$, A = 25,6m	Pórtico de Horm. Armado Superficial B = 3,1 m; L=14,1 m Z = 31,47 msnm	SE-1+140	20,4 m	0,0 - 1,0 m: Rc 1,0 - 3,0 m: Qc 3,0 - 4,5 m: Tc >4,5 m: Tg NF 31,1 msnm	Superficial Zapatas corridas
			CE-1+160	3,0 m		
			PE-1+160	3,36 m		
P.I. 1.5	Tablero de vigas doble T prefabricadas Ampliación de la estructura existente $C_{vigas} = 1,20m$, $L_{calc} = 17,7m$, A = 14m	Losa hiperestática y vigas Profunda Pilotes de $\varnothing = 0,85 - 1m$. L = 5 y 18,45 m.	S-1 (Antecedentes)	15,6 m	0,0 - 0,3 m: Rc 0,3 - 0,9 m: Qc >0,9 m: Tc/Tg NF 30,4 msnm	Superficial Zapatas corridas
			SE-1+600	20,0 m		
P.I. 1.6	Tablero de vigas doble T prefabricadas $C_{vigas} = 1,10m$, $L_{calc} = 17,2m$, A = 25,60m	Puente de vigas pretensadas Superficial B = 6,5 m; L=15,2 m Z = 32,0 msnm	SE-1+670	20,0 m	0,0 - 0,2 m: Tv 0,3 - 0,9 m: Qc >0,9 m: Tg NF 30,4 msnm	Superficial Zapatas corridas
P.I. 2.0	Tablero de vigas doble T prefabricadas $C_{vigas} = 1,20m$, $L_{calc} = 19,2m$, A = 25,60m	Puente de vigas pretensadas Superficial B = 8,1 m; L=15,4 m Z = 24,3 msnm	SE-2+070	25,0 m	0,0 - 1,5 m: Rc 1,5 - 4,7 m: Qg >4,7 m: Tg NF 26,7 msnm	Superficial Zapatas corridas
			CE-2+060	3,0 m		
			PE-2+070	2,17 m		
P.I. 2.4	Marco de H.A. Dimensiones = 8m x 5,7m ($A_{int} \times h_{int}$), C = 0,8m	Pórtico de Horm. Armado Superficial B = 2,7 m; L=13,5 m Z = 23,0 msnm	SE-2+460	20,1 m	0,0 - 1,1 m: Rc 1,1 - 1,4 m: Qc 1,4 - 5,9 m: Qg >5,9 m: Tc NF 21,5 msnm	Superficial Zapatas corridas
			CE-2+390	0,9 m		
			PE-2+460	2,35 m		
			PE-2+770	4,19 m		
			SE-2+780	20,4 m		
PE-2+840	2,97 m					
P.I. 3.7	Marco de H.A. Dimensiones = 7m x 4,2m ($A_{int} \times h_{int}$), C = 0,7m	Pendiente de investigación Se supone superficial	SE-3+720	20,0 m	0,0 - 0,2 m: Rc 0,2 - 3,7 m: Qc >3,7 m: Qg NF 20,1 msnm	Superficial Zapatas corridas
			PE-3+750	3,88 m		
			CE-3+760	3,0 m		

Estructura	Tipo y Dimensiones (estructura existente)	Cimentación estructura existente	Reconocimientos realizados	Profundidad alcanzada	Perfil geotécnico existente	Tipología de cimentación prevista
P.I. 4.5	Marco de H.A. Dimensiones = 7m x 4,2m ($A_{int} \times h_{int}$), C = 0,7m	Pendiente de investigación Se supone superficial	CE-4+600	3,0 m	0,0 - 0,3 m: Rc 0,3 - 7,2 m: Qc 7,2 - 10,3 m: Qg >10,3 m: Tg NF 17,1 msnm	Superficial Zapatillas corridas
			SE-4+560	20,6 m		
			PE-4+610	12,38 m		
P.I. 4.8	Tablero de vigas doble T prefabricadas $C_{vigas} = 1,20m$, $L_{calc} = 18,0m$, A = 25,60m	Pórtico de Horm. Armado Superficial B = 3,1 m; L=14,4 m Z = 17,3 msnm	SE-4+870	19,90 m	0,0 - 0,4 m: Rc 0,4 - 4,6 m: Qc >4,6 m: Qg NF 16,3 msnm	Superficial Zapatillas corridas
			PE-4+890	Hasta rechazo		
			CE-4+870	9,12 m		
V.I. 5.3	Tablero de vigas doble T prefabricadas 5 vanos de 30m $C_{vigas} = 1,20m$, $L_{calc} = 18,0m$, A = 25,60m	Puente de vigas postensadas Profunda Pilotes de $\varnothing = 1m$. L = 12 y 16 m.	SE-5+300	29,8 m	0,0 - 0,5 m: Rc 0,5 - 6,0 m: Qc >6,0 m: Qg NF 15,9 msnm	Profunda Pilotes
			SE-5+340	30,0 m		
			SE-5+400	25,5 m		
			SE-5+440	35,4 m		
P.I. 5.8	Tablero doble postesado aligerado $C_{vigas} = 1,70m$, $L_{calc} = 21+35+21 m$ A = 12,60 + 12,60 m	Puente de vigas pretensadas Profunda. Pilotes de $\varnothing = 1m$. L = 13,1 m	SE-5+960	20,0 m	0,0 - 1,0 m: Rc 1,0 - 8,1 m: Qc 8,1 - 10,8 m: Qg >10,8 m: Tc	Profunda Pilotes
			PE-5+980	14,1 m		
			CE-5+950	3,0 m		
P.I. 6.0	Tablero doble postesado aligerado $C_{vigas} = 1,70m$, $L_{calc} = 21+35+21 m$ A = 12,60 + 12,60 m	Puente de vigas pretensadas Profunda. Pilotes de $\varnothing = 1m$. L = 13,1 m	SE-5+960	20,0 m	0,0 - 1,0 m: Rc 1,0 - 8,1 m: Qc 8,1 - 10,8 m: Qg >10,8 m: Tc	Profunda Pilotes
			PE-5+980	14,1 m		
			CE-5+950	3,0 m		
P.I. 6.2	Tablero doble de vigas doble T prefabricadas $C_{vigas} = 1,00m$, $L_{calc} = 18,15m$, A = 34,87 + 9,37 m	Pórtico de Horm. Armado Profunda Pilotes de $\varnothing = 0,8m$. L = 12,0 m	SE-6+240	20,2 m	0,0 - 0,5 m: Rc 0,5 - 7,5 m: Qc >7,0 m: Qg NF 14,2 msnm	Profunda Pilotes
			PE-6+240	15,15 m		
			CE-6+260	3,0 m		
			PE-6+240	15,15 m		
			CE-6+260	3,0 m		
P.I. 6.6	Marco de H.A. Dimensiones = 5m x 4,2m ($A_{int} \times h_{int}$), C = 0,5m	Pendiente de investigación Se supone superficial	CE-6+610	3,0 m	0,0 - 0,5 m: Rc 0,5 - 7,5 m: Qc >7,0 m: Qg NF 14,2 msnm	Superficial Zapatillas corridas
			PE-6+620	11,73 m		
			PE-6+640	11,54 m		
			PE-6+800	16,58 m		

Estructura	Tipo y Dimensiones (estructura existente)	Cimentación estructura existente	Reconocimientos realizados	Profundidad alcanzada	Perfil geotécnico existente	Tipología de cimentación prevista
P.I. 6.9	Tablero de vigas doble T prefabricadas $C_{vigas} = 1,10m$, $L_{calc} = 18,85m$, $A = 27,40m$	Puente de vigas pretensadas Profunda Pilotes de $\varnothing = 0,8m$. $L = 11,0 m$	SE-6+900	20,1 m	0,0 - 0,1 m: Rc 0,1 - 1,6 m: Qc 1,6 - 8,5 m: Qg >8,5 m: Tg NF 15,5 msnm	Profunda Pilotes
P.I. 7.0	Tablero de vigas doble T prefabricadas $C_{vigas} = 1,00m$, $L_{calc} = 15,5m$, $A = 33,90$,	Puente de vigas pretensadas Profunda Pilotes de $\varnothing = 0,8m$. $L = ? m$	PE-7+000	11,98 m	0,0 - 1,1 m: Rc 1,1 - 4,6 m: Qc 4,6 - 7,4 m: Qg >7,4 m: Tc NF 16,2 msnm	Profunda Pilotes
			SE-7+020	20,0 m		
			SE-7+050	20,0 m		
			PE-7+060	11,90 m		
P.I. 7.4	Marco de H.A. Dimensiones = 7m x 5,2m ($A_{int} \times h_{int}$), $C = 0,7m$	Pórtico de Horm. Armado Superficial $B = 3,10 m$; $L = 14,70 m$ $Z = 11,0 msnm$	CE-7+440	1,2 m	0,0 - 0,3 m: Rc 0,3 - 2,9 m: Qc 2,9 - 5,6 m: Qg >5,6 m: Tg NF 16,5 msnm	Superficial Zapatas corridas
			PE-7+400	11,76 m		
			SE-7+430	20,1 m		
P.I. 7.6	Marco de H.A. Dimensiones = 5m x 4,5m ($A_{int} \times h_{int}$), $C = 0,5m$	Pendiente de investigación Se supone superficial	CE-7+700	1,0 m	0,0 - 0,5 m: Rc 0,5 - 1,6 m: Qc 1,6 - 3,5 m: Qg >3,5 m: Tg NF 16,8 msnm	Superficial Zapatas corridas
			SE-7+700	20,4 m		
			PE-7+720	12,15 m		
P.I. 8.1	Tablero de vigas doble T prefabricadas $C_{vigas} = 1,00m$, $L_{calc} = 15,0m$, $A = 25,60$,	Puente de vigas pretensadas Profunda Pilotes de $\varnothing = 1,0m$. $L = 12,5 m$	CE-8+100	1,8 m	0,0 - 0,3 m: Rc 0,3 - 1,0 m: Qc 1,0 - 5,9 m: Qg >5,9 m: Tg NF 20,1 msnm	Profunda Pilotes
			SE-8+100	20,6m		
			PE-8+100	8,58 m		

13.4. PROCESO CONSTRUCTIVO

La ejecución de la nueva calzada adosada al existente en la actualidad ha requerido la ejecución de las estructuras estableciéndose un proceso de ejecución por fases que, globalmente, se indica a continuación.

El proceso constructivo planteado para la práctica totalidad de las estructuras del proyecto, consiste en la construcción de éstas en dos grandes fases acordes con la planificación general de la obra, y responde a la complejidad de construir una estructura nueva en fases separadas en el tiempo, dada la necesidad de mantener siempre operativa la carretera N-II. Por otra parte hay que valorar que parte nueva de la estructura se construye adosada a la carretera actual y que la parte de estructura coincidente con la carretera actual requiere la previa demolición de la obra existente.

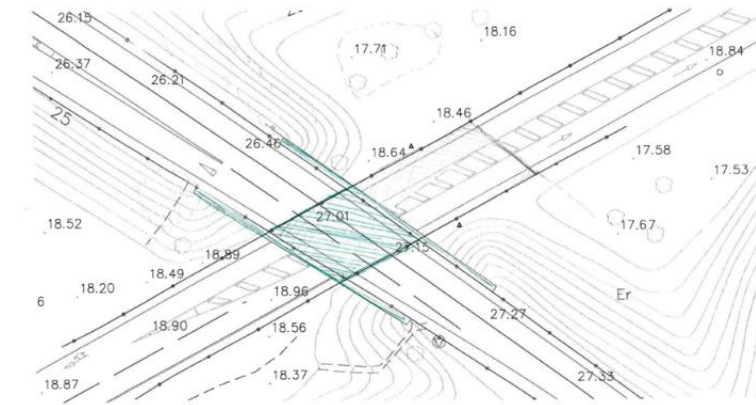
Además, a lo largo de la traza la N-II discurre en terraplén de una altura considerable ya que pasa sobre numerosas infraestructuras tales como ferrocarriles, carreteras, caminos y cauces que se deben mantener operativas durante las obras de la N-II.

Con estas consideraciones se plantea el proceso constructivo, que en una primera fase, implica la construcción de la parte de estructura correspondiente a la nueva calzada, adosada a la calzada existente y manteniendo ésta en servicio; en una segunda fase, una vez trasvasado el tráfico a la calzada y estructuras nuevas, se procede a ejecutar la parte de las estructuras coincidente con la calzada actual previa demolición de la obra existente.

El proceso requiere una serie de fases que se explican a continuación y que se han reflejado en los planos de cada una de las estructuras (2.10 Estructuras)

Las fases de ejecución previstas y las obras auxiliares que se requieren se muestran de forma general a continuación; la particularización a cada una de las estructuras con las variaciones precisas para la aplicación particularizada se muestra en los planos de cada una de las estructuras.

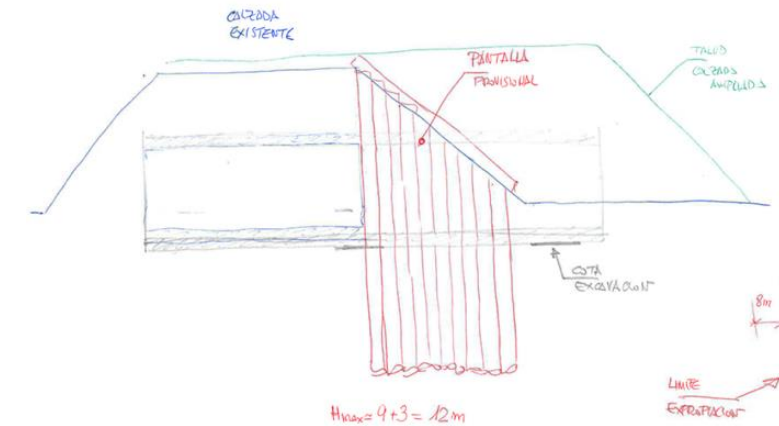
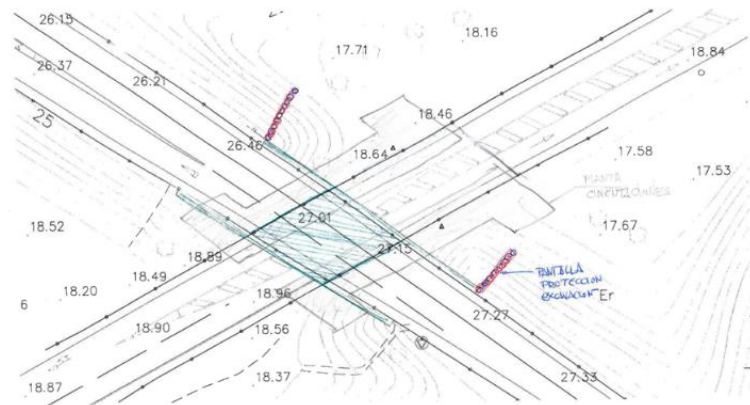
1. La estructura existente debe ser ampliada longitudinalmente y debe aumentar o al menos mantener, según el caso, el gálibo horizontal actual:



Las estructuras se encuentran en zona de cota casi horizontal, sobre la que se levanta el terraplén de la actual N-II. La altura de los estribos existentes es del orden de 9 metros en la mayoría de los casos.

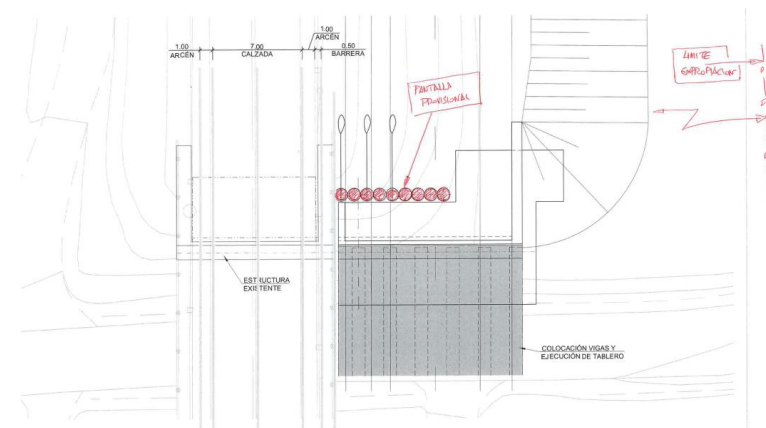
Se precisa realizar la excavación de las cimentaciones de los nuevos estribos, por lo que la cota del terreno natural se excavará aproximadamente 2m. Esta excavación mínima no presenta especiales dificultades de ejecución.

2. Sin embargo, no solo se excava el terreno natural, sino que hay que excavar también el relleno de la N-II que está en servicio y que tiene una altura considerable sobre el terreno, pero que es necesario retirar para ejecutar las nuevas cimentaciones. Para ello se ha previsto la ejecución de pantallas de pilotes que protejan la zona de excavación de la nueva cimentación. Las pantallas son de altura variable siguiendo el talud de la carretera actual. Su altura máxima es del orden de $9+2=11$ m. Con esta altura, y los diámetros habituales de pilotes, la pantalla no tiene rigidez suficiente para trabajar en ménsula, precisando su apoyo en cabeza. De esta forma se crea un recinto para la ejecución de las excavaciones conteniendo el terraplén de la N-II

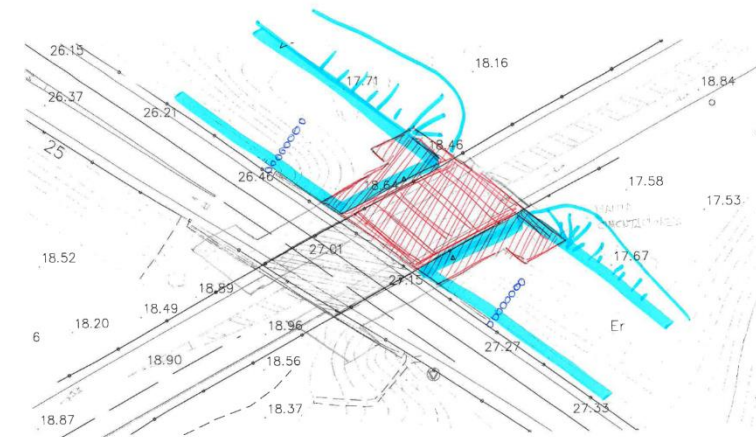


Como se ha indicado el objetivo de las pantallas provisionales es contener el relleno de la carretera N-II mientras se ejecutan las nuevas cimentaciones. Este terraplén se eleva del orden de 9m sobre la topografía general de la zona. Las cimentaciones profundizarán un mínimo de 2 a 3m, aunque es la capacidad portante la que determina en cada caso la cota final.

Con la configuración indicada las pantallas protegen el recinto de excavación de la cimentación de la estructura, anexa a la actual N-II, en la zona de derrame del terraplén hasta el terreno natural. La ocupación en planta de las pantallas provisionales nunca excederá la zona de expropiación como se representa en las imágenes siguientes:

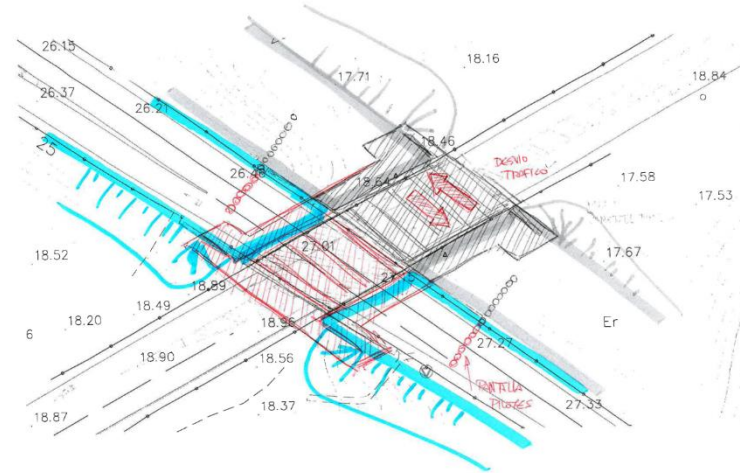


- De esta forma se ejecuta la cimentación y alzados de estribos. A continuación, se realiza el terraplenado del trasdós de estribos, momento en el que la pantalla deja de ser necesaria. Finalmente se construye el tablero, para dar paso provisional por parte de la calzada construida.



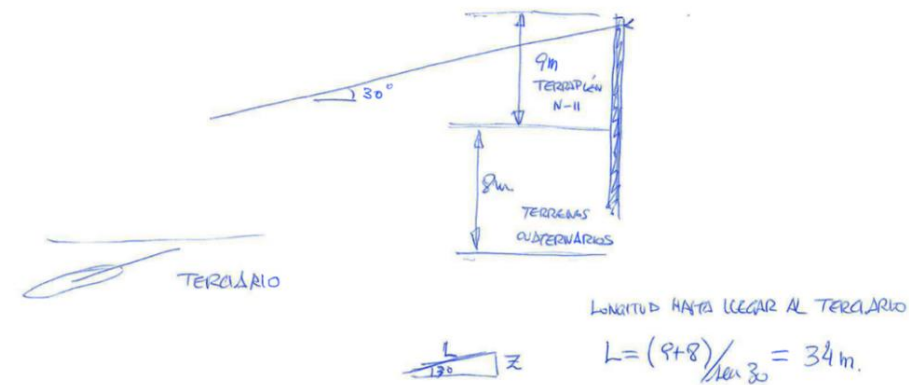
- Una vez construida y en servicio la parte nueva de la estructura se pasa a construir la parte coincidente con la actual carretera. Para su construcción será necesario de nuevo proteger el recinto que ocupará en planta la cimentación. Para ello se amplían las pantallas de pilotes ejecutadas en la primera fase, ejecutándose desde el terraplén actual.

El procedimiento desde este punto es igual que el indicado anteriormente, con la excavación de cimientos, ejecución de estribos, trasdosado de muros y ejecución de tablero. Es necesario además la previa demolición de la obra existente.



5. Las pantallas requieren su anclaje al terreno para materializar el apuntalamiento en cabeza en la zona de muro de mayor altura. Donde es posible el funcionamiento en ménsula de la pantalla no se disponen anclajes al terreno.

La longitud de los anclajes es relevante, por las características geométricas del problema, con inclinación de la perforación 30°, y la elevada profundidad del terreno competente para el anclaje; Considerando uno de los casos más desfavorable se obtienen longitudes del orden de 40 metros (incluyendo el bulbo de anclaje).



13.5. DATOS DE PARTIDA

Para el diseño y cálculo de las distintas estructuras se han considerado los datos relevantes definidos en los anejos de Antecedentes, Cartografía, Efectos Sísmicos, Trazado y Geotécnicas del corredor y de las estructuras.

13.5.1. NORMATIVAS Y DOCUMENTOS DE REFERENCIA UTILIZADAS

Para la elaboración del proyecto se emplean las normas y recomendaciones acordes a la orden de estudio del proyecto, que es anterior a la fecha de aplicación de la OC 1/2019.

Se ha adoptado como norma de diseño para las estructuras de hormigón el Código Estructural, en sustitución de la EHE, conforme a lo indicado por la Propiedad. Las acciones han sido consideradas de acuerdo con la instrucción IAP-11, y la acción sísmica conforme a la norma NSCP.

Considerando las referencias descritas, se han empleado 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.

13.5.1.1. Normas de acciones.

- IAP-11, *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*, aprobada por Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre. Editada por el Ministerio de Fomento.
- NCSE-02, *Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación*, aprobada por Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre. Editada por el Ministerio de Fomento.
- NCSP-07, *Norma de construcción sismorresistente: Parte de Puentes*, aprobada por Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo. Editada por el Ministerio de Fomento.

13.5.1.2. Normas de construcción

- RD Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el *Código Estructural*
- UNE-EN 1337-1:2000. “*Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas generales de diseño*”, aprobada por CEN el 2000-04-30, elaborada por el comité técnico AEN/CTN 76 *Estructurales Metálicas*.
- UNE-EN 1337-3:2005. “*Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos*”, aprobada por CEN el 2004-06-04, elaborada por el comité técnico AEN/CTN 53 *Plásticos y cauchos*.

13.5.1.3. Documentación técnica

- *Guía de cimentaciones en obras de carretera*, editada por el Ministerio de Fomento con fecha de 2009.

- *Recomendaciones para el Proyecto, Ejecución y Montaje de Elementos Prefabricados*, editada por la Asociación Científico-técnico del Hormigón Estructural ACHE.
- *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera* (MOPU – 1982).
- *Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*, (MOPTMA -1995).
- *Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso*, de julio de 1992.
- *Recomendaciones para realización de pruebas de carga puentes carretera* (Mº Fomento, 1999).
- *Orden Circular 35/2014 sobre criterios de aplicación de sistemas de contención de vehículos*, editada por el Ministerio de Fomento, con fecha de 2014.
- PG-3. *Pliego de prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes*.

13.5.2. Programas de cálculo utilizados.

Para el cálculo y dimensionamiento de la estructura se han utilizado los siguientes programas:

- CIVILCAD, módulo TABLERO DE VIGAS (CIVILCAD Consultores, S.L.): Programa para el cálculo matricial de estructuras tipo tablero de vigas.
- CIVILCAD, módulo PASO INFERIOR (CIVILCAD Consultores, S.L.): Programa para el diseño y cálculo de marcos y pórticos de hormigón armado.
- Hojas de cálculo de elaboración propia para justificar armaduras, reparto de acciones horizontales, acciones en estribos, acciones en muros....

13.6. BASES DE CÁLCULO

13.6.1. Requisitos. Vida útil de la estructura

Las estructuras de hormigón deberán ser idóneas para su uso, durante la totalidad de la vida útil para la que se construye. Para ello, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- Seguridad y funcionalidad estructural, consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que la estructura tenga un comportamiento mecánico inadecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto, considerando la totalidad de su vida útil.
- Seguridad en caso de incendio, consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de la estructura sufran daños derivados de un incendio de origen accidental.
- Higiene, salud y protección del medio ambiente, cumpliendo la legislación específica pertinente, recomendándose una utilización de los recursos naturales consistente en procurar el uso de materiales secundarios y reciclados en las obras de construcción, así como la reutilización y la reciclabilidad de las mismas, sus materiales y sus partes tras su demolición.

Para su comprobación será suficiente, en algunos casos, la aplicación de los procedimientos incluidos en el Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, mientras que, en otros, deberán ser complementados con lo establecido en otras reglamentaciones vigentes de carácter más específico. En cualquier caso, la Propiedad deberá fijar previamente al inicio del proyecto, la vida útil nominal de la estructura, que no podrá ser inferior a lo indicado en las correspondientes reglamentaciones específicas o, en su defecto, a los valores recogidos en la siguiente tabla.

VIDA ÚTIL NÓMINAL DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ESTRUCTURA	
TIPO DE ESTRUCTURA	VIDA ÚTIL NOMINAL
Estructuras temporales	10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal	Entre 10 y 25 años
Estructuras agrícolas y similares	Entre 15 y 30 años
Estructuras de edificación y otras estructuras comunes	50 años
Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil	100 años

Para las estructuras objeto del presente anejo y proyecto se adopta finalmente una vida útil de 100 años.

13.6.2. 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 y su verificación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad, comprobándose que en cada situación de proyecto no se supera ninguno de los estados límite que proceda.

En tanto que la norma de aplicación ha sido IAP/Código estructural, los estados límite se definen conforme a éstas, que corresponden con lo indicado en el eurocódigo de estructuras de hormigón.

Las situaciones de proyecto consideradas son:

- Situaciones persistentes, que corresponden a las condiciones de uso normales de la estructura durante la vida útil.
- Situaciones transitorias, que se producen cuando las condiciones de uso o estado de la estructura son temporales.
- Situaciones accidentales, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura.
- Situaciones sísmicas, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura durante un evento sísmico.

Por otro lado, los estados límites se clasifican en:

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

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

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura, por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de esta o de una parte de ella.

Los estados límites últimos aplicables a la presente estructura son los siguientes:

- E.L.U. de equilibrio (EQU), por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido. (Ver Anejo 18-6.4.2 *Comprobación del equilibrio estático y de la resistencia* y Anejo 19-5.8 *Efectos de segundo orden*, del Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio).
- E.L.U. de rotura (STR), por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva, donde la resistencia de los materiales estructurales es determinante. (Ver Anejo 19-6.1 Estado Límite de Agotamiento por flexión simple o compuesta, Anejo 19-6.2 Estado Límite de Agotamiento frente a cortante, Anejo 19-6.3 Estado Límite de Agotamiento por torsión en elementos lineales, Anejo 19-6.4 Estado Límite de Agotamiento frente a punzonamiento, Anejo 19-6.2 Estado Límite de Agotamiento por esfuerzos cortante y rasante en juntas entre hormigones, del Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio).
- E.L.U. de fatiga (FAT), relacionado con los daños que pueda sufrir una estructura o cualquiera de sus elementos como consecuencia de sollicitaciones variables repetidas. (Ver Anejo 19-

6.8 Estado Limite de Fatiga, del Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio).

El desarrollo de los cálculos se ha efectuado mediante la ayuda de programas de cálculo por ordenador, complementados con comprobaciones manuales de tipo aproximado, que garantizan la correspondencia entre el cálculo y la realidad.

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

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de servicio todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos predefinidos de funcionalidad, confort, durabilidad o aspecto de la estructura.

En la presente estructura se consideran los siguientes:

- E.L.S. de fisuración. La fisuración del hormigón por tracción puede afectar a la durabilidad, la impermeabilidad o el aspecto de la estructura. La microfisuración del hormigón por compresión excesiva puede afectar, también, a la durabilidad. (Ver Anejo 19-7.3 Control de la Fisuración, del Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio).
- E.L.S. de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales. (Ver Anejo 19-7.4 Control de Deformaciones, del Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio).
- ELS de vibraciones que no sean aceptables para los usuarios del puente o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.

Los estados límites pueden considerarse reversibles o irreversibles. Los primeros son aquellos que dejan de ser superados cuando desaparece la acción que los provoca. Los estados límite de servicio irreversibles son aquellos que, una vez superados, se mantienen de forma permanente, incluso si se elimina la acción que los ha provocado.

13.6.2.3. Estado límite de durabilidad (E.L.D.)

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. Se clasifica la agresividad ambiental según el artículo 27.1 del capítulo 7 – Clases de exposición de los elementos de hormigón, del Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio y se desarrollará una estrategia eficaz según el Artículo 43 del capítulo 9 del citado código.

13.6.3. 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, Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera, aprobada por Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre.). Para alguna acción particular se han considerado los criterios definidos en otras instrucciones o recomendaciones, enumeradas en 1.2.

En este anejo se presentan con carácter general las acciones sobre las estructuras, bien sean tipo puente o bien tipo marco o pórtico, que serán particularizadas en el anexo correspondiente a cada estructura.

13.6.3.1. Acciones permanentes de valor constante (G).

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.

- **Peso propio**

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad del hormigón el siguiente valor: Hormigón 2,50 t/m³.

- **Carga muerta**

Son las debidas a los elementos no resistentes y, en este caso, son:

- **Pavimento:** Para el cálculo se ha considerado una densidad de 2,30 t/m³. Dada la diferencia entre los espesores previstos en proyecto y los reales de construcción, se definen dos valores extremos para esta acción:
 - Valor inferior $G_{k,inf}$: Se obtiene con el espesor teórico previsto en proyecto.
 - Valor superior $G_{k,sup}$: Se obtiene incrementando en un 50% el espesor teórico.
- **Barrera de seguridad e imposta:** La carga se obtiene a partir de la geometría de los elementos descritos sobre el tablero. Se considera un valor de 1,00 Tn/ml.

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

- **Pretensado**

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

Al tratarse de un caso de pretensado interior, es decir, dispuesto dentro de la sección de hormigón, las acciones del pretensado se consideran y tratan de acuerdo con lo especificado en el Anejo 19-5.10 Elementos y estructuras pretensados del Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, según el cual dichas acciones se deducen de las fuerzas de pretensado de los tendones que constituyen su armadura activa. Estas acciones varían a lo largo de su trazado y en el transcurso del tiempo.

La fuerza de tesado a la salida del anclaje tiene un valor "Po" tal que:

$$P_o \leq 0,90 f_{p,0,1k}$$

$$P_o \leq 0,80 f_{pk}$$

Donde:

$f_{p,0,1k}$, es la carga unitaria máxima característica.

f_{pk} , es el límite elástico característico.

En cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza "ΔPi" y las pérdidas diferidas de fuerza "ΔPdif", obteniéndose el valor característico de la fuerza de pretensado "Pk" en cada sección y fase temporal.

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

Al tratarse de un postesado adherente:

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3$$

$$\Delta P_1 = P_0 (1 - e^{-(\mu\alpha + Kx)}) = \text{pérdidas por rozamiento}$$

μ = Coeficiente de rozamiento en curva,

K = Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal.

ΔP_2 = Pérdidas por penetración de cuñas. Se obtienen a partir del diagrama de fuerzas de pretensado a lo largo del tendón.

$$\Delta P_3 = \frac{\sigma_{cp}}{2n} \cdot \frac{n-1}{E_c} \cdot \frac{A_p E_p}{E_c} = \text{Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón}$$

ΔP_{dif} : Son las debidas al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de tales armaduras. Se determinan de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.10.6 del Apéndice 19 del Código *Estructural*, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

• **Acciones reológicas**

El valor característico de las acciones reológicas se obtiene a partir de las deformaciones provocadas por el acortamiento elástico del hormigón, por la retracción y la fluencia.

La deformación reológica es función de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, de la cuantía de armadura, del tiempo transcurrido desde la puesta en obra del hormigón, etc.

Su valor en el instante “t” se obtiene según lo especificado en el Anejo 19-3.1.4 Retracción y Fluencia del Código *Estructural*, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

• **Acciones del terreno sobre estribos y muros**

En este apartado se consideran las acciones originadas por el terreno natural o de relleno, sobre los elementos del puente en contacto con él, fundamentalmente: estribos, aletas, muros de acompañamiento, etc.

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 5.3.3.

Los empujes de terreno se determinan en función de las características del terreno, que serán definidas en los anejos de cada estructura. En este sentido se considerará en las estructuras enterradas la actuación del empuje al reposo con un incremento o reducción del 10% del empuje de tierras a uno u otro lado.

13.6.3.3. *Acciones variables (Q)*

• **Sobrecarga de uso (Cargas Verticales)**

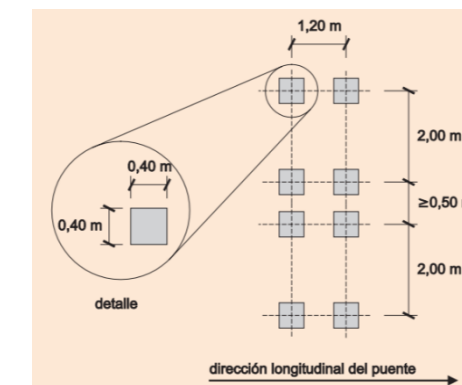
Se considera la acción simultanea de las cargas siguientes:

- 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, indicada a continuación:

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (ó 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

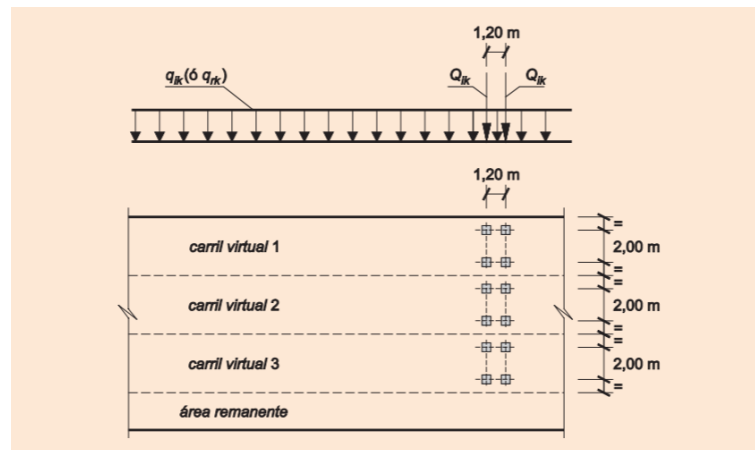
Se tendrá en cuenta:

- 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



- b) Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} según la tabla anterior, con las siguientes consideraciones:

- En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la tabla anterior.
- 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.



A efectos de aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero de la estructura, 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 siguiente tabla:

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	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6$ m	$n_i = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$

• **Frenado y arranque (Cargas horizontales).**

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

En el caso en 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_{ik} será igual a una fracción del valor de la carga característica que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión: $Q_{ik} = 0.6 \cdot 2Q_{ik} + 0.1 q_{ik} \cdot W_1 \cdot L$, siendo L la distancia entre juntas contiguas, o longitud del puente si éstas no existieran.

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

$$180 \text{ kN} < Q_{ik} < 900 \text{ kN}$$

• **Fuerzas centrífugas y otras fuerzas transversales**

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

$$Q_{tk} = 0.20 \cdot Q_v \quad \text{si } r < 200 \text{ m}$$

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

$$Q_{tk} = 0.00 \quad \text{si } r > 1500 \text{ m}$$

Siendo:

$$Q_v = \Sigma 2 \cdot Q_{tk} \text{ peso total de los vehículos pesado (kN).}$$

$$r = \text{radio del eje del tablero en planta (m).}$$

La fuerza Q_{tk} así definida se considerará como una fuerza puntual, en la superficie del pavimento, que actúan 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_{ik} , que actúa simultáneamente con ella.

• **Grupos de cargas de tráfico**

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de carga de tráfico indicados en la siguiente tabla:

TABLA 4.1-c GRUPOS DE CARGAS DE TRÁFICO. CONCOMITANCIA DE LAS DIFERENTES COMPONENTES DE LA SOBRECARGA DE USO

GRUPOS DE CARGAS ⁽¹⁾	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRÍFUGA Y TRANSVERSAL	
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-	-	-	Valor reducido: 2,5 kN/m ²
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_k$	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 q_k$	-	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	-
gr 3 (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)
gr 4 (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)

(1) La denominación de los grupos de cargas hace referencia a la componente dominante del grupo
 (2) Se define como valor reducido el que corresponde al valor frecuente que figura en la tabla 6.1-a, es decir:
 $\psi_1 = 0,75$ para los vehículos pesados
 $\psi_1 = 0,40$ para la sobrecarga uniforme

Los valores de las acciones detalladas 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 precedente.

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.

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

• **Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura**

El cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él se considerará actuando de modo simplificado una sobrecarga uniforme de 10 kN/m², y su cálculo se efectuará considerando el coeficiente de empuje asociado al terreno, conforme a lo que se defina en cada uno de los apéndices de cálculo estructural.

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.

• **Viento**

Para el cálculo del empuje del viento se considera el método recogido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-11, Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera, aprobada por Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre.

A efectos de cálculo la acción de viento se asimila a una acción estática cuyo valor se obtiene como se describe a continuación:

○ **Velocidad Básica fundamental del viento.**

Se define la *velocidad básica fundamental* del viento $V_{b,0}$, como la velocidad media a lo largo de un período de diez (10) minutos, con un período de retorno T de cincuenta (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 según se definen posteriormente, a una altura de diez metros (10 m) sobre el suelo.

En nuestro caso y según lo dispuesto en la Instrucción IAP-11, Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera, aprobada por Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre, se considera una velocidad de referencia $V_{b,0} = 29$ m/sg.

○ **Velocidad Básica del viento.**

A partir de $V_{b,0}$, se obtiene 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, igual a 1,00.

C_{season} = factor estacional del viento, igual a 1,00.

$V_{b,0}$ = velocidad básica fundamental del viento (m/s).

Para un periodo de retorno T diferente a 50 años, la velocidad básica del viento $V_{b(T)}$ será:

$$V_{b(T)} = V_b C_{prob.}$$

Donde,

$V_{b(T)}$ = velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T.

T = periodo de retorno (años).

C_{prob} = factor de probabilidad, para un periodo de retorno de 100 años, igual a 1,04.

○ **Velocidad media del viento.**

Se define 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 determina según la expresión siguiente:

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b(T)$$

Donde,

$v_b(T)$ = velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T.

c_o = factor de topografía, igual a 1,00.

$c_r(z)$ = factor de rugosidad obtenido de la siguiente fórmula:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) \quad \text{para } z > z_{min}$$

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

siendo:

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, según tabla adjunta.

z_o longitud de la rugosidad, según tabla adjunta.

z_{min} altura mínima, según tabla adjunta.

TABLA 4.2-b COEFICIENTES k_r , z_o , Y z_{min} SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO

TIPO DE ENTORNO	k_r	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

○ **Dirección del viento.**

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

- Perpendicular al eje del tablero: dirección transversal (x). Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Paralela al eje del tablero: dirección longitudinal (Y).

Si el tablero es de planta curva, se supondrá que la dirección longitudinal es de la cuerda que une los dos extremos del puente y que la dirección transversal es su perpendicular. Para cada dirección, el sentido de aplicación de la fuerza del viento será el que resulte más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

○ **Empuje de viento**

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, se estimará mediante la siguiente expresión:

$$F_w = (1/2 \rho V_b^2(T)) C_e(z) C_f A_{ref}$$

Donde:

F_w = empuje horizontal del viento (N).

$1/2 \rho V_b^2(T)$ = presión de la velocidad básica del viento q_b (N/m²), en la que ρ es la masa específica del aire (1,25 kg/m³) y $V_b(T)$ es la velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T.

C_f = coeficiente de fuerza del elemento considerado.

A_{ref} = Área de referencia, que se obtiene como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento (m²).

$C_e(z)$ = coeficiente de exposición en función de la altura z.

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento A_{ref} . Se considera que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considera igual a 2 m medido desde la superficie del pavimento.

○ **Variación uniforme de la temperatura**

A efecto de considerar el efecto de la acción térmica se dispone de tipología de puente 3 (tablero de hormigón armado o pretensado). Para el cálculo de los efectos de la componente uniforme de temperatura se parte del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento.

El valor de la temperatura máxima del aire a la sombra $T_{m\acute{a}x}$ es igual a +44°C, mientras que la temperatura mínima asociado a una zona de clima invernal 2 y altitud de 40 m, $T_{m\acute{i}n}$ de -11°C.

Para un periodo de retorno de 100 años considerado los valores máximo y mínimo son de:

$$T_{max,p} = +44 (0.781 - 0.056 \ln (-\ln (1-0.01))) = 46.69^\circ\text{C}.$$

$$T_{min,p} = -11 (0.393 - 0.156 \ln (-\ln (1-0.01))) = -12.22^\circ\text{C}.$$

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal) tomarán los siguientes valores a partir de la temperatura del aire:

$$T_{e,max} = 46.69 + 2.00 = 48.69^\circ\text{C}.$$

$$T_{e,min} = -12.22 + 8.00 = -4.22^\circ\text{C}.$$

Por lo tanto, el rango de la componente uniforme de temperatura es de $\Delta T_N = 52.91^\circ\text{C}$.

Considerando una temperatura inicial T_o (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento) de 15°C, se obtiene un valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción $\Delta T_{N,con} = 15 - (-4,22) = 19.22$ °C y de dilatación de $\Delta T_{N,exp} = 48,69 - 15 = 33.69^\circ\text{C}$.

○ **Nieve**

El valor característico de la sobrecarga de nieve sobre los tablero (q_k), se obtiene a partir del valor característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal (S_k):

$$q_k = 0.80 \cdot S_k = 0.80 \cdot 0.40 = 0.32 \text{ kN/m}^2$$

13.6.3.4. *Acciones accidentales (A)*

○ **Impactos de vehículos contra un elemento estructural del puente.**

Se asimilará a la actuación de una carga estática cuya resultante se encuentre situada a la altura más desfavorable entre 0.50 y 1.50 m sobre la superficie del pavimento, considerándola sobre una superficie o zona de choque de 0.50 m de altura por 1.50 m de anchura y de valor equivalente a: 1000 kN en la dirección del tráfico y 500 kN en sentido perpendicular a dicha dirección. A efectos de cálculo no será necesario considerar la actuación simultánea de ambos esfuerzos.

No será necesario considerar la acción de un impacto cuando se disponga de una protección adecuada o el elemento se encuentre a una distancia del borde de la calzada según reglamentación relativa a barreras de seguridad de la Dirección General de Carreteras.

○ **Impacto contra sistemas de contención de vehículos.**

Se asimilará a una carga estática compuesta por una fuerza horizontal y un momento de eje longitudinal concomitantes, aplicados en la zona de conexión entre elemento de contención y la estructura.

Las fuerzas máximas que el sistema de contención puede llegar a transferir a la estructura a través del sistema de anclaje serán los correspondientes al fallo último del pretil producido por cualquier impacto concebible y serán, normalmente, superiores a las medidas durante los ensayos de impacto de vehículo a escala real definidos por la normativa vigente (UNE-EN 1317.- Sistemas de contención para carreteras).

El dimensionado 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 mas 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

○ **Acciones sísmicas (AE)**

Según el apartado 5.2, denominado *Acciones Sísmicas (AE)* de la IAP-11, *Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera, aprobada por Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre*, la estructuras en estudio quedan incluidas dentro del grupo de Puentes de Importancia Especial.

Según el apartado 3.4, denominado *Aceleración sísmica horizontal de cálculo* de la NCSP-07, *Norma de Construcción sismorresistente: Parte de Puentes*, la aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como el producto:

$$a_c = S \rho a_b$$

donde:

a_b : Aceleración sísmica básica obtenida de la propia NCSP-07; 0,09 g.

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo obtenido como producto de dos factores:

$\rho = \gamma_I \times \gamma_{II}$, siendo:

γ_I : Factor de importancia, función de la importancia del puente; 1,30.

γ_{II} : Factor modificador para considerar un periodo de retorno distinto de 500 años.

$\gamma_{II} = (PR / 500)^{0,4}$, siendo PR el periodo de retorno considerado.

S: Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

Para $\rho \cdot a_b < 0,10g$ $S = C / 1,25$

$$\text{Para } 0,10g < \rho \cdot ab < 0,40g \quad S = C / 1,25 + 3,33 (\rho \cdot ab / g - 0,10) \cdot (1 - C / 1,25)$$

$$\text{Para } 0,40g < \rho \cdot ab \quad S = 1,00$$

Siendo C el coeficiente de terreno definido, en el apartado 3.2 de la norma NCSP-07, como sigue:

- C = 1,00; para terreno tipo I (Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso).
- C = 1,30; para terreno tipo II (Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivos duros).
- C = 1,60; para terreno tipo III (Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme).
- C = 2,00; para terreno tipo IV (suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando).

Según las consideraciones establecidas en el anejo geotécnico, para los primeros 30 m de cimentación de la estructura se establecen los siguientes coeficientes de terreno y de amplificación, en función del pk en que se sitúa la estructura:

PK Inicial	PK Final	Coef. del terreno C	Coef. de amplificación S
0+000	1+100	1,40	1,12
1+100	2+000	1,35	1,08
2+000	4+500	1,48	1,18
4+500	8+600	1,54	1,23

La aceleración de cálculo resulta

PK Inicial	PK Final	Aceleración de cálculo Ac - (m/s ²)
0+000	1+100	1,28
1+100	2+000	1,24
2+000	4+500	1,36
4+500	8+600	1,41

Se considera para el Sismo último de Cálculo (T = 500 años) y el Sismo frecuente de cálculo (T = 100 años) los periodos característicos del espectro de respuesta para la situación pésima, con una **aceleración de cálculo** máxima de **a_c = 1,41 m/s²**

13.6.4. Valores representativos de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción IAP-11, Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera, aprobada por Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre. sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

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.

13.6.4.1. 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 5.3.1.

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

- **Pretensado:**

Se considerará teniendo en cuenta la forma de introducción del pretensado y la posibilidad de deformación de la estructura.

- **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 5.3.2.

13.6.4.3. 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 Ψ₀ Q_k: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente Ψ₁ 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 Ψ₂ 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:

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2
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
Sobrecarga de uso	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

13.6.4.4. Acciones accidentales (A)

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

13.6.5. Valores de cálculo de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción IAP-11, Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera, aprobada por Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre. sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

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

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

Para las comprobaciones de equilibrio (EQ), los coeficientes parciales γ_F tomarán los siguientes valores básicos:

Acción	Efecto		
	Estabilizador	Desestabilizador	
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

(1) Los valores de 0,9 y 1,1 podrán sustituirse por 0,95 y 1,05 respectivamente, si se prevé la colocación de sistemas de control que permitan conocer, durante la ejecución de la obra, el valor de las fuerzas de desequilibrio y si se pueden adoptar las medidas correctoras necesarias para mantener este valor dentro de los límites que garanticen la seguridad de todos los elementos de la estructura afectados por esta acción. Los equipos y sistemas de control deberán ser definidos y valorados en los diferentes documentos del proyecto, de forma que sea preceptiva su instalación en la obra, incluyéndose una descripción detallada de las medidas correctoras que deberán adoptarse caso de ser necesarias.

(2) Por acciones climáticas se entiende la acción térmica, el viento y la nieve.

Para las comprobaciones resistentes (STR), los coeficientes parciales γ_F tomarán los siguientes valores básicos:

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 / 1,2 ⁽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 P₁ 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 tasar.
 (2) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,3$ se aplicará al pretensado P₁ 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.

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

Para las comprobaciones en estado límite de servicio, los coeficientes parciales γ_F tomarán los siguientes valores básicos:

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.

13.6.6. Combinación de acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción IAP-11, Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera, aprobada por Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre. sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

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.

13.6.6.1. Estados límites últimos

13.6.6.1.1. Situaciones persistentes y transitorias

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

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

donde:

G_{k,j} = valor representativo de cada acción permanente.

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

Q_{k,1} = valor representativo (valor característico) de la acción variable dominante.

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ = valores representativos (valores de combinación) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

13.6.6.1.2. Situaciones accidentales.

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

donde:

G_{k,j} = valor representativo de cada acción permanente.

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

ψ_{1,1} Q_{k,1} = valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental

ψ_{2,i} Q_{k,i} = valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes.

A_d = valor de cálculo de la acción accidental.

13.6.6.1.3. Situaciones sísmicas.

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

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

donde:

G_{k,j} = valor representativo de cada acción permanente.

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

ψ_{2,1} Q_{k,1} = valor casi-permanente de la sobrecarga de uso.

A_{Ed} = valor de cálculo de la acción sísmica.

13.6.6.2. 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:

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

13.6.7. Características de los materiales

13.6.7.1. Materiales

- Tableros.**

Hormigón (Precipitación media 661 mm)

HA-30/B/20/XC4

Acero pasivo

B 500 SD

- Vigas prefabricadas**

Hormigón

HP-50/F/17/XC4

Acero pasivo

B 500 SD

Acero activo

Y-1860-S7

- Prelosas prefabricadas**

Hormigón

HA-30/B/17/XC3

Acero pasivo

B 500 SD

- Alzados de pilas, estribos y muros**

Hormigón

HA-30/B/20/XC4

Acero pasivo

B 500 SD

- Cimentaciones de pilas, estribos y muros**

Hormigón

HA-25/B/20/XC2

Acero pasivo

B 500 SD

- Losas de transición**

Hormigón

HA-25/B/20/XC2

Acero pasivo

B 500 SD

- Pilotes.**

Hormigón

HA-25/F/20/XC2

Acero pasivo

B 500 SD

- Hormigón de nivelación.**

Hormigón de limpieza

HL-150/B/TM

- Marcos y pórticos.**

Hormigón en alzado y dintel

HA-30/B/20/XC4

Hormigón en cimentación

HA-30/B/20/XC2

Acero pasivo

B 500 SD

13.6.7.2. Niveles de control

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

• **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 el *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

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 *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio. La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

• **Control de la ejecución**

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

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

• **Niveles de control establecidos.**

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición en la *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio:

- Acero de pasivo y activo → Normal. Según artículos 49 y 50.
- Hormigón → Estadístico. Según artículo 51
- Ejecución → Intenso.

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

13.6.7.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

Los coeficientes parciales de seguridad según lo preconizado en el Anejo 19 2.4 *Comprobación mediante el método de los Coeficientes Parciales de seguridad* del *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, para la resistencia de los materiales son:

Situación del proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,50	1,15
Accidental	1,30	1,00

13.6.8. Comprobaciones relativas a los E.L.U.

13.6.8.1. Estado límite de equilibrio

Según se establece en el Anejo 18-6.4.2 *Comprobación del equilibrio estático y de la resistencia*, del *Código Estructural*, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, habrá que comprobar que, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc).

13.6.8.2. Estado límite solicitaciones normales

Se realizará según se establece en el Anejo 19-6.1 Estado Limite de Agotamiento por flexión *simple o compuesta* del *Código Estructural*, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

13.6.8.3. Estado límite de inestabilidad

Este estado concierne a la comprobación de soportes aislados, estructuras aporticadas y estructuras reticulares en general, en los que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados. Se realizará según se establece en el Anejo 19-5.8 *Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axial*, del *Código Estructural*, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

13.6.8.4. Estado límite de agotamiento frente a cortante

Se realizará según se establece en el Anejo 19-6.2 *Estado Limite de Agotamiento frente a cortante*, del *Código Estructural*, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

13.6.8.5. Estado límite de agotamiento por torsión

Se realizará según se establece en Anejo 19-6.3 *Estado Limite de Agotamiento por torsión en elementos lineales*, del *Código Estructural*, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

13.6.9. Comprobaciones relativas a los E.L.S.

13.6.9.1. Estado límite de fisuración del hormigón

• **Aparición de fisuras por compresión**

Bajo la combinación característica de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir.

$$\sigma_C \leq 0,60f_{ck,j}$$

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).

Los criterios generales de limitación de tensión para evitar la fisuración se adoptarán conforme al Anejo 19-7.2 *Limitación de tensiones*.

• **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.

• **Fisuración por tracción. Criterios de comprobación**

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

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

donde:

W_k : Abertura característica de fisura.

$W_{m\acute{a}x}$: Abertura máxima de fisura definida en tabla 27.2. del Anejo 19, Código *Estructural*, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media flexotracción $f_{ctm,fl}$ de acuerdo con el artículo 3.1.8 del del Anejo 19 del Código estructural.

• **Valores máximos de la abertura de fisura**

En ausencia de requisitos adicionales específicos (estanqueidad, etc.), las aberturas características de fisura no serán superiores a las máximas aberturas que figuran en la tabla 27.2 del Anejo 19.

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

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

⁽²⁾ Para las clases de exposición X0 y XC1, la abertura de fisura no influye normalmente en la durabilidad. Los valores recogidos en la tabla para estos casos se establecen para garantizar un aspecto aceptable,

⁽³⁾ La limitación relativa a las clases XA1, XA2 y XA3 solo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura.

13.6.9.2. *Estado límite de deformaciones de la estructura*

El estado límite de deformación se satisface si los movimientos (flechas o giros) en la estructura o elemento estructural son menores que el valor límite máximo siguiente:

- L /1000 en puentes de carretera para el valor frecuente de la sobrecarga.

La comprobación del Estado Límite de Deformación tendrá que realizarse en los casos en que las deformaciones puedan ocasionar la puesta fuera de servicio de la estructura o elemento estructural por razones funcionales, estéticas u otras.

En puentes de luces importantes, en los que las deformaciones instantáneas y diferidas puedan afectar la apariencia o funcionalidad, se definirá una contraflecha tal que las diferencias entre la rasante teórica y las estimadas a corto y largo plazo, considerados a largo plazo los efectos de la retracción y la fluencia, queden dentro de unos márgenes reducidos. Dicha contraflecha se obtendrá con la condición de que la variación de la cota de rasante estimada entre las situaciones inicial y final $r \cdot \Delta f_{dif}$, con respecto de la rasante teórica, quede dentro de los límites que se indican en la siguiente tabla.

	Valores máximos de $r \cdot AD_{dif}$		
	Autopistas, autovías y vías rápidas	Carreteras con circulación rápida	Carreteras con circulación lenta
Puentes isostáticos de un vano	L/1750	L/1000	L/700
Puentes de varios vanos isostáticos	L/3500	L/2000	L/1400
Puentes continuos	L/1400	L/750	L/500

13.6.9.3. Estado límite de vibraciones

En general según la IAP-11, se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones si se cumple el criterio de limitación de las flechas verticales establecido en el apartado 7.1.1.- Estado límite de deformaciones, al no encontrarse las estructuras dentro de los siguientes casos:

- Puentes en los que no se satisface el estado límite de deformaciones
- Aun cumpliendo el estado límite de deformaciones:
 - Puentes urbanos con condiciones de tráfico peatonal intenso.
 - Puentes con voladizos laterales transitables esbeltos
 - Puentes de tipología estructurales singulares o nuevos materiales

13.6.10. Comprobaciones relativas a E.L. de durabilidad

13.6.10.1. Estrategia para la durabilidad

Para satisfacer los requisitos establecidos en el artículo 5º del Código Estructural, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, será necesario seguir una estrategia que considere todos los posibles mecanismos de degradación, adoptando medidas específicas en función de la agresividad a la que se encuentre sometido cada elemento.

13.6.10.2. Selección de la forma estructural

En el proyecto se definirán los esquemas estructurales, las formas geométricas y los detalles que sean compatibles con la consecución de una adecuada durabilidad de la estructura, todo ello según se indica en el artículo 43.1 del Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

• **Calidad del Hormigón**

Se entiende por un hormigón de calidad adecuada el que cumple con las indicaciones establecidas en el artículo 43.2 de Código Estructural, aprobado por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio y que seguidamente se describen:

- Fabricación con materiales componentes adecuados que satisfagan lo indicado en el Capítulo 9
- Dosificación adecuada, según lo indicado en el punto 43.2.1, así como en el apartado 43.3.
- Puesta en obra correcta, según lo indicado en el Artículo 52.
- Curado del hormigón, según lo indicado en el apartado 52.5.
- Resistencia mecánica acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.
- Prestaciones conformes con los requisitos del apartado 43.3.

• **Recubrimientos**

Según los artículos 43.4.1 y 11.2.1 del Código Estructural, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio y adoptando una vida útil de 100 años y control de ejecución intenso, se considera los siguientes recubrimientos para los elementos del proyecto.

- **Elementos hormigón armado. Ambiente XC4**
 Tablero (Cara superior): $30^* + 5 = 35 \text{ mm}$
- **Elementos prefabricados de hormigón fck > 40 N/mm². Ambiente XC4**
 Vigas prefabricadas de hormigón pretensado $25^* + 0 = 25 \text{ mm}$
- **Elementos prefabricados de hormigón fck < 40 N/mm². Ambiente XC3**
 Prelosas armadas: $30^* + 5 = 35 \text{ mm}$
- **Elementos hormigón armado fck < 40 N/mm². Ambiente XC4**
 Alzado de pilas, estribos, muros y estructuras enterradas: $30^* + 5 = 35 \text{ mm}$.
- **Elementos hormigón armado fck < 40 N/mm² Ambiente XC2**
 Cimentaciones de pilas, estribos, muros (encofrados),
 estructuras enterradas y losas de transición: $25^* + 5 = 30 \text{ mm}$.
 Cimentaciones de pilas, estribos y muros (hormigonados contra el terreno): 70 mm .
 Pilotes (Hormigonado contra el terreno): 70 mm .

* Se considera el uso de Cemento tipo CEM I

• **Control de abertura de fisura**

En apartados posteriores del presente documento se justifica el estado límite de fisuración.

- **Medidas especiales de protección**

En el caso de especial agresividad, cuando las medidas normales de protección no se consideren suficientes, se podrá recurrir a *Sistemas de protección para mejorar la durabilidad*, como los Métodos de protección indicados en el artículo 39.3 del *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

13.6.10.3. Durabilidad del hormigón

El hormigón utilizado en la estructura deberá cumplir las condiciones establecidas en el artículo 43.2. del *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

13.6.10.4. Corrosión de las armaduras

Las armaduras utilizadas en las estructuras deberán de cumplir las condiciones establecidas en el artículo 43.3.1 del *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

13.7. PRUEBA DE CARGA

13.7.1. Dirección de las pruebas

Las pruebas de carga se establecen para el control de la conformidad de la estructura una vez finalizada, conforme a lo indicado en el artículo 23 del *Código Estructural*, aprobada por Real Decreto 470/2021, de 29 de junio.

La dirección de las pruebas estará a cargo del Ingeniero Director de la Obra, el cual podrá, ante las incidencias habidas durante la ejecución de la misma, introducir cuantas modificaciones al programa general sean necesarias, ordenar la realización de pruebas complementarias, modificar o adaptar el tren de carga a las condiciones de las pruebas o a las características de la estructura, intensificar las medidas a realizar, ampliar los tiempos de carga, etcétera.

Será quien, una vez que considere realizadas en todas sus fases, dará por terminadas las pruebas, y deberá en su caso ordenar la suspensión de esta cuando así lo exija el comportamiento de la estructura durante el ensayo.

Deberá efectuar una inspección previa a la realización del ensayo y otra posterior al mismo en la que se refleje el estado final de la obra después del proceso de carga.

El director de la Obra podrá encargar la realización de las pruebas a personal cualificado, al frente del cual figurará un Ingeniero especializado en este tipo de trabajos, a quién en adelante denominaremos director de las Pruebas. Dependiendo de la naturaleza de la Obra puede ser conveniente la asesoría del Autor del Proyecto.

13.7.2. Materialización del tren de cargas

Dada la dificultad práctica de materializar el tren de cargas de la Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de carretera (IAP-11), aprobada por Orden FOM/2842/2001 de 29 de septiembre, se empleará, normalmente, un tren de cargas constituido por camiones u otros vehículos análogos, que deberán ser entre sí lo más parecidos que sea posible en cuanto a forma, peso y dimensiones. Su número y características deberán ser los necesarios para adaptarse a los distintos estados de carga definidos en el proyecto de las pruebas.

Las solicitudes a que dé lugar el tren de cargas real nunca podrán ser superiores a los valores que teóricamente produciría la aplicación del tren de cargas definido en la "Instrucción de Acciones". Se aconseja no superar el 70% de dichos esfuerzos. Se señala igualmente que debido a las características de cada estructura es complicado, en algunas ocasiones, alcanzar tales valores con lo que se designarán siempre las relaciones entre valores reales y valores teóricos previstas en cada caso propuesto.

13.7.3. Zonas de aplicación de la carga

Como norma general, la sobrecarga que sustituye al tren de la Instrucción se aplicará solamente en la calzada y arcenes, sin que sea necesario someter a prueba las aceras. También como norma general se distribuirán uniformemente los vehículos de carga en el ancho de la calzada y arcenes, si bien pueden definirse estados de carga en los que ésta se distribuya únicamente en la mitad izquierda o derecha de la misma.

Los estados de carga serán determinados por el proyectista de la prueba de forma que, cargando convenientemente distintas partes de la estructura, se alcancen los porcentajes deseados de los esfuerzos máximos producidos por el tren de cargas de la Instrucción en las secciones críticas.

En el caso de que el puente este compuesto por varios vanos iguales, la Prueba de Carga completa puede reducirse a un número de ellos, siempre que el control de la obra fuera del tipo intenso, realizando en el resto pruebas de carga reducidas. En el caso de vanos iguales isostáticos será suficiente realizar la prueba sobre un 30% del número total de vanos.

13.7.4. Magnitudes a medir y aparatos de medida

Las magnitudes a medir serán aquellas que especifique el autor del Proyecto, de forma que permitan deducir el correcto comportamiento de la obra frente a los trenes de carga utilizados en las pruebas. Asimismo, el proyectista fijará los puntos de la estructura en los que deban medirse las magnitudes correspondientes.

En el caso de medida de desplazamientos se referirán las medidas a puntos fijos que, siempre que sea posible, serán independientes de la estructura del puente.

Los aparatos de medida que se utilicen deberán estar sancionados por la experiencia en pruebas similares y deberán garantizar una apreciación mínima del orden de un 5% de los valores máximos esperados de las magnitudes que se vayan a medir. su campo debe ser como mínimo superior en un 50% a los valores esperados de dichas magnitudes.

13.7.5. Plazo de ejecución

La Prueba de Carga se realizará antes de la puesta en servicio de la estructura. En el momento de iniciarse la prueba, el hormigón de cualquier elemento resistente de la obra deberá haber alcanzado la resistencia característica del proyecto. El Director de Obra podrá autorizar la realización de la prueba, aunque no se cumpla esta condición, una vez analizada la repercusión estructural de tal decisión.

En el caso de que fuera necesario realizar la prueba antes de la ejecución de algunas unidades no estructurales que formen parte de la carga permanente, tales como el pavimento, aceras, barandillas, etc. pueden seguirse dos caminos:

- a) Materializar una carga permanente supletoria equivalente a esas unidades de obra, colocándola, en este caso, con una antelación no inferior a 12 horas en puentes de hormigón
- b) Incrementar la carga de ensayo en la proporción que la ausencia de tales unidades represente.

13.7.6. Forma de aplicación de las cargas

Se aconseja efectuar un mínimo de dos ciclos para cada uno de los estados de carga definidos en el proyecto de la prueba, con el fin de observar la concordancia de las medidas obtenidas. Una vez realizado el segundo ciclo y a la vista de los resultados obtenidos y del comportamiento general de la estructura, el director de la prueba podrá determinar la necesidad de algún ciclo adicional.

En el caso de puentes con varios vanos iguales o análogos el director de la prueba podrá reducir el número de ciclos, incluso a uno solo, cuando se vayan ocupando posiciones de carga similares en otros vanos, si el comportamiento es satisfactorio y concordante con los de los vanos precedentes.

La carga de ensayo se aplicará en un mínimo de dos escalones, si bien en el caso ya comentado de puentes con vanos análogos podrán a juicio del director reducirse, e incluso limitarse a uno solo, cuando se vayan ocupando posiciones de carga similares en otros vanos, si el comportamiento de los anteriores ha sido satisfactorio. También podrá reducirse el número de escalones en los ciclos de carga posteriores al primero, una vez visto el comportamiento de la estructura en los ciclos anteriores.

La descarga se realizará, en general, en un solo Prueba de Carga. No obstante, el director de las pruebas podrá, si lo juzga oportuno, disponer su realización en escalones análogos a los del proceso de carga.

En cualquier caso, el número de ciclos y de escalones vendrá determinado por las condiciones previstas en el proyecto de la prueba de carga.

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o descarga se efectuarán con la suficiente lentitud para no provocar efectos dinámicos no deseados, y se organizarán de forma que la realización de cualquier estado de carga no produzca sobre otras partes de la estructura solicitaciones superiores a las previstas.

13.7.7. Duración de la aplicación de las cargas

El tiempo que se debe mantener la aplicación de la carga en un escalón de carga intermedio antes de pasar al escalón de carga siguiente, así como el tiempo que se debe mantener la carga total correspondiente a un cierto estado de carga, vendrá determinado por el criterio de estabilización de las medidas (Ver apartado siguiente).

Se advierte especialmente sobre el hecho de que la aplicación de cargas de larga duración producirá frecuentemente resultados de difícil interpretación, a menos que se controlen los efectos de los distintos factores externos que pueden perturbar las medidas de la respuesta real de la estructura frente a la acción exclusiva de las cargas de ensayo aplicadas. Entre estas causas habrá que considerar las climatológicas y ambientales (variaciones térmicas, soleamiento, viento, lluvia...).

13.7.8. Criterios de estabilización

Los valores de la respuesta de la estructura se obtienen en cada momento como diferencia entre las lecturas de los aparatos en ese instante y las lecturas iniciales en descarga del ciclo que se está realizando.

Una vez situado el tren de cargas correspondiente, bien a un escalón intermedio o al final de cualquier estado de carga, se realizará una medida de la respuesta instantánea de la estructura, y se controlarán los aparatos de medida situados en los puntos en que se esperen las deformaciones más desfavorables desde el punto de vista de la estabilización.

Transcurridos 10 minutos se realizará una nueva lectura en dichos puntos. Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantáneos son inferiores al 5% de estos últimos, o bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considerará estabilizado el proceso de carga y se realizará la lectura final en todos los puntos de medida. En caso contrario se mantendrá la carga durante un nuevo intervalo de 10 minutos, y deberá cumplirse al final de los mismos que la diferencia de lecturas correspondiente a ese intervalo no supere en más de un 20% a la diferencia de lecturas correspondiente al intervalo anterior, o bien sea del orden de la precisión de los aparatos de medida. Si esto no se cumpliera, se comprobará la misma condición en un nuevo intervalo de 10 minutos. Si el criterio de estabilización siguiera sin cumplirse, se procederá, a juicio del Ingeniero Director de las pruebas, a mantener la carga durante un nuevo intervalo, a suspender dicho estado de carga o bien a reducir la carga correspondiente al Prueba de Carga considerado.

Una vez alcanzada la estabilización se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de la misma. Por otra parte, deberá comprobarse que no se detecta ningún signo o muestra de fallo o inestabilidad en alguna parte de la estructura.

Una vez descargada totalmente la estructura se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga. La diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de cargar serán los valores remanentes correspondientes al estado considerado. Para el análisis de estos valores nos remitimos a los incluidos en las "Recomendaciones para el proyecto y ejecución de pruebas de carga en puentes de carretera".

13.7.9. Criterios de aceptación

Los criterios de aceptación de la prueba serán los siguientes:

- Los valores de las magnitudes máximas al finalizar el ciclo de carga, medidas después de la estabilización, no superarán en más de un 10% a los valores previstos.
- En el caso de que los valores obtenidos sean inferiores al 60% de los previstos, será necesario justificar esta disminución de la respuesta.
- La abertura de las fisuras producidas en el transcurso de la prueba, así como de las que permanezcan abiertas una vez retirada la carga, deberán estar en consonancia con los criterios recogidos en la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), aprobada por Real Decreto 1247/2008 de 18 de julio, para la comprobación del estado límite de fisuración.
- No deberán aparecer signos de agotamiento de la capacidad portante en ninguna parte de la estructura.

En lo que respecta a las magnitudes de deformaciones medidas, será admisible la prueba por lo general si éstas resultan iguales o menores a las flechas teóricas estimadas; no obstante, se ha de tener en cuenta que en algunos casos el orden de magnitud de la deformación a medir puede ser tan pequeña que altas variaciones porcentuales sobre la misma no han de ser objeto de rechazo de la prueba, incluso aunque las lecturas reales hayan sido superiores: la pequeña deformación de los apoyos, o incluso el propio margen de error del aparato de medida, pueden dar lugar a desviaciones importantes si el orden de magnitud de la deformación es muy pequeño. Se ha de tener también especial precaución en la comparación con los valores estimados de vanos no cargados para los diferentes casos de carga en puentes continuos, donde por lo general las magnitudes suelen ser reducidas y, por lo tanto, las diferencias pueden ser relevantes.

A la vista de los resultados de cada estado de carga, el director de la prueba podrá decidir su repetición si lo considera conveniente.