

PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REDUCCIÓN DE LA CONGESTIÓN Y DE LA VULNERABILIDAD EN LA RED BÁSICA TRANSEUROPEA (TEN-T), EN LOS ACCESOS A LOS ELEMENTOS Y NODOS DEL CORREDOR ATLÁNTICO EN BILBAO Y EN EL ÁREA METROPOLITANA DE BIZKAIA: MALLADO DE LA RED MEDIANTE LA CONEXIÓN BI-637 CON A-8, VSM/E-70 Y BI-628 ENTRE MÁRGENES



Anejo 07. Estructuras

Control de firmas				
Realizado	Revisado	Supervisor de la Disciplina	Supervisor General	Aprobado
Álvaro López Martín (IDOM)				
Fecha y Firma	Fecha y Firma	Fecha y Firma	Fecha y Firma	Fecha y Firma
No precisa firma si está aprobado electrónicamente mediante ruta				

Información del Documento	
Código Documento	TSL-ES-DB-01-03-AN-00007
Revisión	01

Registro de cambios

Rev	Fecha	Autor	Sección afectada	Cambios
00	28/10/2022	Álvaro López Martín (IDOM)	Todas	Versión Inicial
01	27/01/2023	Álvaro López Martín (IDOM)	Todas	Actualización

ÍNDICE	
1	INTRODUCCIÓN 5
2	MARGEN IZQUIERDA 5
2.1	Condicionantes de diseño..... 5
2.1.1	Tráfico y servicios existentes 5
2.1.2	Trazado..... 5
2.1.3	Entorno y Medio Ambiente..... 5
2.1.4	Estudio Hidráulicos..... 6
2.1.5	Entorno y Estética..... 6
2.1.6	Condicionantes constructivos..... 6
2.1.7	Análisis económico..... 6
2.2	Análisis Tipología de Estructuras 7
2.2.1	Tableros a base de prefabricados de hormigón..... 7
2.2.2	Cajones de Hormigón postesado o Mixtos 7
2.2.3	Losas aligeradas postesadas 7
2.3	Descripción de las estructuras 8
2.3.1	EST01. Viaducto sobre autopista A-8..... 8
2.3.2	EST02. Puente ramal ENTRADA a calzada oeste desde Gta. Portugalete 9
2.3.3	EST03. Puente sobre río Ballonti. PK 0+330 Eje este..... 10
2.3.4	EST04 Puente sobre río Ballonti. PK 3+395 Eje oeste 11
2.3.5	EST05. Puente ramales Sestao-Subfluvial y Subfluvial-Portugalete..... 11
2.3.6	EST06 Viaducto sobre la glorieta de Galindo 12
2.3.7	EST07 Paso superior sobre Subfluvial: Puente glorieta Portugalete →Sestao 13
2.3.8	EST08 A-8 hacia subfluvial. Lado Bilbao..... 14
2.4	Bases de Cálculo 16
2.4.1	Instrucciones y normas de aplicación..... 16
2.4.2	Cargas aplicadas..... 16
2.4.3	Vida útil 18
2.4.4	Durabilidad..... 18
2.4.5	Características de los materiales 19
2.4.6	Criterios de seguridad 19
2.4.7	Valores representativos de las acciones..... 20
2.4.8	Coeficientes de seguridad para las acciones 21
2.4.9	Combinación de acciones 22
2.4.10	Niveles de control..... 22
3	MARGEN DERECHA 24
3.1	Condicionantes de diseño..... 24
3.1.1	Entorno urbano y estética 24
3.1.2	Tráfico y servicios existentes 24
3.1.3	Trazado 24
3.1.4	Geotecnia 24
3.1.5	Nivel freático 24
3.2	Descripción de las estructuras 25
3.2.1	Sección tipo A. Rampa..... 25
3.2.2	Sección tipo B. Sin conducto de ventilación..... 26
3.2.3	Sección tipo C. Ventilación lateral. H≤2m..... 26
3.2.4	Sección tipo D. Ventilación superior. H≤2m..... 27
3.2.5	Sección tipo E. Ventilación lateral. H>2m..... 27
3.2.6	Sección tipo F. Ventilación superior. H>2m..... 28
3.2.7	Sección tipo G. Unión ventilación superior y lateral..... 28
3.2.8	Sección tipo H. 2 pantallas con 2 ejes de vía..... 29
3.2.9	Sección tipo I. 3 pantallas con 2 ejes de vía..... 29
3.3	Bases de Cálculo 30
3.3.1	Instrucciones y normas de aplicación 30
3.3.2	Cargas aplicadas..... 30
3.3.3	Vida útil..... 32
3.3.4	Durabilidad..... 32
3.3.5	Características de los materiales..... 33
3.3.6	Criterios de seguridad 33
3.3.7	Valores representativos de las acciones..... 33
3.3.8	Coeficientes de seguridad para las acciones..... 34
3.3.9	Combinación de acciones 35
3.3.10	Niveles de control 36

FIGURAS

Figura 1:	Planta de situación. Margen izquierda..... 5
Figura 2:	Planta de situación. Margen derecha..... 5
Figura 3:	Tablero Vigas Prefabricadas de Hormigón 7
Figura 4:	Tableros de Hormigón de Sección Cajón 7
Figura 5:	Tablero Losa de Hormigón Aligerada 8
Figura 6:	Modelo 3D estructura EST01 8
Figura 7:	Sección transversal EST01 8
Figura 8:	Alzado EST01 9
Figura 9:	Alzado por pila tipo EST01 9
Figura 10:	Modelo 3D estructura EST02 9
Figura 11:	Alzado EST02 9
Figura 12:	Sección transversal EST02..... 10
Figura 13:	Modelo 3D estructura EST03 10
Figura 14:	Alzado EST03 10
Figura 15:	Sección Transversal EST03..... 10
Figura 16:	Modelo 3D estructura EST04..... 11
Figura 17:	Alzado EST04 11
Figura 18:	Sección transversal estructura EST04 11
Figura 19:	Planta EST05 11
Figura 20:	Sección longitudinal Eje 39 12
Figura 21:	Sección longitudinal Eje 112 12
Figura 22:	Sección transversal EST05 por ramal..... 12
Figura 23:	Sección transversal EST05 por zona ancho variable 12
Figura 24:	Modelo 3D estructura EST06 12
Figura 25:	Alzado EST06 13

Figura 26:Sección Transversal tipo EST06	13	Tabla 13: Factores de Simultaneidad ψ	34
Figura 27: Modelo 3D estructura EST07	13	Tabla 14: Coeficientes parciales para las acciones γ_F . Comprobaciones ELU de equilibrio	34
Figura 28: Alzado EST07	13	Tabla 15: Coeficientes parciales para las acciones γ_F . Comprobaciones ELU resistentes	35
Figura 29: Sección transversal estructura EST07. Tablero sur	14	Tabla 16: Coeficientes parciales para las acciones γ_F . ELS	35
Figura 30: Sección transversal estructura EST07. Tablero norte	14		
Figura 31: Sección transversal por pila EST07.	14		
Figura 32: Alzado EST08.....	14		
Figura 33: Modelo 3D estructura EST08.....	15		
Figura 34: Sección transversal estructura EST08	15		
Figura 35: Mapa de Isostáticas para la obtención de la $V_{b,o}$	18		
Figura 36: Mapa de peligrosidad sísmica	18		
Figura 37: Croquis implantación de ramales. Margen derecha.....	24		
Figura 38: Planta general. Margen derecha	25		
Figura 39: Sección tipo A. Rampa	25		
Figura 40: Sección tipo B. Sin conducto de ventilación	26		
Figura 41: Sección tipo C. Ventilación lateral. $H \leq 2m$	26		
Figura 42: Sección tipo D. Ventilación superior. $H \leq 2m$	27		
Figura 43: Sección tipo E. Ventilación lateral. $H > 2m$	27		
Figura 44: Sección tipo F. Ventilación superior. $H > 2m$	28		
Figura 45: Sección tipo G. Unión ventilación superior y lateral	28		
Figura 46: Sección tipo H. 2 pantallas con 2 ejes de vía.....	29		
Figura 47: Sección tipo I. 3 pantallas con 2 ejes de vía.....	29		
Figura 48: Mapa de peligrosidad sísmica	32		

TABLAS

Tabla 1: Parámetros de suelos	17
Tabla 2: Definición de carriles virtuales.....	17
Tabla 3 Resultados de la agresividad de las aguas en el proyecto de construcción del tramo 3º de la VSM.....	19
Tabla 4 Requisitos de durabilidad	19
Tabla 5: Factores de Simultaneidad ψ	20
Tabla 6: Coeficientes parciales para las acciones γ_F . Comprobaciones ELU de equilibrio	21
Tabla 7: Coeficientes parciales para las acciones γ_F . Comprobaciones ELU resistentes.....	21
Tabla 8: Coeficientes parciales para las acciones γ_F . ELS.....	21
Tabla 9: Parámetros de suelos	31
Tabla 10: Definición de carriles virtuales	31
Tabla 11: Requisitos de durabilidad.....	32
Tabla 12: Abertura máxima de fisura	33

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento tiene como finalidad describir los criterios de diseño adoptados y definición del conjunto de estructuras en los enlaces de la margen izquierda y de la margen derecha de la ría de Bilbao, del Proyecto Constructivo del Subfluvial de Lamiako.



Figura 1: Planta de situación. Margen izquierda.



Figura 2: Planta de situación. Margen derecha

2 MARGEN IZQUIERDA

En este apartado se describen los criterios adoptados y se define el conjunto de estructuras de la margen izquierda de la ría de Bilbao, del Proyecto Constructivo del Subfluvial de Lamiako.

2.1 Condicionantes de diseño

2.1.1 Tráfico y servicios existentes

Durante la ejecución de la obra se debe procurar la menor afección posible al tráfico rodado, pues se está actuando en una zona de alta Intensidad Media Diaria de vehículos.

Esto impone límites en cuanto a la profundidad de las excavaciones a cielo abierto, para que los taludes no afecten a los viales colindantes.

El respeto de las zonas de rodadura también condiciona las dimensiones de las posibles cimentaciones y distancias de seguridad, si se quiere minimizar las molestias y cortes de tráfico.

2.1.2 Trazado.

El proyecto de los diferentes ramales sobre un entramado viario existente está condicionado por unos parámetros mínimos normativos a respetar, distancia entre trenzados, gálibos, secciones transversales, etc. El proyecto de trazado conduce al diseño de varias estructuras condicionadas fuertemente por éste:

- Cruce con fuerte esviaje entre los ramales A-8 Bilbao y Variante Metropolitana Sur hacia el acceso al tubo este de la nueva Subfluvial. En este caso conduce al diseño de una estructura en pérgola para resolver la interferencia entre los citados ramales.
- Enlace complejo sobre A-8, que dificulta la disposición de los soportes del viaducto para el ramal A-8 Santander hacia el tubo este de la Subfluvial, obligando a la adopción de vanos con grandes luces, así como el diseño de una estructura con vanos descompensados y cimentaciones de apoyos con grandes restricciones geométricas.
- Carriles de incorporación dentro de la estructura sobre el río Ballonti, que motiva el diseño de un tablero tipo “pantalón” de ancho variable que debe adaptarse a la estructura ya existente, requiriendo, por tanto, de un análisis detallado de ambas estructuras y del proceso constructivo.
- Trazados con fuerte curvatura, que dificultan la adopción de soluciones prefabricadas y el diseño de tableros peraltados.

2.1.3 Entorno y Medio Ambiente.

La presencia del río Ballonti, cruzado por diferentes viales en 5 ocasiones impone limitaciones al diseño de las estructuras, debiendo verificar los criterios de implantación considerados por la Agencia Vasca del Agua (URA). Se han considerado, también, las prescripciones del Plan Hidrológico Nacional, que considera bien el cruce sobre los cursos de agua mediante un único vano de luz mínima 30m, bien considerando un vano principal de 25m de luz, y vanos adyacentes de longitud mínima 6 metros.

Para este proyecto se han adoptado las directrices de colocar los estribos fuera de la zona de flujo preferente, sin la colocación de obstáculos, aun cuando las cimentaciones puedan ocupar la faja bajo el terreno. Si se precisa colocar pilas en el cauce, se adoptarán alineaciones que favorezcan el flujo del agua.

2.1.4 Estudio Hidráulicos.

La rasante de los diferentes trazados deberá garantizar los resguardos hidráulicos normativos en los cruces con los cursos de agua, entre la lámina de agua y el fondo del tablero.

Así se considera en el proyecto un resguardo de un metro sobre el nivel máximo de avenida para un período de retorno de 500 años.

2.1.5 Entorno y Estética.

La implantación de la Subfluvial de Lamiako en la margen izquierda de la ría se realiza en un entorno periurbano y semiindustrial de la ciudad de Bilbao, estando por tanto condicionado por la escasez de espacio para la implantación de los nuevos viales entre los ya existentes.

El proyecto requiere el diseño de múltiples ramales de conexión entre las diferentes carreteras, lo que se realiza mediante pasos superiores para salvar el cruce sobre los viales existentes. En este caso, el impacto estético por la implantación de las nuevas estructuras no resulta una limitación, al tratarse de una zona no urbana y con número elevado de estructuras existentes.

Ninguna de las estructuras del proyecto tiene entidad para ser objeto de un diseño singular, si bien, se considerará un diseño agradable al usuario y que permita su mejor integración en el entorno. Se evitarán las formas complicadas, adoptando esbelteces usuales para cada tipología, cuidando los acabados, remates, impostas y barandillas, de forma que el resultado sea estético y agradable a la vista.

2.1.6 Condicionantes constructivos.

Durante la ejecución de la obra se debe procurar la menor afección posible al tráfico rodado. Las estructuras que se prevé deben considerar este condicionante son el viaducto que cruza sobre la autopista A-8, el cruce entre ramales esviados de acceso a la subfluvial, y las estructuras entre glorietas de Portugalete y Galindo.

En estas zonas hay que prever la realización de desvíos provisionales, implantación de estructuras auxiliares de canto reducido, autocimbras, ejecución por fases de los elementos estructurales, medios de izado, etc.

Todas las estructuras sobre el río Ballonti están libres de este tipo de condicionante, resultando la propia traza del vial el mejor acceso hasta el área de las obras.

2.1.7 Análisis económico.

Se plantearán las tipologías usuales para los diferentes rangos de luces, que la experiencia indica son las de mejor evaluación económica.

Se adoptará como criterio general para la elección de las soluciones:

- Tableros de vigas: luces [15m a 40m] (máx 50)
- Losas canto constante: luces [10m a 35m] (máx 50)
- Losas canto variable: luces [25m a 40m] (máx 50)
- Cajones canto constante: luces [35m a 80m]
- Cajones canto variable: luces [60m a 200m]

Para estos rangos de luces son adecuados múltiples procesos constructivos, sin restricciones, pudiendo plantearse para la construcción cualquiera de entre los siguientes:

- Lanzamiento de vigas
- Montaje con grúa

- Empleo de cimbra convencional
- Tramos sucesivos con cimbra autoportante

En lo relativo a los materiales, será de aplicación para todas las estructuras la adopción preferente del hormigón como solución base. Únicamente para la ejecución de viaductos a base de secciones cajón sería de aplicación considerar la ejecución mediante tablero mixto de acero y hormigón, considerando facilidades constructivas al ejecutar diferentes tramos en taller, que posteriormente son colocados mediante grúas para conformar un vano de gran luz.

Sin embargo, la evolución del precio del acero en los últimos tiempos ha sufrido un importante ascenso, motivado por la escasez de oferta, y alta demanda. En consecuencia, esta alternativa estará penalizada por un mayor coste de las materias primas para la ejecución del tablero, a la vez que la falta de suministro obligará a realizar la planificación considerando el incremento del plazo de entrega para la adquisición del material.

Otro aspecto a considerar en la evaluación económica son los costes de mantenimiento diferidos en el tiempo. Para ello analizamos el ambiente en que se sitúa el proyecto, industrial y costero, ya que se necesitará la adopción de medidas para garantizar la durabilidad de la obra durante su vida útil (100 años).

Para estructuras de hormigón la clase de exposición ambiental indicada en el Código Estructural considerará fundamentalmente la corrosión por cloruros de origen marino (XS1) y la exposición a ciclos de humedad-sequedad (XC4). La durabilidad se garantiza mediante el establecimiento de recubrimientos, composición de la mezcla de hormigón y resistencia mínima, sin que se requieran medidas ordinarias de mantenimiento del tablero.

Sin embargo, para estructuras de acero la clase de exposición variará desde clase media C3 en interiores de cajones metálicos, hasta una clase muy alta C5 en áreas industriales con elevada humedad y áreas costeras con elevada salinidad. Esta característica motivará la necesidad de considerar una estrategia de durabilidad para garantizar la vida útil de la estructura adoptando criterios durante el diseño (formas estructurales adecuadas, detalles constructivos, medidas específicas frente a la corrosión, sistemas protectores con muy alta durabilidad) y el establecimiento de un plan de mantenimiento e inspección, con los costes adicionales durante la explotación de la infraestructura.

2.2 Análisis Tipología de Estructuras

En el presente apartado se presentan varias tipologías aplicables a las estructuras identificadas, tratando sus características estructurales más importantes en cuanto a dimensiones y elementos. Para cada uno de ellos se describe la tipología y se indican las principales ventajas y posibles inconvenientes.

2.2.1 Tableros a base de prefabricados de hormigón.

En el primer grupo se plantean los tableros sobre el río Ballonti **EST03 y EST04**. Son tableros de corta longitud (con o sin esviaje) en el tronco y ramales, con un ancho de plataforma que alberga varios carriles y arceles.

En cuanto a los apoyos se plantean inicialmente estribos cerrados tanto en el apoyo E1 como el E2, con muros en prolongación paralelos al trazado.

En los tableros con pila intermedia se plantea el empleo de pórtico sobre fustes, con dintel de hormigón armado sobre el que apoya el tablero.

El desarrollo de la longitud del trazado entre dos alineaciones de apoyo sucesivas conduce a vanos que están en el rango de entre 23 y 35m, aunque el fuerte esviaje que presentan algunos tableros impone importantes variaciones de longitud con pequeños incrementos de distancia entre estribos.

Considerando estas luces se presenta la ejecución de tableros isostáticos a base de vigas prefabricadas de hormigón y losa de compresión, valorándose para la propuesta:

- su simplicidad y rapidez de ejecución a priori mediante izado con grúa (estructuras prefabricadas)
- la sistematización en la prefabricación conduce a soluciones más económicas y ágiles en cuanto a plazos
- las luces están comprendidas dentro del rango frecuente de utilización



Figura 3: Tablero Vigas Prefabricadas de Hormigón

La esbeltez tipo a considerar para el planteamiento del tablero será [canto/Luz=1/17]

2.2.2 Cajones de Hormigón postesado o Mixtos

Se plantea en este apartado la tipología preferible para el proyecto de los ramales que cruzan sobreelevados la autopista A-8, como es el caso de la **EST01**, y también para la **EST06**, que cruza sobre la glorieta de Galindo.

Se corresponde con tableros con trazado en curva de ramales, de gran longitud, y ancho de plataforma para dar cabida a las barreras de seguridad, arceles y un carril.

En el caso de la **EST06** se consideran estribos cerrados en las alineaciones de apoyo E1 y E2. La longitud del trazado entre las alineaciones de apoyo extremas es del orden de 270m.

El tablero se divide en vanos ajustándose a los condicionantes que imponen los viales del nivel inferior. Se ha procurado establecer un vano típico de 40m de luz, con el establecimiento de varios puntos de apoyo en forma de pila. Aún con esta consideración se requiere un vano singular de 50m de longitud.

Considerando estas circunstancias se presenta como solución el tablero continuo, de hormigón postesado y sección cajón, que se caracteriza por:

- su versatilidad de ejecución a priori por permitir varios sistemas constructivos (cimbra, por tramos sucesivos, por empuje y por voladizos sucesivos)
- calidad estética (puentes muy expuestos visualmente)
- capacidad de cubrir un rango superior de las luces que pueden realizarse con los puentes de tramo recto
- las luces están comprendidas dentro del rango habitual para su ejecución por el procedimiento de vanos sucesivos con autocimbra



La esbeltez tipo a considerar para cajones de canto constante será [canto/Luz = 1/20]

El diseño con secciones de canto variable adoptará esbelteces: PILA-[canto/Luz = 1/20] Centro VANO/ESTRIBO-[canto/Luz = 1/40]

Figura 4: Tableros de Hormigón de Sección Cajón

Este grupo de estructuras también tiene una alternativa viable, adoptada para la **EST01**, aunque con un coste de construcción superior, mediante la ejecución de un tablero mixto hormigón-acero, sección en cajón único, con la misma distribución de luces. La esbeltez de una solución de canto constante será menor, con valores [canto/Luz = 1/24]

2.2.3 Losas aligeradas postesadas

En este grupo se plantean los tableros con curvatura pronunciada en ramales de longitud corta, estableciendo un ancho de forma que albergue al menos uno o dos carriles, arceles y barreras de seguridad.

Se trata de estructuras que generalmente presentan un único vano, con luces del orden de los 35m. Con la información actual se consideran los dos estribos E1 y E2 como estribos cerrados con muros en prolongación paralelos al trazado.

Se emplea esta tipología en la estructura **EST02**, que corresponde al puente ramal de entrada a la calzada oeste desde la Glorieta de Portugalete, en la estructura **EST05**, correspondiente al ramal Sestao Subfluvial y Subfluvial Portugalete y en la **EST07**, que corresponde al paso superior sobre el subfluvial.

Bajo este planteamiento se propone el diseño de losas de hormigón aligerada ejecutada in situ, caracterizadas por:

- su simplicidad de ejecución a priori mediante cimbrado
- la capacidad resistente que hace que tenga mayor esbeltez
- mayor adaptabilidad a la geometría de la traza
- están especialmente indicadas en aquellos casos en que la geometría del trazado en planta sea compleja (anchos variables, fuertes curvaturas)
- cuando la pequeña altura de la rasante obligue a la utilización de cantos reducidos
- las luces están comprendidas dentro del rango recomendado (10-45m)

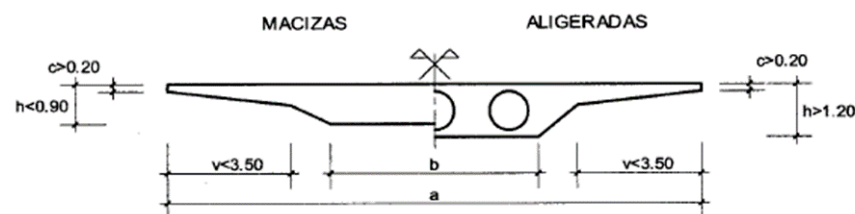


Figura 5: Tablero Losa de Hormigón Aligerada

La esbeltez tipo a considerar para el proyecto de las losas aligeradas postesadas será:

[canto/Luz = 1/30]

2.3 Descripción de las estructuras

2.3.1 EST01. Viaducto sobre autopista A-8.

Se plantea una estructura de 273,50 m de longitud cruzando sobre los viales de enlace de la autopista A-8, con una distribución de vanos ligeramente descompensada por los condicionantes que para la implantación de las pilas impone la distribución de los viales inferiores. Se adopta una distribución con siete vanos de luces 32.50 + 40.50 + 49.50 + 3 x 39 + 34 metros.

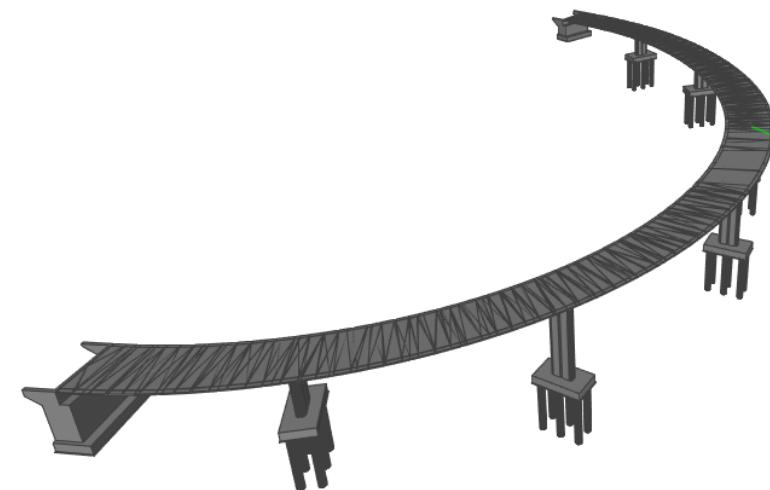


Figura 6: Modelo 3D estructura EST01

Se propone el proyecto de un tablero continuo, de estructura mixta con canto constante de 1.85 metros, salvo en las pilas P-2 y P-3, adyacentes al vano principal, donde se dispone un acartelamiento inferior de canto variable. Todos los soportes están constituidos por una sola pila cuya anchura permite alojar los dos apoyos del tablero en sentido transversal. En los pasos por pila se dispondrá una losa inferior de hormigón, contando con una sección resistente de doble acción mixta.

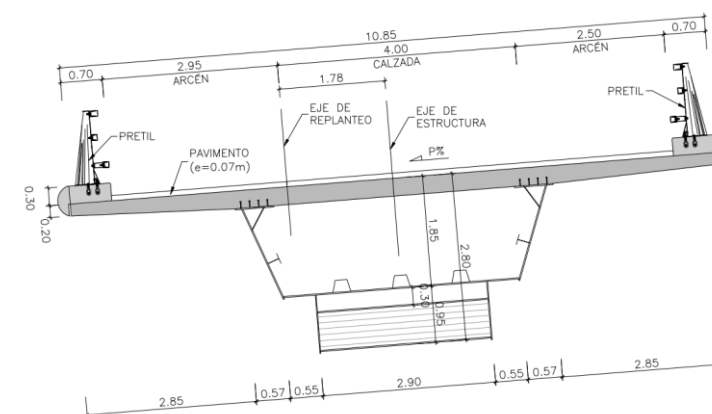


Figura 7: Sección transversal EST01

Anejo 07 Estructuras

La plataforma albergará las barreras de seguridad, arcén exterior de 2.50m, calzada de 4.00m y arcén interior de 2.95m, por lo que se proyecta un ancho constante para la sección de 10.85 m.

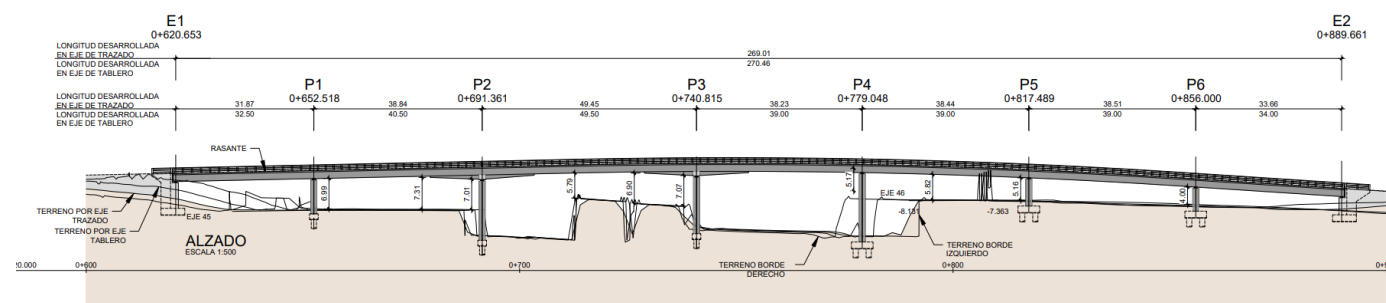


Figura 8: Alzado EST01

Las pilas son de hormigón, con una dimensión transversal de 4.00x1.40m. En las caras laterales presenta unos acuerdos circulares con un rehundido central conformado mediante un UPN-200. En las caras frontales presenta, también, otro rehundido que se abre en la zona superior para recoger los apoyos del tablero. Tanto en las pilas como en el tablero de la EST01 se ha adoptado una geometría que mantiene una relación formal con las estructuras adyacentes, para mejorar la integración de la misma.

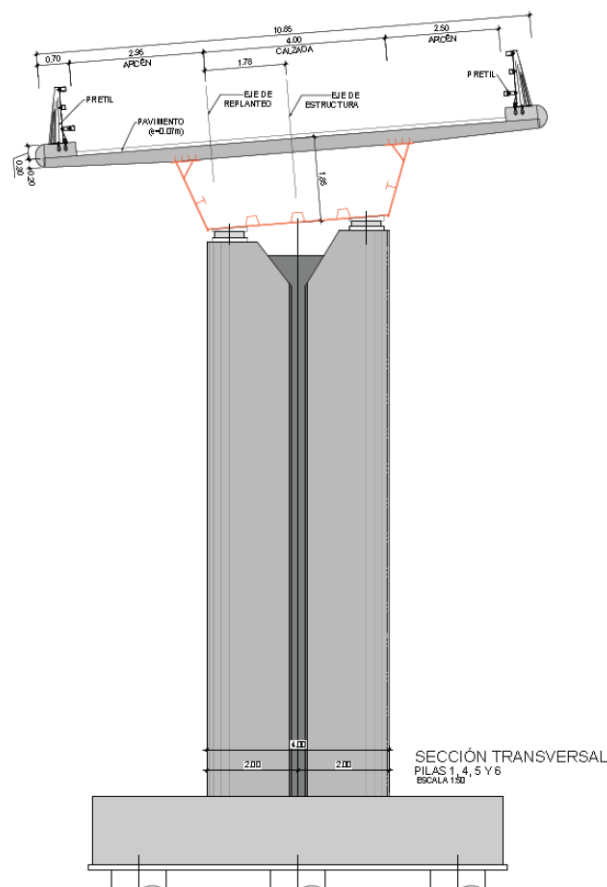


Figura 9: Alzado por pila tipo EST01

2.3.2 EST02. Puente ramal ENTRADA a calzada oeste desde Gta. Portugaleta

El ramal de acceso al eje oeste de la subfluvial desde la glorieta de Portugaleta cruzará sobre el río Ballonti con un puente de planta curva, para el que se propone una estructura de tres vanos de 18, 25 y 18 metros. Con una longitud total de 61.00 m.

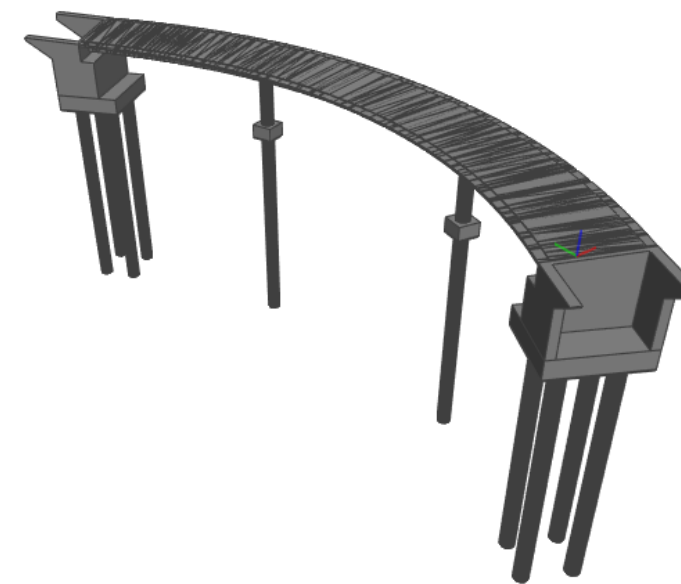


Figura 10: Modelo 3D estructura EST02

El puente se resuelve mediante un tablero continuo tipo losa postesada con doble aligeramiento cilíndrico interior y un canto de 1.40m. Cada apoyo intermedio se define mediante una pila de sección circular, que ofrece buen comportamiento hidrodinámico.

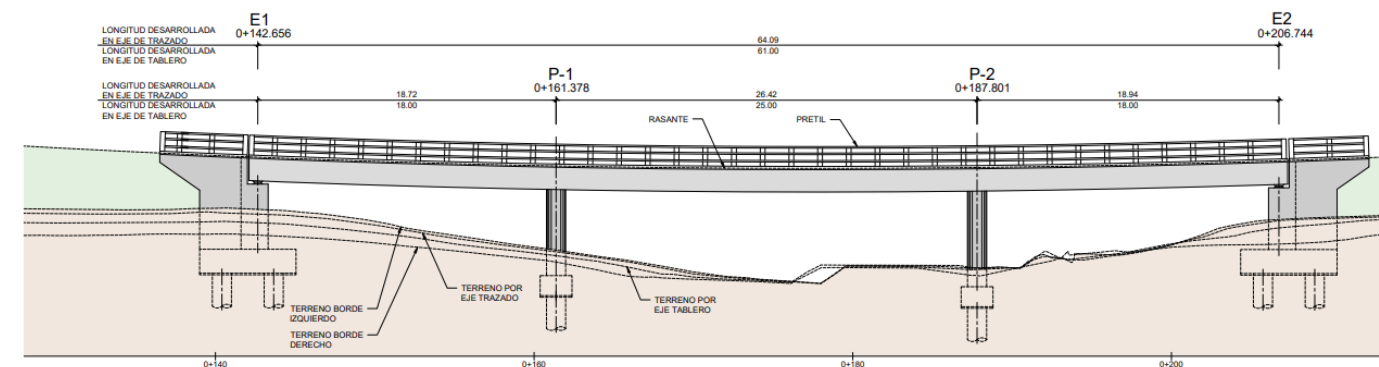


Figura 11: Alzado EST02

El tablero será de ancho constante 7.60 metros, albergando las barreras de contención en los extremos del tablero, un arcén exterior de 0.60m, un carril de 4.10 metros de ancho y un arcén interior de 1.50 m de ancho, correspondiente al valor máximo de sobrecanto de la estructura.

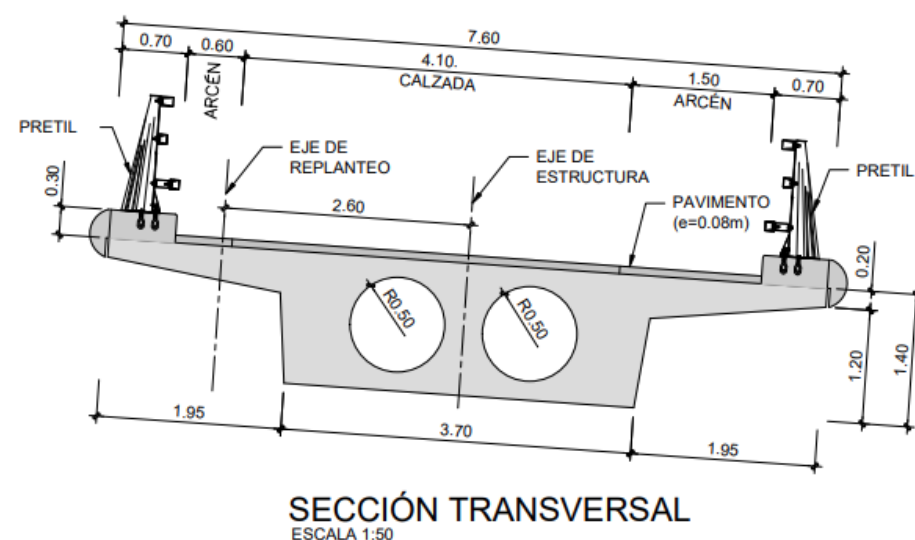


Figura 12: Sección transversal EST02

2.3.3 EST03. Puente sobre río Ballonti. PK 0+330 Eje este

El eje este de la Conexión subfluvial cruza sobre el río Ballonti en el PK 0+330 mediante una estructura de 50 metros de longitud. Se proyecta un puente con una distribución de vanos de 12.00+26.00+12.00 metros, adoptando los requerimientos mínimos indicados en el PHN.

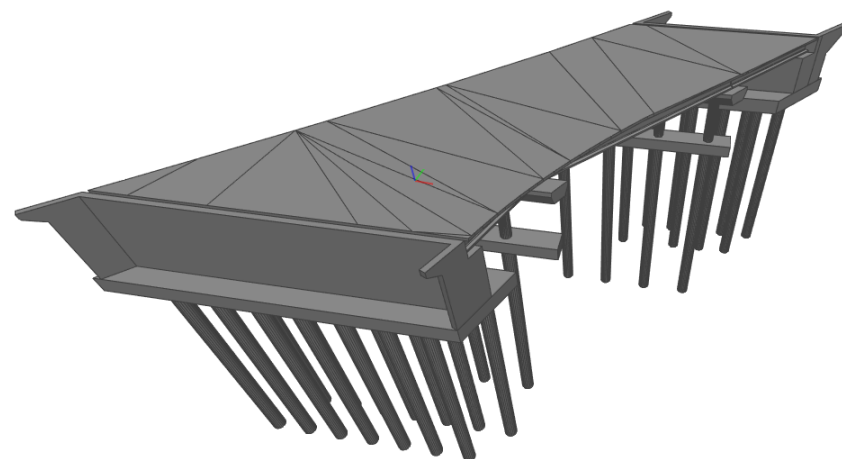


Figura 13: Modelo 3D estructura EST03

Este rango de luces permite plantear una solución para el tablero a base de vigas prefabricadas y losa de compresión, que tendría un canto estimado de 1.50m. Los apoyos intermedios se llevan a cabo mediante pórticos transversales constituidos por pilas de fustes independientes circulares y viga superior en dintel.

En las alineaciones de apoyo extremas se disponen estribos cerrados con cimentación profunda mediante pilotes.

Todas las alineaciones de apoyo presentan esviaje respecto del eje de trazado, siguiendo la alineación principal del río.

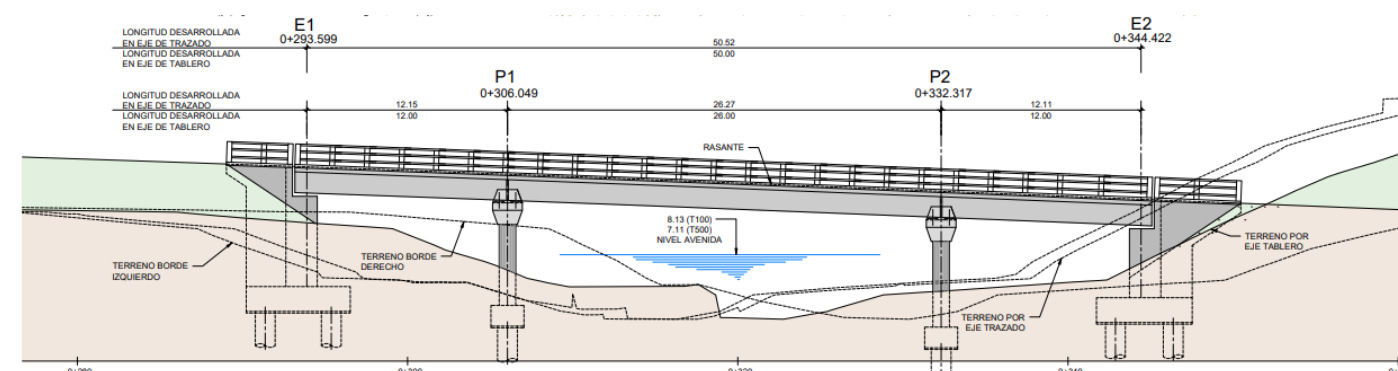


Figura 14: Alzado EST03

La plataforma debe ser capaz de albergar las barreras de seguridad, arcén exterior de 2.50m, tres carriles de 3.5 metros y arcén interior de 1.0m, por lo que se proyecta un ancho mínimo para la sección de 15.40m y máximo de 20.07m.

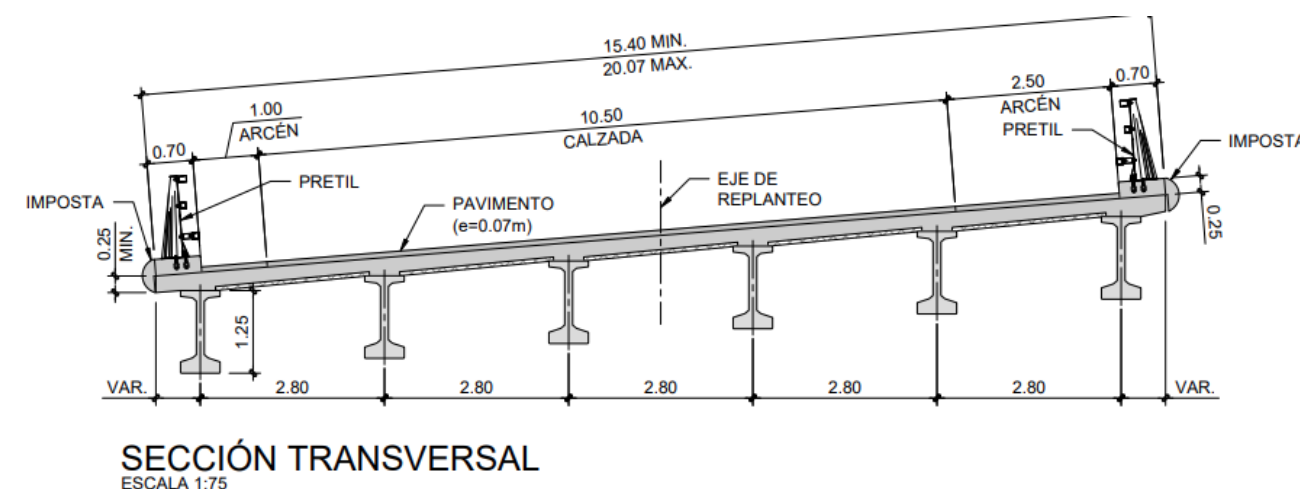


Figura 15: Sección Transversal EST03

2.3.4 EST04 Puente sobre río Ballonti. PK 3+395 Eje oeste

La calzada oeste cruzará sobre el río Ballonti en el PK 3+395 mediante una estructura de 50 metros de longitud con una distribución de vanos de 12.00+26.00+12.00 metros respetando los requerimientos mínimos dispuestos en el PHN.

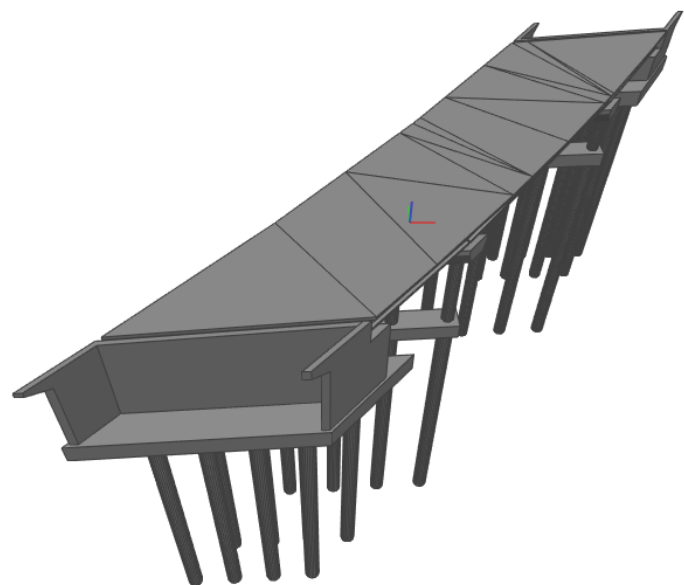


Figura 16: Modelo 3D estructura EST04

Se plantea el proyecto de un tablero de 1.50 metros de canto formado por vigas prefabricadas y losa de compresión. Los apoyos intermedios se llevan a cabo mediante pórticos transversales constituidos por pilas de fustes independientes circulares y viga superior en dintel. En las alineaciones de apoyo extremas se disponen estribos cerrados con cimentación profunda mediante pilotes.

Todas las alineaciones de apoyo presentan esviaje respecto del eje de trazado, siguiendo la alineación principal del río.

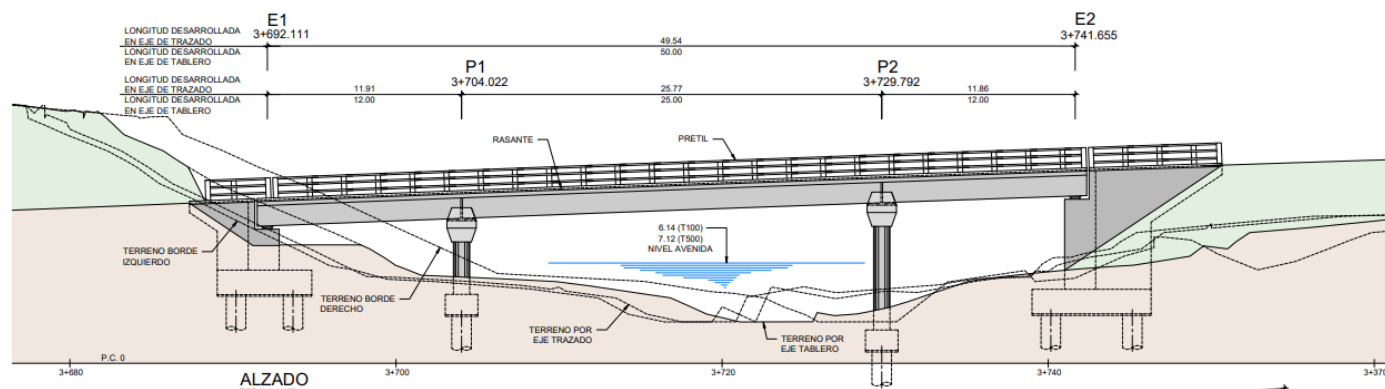


Figura 17: Alzado EST04

La plataforma debe ser capaz de albergar las barreras de seguridad, arcén exterior de 2.50m, dos carriles de 3.5 metros y arcén interior de 1.0m, por lo que se propone un ancho superior para la sección de 11.90m.

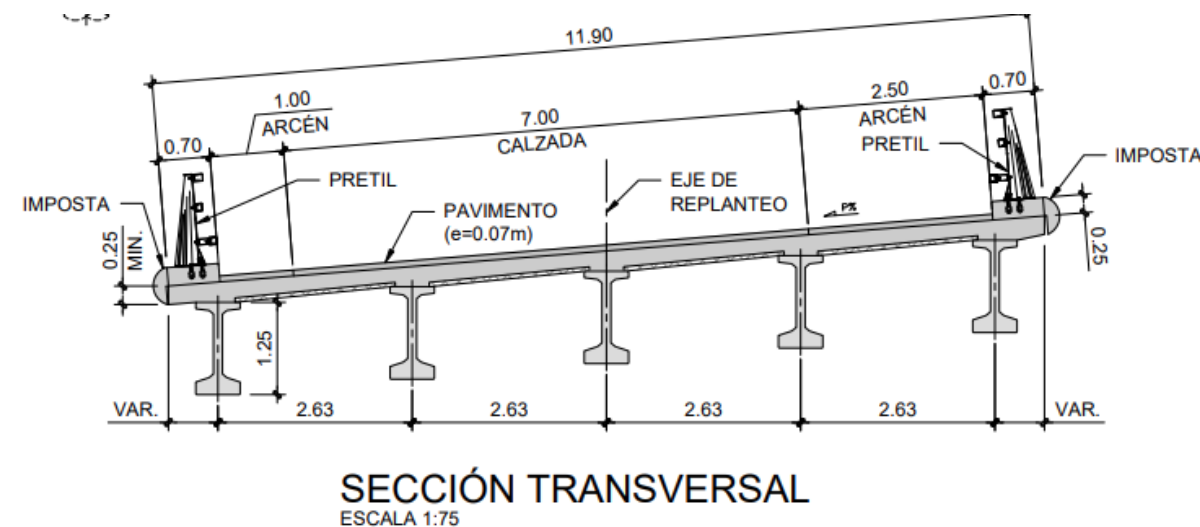


Figura 18: Sección transversal estructura EST04

2.3.5 EST05. Puente ramales Sestao-Subfluvial y Subfluvial-Portugalete

El ramal de entrada al eje este desde la glorieta de Galindo precisa el diseño de un puente para cruzar sobre el río Ballonti.

El ramal de entrada al eje este de la subfluvial desde la glorieta de Portugalete cruza sobre el río Ballonti. precisando de un puente para cruzar el cauce. El reducido radio del trazado curvo imposibilita la ejecución mediante vigas prefabricadas de planta recta.

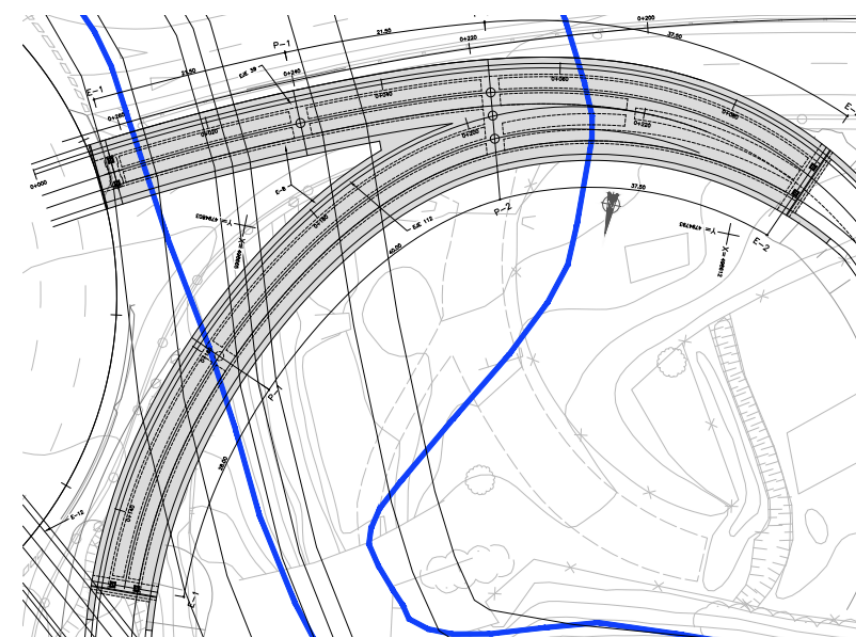


Figura 19: Planta EST05

Se adopta para esta estructura una tipología de tablero in situ que permite una mejor adaptación a la planta de trazado, adoptándose un tablero losa postesada, de 1.80m de canto, con aligeramientos circulares de 1.25m. Los apoyos intermedios se llevan a cabo mediante pilas de fuste único circular, salvo en la zona de bifurcación, donde se dispone un pórtico transversal constituido por pilas de fustes independientes circulares y viga superior en dintel.

Anejo 07 Estructuras

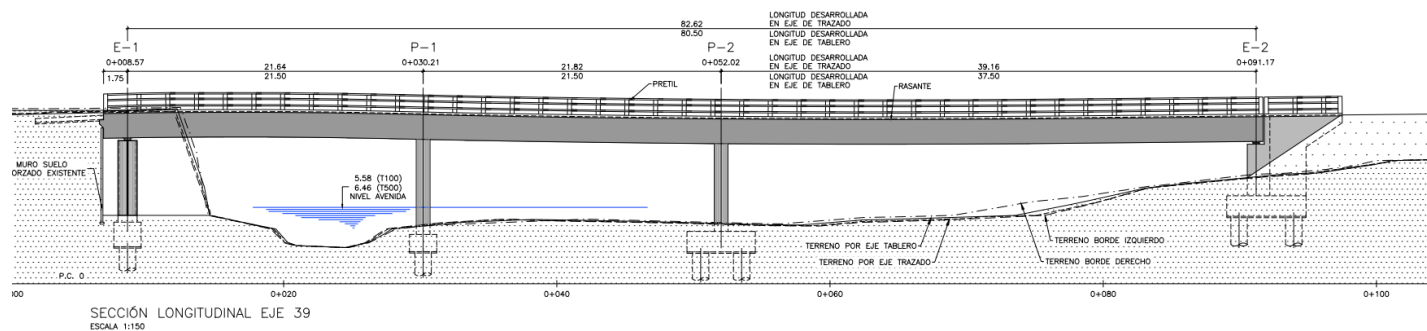


Figura 20: Sección longitudinal Eje 39

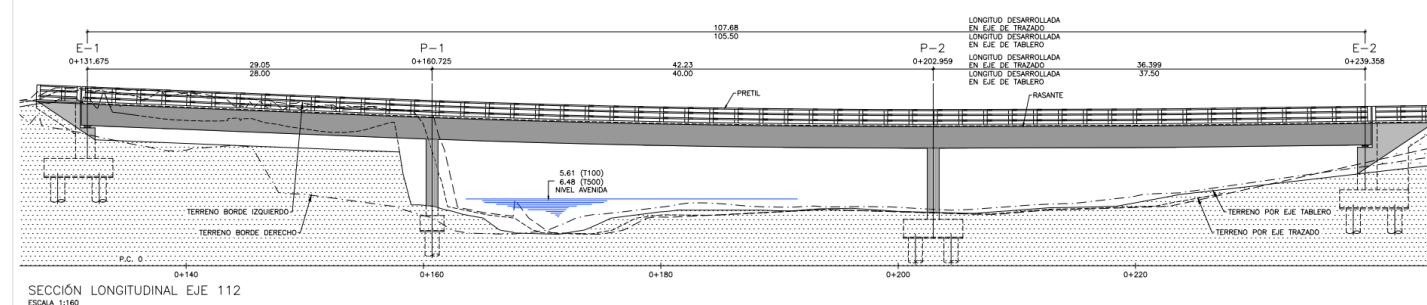


Figura 21: Sección longitudinal Eje 112

Por tanto, se conforma una estructura tipo “pantalón”, el ramal del Eje 39 cuenta con tres vanos $2 \times 21.50\text{m} + 37.50\text{m}$, y el del Eje 112 está formado por tres vanos de $21.5\text{m} + 40\text{m} + 37.5\text{m}$ que materializa la intersección con el ramal de entrada desde la glorieta de Galindo.

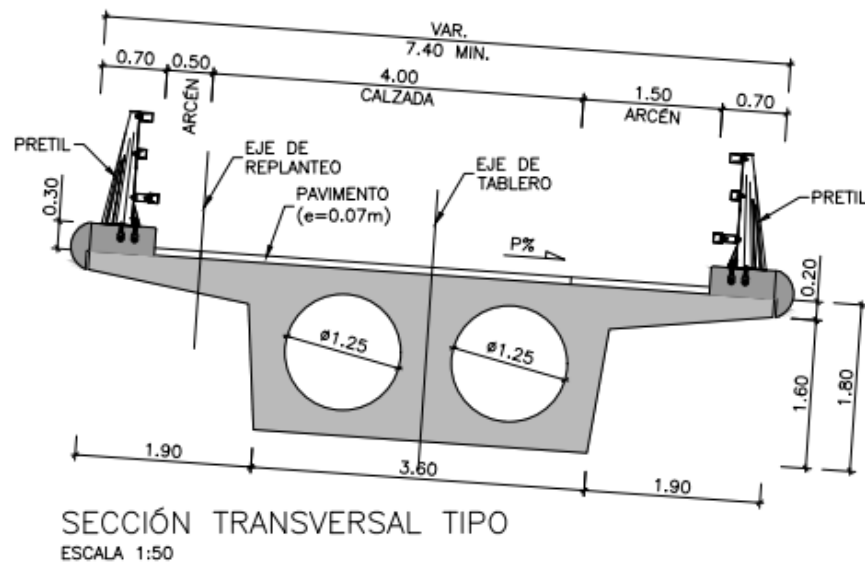


Figura 22: Sección transversal EST05 por ramal

El ancho de la losa será variable debido a la intersección con el ramal de entrada desde la glorieta de Portugalete, debiendo albergar un arcén exterior de 1.50m, un carril de 4.00 metros de ancho mínimo y un arcén interior de ancho 0.50m, además de los sistemas de contención en los extremos del tablero.

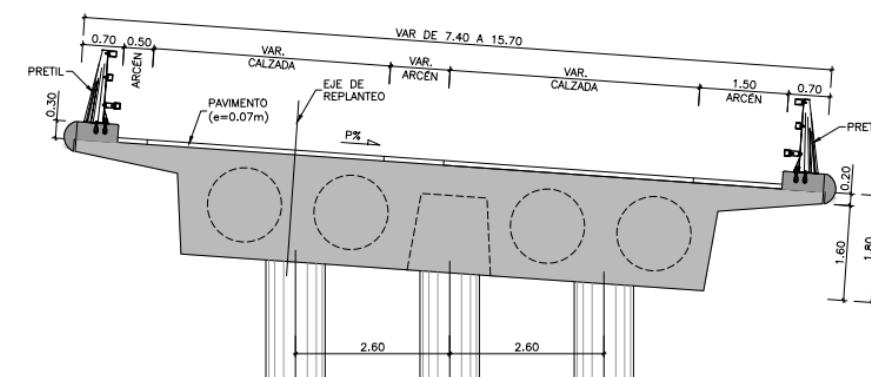


Figura 23: Sección transversal EST05 por zona ancho variable

2.3.6 EST06 Viaducto sobre la glorieta de Galindo

Se proyecta un viaducto sobre la glorieta de Galindo, ramal directo de conexión con Galindo desde la calzada oeste de la vía subfluvial, evitando así los cruces a nivel con los diferentes viales.

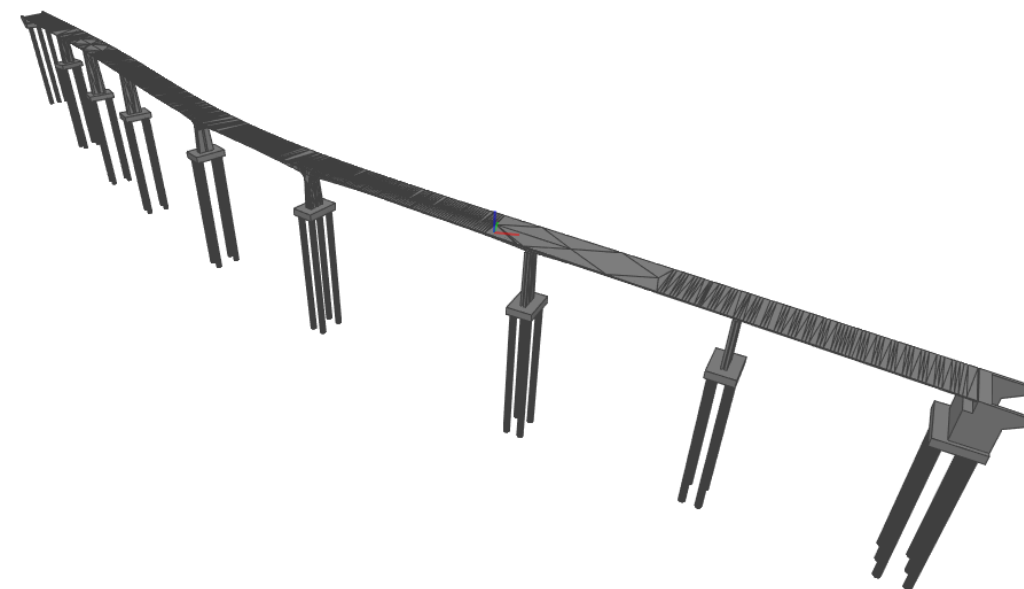


Figura 24: Modelo 3D estructura EST06

Para ello se plantea el diseño de una estructura de 312.98 m de longitud, cruzando sobre la citada glorieta con una distribución de vanos condicionada por las numerosas restricciones para la implantación de las pilas. Se adopta una distribución con nueve vanos de luces $34.60 + 33.38 + 36.00 + 50.00 + 41.00 + 50.00 + 36.00 + 32.00$ metros.

Las alineaciones de los apoyos por el estribo E1 y la pila P1 presentan esviaje respecto del eje de trazado 113, siguiendo la alineación de los viales inferiores que dan acceso al Subfluvial.

Anejo 07 Estructuras

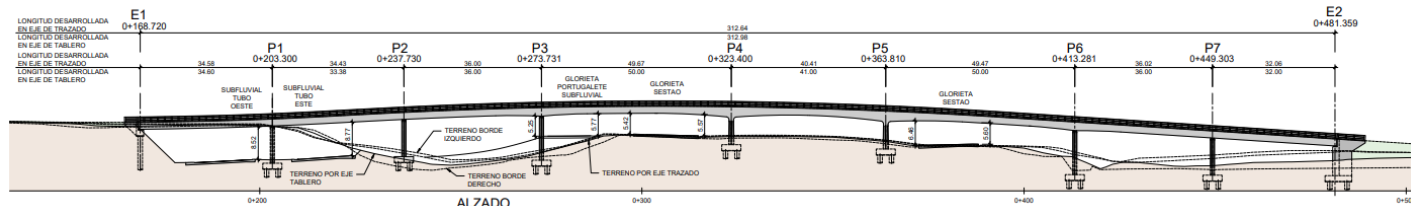


Figura 25: Alzado EST06

Se propone el proyecto de un tablero continuo tipo losa postesada con aligeramiento interior y un canto tipo de 1.80m. En las pilas centrales P3, P4, P5 y P6, correspondientes a los vanos de mayor luz, se propone una variación de canto parabólica, alcanzando un canto máximo sobre pila de 2.20m para las pilas P3 y P6 y de 2.75m para las P4 y P5. Todos los soportes se realizarán mediante aparatos de apoyo sobre pila de fuste único, salvo en las pilas P4 y P5, donde se dispone una solución tipo pórtico con pilas integrales empotradas con el tablero para salvar la descompensación que presenta el quinto vano respecto de los adyacentes. Se logra de esta forma resolver el problema resistente provocado por la descompensación de vanos y lograr una solución formal que genere un hito estético de referencia en el paso de la estructura sobre la glorieta, quedando una distribución de vanos ordenada e integrada lo mejor posible con el entorno.

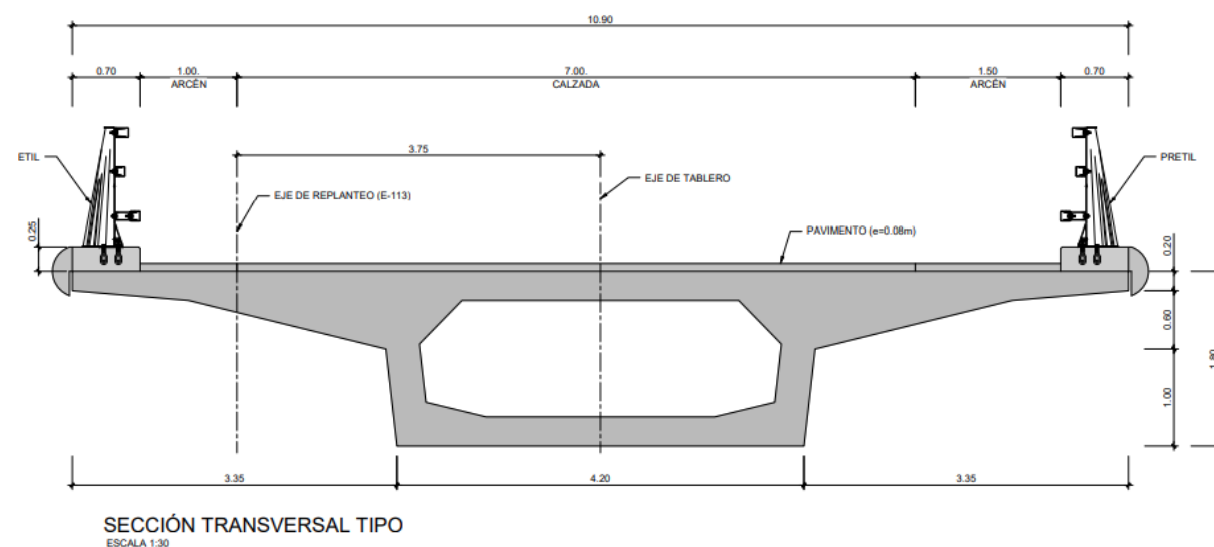


Figura 26: Sección Transversal tipo EST06

2.3.7 EST07 Paso superior sobre Subfluvial: Puente glorieta Portugaleta → Sestao

El enlace entre las glorietas de Portugaleta y Galindo requiere el diseño de un paso superior en el PK 0+400 del eje derecho de la Conexión Subfluvial. Se trata de un puente de 65.50 metros de longitud, con dos vanos de 34m + 31.50m de luz, y una alineación única de pilas. La estructura está formada por dos tableros paralelos, uno por sentido, compartiendo estribos.

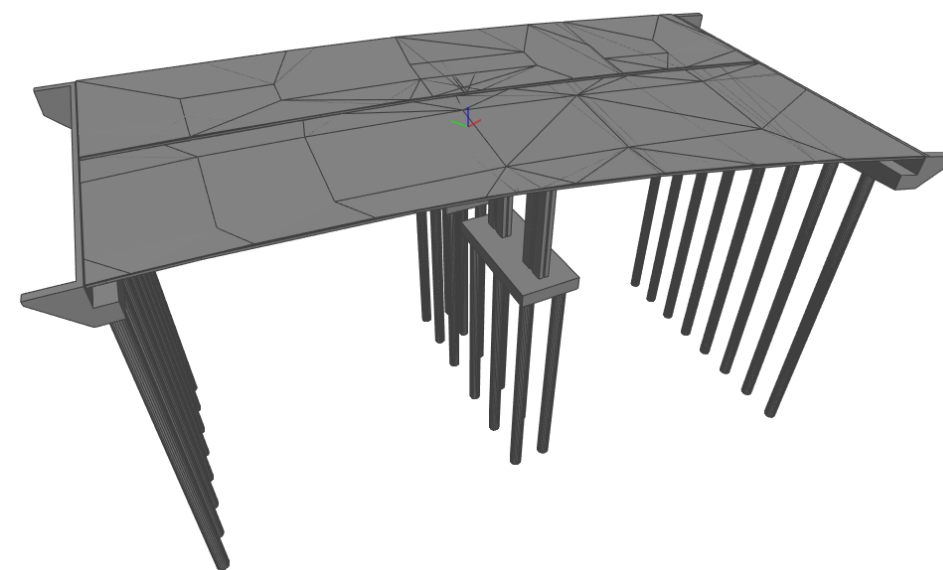


Figura 27: Modelo 3D estructura EST07

El tablero presenta un canto constante de 1.70 metros, y se resolverá mediante tipología de losa postesada aligerada.

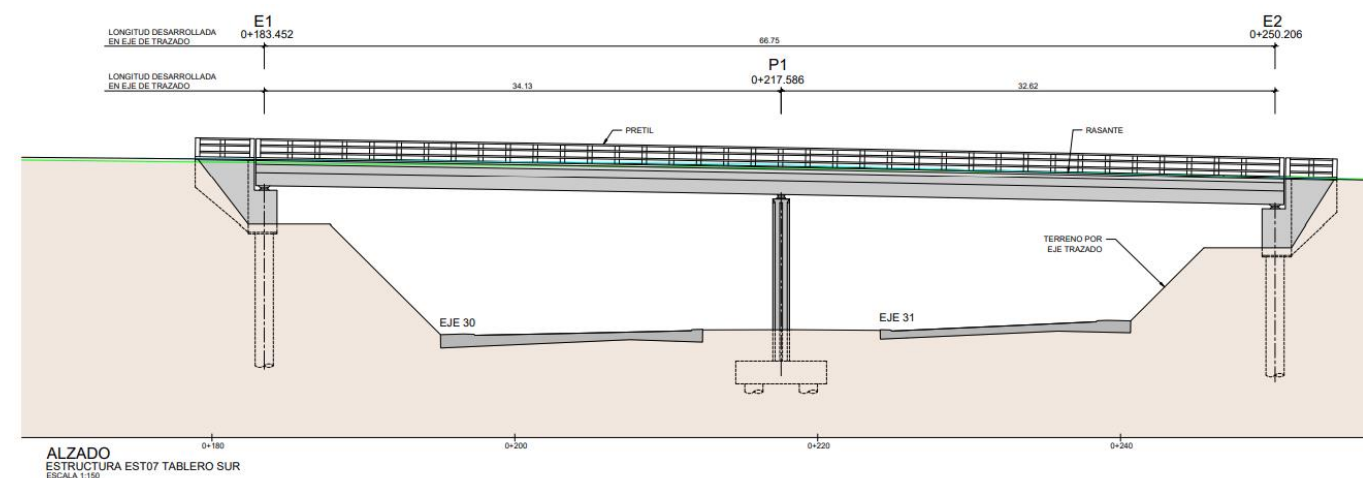


Figura 28: Alzado EST07

La plataforma sur tendrá un ancho variable capaz de albergar arcenes de 1.5m interior y 2.00m exterior, un ramal de salida hacia la calzada este con una anchura de 4m, dos carriles de 3.5m y los sistemas de contención en los extremos del tablero. Por lo que se cuenta con una sección transversal de anchura mínima de 16.35m y una sección máxima de 18.92m.

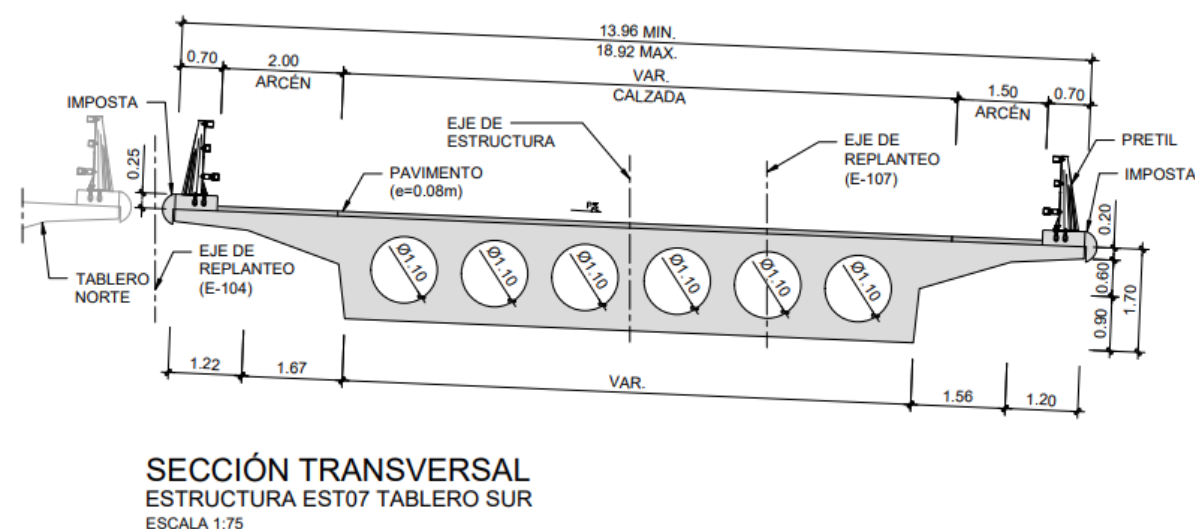


Figura 29: Sección transversal estructura EST07. Tablero sur

La plataforma del tablero norte también es ligeramente variable, con un mínimo de 13.53m y un máximo de 13.70m, albergando un arcén exterior de 2m y uno interior de 1.00m, una calzada de tres carriles de 3.5m y las barreras de seguridad en los extremos del tablero.

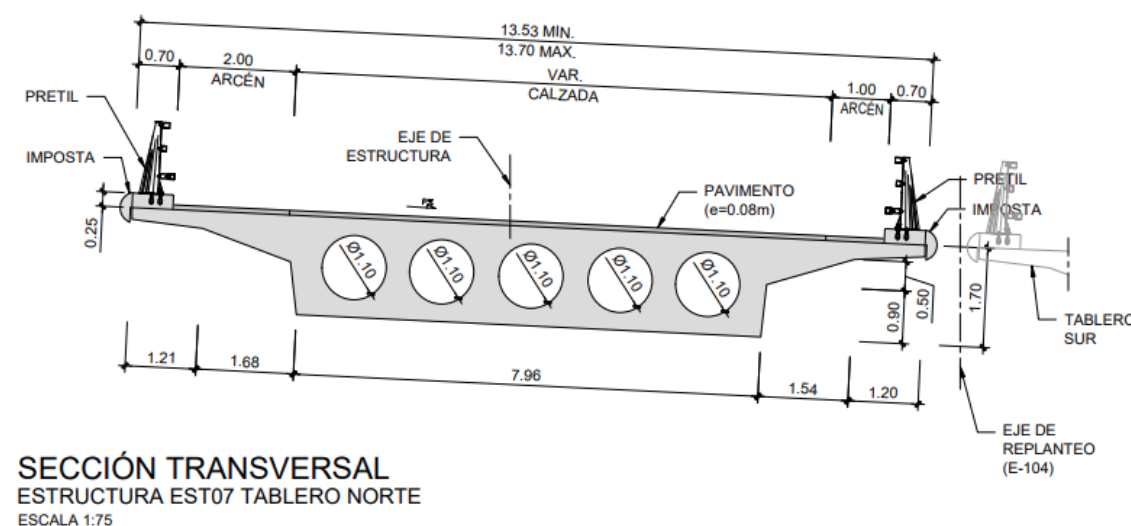


Figura 30: Sección transversal estructura EST07. Tablero norte

En las estructuras EST06 y EST07 se mantiene la misma tipología y geometría exterior de sección, ya que ambas se encuentran muy próximas y conforman la entrada al subfluvial. Se procura, también, diseñar una solución formal semejante en las pilas, para que el conjunto quede integrado, para ello en la EST07 se disponen dos parejas de fustes, con una anchura de 3.00m en el tablero norte y de 3.50m en el sur.

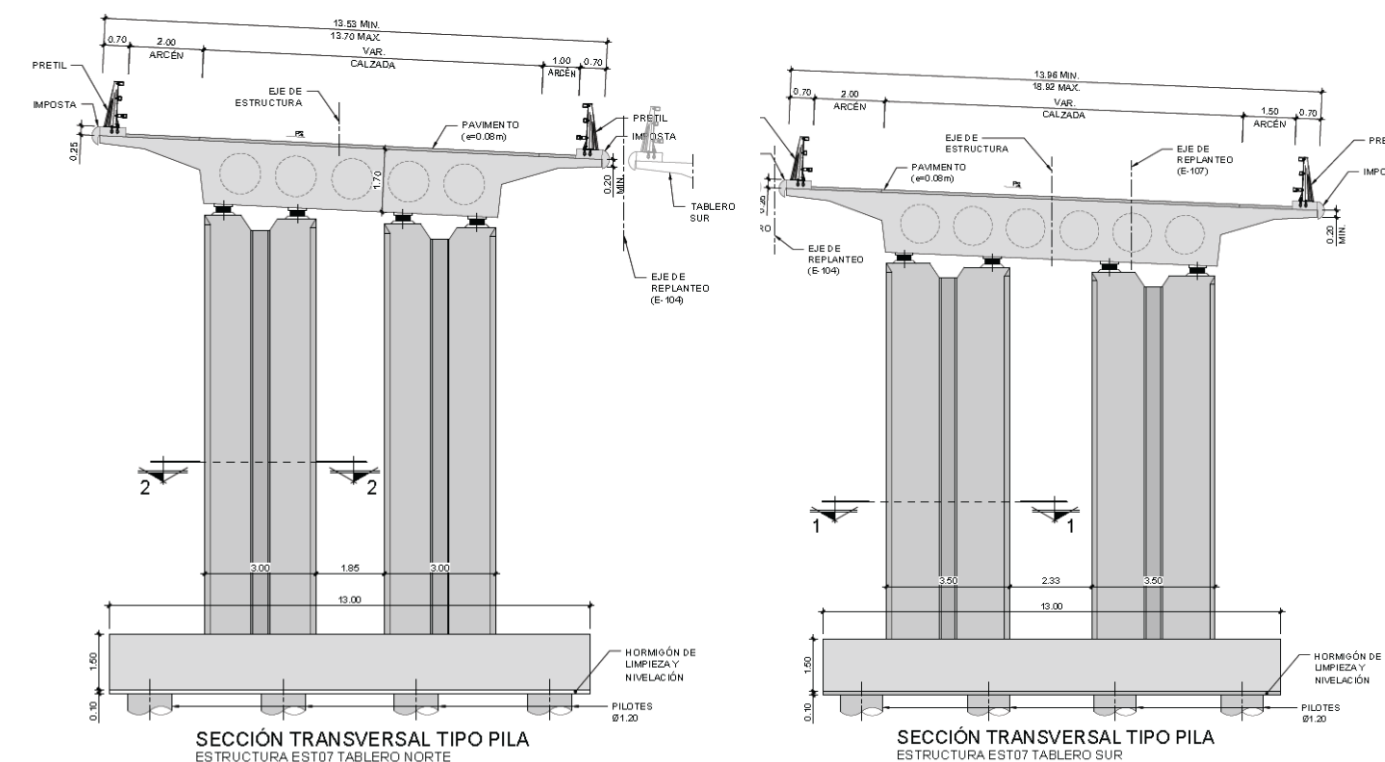


Figura 31: Sección transversal por pila EST07.

2.3.8 EST08 A-8 hacia subfluvial. Lado Bilbao

El acceso sur a la Conexión Subfluvial desde la autopista provoca el cruce muy esviado entre los ramales procedentes de la AP-8 y A-8.

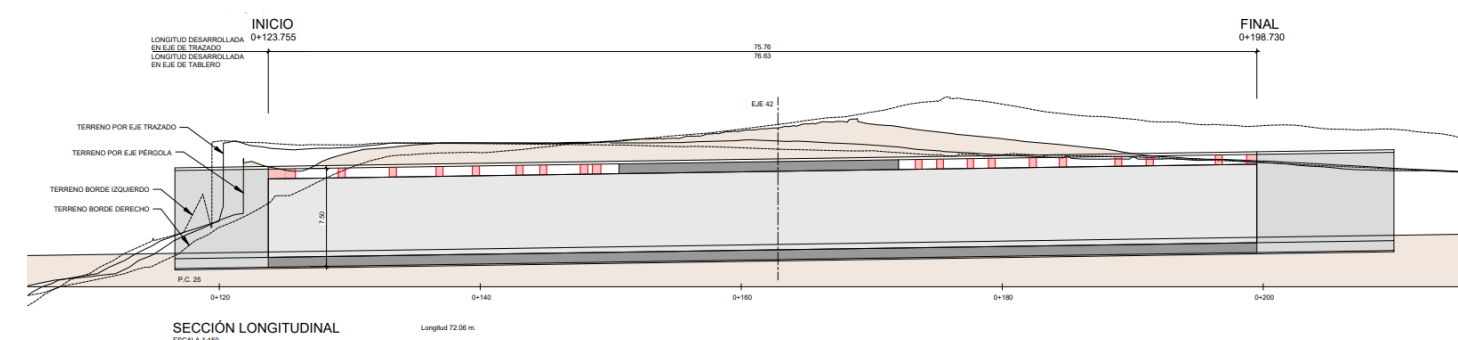


Figura 32: Alzado EST08

Se propone un cruce en desnivel entre ambos trazados, con la formación de una estructura en pérgola en la que el ramal desde la AP-8 cruza sobre el acceso directo desde la A-8.

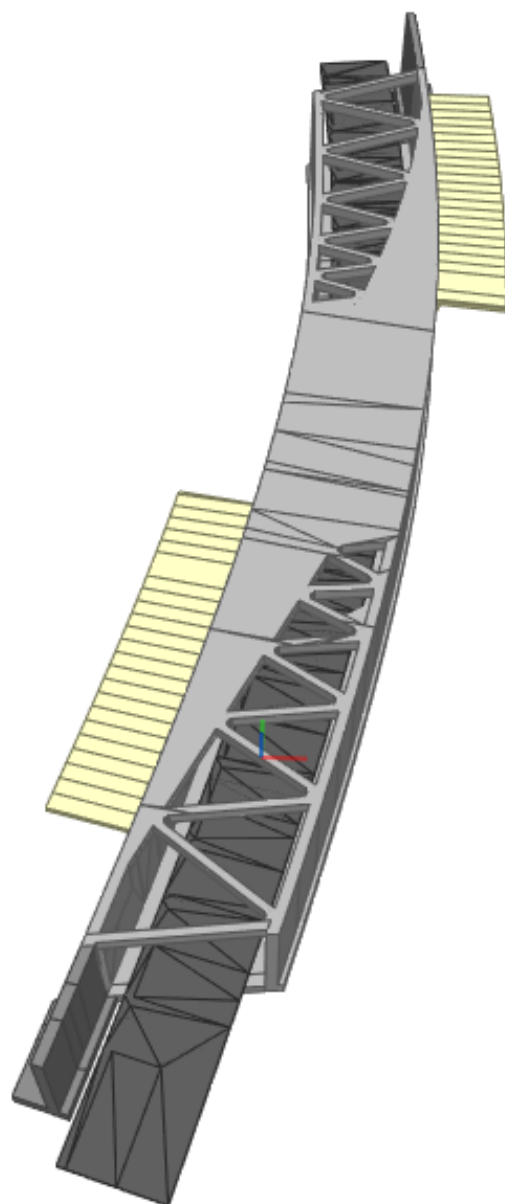


Figura 33: Modelo 3D estructura EST08

Se obtiene una estructura de una longitud aproximada de 76.63 metros, para la que se propone un diseño en marco de hormigón con hastiales de 0.65 metros de canto. Las losas superior e inferior presentan un canto de 0.75 metros; la losa de cubierta se abre en los extremos, quedando sustituida por un plano horizontal de puntales metálicos formando una celosía tipo Warren de ancho variable entre hastiales. Con este diseño se mejora la iluminación y ventilación del paso, buscando a la vez una solución estéticamente atractiva.

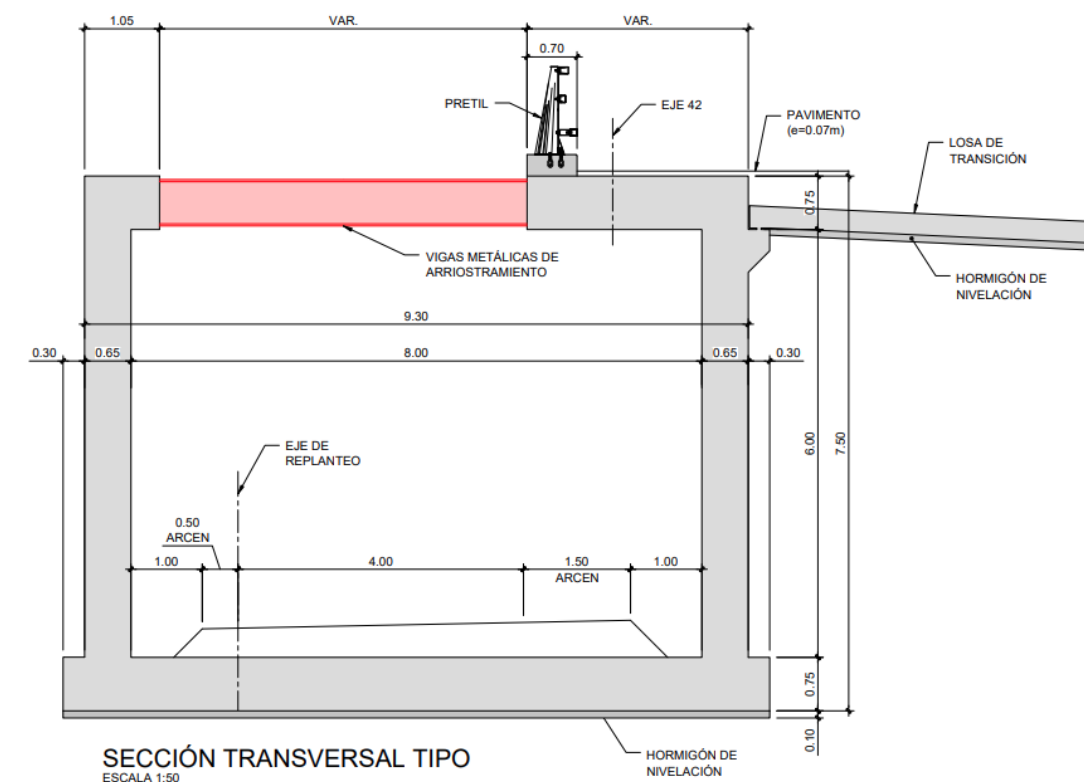


Figura 34: Sección transversal estructura EST08

La sección transversal tendrá un ancho de 8.00 metros, albergando una plataforma formada por arcén exterior de 1.50m, carril de 4.00m y arcén interior de 0.50 metros, además de bermas de 1.00 metro a cada lado de la calzada, siendo los propios hastiales el sistema de retención de vehículos.

2.4 Bases de Cálculo

El dimensionamiento de las estructuras se ha realizara según los principios de mecánica racional, con su adaptación al diseño estructural, establecida por la práctica ingenieril. Se tendrán en cuenta las normas de obligado cumplimiento en el territorio español, así como las recomendaciones y la normativa internacional de aplicación, cuando proceda. De acuerdo con ellas, el cálculo se realiza siguiendo el principio de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en conjunto, o cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la sollicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

$$S_d \leq R_d$$

Donde S_d representa la sollicitación de cálculo aplicable en cada caso, y R_d la respuesta última de la sección o elemento.

Para la aplicación de este criterio de seguridad, se consideran tanto situaciones de servicio, como de agotamiento, esto es, Estados Límites de Servicio (ELS) y de Agotamiento (ELU), de acuerdo con las definiciones dadas para los mismos en las normativas de referencia.

En principio, los Estados Límites Últimos están asociados a la Rotura de las secciones o elementos. Para ello, se evalúan las sollicitaciones mediante la mayoración de los valores representativos de las acciones (en general característicos) utilizando los oportunos coeficientes parciales que luego se detallan. Las resistencias de las secciones o elementos se estiman mediante las características geométricas, y las resistencias minoradas de los materiales.

Por el contrario, los Estados Límites de Servicio están asociados a la pérdida de funcionalidad de la estructura. Las sollicitaciones se evalúan mediante sus valores representativos, en general sin mayorar, afectados de los oportunos coeficientes de combinación, para tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de varias acciones. Las resistencias se estiman a partir de los valores nominales de las dimensiones y resistencias de los elementos o secciones de la estructura, sin minorar.

2.4.1 Instrucciones y normas de aplicación

Para la elaboración del proyecto se emplean 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.

2.4.1.1 Normas de acciones

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

2.4.1.2 Normas de construcción

- Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. “Código Estructural” (Real Decreto 470/2021 de 29 de junio de 2021)
- Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos. UNE-EN 1337-3 de noviembre 2005
- Ministerio de Fomento. “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera”.
- Ministerio de Fomento. “Guía de cimentaciones en obras de carretera”.
- UNE-EN 1337. Apoyos estructurales.
- Ministerio de Fomento. Secretaria Técnica. EAE-12. Instrucción de Acero Estructural.
- RPX-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras
- Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos. UNE-EN 1337-3 de noviembre 2005

2.4.2 Cargas aplicadas

2.4.2.1 Cargas permanentes

2.4.2.1.1 Acciones permanentes de valor constante (G)

Peso propio

El correspondiente a considerar una densidad de los siguientes materiales:

- Peso específico del hormigón armado: $\gamma_h = 25,0 \text{ KN/m}^3$
- Peso específico del hormigón pretensado: $\gamma_h = 26,0 \text{ KN/m}^3$
- Peso específico del acero estructural: $\gamma_h = 78,5 \text{ KN/m}^3$

Cargas muertas

Los tipos de carga a considerar serán los siguientes:

- Peso del pavimento:
 - $\gamma_p = 24.0 \text{ KN/m}^3$ $e_{\min} = 7 \text{ cm}$ $q = 1.68 \text{ KN/m}^2$
 - $\gamma_p = 24.0 \text{ KN/m}^3$ $e_{\max} = 10.5 \text{ cm}$ $q = 2.52 \text{ KN/m}^2$
- Peso de barrera: $p = 10.0 \text{ KN/ml}$

2.4.2.1.2 Acciones permanentes de valor no constante (G*)

Pretensado y esfuerzos hiperestáticos del pretensado

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

Las acciones del pretensado se consideran y tratan de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.10 del anejo 19 del Código Estructural, 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.

Acciones diferidas derivadas de retracción y fluencia

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

La deformación de retracción 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.

El valor de estas deformaciones se calculará conforme a lo establecido en el código estructural, artículo 3.1.4

Empujes del terreno

En este apartado se consideran las acciones originadas por el terreno natural o de relleno, sobre los elementos de la estructura en contacto con él.

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 de acciones variables, sobrecargada de uso.

El valor de esta acción se obtendrá a partir de las características del terreno.

Terreno	γ_d (kN/m ³)	c (kN/m ²)	Ang. Rozam.
Rellenos	20,0	0,0	30°

Tabla 1: Parámetros de suelos

Asientos del terreno de cimentación

Se atenderá a lo indicado en el informe geotécnico en lo relativo a los asientos del terreno sobre el que se establezcan las cimentaciones de pilas y estribos.

2.4.2.2 Acciones variables

2.4.2.2.1 Sobrecarga de uso

1) División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

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

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	$w - 3n_i$

Tabla 2: Definición de carriles virtuales

2) Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Está compuesto por la acción simultánea de:

- Un único vehículo pesado constituido por dos ejes en cada uno de los carriles virtuales, con una carga por eje de 300 kN para el carril virtual 1, 200 kN para el carril virtual 2 y 100KN para el carril virtual 3.
- Una sobrecarga uniforme de 9 kN/m2 en el carril virtual 1 y 2,5 kN/m2 en los carriles virtuales 2 y 3, extendida en toda la superficie a nivel de la calzada o a parte de ella, según sea más desfavorable.

3) Frenado y arranque

Tal y como se recoge en el apartado 4.1.3.1 de la instrucción IAP-11, la fuerza de frenado y arranque, para el tablero considerará una fracción del valor de la carga característica vertical del primer carril virtual:

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

Este valor estará entre el mínimo de 180 kN y el máximo de 900 kN.

4) Fuerza centrífuga

Tal y como se recoge en el apartado 4.1.3.2 de la instrucción IAP-11, la fuerza centrífuga se calculará en función del radio del eje del tablero en planta:

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

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

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

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_{lk} , que actúa simultáneamente con ella.

2.4.2.2.2 Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura

A efectos del cálculo del empuje del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él se considera actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de 10 kN/m2.

2.4.2.2.3 Sobrecargas debidas al agua

Para el cálculo de los elementos sumergidos situados bajo el nivel freático se adoptará la carga correspondiente a la altura de agua situada entre el nivel freático y el elemento en estudio.

La acción hidrostática se valorará a partir de un peso específico igual a 10 kN/m³, considerando la salinidad del agua.

2.4.2.2.4 Viento

Se obtiene a continuación la carga de viento de acuerdo con la metodología de cálculo de la Instrucción IAP que se recoge en el apartado 4.2.

La velocidad básica fundamental del viento (m/s) resulta de 29m/s a partir de la Figura 4.2-a de IAP-11



FIGURA 4.2-a MAPA DE ISOTACAS PARA LA OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA FUNDAMENTAL DEL VIENTO $v_{b,0}$

Figura 35: Mapa de Isotáticas para la obtención de la $V_{b,0}$

La velocidad media del viento se obtendrá a partir de la siguiente formulación:

$$v_m(z) = c_r(z) c_o v_b(T)$$

Se considerará un tipo de entorno II correspondiente a zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados (árboles, construcciones pequeñas, etc.) con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.

Se considerará un factor de topografía de valor 1,0.

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

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

La altura equivalente expuesta al viento será la obtenida al añadir al canto del tablero la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco al viento o, en el caso de considerar la presencia de la sobrecarga, la altura de ésta siempre que no exista ningún elemento funcional más alto que pueda estar situado delante de ella.

2.4.2.3 Acciones accidentales

2.4.2.3.1 Impacto de vehículos sobre barreras

Se dispondrá un sistema de contención y anclaje del mismo a la estructura, homologado para este tipo de sollicitación.

2.4.2.3.2 Acciones sísmicas

De acuerdo con la normativa de sismicidad, la aceleración básica de la zona de emplazamiento de las diferentes estructuras es inferior a 0.04g por lo cual no es preciso considerar las acciones accidentales de sismo.

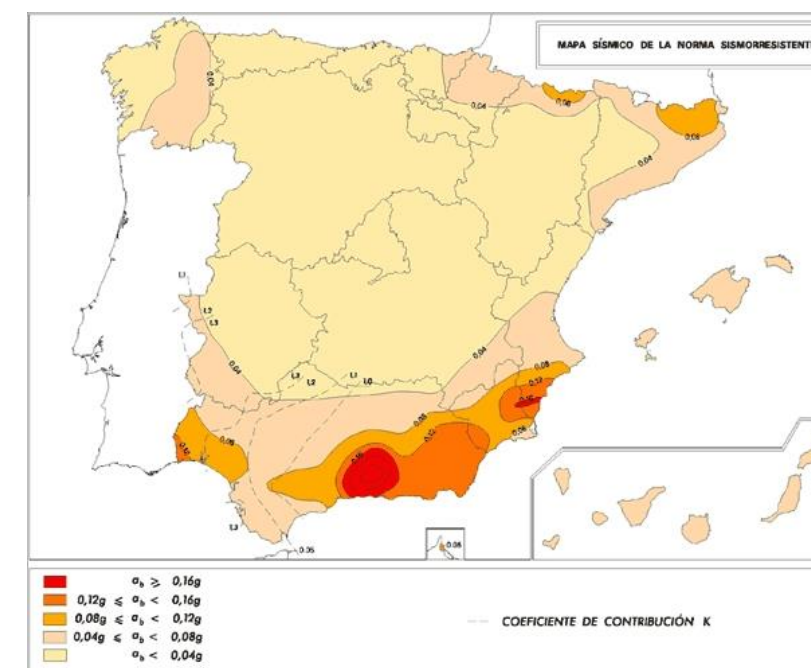


Figura 36: Mapa de peligrosidad sísmica

2.4.3 Vida útil

La consecución de una determinada vida útil está relacionada con una estrategia de durabilidad eficaz y coherente con la duración de la misma.

De acuerdo con el apartado “2.3 Vida útil” del anejo 18 “Bases de cálculo” del Código estructural, se considera una categoría de vida útil 5 correspondiente a Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil.

A partir de ello se ha fijado, para los viaductos, una vida útil nominal de 100 años.

2.4.4 Durabilidad

La durabilidad de la estructura es la capacidad que presenta para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podría provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Por ello se establecen unos criterios específicos de acuerdo al ambiente al que va a estar sometida la estructura. Con carácter genérico para este estudio se establecen los siguientes ambientes de acuerdo con el artículo 27 del Código Estructural:

Cimentaciones:	XC2
Losa de tablero:	XC4 + XS1
Vigas, pilas y estribos	XC4 + XS1

De acuerdo a los antecedentes disponibles el nivel de agresividad de las aguas es en general de Qa debido a la presencia de sulfatos (ver tabla abajo). En los suelos no se ha detectado un entorno agresivo.

Muestra	Profundidad (m)	pH	CO ₂ agresivo (mg/l)	NH ₄ ⁺ (mg/l)	Mg ²⁺ (mg/l)	SO ₄ ²⁻ (mg/l)	Residuo seco (mg/l)
ST-2	2,55	8,40	0,0	0,05	12,2	179,7	309,0
ST-5	8,35	8,20	1,8	0,05	32,1	256,7	481,0
ST-13	0,45	7,60	8,0	0,04	12,6	357,0	858,0
ST-15	3,25	7,90	11,4	0,22	24,8	240,0	500,0

Tabla 3 Resultados de la agresividad de las aguas en el proyecto de construcción del tramo 3º de la VSM

En las siguientes fases del proyecto se deberá asegurar el ambiente de las cimentaciones con el estudio de la agresividad del terreno natural y aguas subterráneas.

Con estos criterios se establecen los siguientes recubrimientos de acuerdo con el apartado 44.3 del Código Estructural:

Elemento estructural	Ambiente	Cemento	R _{min} (mm)	Δ _{cdev} (mm)	R _{nominal} (mm)	f _{ck,min} (MPa)	Relación a/c	Cont. min cemento (kg/m³)
Vigas prefabricadas	XS1	CEM II	35	0	35	30	0.45	300
Tableros postesados	XS1	CEM II	35	5	40	30	0.45	300
Placas encofrado	XS1	CEM II	30	0	30	30	0.50	300
Alzados	XS1	CEM II	35	5	40	30	0.50	300
Zapatillas/Encepados	XC2	CEM I	25	5	50	25	0.60	275
Pilotes	XC2	CEM I	25	5	70	25	0.60	275

Tabla 4 Requisitos de durabilidad

2.4.5 Características de los materiales

Con carácter general se consideran los siguientes materiales en el proyecto de los muros pantalla y losas de las estructuras de la margen derecha de la Subfluvial de Lamiako:

Hormigones

- Prefabricados:

- Vigas: HP-50/ F / 12 / XF2
- Placas encofrado perdido: HP-35/ S / 12 / XF2

- "In situ":

- Losa: HA-30/ B / 20 / XF4
- Alzado estribos: HA-30/ B / 20 / XF2
- Alzado pilas : HA-50/ F / 20 / XF2
- Cimentaciones: HA-25/ B/ 20/ XC2

Se deberá verificar a partir de los ensayos geotécnicos el ambiente a considerar en el hormigón de cimentaciones.

• Aceros

- Elementos prefabricados:

- Acero pasivo: B 500 S
- Acero activo: Cordones Y 1860 S7

- Elementos "in situ":

- Acero pasivo: B 500 S

- Elementos metálicos

- Acero estructural en chapas: S 355J2+N
- Acero estructural en perfiles: S 355J2+R

• Apoyos de Neopreno:

- Dureza Shore A de 55 a 65

- Módulo de deformación transversal:

Cargas lentas: GL= 0.8-1.0 MPa

Cargas Rápidas: GR= 1.6-1.8 MPa

- Resistencia a rotura > 12 MPa

- Deformación remanente < 20%

2.4.6 Criterios de seguridad

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de estas bases de diseño y su aptitud de servicio, se utilizará el método de los estados límite.

Los estados se clasifican en:

Estados límite de servicio.

Estados límite últimos.

2.4.6.1 Estados límite de servicio (E.L.S.)

Se incluyen bajo la denominación de estados límite 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.

Se consideran los siguientes:

1. E.L.S. de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.
2. 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.

2.4.6.2 Estados límite últimos (E.L.U.)

La denominación de estados límite últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella, poniendo en peligro la seguridad de las personas.

Los estados límites últimos que se deben considerar son los siguientes:

1. E.L.U. de pérdida de equilibrio (EQU), por falta de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.
2. E.L.U. de agotamiento (STR), frente a sollicitaciones normales, frente a cortante y torsión. Se estudian a nivel de sección del elemento estructural.

2.4.7 Valores representativos de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción, IAP-11 relativos a 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.

2.4.7.1 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 $G_{k,inf}$.

2.4.7.1.1 Acciones permanentes de valor no constante (G*)

1. 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.
2. 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.

2.4.7.2 Acciones variables (Q)

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

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

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:

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

Tabla 5: Factores de Simultaneidad ψ

2.4.7.3 Acciones accidentales (A)

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

2.4.8 Coeficientes de seguridad para las acciones

Se consideran los coeficientes parciales de seguridad para las acciones definidos en la IAP-11.

2.4.8.1 Estados Límites Últimos

2.4.8.1.1 Comprobaciones de equilibrio (EQU)

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 garantizan 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.

Tabla 6: Coeficientes parciales para las acciones γ_F. Comprobaciones ELU de equilibrio

2.4.8.1.2 Comprobaciones resistentes (STR)

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

Tabla 7: Coeficientes parciales para las acciones γ_F. Comprobaciones ELU resistentes

2.4.8.2 Estados Límites de Servicio

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

Tabla 8: Coeficientes parciales para las acciones γ_F. ELS

2.4.9 Combinación de acciones

Se han seguido los criterios especificados en la Instrucción IAP-11, relativos a 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.

2.4.9.1 Estados Límites Últimos

2.4.9.1.1 Situaciones persistentes y transitoria

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán 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.

$G_{k,m}^*$ = Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

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

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

Deberán realizarse tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

2.4.9.1.2 Situaciones accidentales

Por tratarse de una situación accidental en la que se considera el sismo la combinación de las distintas acciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

$G_{k,i}, G_{k,j}^*$ = valores representativos.

$\psi_{2,1} Q_{k,1}$ = valores casi-permanentes de la acción relativa a la sobrecarga de uso.

$A_{E,k}$ = valor característico de la acción sísmica.

2.4.9.2 Estados Límites de Servicio

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

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación casi-permanente:

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

2.4.10 Niveles de control

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

2.4.10.1 Control de materiales

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en el “Código Estructural”.

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

2.4.10.2 Control de la ejecución

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en el “Código Estructural”.

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

2.4.10.3 Niveles de control establecidos

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición del “Código Estructural”:

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

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

Las armaduras pasivas deberán estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

2.4.10.4 Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

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

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia para situaciones persistentes o transitorias adoptados son:

Hormigón $\gamma_c = 1,50$

Acero de armar $\gamma_s = 1,15$

Acero estructural $\gamma_s = 1,15$

Los coeficientes parciales de seguridad adoptados para resistencia en situaciones accidentales son:

Hormigón $\gamma_c = 1,30$

Acero de armar $\gamma_s = 1,00$

Acero estructural $\gamma_s = 1,00$

3 MARGEN DERECHA

En este apartado se describen los criterios adoptados y se define el conjunto de estructuras de la margen derecha de la ría de Bilbao, del Proyecto Constructivo del Subfluvial de Lamiako.

En la actualidad, la glorieta de Artaza permite el enlace a nivel entre la carretera BI-637 y el entramado urbano de la ciudad de Bilbao, existiendo un paso inferior bajo la glorieta (Eje 70 Uribe Kosta - Avanzada) que da prioridad a la circulación directa de vehículos que se mantienen en la citada carretera.

La ejecución de la vía del Subfluvial de Lamiako, de conexión viaria entre las dos márgenes permite una múltiple interconexión entre las circulaciones Subfluvial / Avanzada / Uribe Kosta / Zugazarte, a la vez que modifican la circulación en superficie en la zona. La definición de los ramales a implantar en la margen derecha es la siguiente:

- Eje 32 Subfluvial - Zugazarte
- Eje 33 Subfluvial - Uribe Kosta
- Eje 34 Subfluvial - Avanzada
- Eje 35 Avanzada - Subfluvial
- Eje 36 Zugazarte - Subfluvial
- Eje 37 Uribe Kosta - Subfluvial

Los ramales definidos tendrán la tipología de falsos túneles, realizados mediante pantallas y losas de hormigón armado entre pantallas a distintos niveles, respetando los gálibos.

Dichos ramales se reflejan en el croquis de la siguiente imagen, sobre la planta de situación actual.

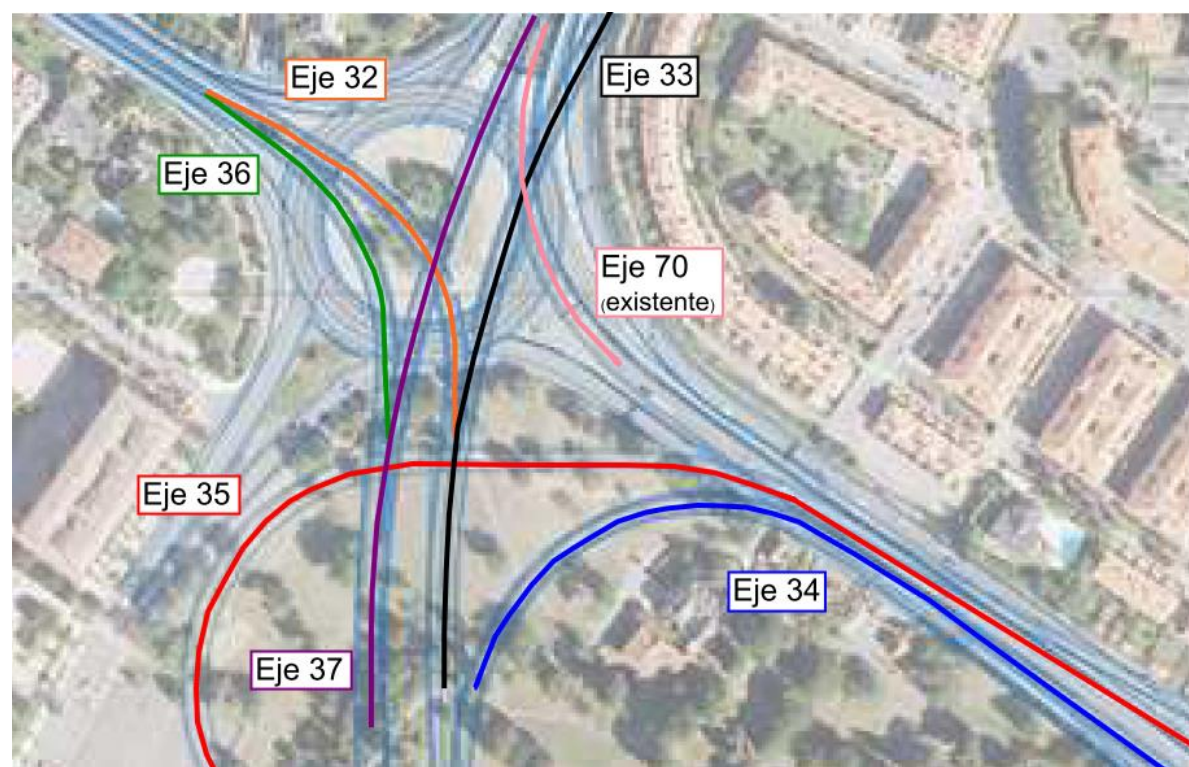


Figura 37: Croquis implantación de ramales. Margen derecha

3.1 Condicionantes de diseño

3.1.1 Entorno urbano y estética

La implantación de los ramales se realiza en el casco urbano de la ciudad de Bilbao, estando condicionados por la escasez de espacio, por lo que se descarta la opción de pasos superiores optándose por pasos inferiores.

3.1.2 Tráfico y servicios existentes

se debe procurar la menor afección posible al tráfico rodado, pues se está actuando en una zona de alta Intensidad Media Diaria de vehículos. Esto impone límites en cuanto a la profundidad de las excavaciones a cielo abierto.

3.1.3 Trazado

La implantación de los ramales en una superficie tan restringida obliga a un complicado diseño, que conduce al establecimiento de cruces a desnivel entre los ramales.

3.1.4 Geotecnia

La cimentación directa sobre arcillas o roca se produciría a elevadas profundidades, por lo que parece razonable la ejecución de las estructuras con cimentaciones profundas, muros pantalla.

3.1.5 Nivel freático

Debido a la importancia del nivel freático en la zona, es preferible el diseño de muros pantalla frente a una solución de pilotes secantes, pues se reduce el número de juntas entre elementos por los que podría producirse filtración y en consecuencia disminuyen las secciones a impermeabilizar.

3.2 Descripción de las estructuras

Los falsos túneles de los ramales de la margen derecha se ejecutarán mediante pantallas, para la contención de tierras. Las losas entre pantallas se dispondrán en función de los requerimientos de las distintas tipologías de secciones, que dependen de la profundidad de rasante, los gálbos necesarios y el tipo de ventilación de los ramales.

Los pies de pantalla se dispondrán a una profundidad que permita un empotramiento adecuado según se encuentren en suelo o roca.

El diseño de las secciones considerará el nivel freático definido en cada zona, así como la necesidad de realizar una losa de subpresión en aquellos casos en que no se garantice la impermeabilidad del paso inferior.

El galibo de los ramales es variable, respetándose siempre un galibo mínimo requerido para la circulación de vehículos de 5m y cuando es posible adoptándose un galibo deseable de 6.3m o mayor.

Así mismo, la distancias entre pantallas también es variable entre los distintos ramales, en función de la distribución de carriles y arcones y el tipo de ventilación.

La ventilación, dependiendo de ramales y tramos, se realizará o bien por la parte superior del falso túnel o bien por el lateral.

En la siguiente imagen se puede ver una planta general con los distintos ramales.

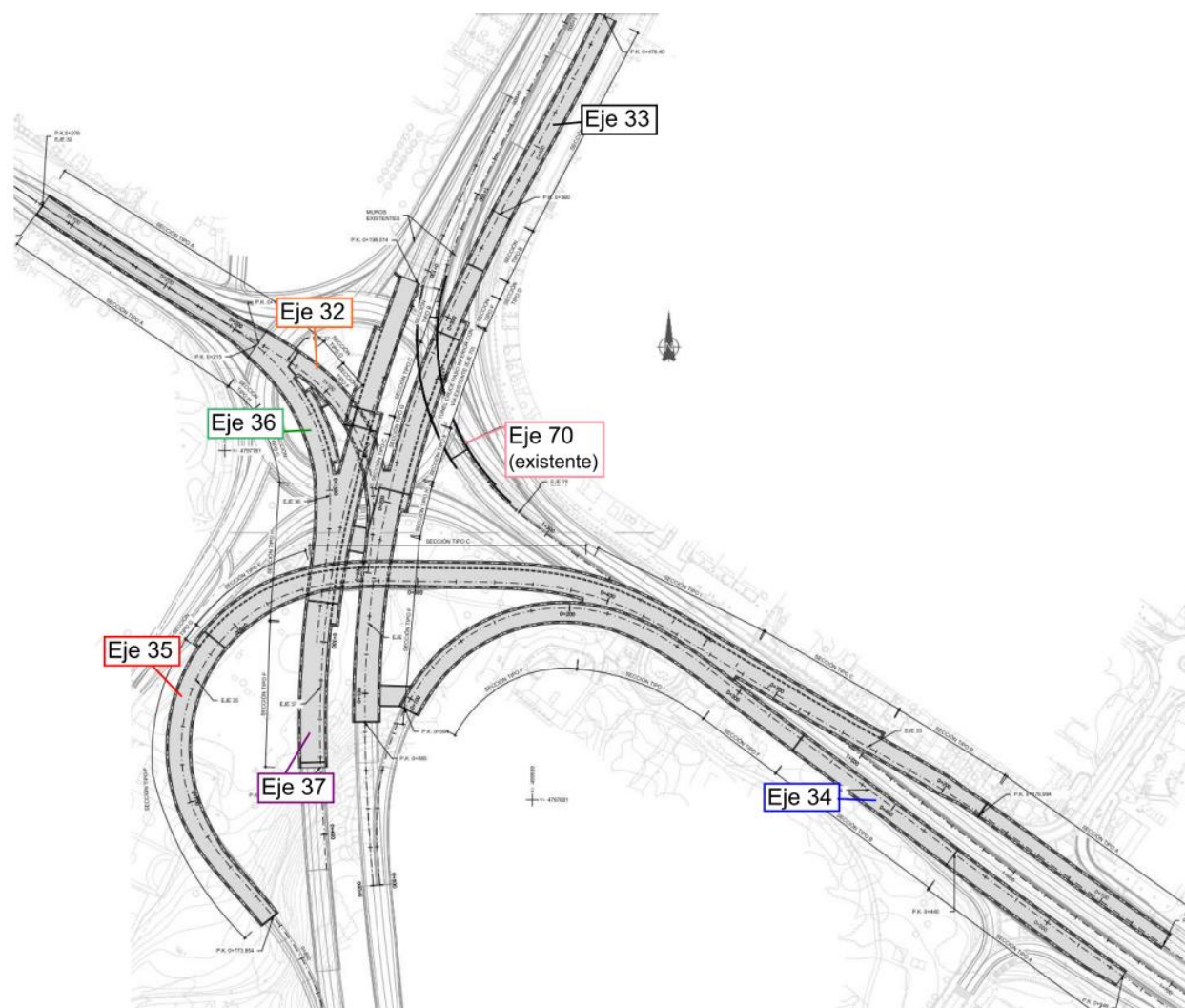


Figura 38: Planta general. Margen derecha

Las distintas secciones tipo estructurales, definidas para los diferentes ramales, se presentan a continuación. Deben considerarse únicamente de forma referencial, ya que los cálculos definitivos serán los que se definan en las siguientes fases de proyecto.

3.2.1 Sección tipo A. Rampa.

En las zonas más superficiales de entrada o salida a los ramales se dispondrá de secciones tipo rampa a cielo abierto.

Estas secciones constan de los siguientes elementos estructurales: pantallas y solera.

En esta sección las pantallas trabajan en ménsula, empotradas en el terreno, de forma que se garantice el galibo vertical de circulación sin existencia de obstáculos.

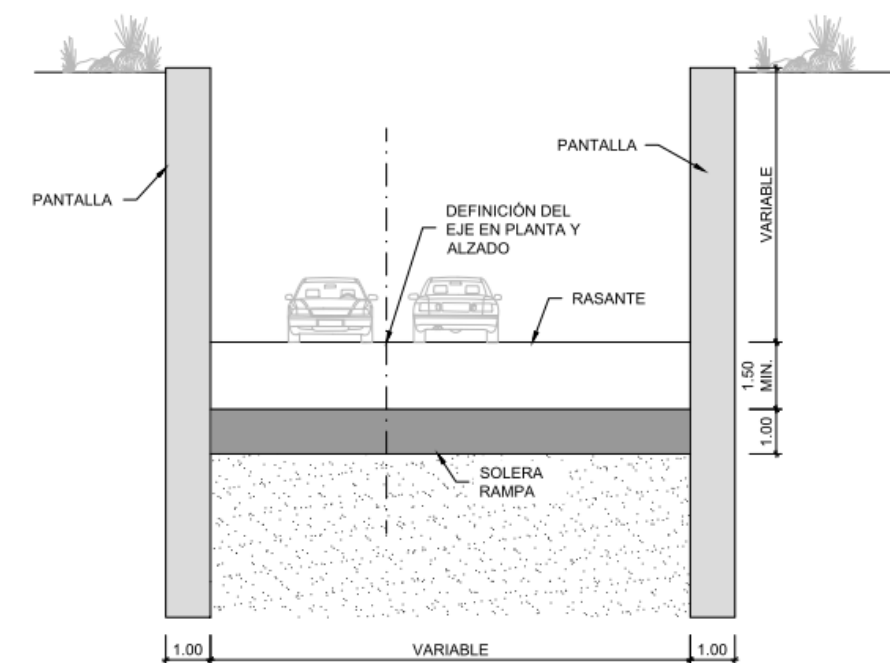


Figura 39: Sección tipo A. Rampa

3.2.2 Sección tipo B. Sin conducto de ventilación.

En aquellas zonas más cercanas a la salida o entrada de los ramales, donde no es aún necesaria su ventilación.

Estas secciones constan de los siguientes elementos estructurales: pantallas, solera y cubierta de túnel.

Garantizando el gálibo de circulación, en estas secciones se dispone de un puntal, cubierta túnel, que transmite los empujes del terreno de una pantalla a otra.

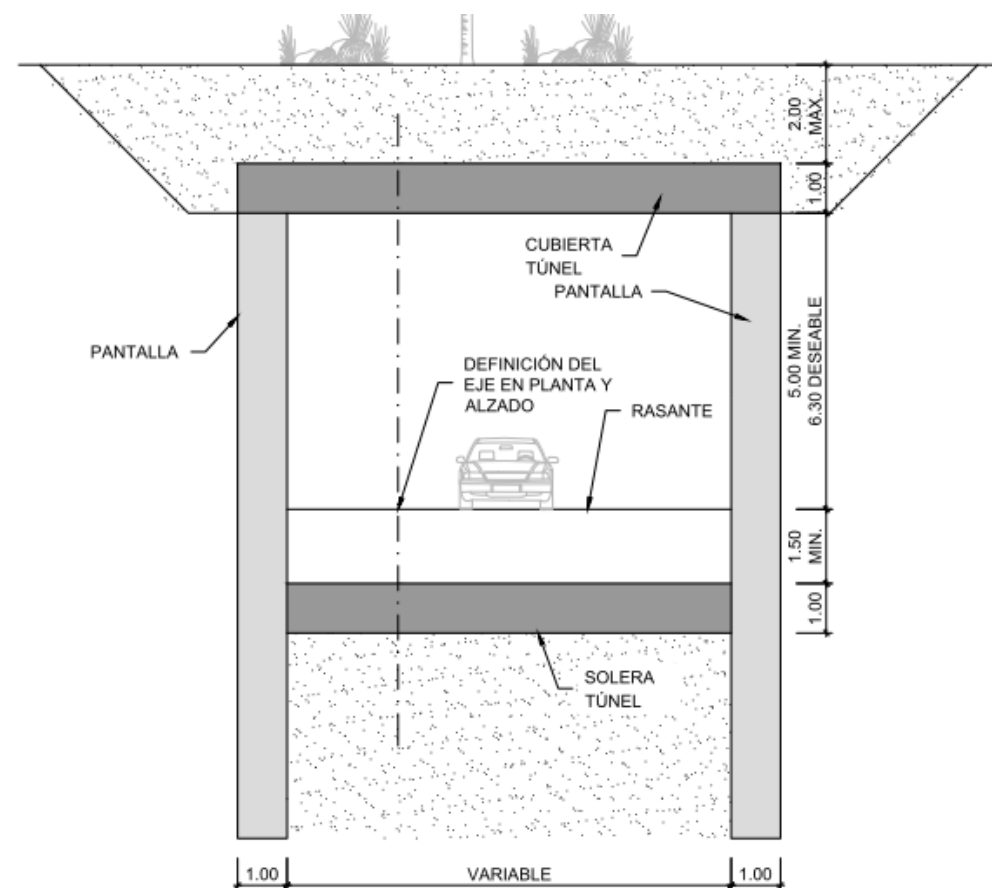


Figura 40: Sección tipo B. Sin conducto de ventilación

3.2.3 Sección tipo C. Ventilación lateral. $H \leq 2m$.

En los ramales cuya ventilación se realice por el lateral y la profundidad de la cubierta del túnel respecto al terreno sea inferior o igual a 2 metros.

Estas secciones constan de los siguientes elementos estructurales: pantallas, solera, cubierta de túnel y muro de ventilación.

Garantizando el gálibo de circulación, en estas secciones se dispone de un puntal, cubierta túnel, que transmite los empujes del terreno de una pantalla a otra.

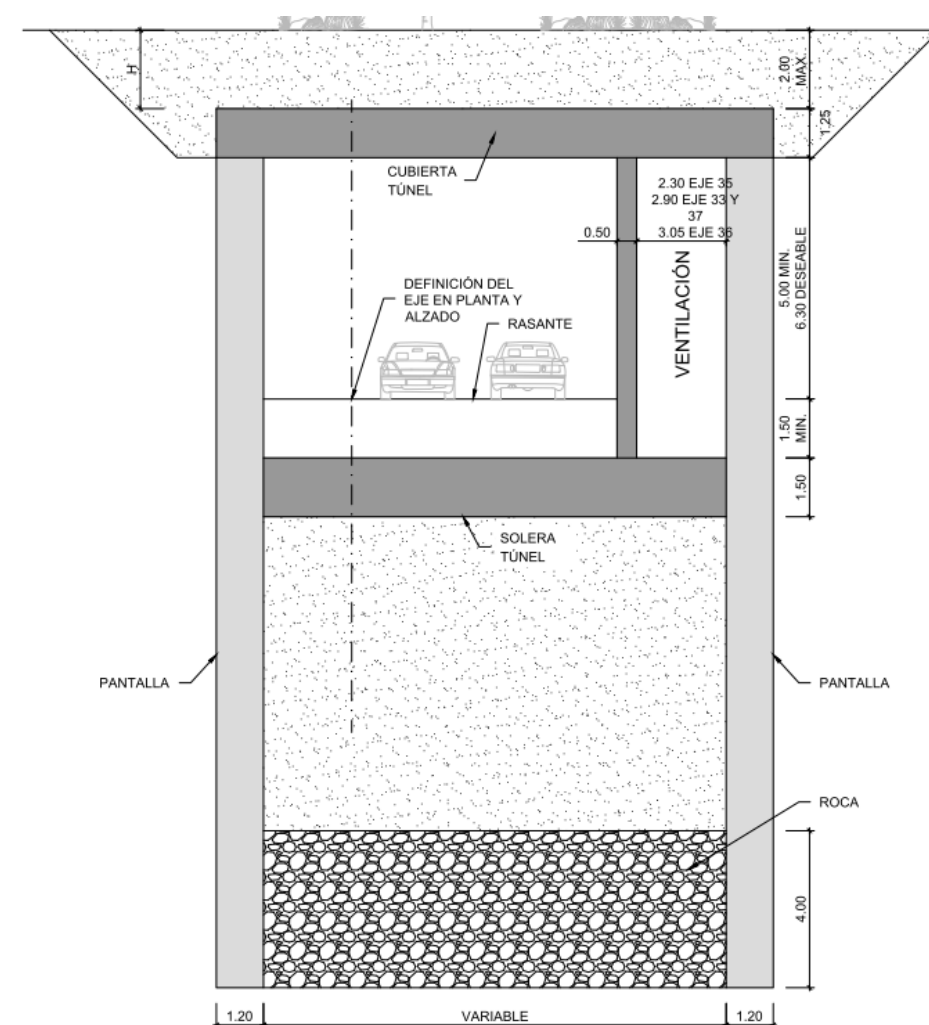


Figura 41: Sección tipo C. Ventilación lateral. $H \leq 2m$

3.2.4 Sección tipo D. Ventilación superior. $H \leq 2m$.

En los ramales cuya ventilación se realice por la parte superior y la profundidad de la cubierta de ventilación respecto al terreno sea inferior o igual a 2 metros.

Estas secciones constan de los siguientes elementos estructurales: pantallas, solera, cubierta de túnel y cubierta de ventilación.

Garantizando el gálibo de circulación y ventilación, en estas secciones se dispone de los puntales de cubierta túnel y cubierta de ventilación, que transmiten los empujes del terreno de una pantalla a otra.

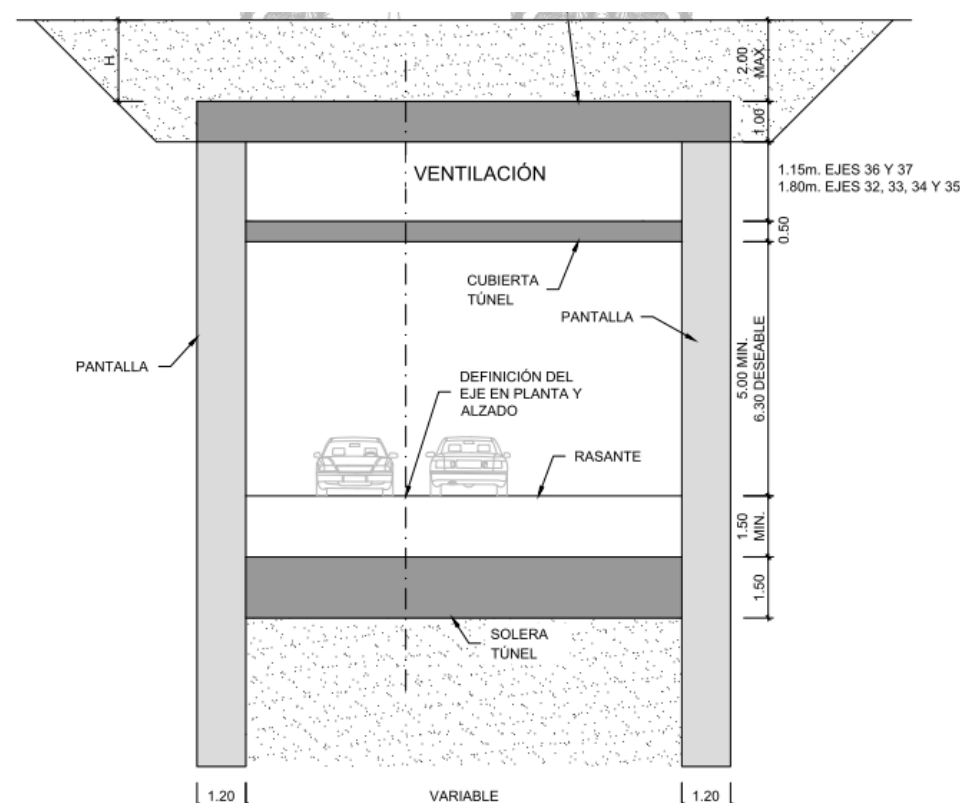


Figura 42: Sección tipo D. Ventilación superior. $H \leq 2m$

3.2.5 Sección tipo E. Ventilación lateral. $H > 2m$.

En los ramales cuya ventilación se realice por el lateral y la profundidad de la cubierta del túnel respecto al terreno sea superior a 2 metros.

Estas secciones constan de los siguientes elementos estructurales: pantallas, solera, cubierta de túnel, muro de ventilación y losa superior.

Debido a la profundidad de estas secciones se dispone de un puntal superior, losa superior, además del puntal de la cubierta de túnel. En función de la profundidad pueden requerirse más puntales provisionales y/o definitivos, que se situarían entre los dos puntales definidos anteriormente.

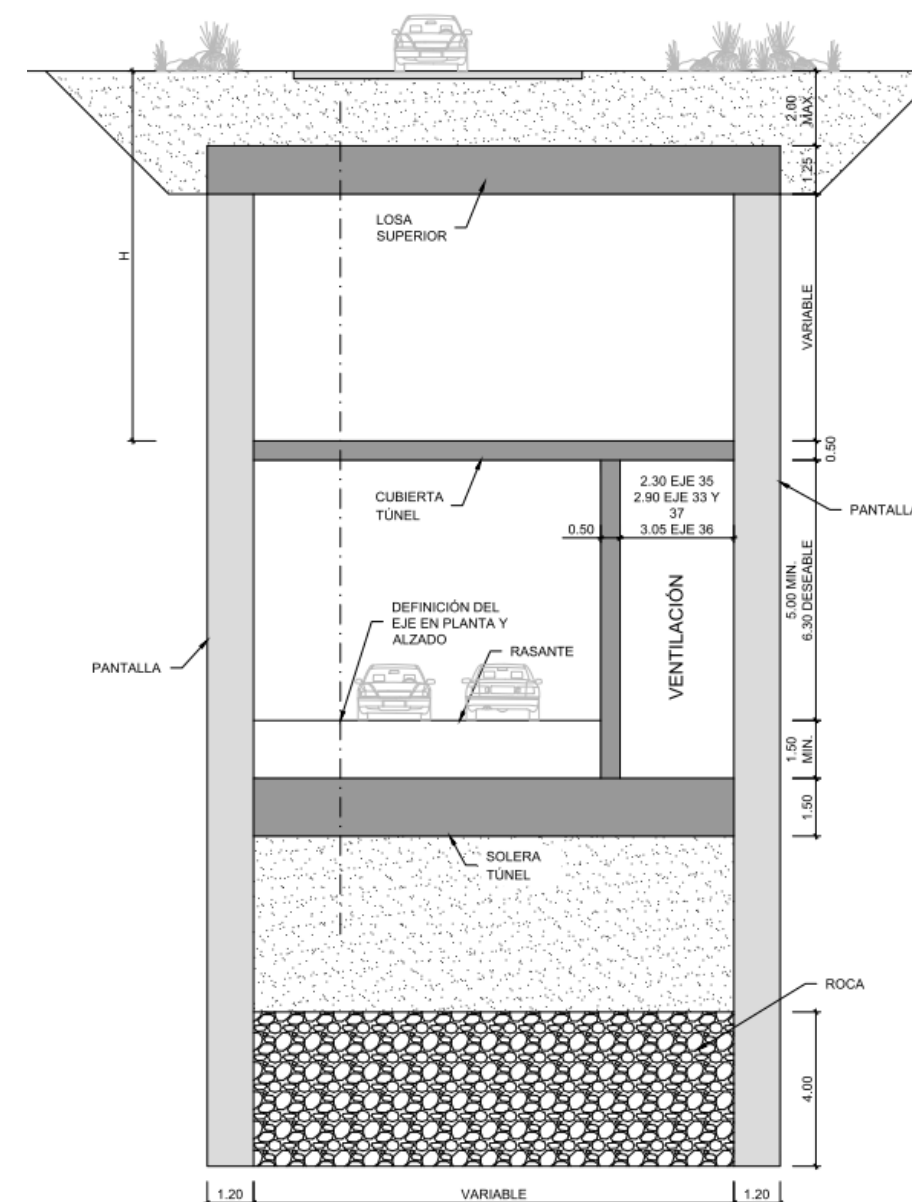


Figura 43: Sección tipo E. Ventilación lateral. $H > 2m$

3.2.6 Sección tipo F. Ventilación superior. $H > 2m$.

En los ramales cuya ventilación se realice por la parte superior y la profundidad de la cubierta de ventilación respecto al terreno sea superior a 2 metros.

Estas secciones constan de los siguientes elementos estructurales: pantallas, solera, cubierta de túnel, cubierta de ventilación y losa superior.

Debido a la profundidad de estas secciones se dispone de un puntal superior, losa superior, además de los puntales de la cubierta túnel y cubierta ventilación. En función de la profundidad pueden requerirse más puntales provisionales y/o definitivos, que se situarían entre la cubierta túnel y losa superior.

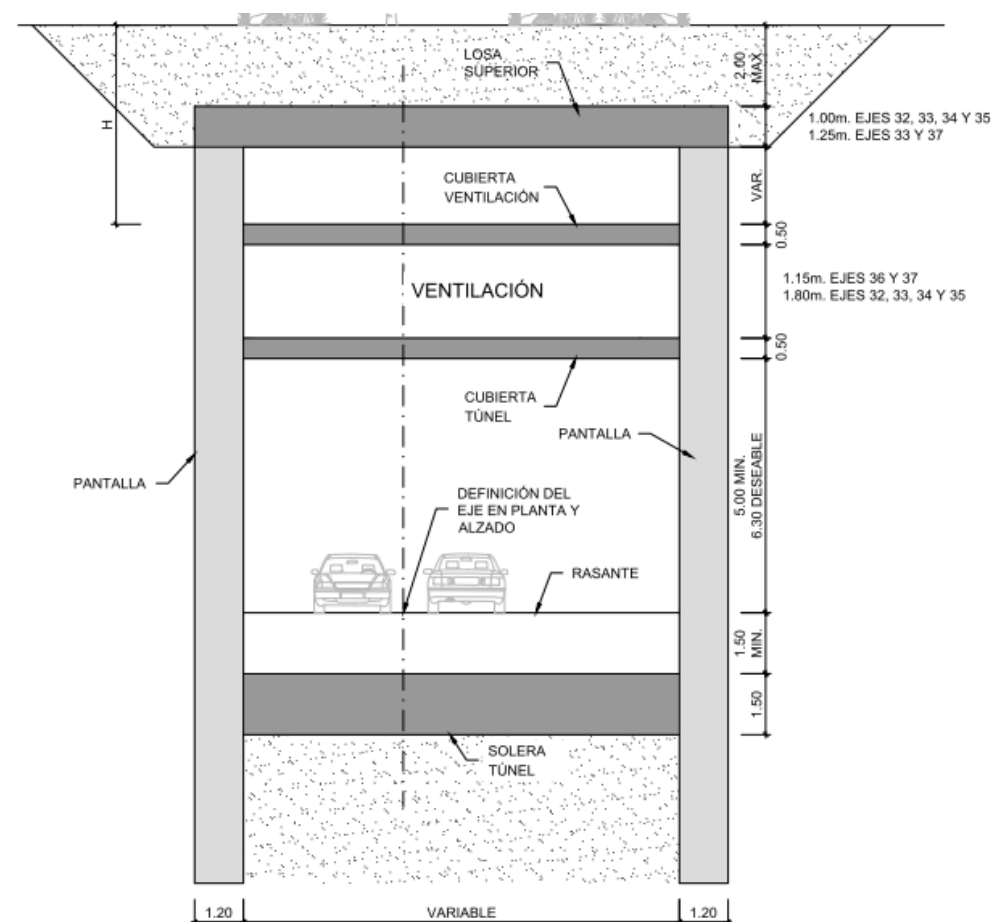


Figura 44: Sección tipo F. Ventilación superior. $H > 2m$

3.2.7 Sección tipo G. Unión ventilación superior y lateral.

En las zonas donde el conducto de ventilación superior se comunica con el conducto de ventilación lateral.

Estas secciones constan de los siguientes elementos estructurales: pantallas, solera, cubierta de túnel, cubierta de ventilación y muro de ventilación.

En función de la profundidad de los ramales donde se ubique esta sección podría requerirse de más puntales, losa superior, además del de cubierta túnel.

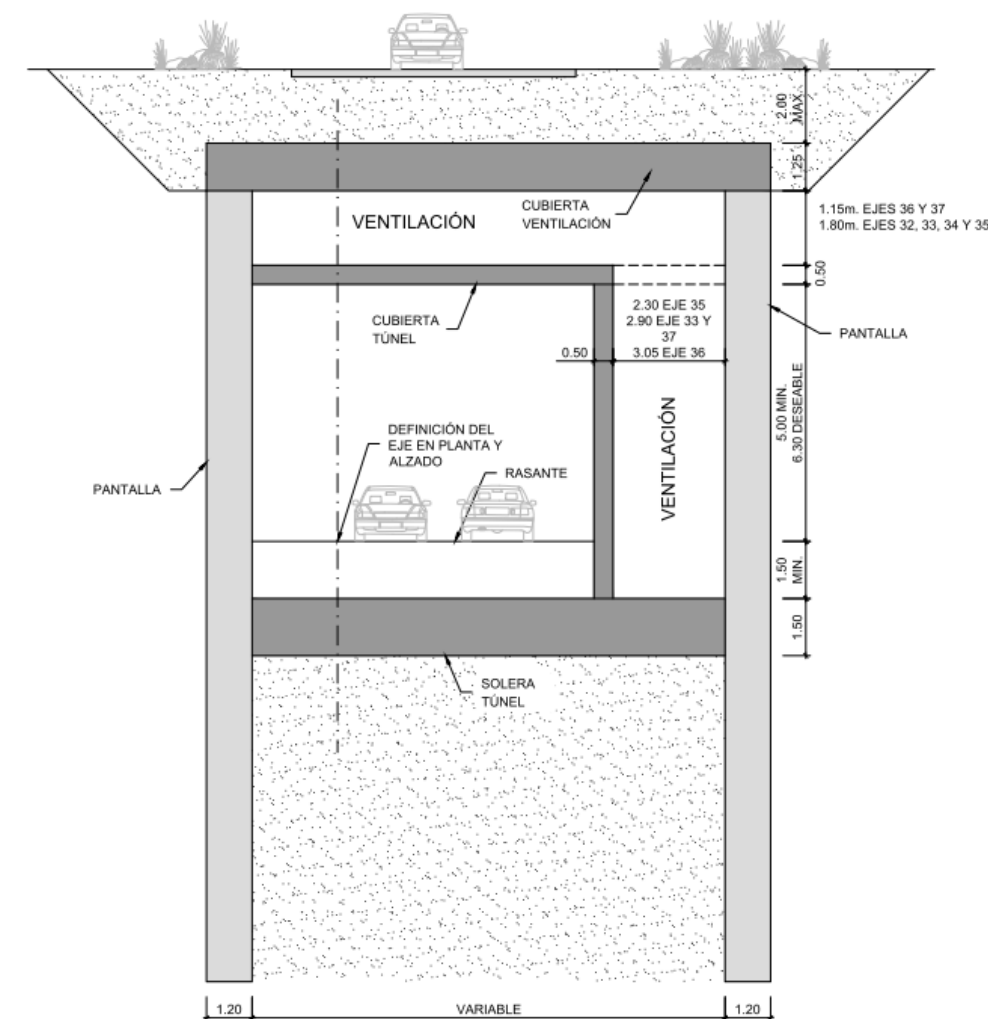


Figura 45: Sección tipo G. Unión ventilación superior y lateral

3.2.8 Sección tipo H. 2 pantallas con 2 ejes de vía.

Secciones particulares que se produce entre los ramales 32 y 33, los ramales 32 y 36; y los ramales 36 y 37. Son zonas donde se unen los dos ejes. Dependiendo de los ramales puede tener ventilación superior y/o lateral.

En estas secciones las pantallas son comunes para los dos ejes. En función de la profundidad de los ramales donde se ubique esta sección podría requerirse de más puntales, losa superior, además del de cubierta túnel y/o cubierta ventilación.

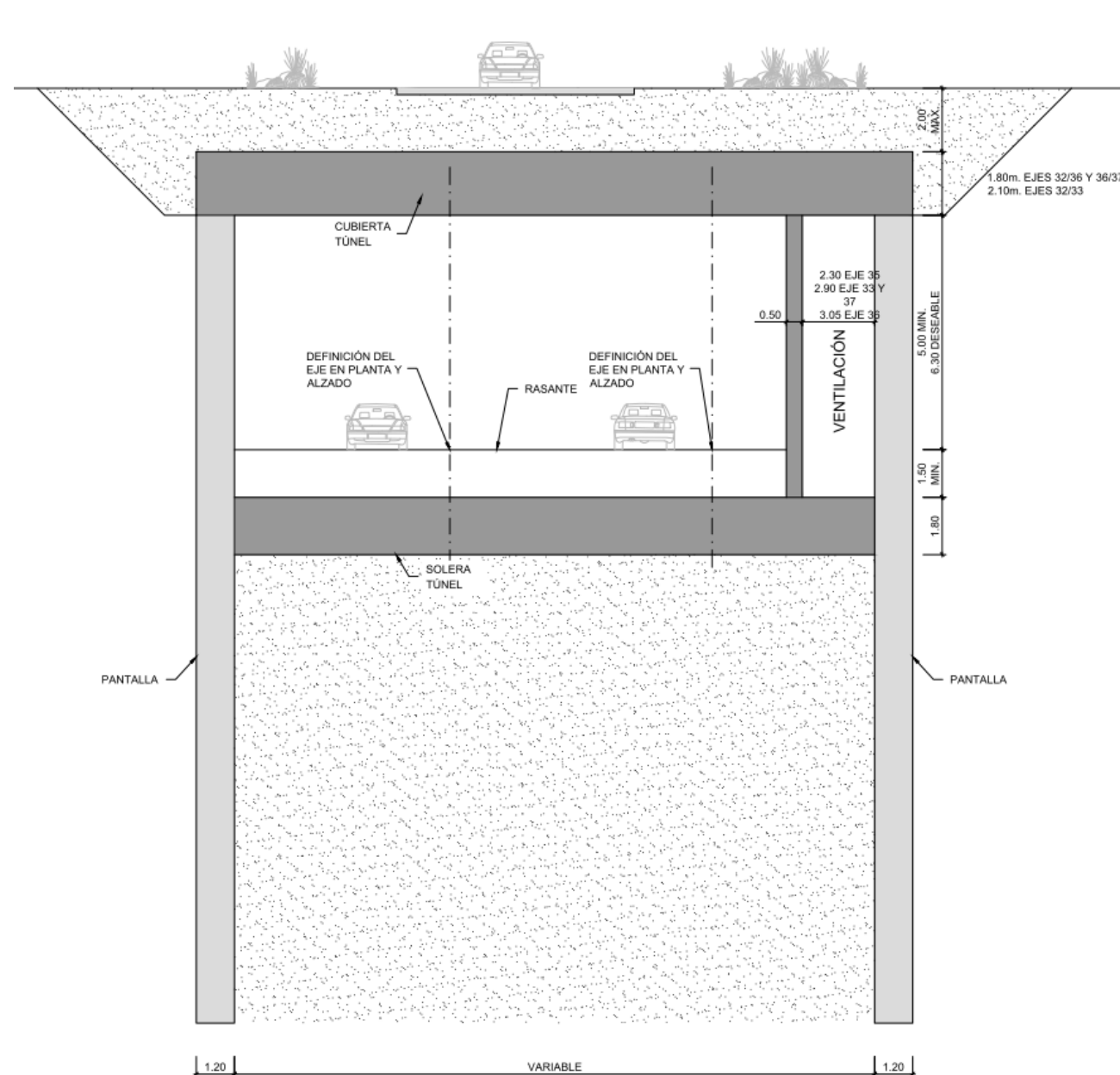


Figura 46: Sección tipo H. 2 pantallas con 2 ejes de vía

3.2.9 Sección tipo I. 3 pantallas con 2 ejes de vía.

Sección particular que se produce entre los ramales 34 y 35. Hay un tramo de longitud de ambos ejes en el que comparten la pantalla central.

Los puntales de cada eje se disponen entre sus pantallas exteriores y la pantalla central, a distintos niveles según la sección de cada eje.

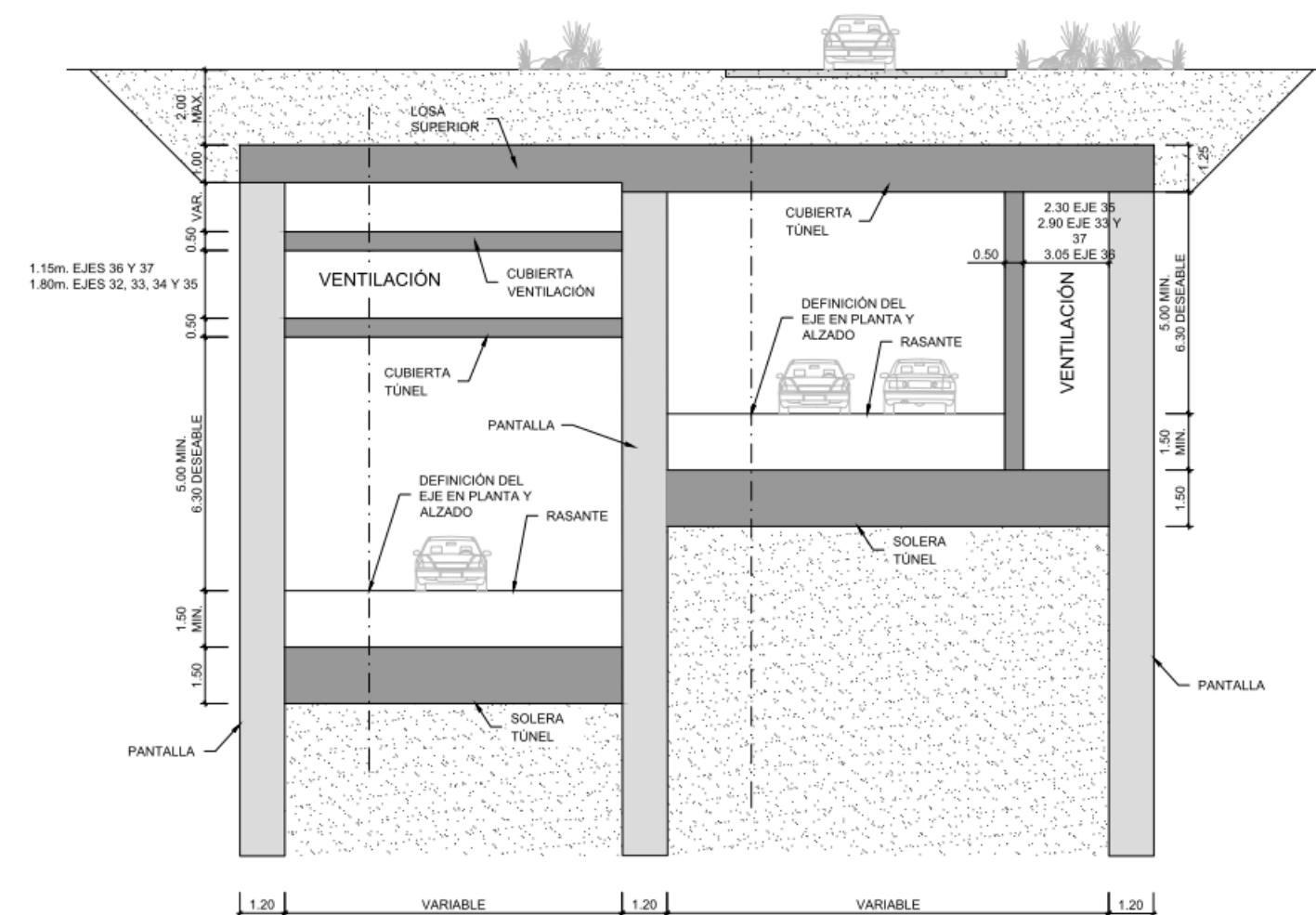


Figura 47: Sección tipo I. 3 pantallas con 2 ejes de vía.

3.3 Bases de Cálculo

El dimensionamiento de las estructuras se ha realizara según los principios de mecánica racional, con su adaptación al diseño estructural, establecida por la práctica ingenieril. Se tendrán en cuenta las normas de obligado cumplimiento en el territorio español, así como las recomendaciones y la normativa internacional de aplicación, cuando proceda. De acuerdo con ellas, el cálculo se realiza siguiendo el principio de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en conjunto, o cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la sollicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

$$S_d \leq R_d$$

Donde S_d representa la sollicitación de cálculo aplicable en cada caso, y R_d la respuesta última de la sección o elemento.

Para la aplicación de este criterio de seguridad, se consideran tanto situaciones de servicio, como de agotamiento, esto es, Estados Límites de Servicio (ELS) y de Agotamiento (ELU), de acuerdo con las definiciones dadas para los mismos en las normativas de referencia.

En principio, los Estados Límites Últimos están asociados a la Rotura de las secciones o elementos. Para ello, se evalúan las sollicitaciones mediante la mayoración de los valores representativos de las acciones (en general característicos) utilizando los oportunos coeficientes parciales que luego se detallan. Las resistencias de las secciones o elementos se estiman mediante las características geométricas, y las resistencias minoradas de los materiales.

Por el contrario, los Estados Límites de Servicio están asociados a la pérdida de funcionalidad de la estructura. Las sollicitaciones se evalúan mediante sus valores representativos, en general sin mayorar, afectados de los oportunos coeficientes de combinación, para tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de varias acciones. Las resistencias se estiman a partir de los valores nominales de las dimensiones y resistencias de los elementos o secciones de la estructura, sin minorar.

3.3.1 Instrucciones y normas de aplicación

Para la elaboración del proyecto se emplean 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.

3.3.1.1 Normas de acciones

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

3.3.1.2 Normas de construcción

- Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. “Código Estructural” (Real Decreto 470/2021 de 29 de junio de 2021)
- Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos. UNE-EN 1337-3 de noviembre 2005
- Ministerio de Fomento. “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera”.
- Ministerio de Fomento. “Guía de cimentaciones en obras de carretera”.

3.3.2 Cargas aplicadas

3.3.2.1 Cargas permanentes

3.3.2.1.1 Acciones permanentes de valor constante (G)

Peso propio

El correspondiente a considerar una densidad de los siguientes materiales:

- Peso específico del hormigón armado: $\gamma_h = 25,0 \text{ KN/m}^3$
- Peso específico del hormigón pretensado: $\gamma_h = 26,0 \text{ KN/m}^3$
- Peso específico del acero estructural: $\gamma_h = 78,5 \text{ KN/m}^3$

Cargas muertas

Los tipos de carga a considerar serán los siguientes:

- Peso del pavimento:
 - $\gamma_p = 24.0 \text{ KN/m}^3$ $e_{\min} = 7 \text{ cm}$ $q = 1.68 \text{ KN/m}^2$
 - $\gamma_p = 24.0 \text{ KN/m}^3$ $e_{\max} = 10.5 \text{ cm}$ $q = 2.52 \text{ KN/m}^2$
- Peso de barrera: $p = 10.0 \text{ KN/ml}$

3.3.2.1.2 Acciones permanentes de valor no constante (G*)

Pretensado y esfuerzos hiperestáticos del pretensado

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

Las acciones del pretensado se consideran y tratan de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.10 del anejo 19 del Código Estructural, 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.

Acciones diferidas derivadas de retracción y fluencia

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

La deformación de retracción 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.

El valor de estas deformaciones se calculará conforme a lo establecido en el código estructural, artículo 3.1.4

Empujes del terreno

En este apartado se consideran las acciones originadas por el terreno natural o de relleno, sobre los elementos de la estructura en contacto con él.

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 de acciones variables, sobrecargada de uso.

El valor de esta acción se obtendrá a partir de las características del terreno. Según el informe geotécnico, justifica que se apliquen los parámetros de las arenas en todo el espesor de suelos, dado que los niveles de rellenos y arcillas son minoritarios.

Terreno	gd (kN/m3)	c (kN/m2)	Ang. Rozam.	Módulo de balasto superior (kPa/m)	Incremento Mod. balasto profundidad (1/m)
Rellenos	20,0	0,0	30°	-	-
Arenas	19,0	0,0	30°	25000	500
Arcillas	18,0	12,0	20°	40000	-
Roca alterada	20,0	0,0	40°	200000	-

Tabla 9: Parámetros de suelos

Asientos del terreno de cimentación

Se atenderá a lo indicado en el informe geotécnico en lo relativo a los asientos del terreno.

Con el fin de reducir los asientos en la superficie del terreno y la afección a las edificaciones existentes a lo largo de la traza, se establece una limitación para la deformación horizontal de las pantallas de 15 a 20 mm, en aquellos casos en que la línea de edificación se encuentre a dos veces la profundidad de excavación. De forma generalizada se admite un desplazamiento máximo horizontal de 30 mm.

3.3.2.2 Acciones variables

3.3.2.2.1 Sobrecarga de uso

5) División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

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

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

Tabla 10: Definición de carriles virtuales

6) Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Está compuesto por la acción simultánea de:

- Un único vehículo pesado constituido por dos ejes en cada uno de los carriles virtuales, con una carga por eje de 300 kN para el carril virtual 1, 200 kN para el carril virtual 2 y 100KN para el carril virtual 3.
- Una sobrecarga uniforme de 9 kN/m2 en el carril virtual 1 y 2,5 kN/m2 en los carriles virtuales 2 y 3, extendida en toda la superficie a nivel de la calzada o a parte de ella, según sea más desfavorable.

7) Frenado y arranque

Tal y como se recoge en el apartado 4.1.3.1 de la instrucción IAP-11, la fuerza de frenado y arranque, para el tablero considerará una fracción del valor de la carga característica vertical del primer carril virtual:

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

Este valor estará entre el mínimo de 180 kN y el máximo de 900 kN.

8) Fuerza centrífuga

Tal y como se recoge en el apartado 4.1.3.2 de la instrucción IAP-11, la fuerza centrífuga se calculará en función del radio del eje del tablero en planta:

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

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

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

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_{lk} , que actúa simultáneamente con ella.

3.3.2.2.2 Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura

A efectos del cálculo del empuje del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él se considera actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de 10 kN/m2.

3.3.2.2.3 Sobrecargas debidas al agua

Para el cálculo de los elementos sumergidos situados bajo el nivel freático se adoptará la carga correspondiente a la altura de agua situada entre el nivel freático y el elemento en estudio.

La acción hidrostática se valorará a partir de un peso específico igual a 10 kN/m³, considerando la salinidad del agua.

Según el informe geotécnico, para la margen derecha se considera el nivel freático a 4m, cota absoluta sobre el nivel del mar.

3.3.2.3 Acciones accidentales

3.3.2.3.1 Impacto de vehículos sobre barreras

Se dispondrá un sistema de contención y anclaje del mismo a la estructura, homologado para este tipo de solicitud.

3.3.2.3.2 Acciones sísmicas

De acuerdo con la normativa de sismicidad, la aceleración básica de la zona de emplazamiento de las diferentes estructuras es inferior a 0.04g por lo cual no es preciso considerar las acciones accidentales de sismo.

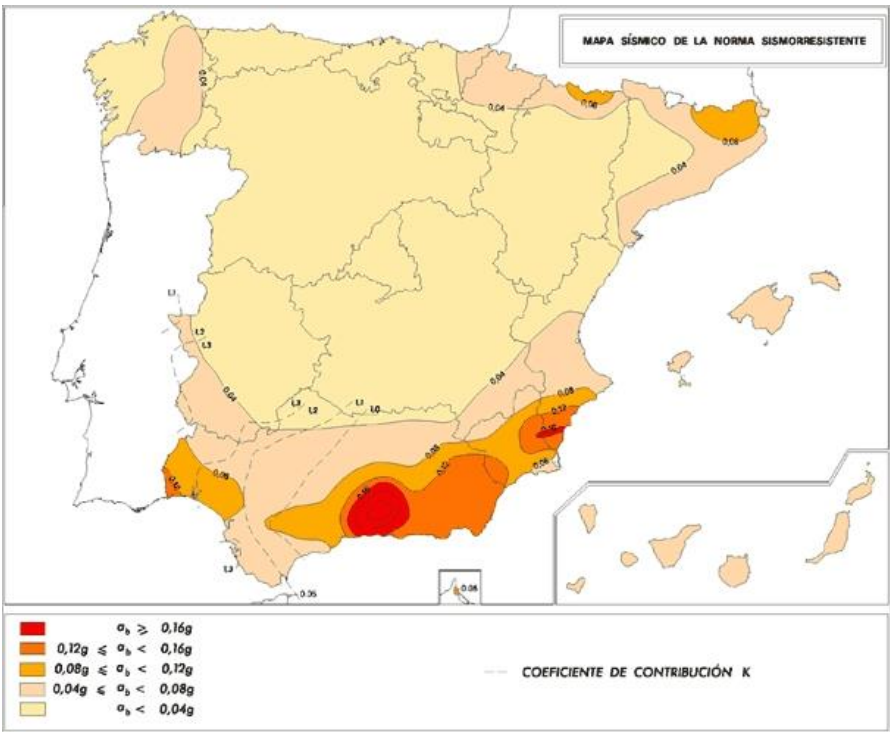


Figura 48: Mapa de peligrosidad sísmica

3.3.3 Vida útil

La consecución de una determinada vida útil está relacionada con una estrategia de durabilidad eficaz y coherente con la duración de la misma.

De acuerdo con el apartado “2.3 Vida útil” del anejo 18 “Bases de cálculo” del Código estructural, se considera una categoría de vida útil 5 correspondiente a Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil.

A partir de ello se ha fijado, para los falsos túneles, una vida útil nominal de 100 años.

3.3.4 Durabilidad

La durabilidad de la estructura es la capacidad que presenta para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podría provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Por ello se establecen unos criterios específicos de acuerdo al ambiente al que va a estar sometida la estructura. Con carácter genérico para este estudio se establecen los siguientes ambientes de acuerdo con el artículo 27 del Código Estructural:

Muros pantalla: XC2 + XA1
Losa de tablero: XC3 + XS1

En las siguientes fases del proyecto se deberá asegurar el ambiente de las cimentaciones con el estudio de la agresividad del terreno natural y aguas subterráneas.

Con estos criterios se establecen los siguientes requisitos de acuerdo con los artículos 43 y 44 del Código Estructural:

Elemento estructural	Ambiente	Cemento	R _{min} (mm)	Δ _{cdev} (mm)	R _{nominal} (mm)	f _{ck,min} (MPa)	Relación a/c	Cont. min cemento (kg/m ³)
Muros pantalla	XC2 + XA1	CEM II	55	5	70	30	0.50	325
Tableros armados Estampidores	XC3 + XS1	CEM II	35	5	40	30	0.45	300

Tabla 11: Requisitos de durabilidad

3.3.5 Características de los materiales

Con carácter general se consideran los siguientes materiales en el proyecto de los muros pantalla y losas de las estructuras de la margen derecha de la Subfluvial de Lamiako:

Hormigón en pantallas	HA-30/ F / 20 /XC1+XA1
Hormigón de limpieza	HM-10 (no estructural)
Mortero plástico con bentonita	
Armaduras activas (Alambres)	Y 1860 C
Armaduras activas (Cordones)	Y 1860 S7
Armaduras pasivas	B-500 S
Acero Estructural	S-355-JR

Se deberá verificar a partir de los ensayos geotécnicos el ambiente a considerar en el hormigón de cimentaciones.

3.3.6 Criterios de seguridad

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de estas bases de diseño y su aptitud de servicio, se utilizará el método de los estados límite.

Los estados se clasifican en:

- Estados límite de servicio.
- Estados límite últimos.

3.3.6.1 Estados límite de servicio (E.L.S.)

Se incluyen bajo la denominación de estados límite 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.

Se consideran los siguientes:

3. E.L.S. de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.

En las pantallas el máximo desplazamiento horizontal obtenido no excederá de 30 mm de forma generalizada. Cuando haya edificaciones próximas este límite será del orden de 15-20 mm. Se entiende por edificación próxima aquella con su paramento situado a menos de dos veces la profundidad de excavación.
4. 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.

Para los ambientes definidos para muros pantalla XC2 + XA, y losa de tablero XC3 + XS1, la abertura máxima de fisura permitida es 0.2 mm, según el artículo 24 del Código Estructural.

Clase de exposición	w _{max} (mm)	
	Hormigón armado (para la combinación cuasi-permanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
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	

Tabla 12: Abertura máxima de fisura

3.3.6.2 Estados límite últimos (E.L.U.)

La denominación de estados límite últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella, poniendo en peligro la seguridad de las personas.

Los estados límites últimos que se deben considerar son los siguientes:

3. E.L.U. de pérdida de equilibrio (EQU), por falta de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.

En cuanto a la estabilidad de las pantallas, se comprobará que el empuje pasivo movilizado sea inferior al 80% del bloque totalmente plastificado en situaciones permanentes y transitorias y del 90% en situaciones accidentales, es decir, que el cociente entre empuje pasivo total y el movilizado sea inferior a 1,25 en situaciones permanentes y transitorias y de 1,10 en situaciones accidentales.

Respecto a la comprobación de flotabilidad, se debe verificar que $Ed, dst \leq Ed, stb$ donde:

 - Ed, dst es el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras
 - Ed, stb es el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.
4. E.L.U. de agotamiento (STR), frente a sollicitaciones normales, frente a cortante y torsión. Se estudian a nivel de sección del elemento estructural.

Se verificará además que las pantallas cumplen para las comprobaciones de rotura por sifonamiento y rotura de fondo.

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, para las comprobaciones de equilibrio y comprobaciones resistentes, están definidos en los siguientes apartados.

3.3.7 Valores representativos de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción, IAP-11 relativos a 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.

3.3.7.1 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 $G_{k,inf}$.

3.3.7.1.1 Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

- 3. 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.
- 4. 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.

3.3.7.2 Acciones variables (Q)

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

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

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:

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

Tabla 13: Factores de Simultaneidad ψ

3.3.7.3 Acciones accidentales (A)

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

3.3.8 Coeficientes de seguridad para las acciones

Se consideran los coeficientes parciales de seguridad para las acciones definidos en la IAP-11.

3.3.8.1 Estados Límites Últimos

3.3.8.1.1 Comprobaciones de equilibrio (EQU)

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 garantizan 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.

Tabla 14: Coeficientes parciales para las acciones γ_F . Comprobaciones ELU de equilibrio

3.3.8.1.2 Comprobaciones resistentes (STR)

ACCIÓN	EFECTO	
	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0
	Carga muerta	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P ₁	1,0
	Pretensado P ₂	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0
	Reológicas	1,0
	Empuje del terreno	1,0
	Asientos	0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0
	Acciones climáticas	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

Tabla 15: Coeficientes parciales para las acciones γ_F. Comprobaciones ELU resistentes

3.3.8.2 Estados Límites de Servicio

ACCIÓN	EFECTO	
	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0
	Carga muerta	1,0
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P ₁	0,9 ⁽¹⁾
	Pretensado P ₂	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0
	Reológicas	1,0
	Empuje del terreno	1,0
	Asientos	0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0
	Acciones climáticas	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

Tabla 16: Coeficientes parciales para las acciones γ_F. ELS

3.3.9 Combinación de acciones

Se han seguido los criterios especificados en la Instrucción IAP-11, relativos a 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.

3.3.9.1 Estados Límites Últimos

3.3.9.1.1 Situaciones persistentes y transitoria

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán 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,m}^{*} = Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- Q_{k,1} = Valor característico de la acción variable dominante.
- ψ_{0,i} Q_{k,i} = Valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

Deberán realizarse tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

3.3.9.1.2 Situaciones accidentales

Por tratarse de una situación accidental en la que se considera el sismo la combinación de las distintas acciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{2,1} Q_{k,1} + \gamma_A A_{E,k}$$

donde:

- G_{k,i}, G_{k,j}^{*} = valores representativos.
- ψ_{2,1} Q_{k,1} = valores casi-permanentes de la acción relativa a la sobrecarga de uso.
- A_{E,k} = valor característico de la acción sísmica.

3.3.9.2 Estados Límites de Servicio

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

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación casi-permanente:

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

3.3.10 Niveles de control

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

3.3.10.1 Control de materiales

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en el “Código Estructural”.

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

3.3.10.2 Control de la ejecución

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en el “Código Estructural”.

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

3.3.10.3 Niveles de control establecidos

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición del “Código Estructural”:

4. Acero de armar y pretensar
Todos los casos: Normal
5. Hormigón
Todos los casos: Estadístico
6. Ejecución
Todos los casos: Intenso

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

Las armaduras pasivas deberán estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

3.3.10.4 Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

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

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia para situaciones persistentes o transitorias adoptados son:

Hormigón	$\gamma_c = 1,50$
Acero de armar	$\gamma_s = 1,15$
Acero estructural	$\gamma_s = 1,15$

Los coeficientes parciales de seguridad adoptados para resistencia en situaciones accidentales son:

Hormigón	$\gamma_c = 1,30$
Acero de armar	$\gamma_s = 1,00$
Acero estructural	$\gamma_s = 1,00$