

PROYECTO CONSTRUCTIVO DE ADECUACIÓN DEL TÚNEL DE LA AVANZADA EN LA BI-637
Nº EX.: 2020/004/073/10

PROYECTO DE ADECUACIÓN DEL TÚNEL DE LA AVANZADA EN LA BI-637



Anejo 04 - Estructuras

Anejo 04 - Estructuras

Control de firmas

Realizado	Aprobado
Xabier Sierra / Jens Wolfffersdorf	Jorge Alcalde
Fecha y Firma	Fecha y Firma
No precisa firma si está aprobado electrónicamente mediante ruta	

Información del Documento	
Código Documento	P0210L59-ATA-AP-ES-AN-0004
Referencia	P0210L59

Registro de cambios

Rev	Fecha	Autor	Sección afectada	Cambios
0	28/05/2021	Xabier Sierra / Jens Wolfffersdorf	Todas	Edición inicial
1	14/06/2021	Jens Wolfffersdorf	Todas	Actualización
2	20/10/2021	Jens Wolfffersdorf	Todas	Actualización

INDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	5
1.1	Objeto	5
1.2	Alcance	5
2	DOCUMENTOS DE REFERENCIA	5
2.1	Documentos del pliego	5
2.2	Normativa y guías de diseño	5
2.3	Documentos de antecedentes	6
2.4	Orden de preferencia	7
3	BASES DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL	7
3.1	Trazado y sección tipo de carretera	7
3.2	Estructura existente del túnel y trinchera	8
3.3	Servicios urbanos.....	9
3.4	Desvíos de tráfico	10
3.5	Interfaces con instalaciones del túnel.....	10
3.6	Edificios adyacentes	10
3.7	Datos geotécnicos	10
3.8	Vida útil y durabilidad.....	11
3.8.1	Durabilidad del Hormigón y armaduras.....	11
3.8.2	Durabilidad del Acero estructural	12
3.9	Resistencia al fuego de la estructura	12
3.10	Estanquidad y apertura máxima de fisura	12
3.11	Requisitos de estado límite de servicio	12
3.12	Cargas	13
3.12.1	Acciones permanentes.....	13
3.12.2	Acciones variables.....	15
3.12.3	Cargas climáticas.....	15
3.12.4	Cargas accidentales.....	15
3.13	Combinaciones de cargas.....	16
3.13.1	Combinaciones de cargas en estado límite último	16
3.13.2	Combinaciones de cargas en estado límite de servicio	16
3.14	Materiales	17
4	PROCESO DE EJECUCIÓN.....	17
5	CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	18
5.1	Cubierta ligera en bocas de túnel	18
5.2	Estructura para centro de transformación	24
5.3	Cubierta transitable	28
5.3.1	Vigas de cubierta	28
5.3.2	Refuerzo de muros existentes.....	28

5.4 Estructuras de galerías 29

FIGURAS

Figura 1:	Vista definitiva en planta	7
Figura 2:	Sección tipo propuesta	7
Figura 3:	Sección descubierta.....	8
Figura 4:	Sección con cubierta.....	8
Figura 5:	Sección Tipo y geometría muros bandeja	8
Figura 6:	Sección tipo y geometría muros bandeja con cargadero.	9
Figura 7:	Secciones Muros	9
Figura 8:	detalle de plataforma superior de la sección tipo 2, con cubierta.....	9
Figura 9:	nivel freático según campaña 2012	11
Figura 10:	Tabla de recubrimiento mínimo (mm) para las clases generales de exposición III y IV	11
Figura 11:	Curvas temperatura - Tiempo - CN y HCM.....	12
Figura 12:	Tabla de apertura máxima de fisura en el Hormigón.....	12
Figura 13:	Cargas CT Boca Getxo	13
Figura 14:	Cargas CT Boca Bilbao.....	14
Figura 15:	Curvas temperatura - Tiempo - CN y HCM.....	16
Figura 16:	Coeficientes parciales de seguridad	16
Figura 17:	Coeficientes parciales de seguridad	17
Figura 18:	Plano de planta, esquema de estructura de cubiertas tipo.	18
Figura 19:	Sección Tipo A.....	18
Figura 20:	Sección Tipo B	18
Figura 21:	Q_V1.....	19
Figura 22:	Q_V2.....	19
Figura 23:	Q_V3.....	19
Figura 24:	Q_V4.....	19
Figura 25:	Q_V1.....	22
Figura 26:	Q_V2.....	22
Figura 27:	Q_V3.....	22
Figura 28:	Q_V4.....	22
Figura 29:	Pilar 1-Tipo B	23
Figura 30:	Viga 2-Tipo B.....	23
Figura 31:	Pilar 3-Tipo B	23
Figura 32:	Armadura infra-dimensionada según cálculos	24
Figura 33:	Solución de viga colaborante con el muro para el anclaje de los micropilotes.....	24
Figura 34:	Sección Tipo C	25
Figura 35:	Detalle del apoyo sección tipo C	25

Anejo 04 - Estructuras

Figura 36: Tramo tipo C 26

Figura 37: Flecha del forjado mixto de la sección tipo C..... 27

Figura 38: Comprobación de la resistencia de los pórticos de la sección tipo C 27

Figura 39: Sección tipo D y E 28

Figura 40: Detalle viga pretensada para la cubierta transitable 28

Figura 41: Detalle colocación del revestimiento anti incendios de la cubierta transitable 28

Figura 42: Detalle del apoyo sección tipo D y tipo E 29

Figura 43: Planta y sección galería evacuación 29

TABLAS

Tabla 1: Resumen de antecedentes técnico administrativos 7

Tabla 2: Resumen tipologías de muros existentes 8

Tabla 3: Datos de tráfico 2019 10

Tabla 4: Parámetros geotécnicos deducidos en el estudio geotécnico..... 10

Tabla 5: Resumen de cargas 13

Tabla 6: Coeficiente de empuje..... 14

Tabla 7: Acciones térmicas..... 15

Tabla 8: Acción del viento 15

Tabla 9: Reacciones en apoyos 20

Tabla 10: Reacciones en apoyos..... 22

Tabla 11: Cálculo del forjado mixto..... 26

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Objeto

El 3 de marzo de este año 2020 la Diputación Foral de Bizkaia publicó el primer documento para licitar los trabajos de ASISTENCIA TÉCNICA PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO CONSTRUCTIVO DE ADECUACIÓN DEL TÚNEL DE LA AVANZADA EN LA BI- 637, siendo adjudicados el 22 de septiembre del 2020 a SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A. y formalizándose mediante la resolución 2020-004-073-10.

El objeto del presente documento es calcular la capacidad portante de la estructura actual y definir el diseño estructural futuro de la avanzada en su paso por Leioa. El proyecto contempla cubrir las zonas descubiertas, o también denominadas huecos, del trazado en trinchera de la vía BI-637 y ampliar la cubrición con una cubierta en ambas entradas al paso inferior. Esta solución genera un túnel urbano.

Siguiendo las prescripciones técnicas del pliego se estudian dos tipos de cubierta:

1. Cubierta Tipo 1: Corresponde al cubrimiento de los huecos. Estas cubiertas de 130 y 78 metros de longitud se plantean mediante una estructura de vigas de hormigón pretensado con forma de “I”, sobre la que se apoyaría una losa de hormigón armado.
2. Cubierta Tipo 2: Correspondiente a las bocas del túnel y con una longitud de 90 metros por cada lado, se dimensiona una cubierta de estructura metálica. Esta estructura incluye dos centros de transformación ubicadas en cada boca del futuro túnel.

En ambos casos se realizará el cálculo de las cargas transmitidas a los muros existentes y se plantearán soluciones en los casos en los que estos no tengan la suficiente capacidad portante. Para esto se tendrá en cuenta que la cubierta de Tipo 1 estará solicitada para la sobrecarga por tráfico rodado y peatonal y para la cubierta de Tipo 2 el paso estará restringido únicamente para labores de conservación.

Además, se realizará el cálculo estructural de las galerías de evacuación que se extienden por ambos lados del túnel, así como el diseño estructural de las salas de máquinas ubicadas en ambas bocas del túnel.

1.2 Alcance

El alcance de este documento es definir las condiciones y criterios de diseño de las estructuras para cubrir la carretera BI-367 (La Avanzada) en su paso por el municipio de Leioa. Además, se desarrolla el diseño de las siguientes estructuras a nivel de proyecto incluyendo los cálculos estructurales necesarias para justificar las dimensiones principales de los elementos estructurales.

Entran dentro del alcance de este documento las bases para el diseño de las plataformas transitable de Tipo 1 con el estudio de refuerzo de los hastiales y de la cubierta metálica de Tipo 2 en las bocas del túnel. Así mismo queda dentro del alcance el diseño estructural de los dos cuartos técnicos que se colocarán en ambas bocas del túnel y el dimensionamiento de las galerías de evacuación.

Los criterios de diseño de los elementos serán referenciados a las normativas de aplicación y estarán acorde con las especificaciones del proyecto y con la documentación de referencia.

2 DOCUMENTOS DE REFERENCIA

2.1 Documentos del pliego

En el Pliego de Prescripciones Técnicas (PPT) en el ámbito estructural se hace referencia a diferentes documentos adjuntos con el estudio de soluciones para los dos tipos de cubierta. Quedando en el PPT definidos que se utilizará como base del diseño de la cubierta de Tipo 1 el documento N°7 y el N°8. En el caso de la cubierta de Tipo 2 se utilizarán los anteproyectos adjuntos N°9 y N°10. Además de estos se tendrán en cuenta otros documentos como el N°1 y el N°2

- N°1: “PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DESDOBLAMIENTO DE LA CARRETERA DE LA AVANZADA” elaborado por Ingeniería de Autopistas S.A. en 1985.
- N°2: “MODIFICACIONES TÉCNICAS AL PROYECTO DE DESDOBLAMIENTO DE LA CARRETERA DE LA AVANZADA Y CANALIZACIÓN DEL ARROYO ELEXALDE. TRAMO B” elaborado por el Departamento de Obras Públicas y Transportes en 1989
- N°7: “ANTEPROYECTO DE AMPLIACIÓN Y ADECUACIÓN DEL TÚNEL DE LA AVANZADA” elaborado por SENER en 2008.
- N°8: Informe del Ayuntamiento de Leioa en relación al documento N°7 elaborado por IDOM en 2009.
- N°9: “ANTEPROYECTO DE CUBIERTA DE ALA BOCA ESTE DEL TÚNEL DE LA AVANZADA” elaborado por SENER en 2009.
- N°10: “PROYECTO BÁSICO DE APANTALLAMIENTO ACÚSTICO EN LAS BOCAS DEL TÚNEL DE LA AVANZADA EN LA BI-637” elaborado por SENER en 2014.

2.2 Normativa y guías de diseño

Las Normativa y recomendaciones de aplicación para el proyecto son las siguientes:

1. Normativa Túneles
 - a. DF 91/2012 del 24 de abril. Instrucción Técnica de Seguridad y Explotación de Túneles de Carretera
 - b. DF 135/2006 de 23 de agosto. Seguridad en Túneles de Carretera.
 - c. RD 635/2006. Requisitos mínimos de seguridad en los túneles de carreteras del Estado.
 - d. DE 2004/54/CE. Requisitos mínimos de seguridad para túneles de la red transeuropea de carreteras.
2. Código Técnico de Edificación (CTE) española
 - a. DB-SE: Documento Básico de Seguridad Estructural
 - b. DB-SE-AE: Documento Básico de Seguridad Estructural de las Acciones en Edificación
 - c. DB-SE-C: Documento Básico de Seguridad Estructural para la Cimentación
 - d. DB-SE-A: Documento Básico de Seguridad Estructural para Acero
 - e. DB-SI: Documento Básico de Seguridad en caso de Incendios
 - f. DB-SUA: Documento Básico de Seguridad de Utilización y Accesibilidad
3. Instrucción del Acero Estructural EAE-2011
 - a. Capítulo II. Principios generales
 - b. Capítulo III. Acciones
 - c. Capítulo IV. Materiales y Geometría
 - d. Capítulo V. Análisis estructural
 - e. Capítulo VI. Materiales

Anejo 04 - Estructuras

- f. Capítulo VII. Durabilidad
 - g. Capítulo VIII. Datos de los materiales para el proyecto
 - h. Capítulo IX. Estados Límites Últimos
 - i. Capítulo X. Estados Límites de Servicio
 - j. Capítulo XII. Proyecto de estructuras de acero frente al incendio
 - k. Capítulo XIV. Uniones
 - l. Capítulo XV. Elementos estructurales
4. Instrucción del Hormigón Estructural EHE-2008
- a. Capítulo 1. Principios generales
 - b. Capítulo 2. Criterios de seguridad y bases de cálculo
 - c. Capítulo 3. Acciones
 - d. Capítulo 4. Materiales y geometría
 - e. Capítulo 5. Análisis estructural
 - f. Capítulo 6. Materiales
 - g. Capítulo 7. Durabilidad
 - h. Capítulo 8. Datos de los materiales para el proyecto
 - i. Capítulo 10. Estados Límites Últimos
 - j. Capítulo 11. Estados Límites de Servicio
 - k. Capítulo 12. Elementos estructurales
5. Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02)
6. Eurocódigo
- a. Eurocódigo 0. Bases de diseño estructural
 - b. Eurocódigo 1. Acciones en estructuras
 - c. Eurocódigo 2. Diseño del hormigón estructural
 - d. Eurocódigo 3. Diseño del acero estructural
 - e. Eurocódigo 4. Diseño de estructuras compuestas de acero y hormigón
 - f. Eurocódigo 7. Diseño geotécnico
7. Ministerio de Fomento
- a. Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera 2006

2.3 Documentos de antecedentes

Junto con los documentos presentados en el PPT se encuentran entre los antecedentes los descritos en el Anejo 1 “P0210L59-ATA-AP-GB-AN-0001”:

REF.	DOCUMENTO o CONVENIO	ADMINISTRACIÓN	CONSULTOR	AÑO
[1]	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DESDOBLAMIENTO DE LA CARRETERA DE LA AVANZADA	Diputación Foral de Bizkaia	Ingeniería de Autopistas, S.A.	1985

REF.	DOCUMENTO o CONVENIO	ADMINISTRACIÓN	CONSULTOR	AÑO
[2]	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA CANALIZACIÓN DEL ARROYO ELEXALDE	Diputación Foral de Bizkaia	Ingeniería de Autopistas	1984
[3]	DESDOBLAMIENTO DE LA CARRETERA DE LA AVANZADA Y CANALIZACIÓN DEL ARROYO ELEXALDE.	Diputación Foral de Bizkaia	Ingeniería de Autopistas	1984
[4]	MODIFICACIONES TÉCNICAS AL PROYECTO DE DESDOBLAMIENTO DE LA CARRETERA DE LA AVANZADA TRAMO C	Diputación Foral de Bizkaia	Ingeniería de Autopistas	1988
[5]	PUESTA EN SERVICIO DEL TÚNEL		-	1989
[6]	MODIFICACIONES TÉCNICAS AL PROYECTO DE DESDOBLAMIENTO DE LA CARRETERA DE LA AVANZADA Y CANALIZACIÓN DEL ARROYO ELEXALDE. TRAMO B	Diputación Foral de Bizkaia	Ingeniería de Autopistas	1990
[7]	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CORREDOR URIBE KOSTA. SUBTRAMO ARTAZA - BOLUE	Diputación Foral de Bizkaia	TYPSA	1993
[8]	ESTUDIO PREVIO Y DE FACTIBILIDAD PARA LA MEJORA DE DIVERSOS ELEMENTOS DEL DESDOBLAMIENTO DE LA AVANZADA	Ayuntamiento de Leioa	PROCISA-J.P.C. Ingenieros	1999
[9]	PROYECTO DE REGENERACIÓN FUNCIONAL DE LA CARRETERA DE LA AVANZADA. TRAMO: ENLACE DE LA UNIVERSIDAD - ROTONDA DE ARTATZA	Diputación Foral de Bizkaia	Dair Ingenieros, S.L.	2000
[10]	ESTUDIO ACÚSTICO EN DETALLE PARA LA AUTOVÍA DE LA AVANZADA A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE LEIOA	Diputación Foral de Bizkaia	AAC Centro de Acústica Aplicada S.L. y Basoinsa S.L.	2003
[11]	ESTUDIO DE NUEVA VIALIDAD EN EL BULEVAR DE LEIOA	Diputación Foral de Bizkaia	UTE ZAINDU BI	2004
[12]	CONVENIO POR UNA ACCESIBILIDAD SOSTENIBLE Y UNA MEJORA DE LA CALIDAD DE VIDA EN EL CENTRO URBANO DE LEIOA	Diputación Foral de Bizkaia y Ayuntamiento de Leioa	-	2005
[13]	PROYECTO ACTUALIZADO DE LA PASARELA DE ARTAZA	Diputación Foral de Bizkaia	DAIR Ingenieros, S.L.	2007
[14]	ANTEPROYECTO DE AMPLIACIÓN Y ADECUACIÓN DEL TÚNEL DE LA AVANZADA	Diputación Foral de Bizkaia	SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.	2008
[15]	ANTEPROYECTO DE CUBIERTA DE LA BOCA ESTE DEL TÚNEL DE LA AVANZADA	Diputación Foral de Bizkaia	SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.	2009
[16]	ASPECTOS A TENER EN CUENTA PARA LA REDACCIÓN DE UN PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN BASADO EN EL ANTEPROYECTO DE AMPLIACIÓN Y ADECUACIÓN DEL TÚNEL DE LA AVANZADA	Ayuntamiento de Leioa	IDOM	2009
[17]	INFORME DE AUDITORIA DEL TÚNEL DE LA AVANZADA	Diputación Foral de Bizkaia	Organismo de Inspección de	2011

REF.	DOCUMENTO o CONVENIO	ADMINISTRACIÓN	CONSULTOR	AÑO
			Túneles de Bizkaia - OITB	
[18]	ESTUDIO DE SOLUCIONES Y PROYECTO BÁSICO DE APANTALLAMIENTO ACÚSTICO EN LAS BOCAS DEL TÚNEL DE LA AVANZADA DE LA BI-637	Diputación Foral de Bizkaia	SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.	2014
[19]	INFORME SOBRE APANTALLAMIENTO ACÚSTICO EN LAS BOCAS DEL TÚNEL DE LA AVANZADA	Diputación Foral de Bizkaia	Organismo de Inspección de Túneles de Bizkaia - OITB	2014
[20]	PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE AMPLIACIÓN Y ADECUACIÓN DEL TÚNEL DE LA AVANZADA EN LA BI-637 FASE I: MEDIDAS DE APANTALLAMIENTO ACÚSTICO	Diputación Foral de Bizkaia	SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.	2016

Tabla 1: Resumen de antecedentes técnico administrativos

Fuente: Elaboración propia

2.4 Orden de preferencia

En caso de contradicción entre los diferentes documentos citados se establece el siguiente orden de preferencia:

1. Normativa nacional de obligado cumplimiento (Real decretos, Normativa nacional)
2. Pliego de prescripciones técnicas del proyecto
3. Eurocódigos con Anexo nacional
4. Guías de diseño
5. Otras referencias y bibliografía técnica

3 BASES DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.1 Trazado y sección tipo de carretera

La carretera BI-367 en su paso por Leioa circula por un paso en trinchera cubierto por tres plataformas. El trazado de influencia del proyecto está ubicado aproximadamente entre los P.K.11+680 y P.K. 12+540. La vía sigue un trazado recto con cambios de rasante. La pendiente máxima es de 5,40% entre los P.K. 12+183 y el P.K.12+386.

El trazado está diseñado con eje central y doble sentido. Cada uno de los sentidos está formado por doble carril y arcén. Atendiendo al análisis de riesgos desarrollado se propone establecer 0,50 metros para los arcones junto al hastial y a la mediana, un carril lento de 3,50 metros y otro rápido de 3,30 metros como mínimo. El ancho total entre la cara interior de los hastiales es de 18 existiendo en este una barrera de hormigón en la mediana y junto a ambos hastiales.

Existe también bombeo transversal del 2% a lo largo del paso inferior.

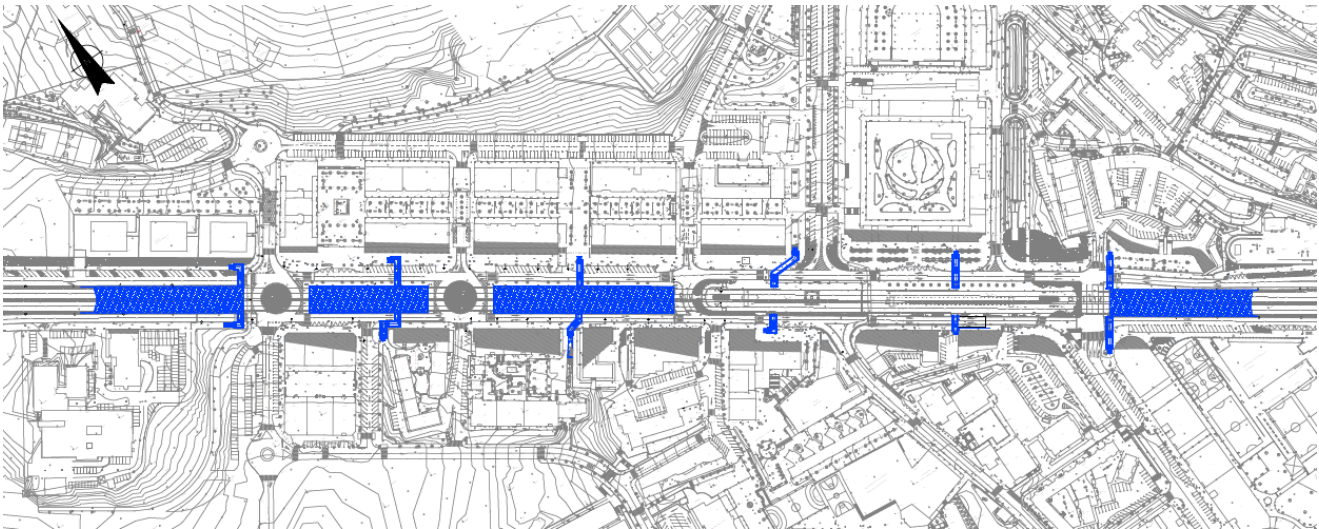


Figura 1: Vista definitiva en planta

Fuente: Elaboración propia

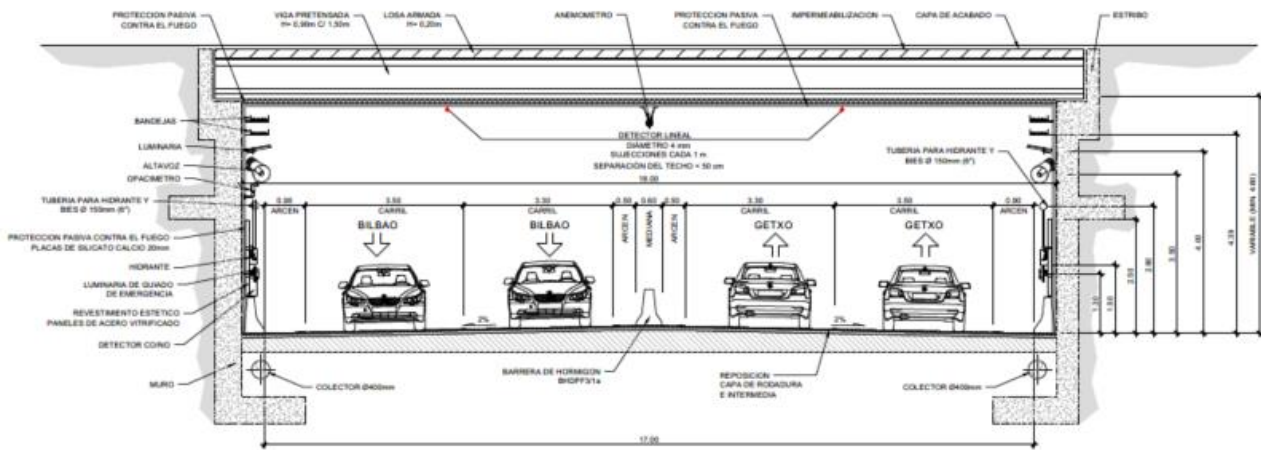


Figura 2: Sección tipo propuesta

Fuente: Elaboración propia

Anejo 04 - Estructuras

A ambos lados de la estructura existen vías colectoras que transcurren longitudinalmente sobre los hastiales del paso inferior. Al sur de la estructura junto al muro y sin acera se encuentra la calzada formada por dos carriles en sentido Bilbao que suman 4,5 metros, seguidos de una acera con una zona con un muro de contención para accesos a un edificio que tiene la entrada bajo rasante. La zona norte de la estructura está formada por una acera de ancho variable de entre 3 y 2,6m de anchura, continuada por una calzada de circulación viaria con sentido Getxo conformada por dos carriles de 2,5m, una zona de aparcamiento en batería de 3,7m y por último zona pavimentada para el peatón.

3.2 Estructura existente del túnel y trinchera

En cuanto a la definición de las secciones, en la situación actual se encuentran 2 secciones tipo diferentes, se presenta a continuación imágenes del proyecto [6]:

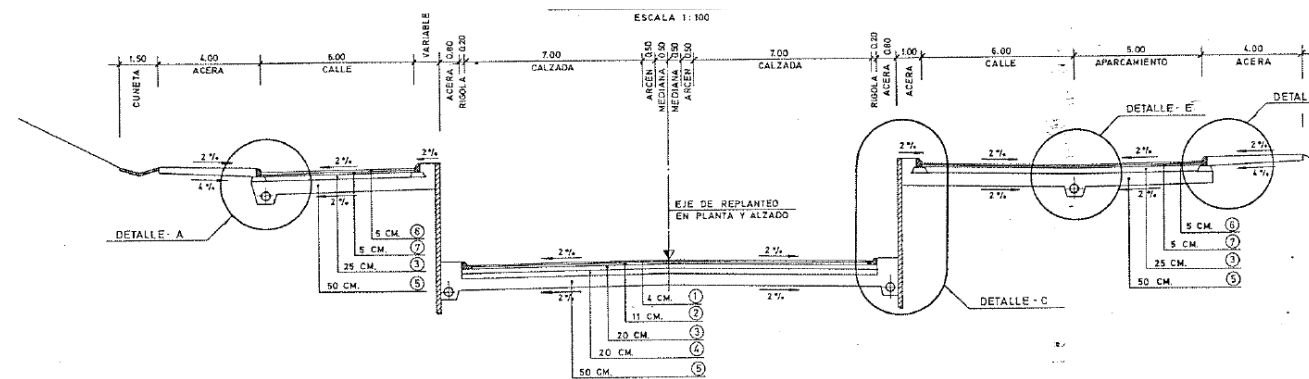


Figura 3: Sección descubierta

Fuente: [6]

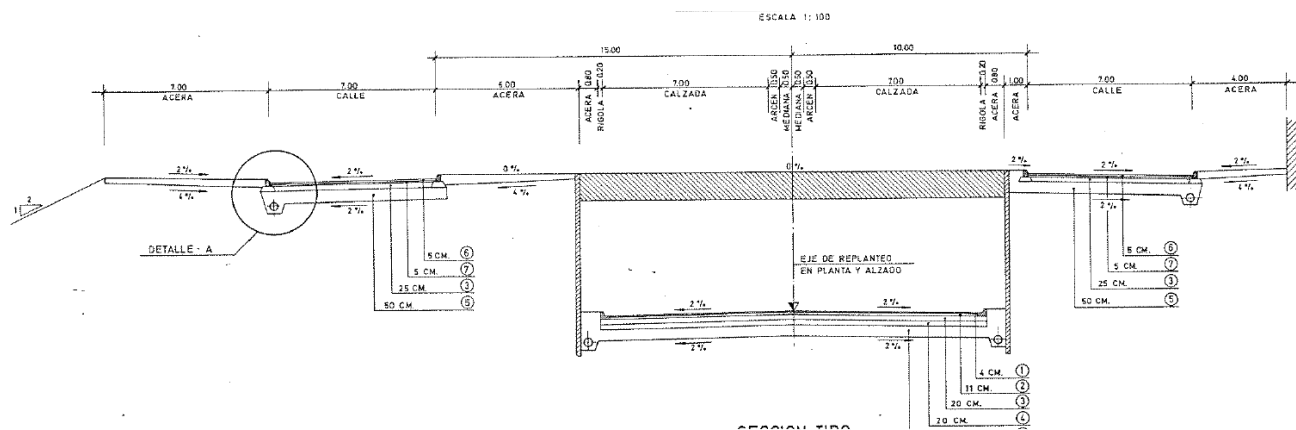


Figura 4: Sección con cubierta

Fuente: [6]

Cada una de las secciones presentadas representa a dos secciones tipo puesto que los muros de los hastiales son diferentes entre ellas. Existen 3 tipos de muros, muros en T, muros bandeja y muros pantalla. A continuación, se muestra una tabla resumen de las secciones tipo, junto con los muros:

P.K. Inicio	P.K. Final	Distancia (m)	Tipo de muro	Sección tipo
11+700	11+800	100	Muro en T	Descubierta
11+800	12+111	311	Muro Pantalla	Cubierta
12+111	12+240	129	Muro Bandeja	Descubierta
12+240	12+287	47	Muro Bandeja	Cubierta
12+287	12+372	85	Muro Bandeja	Descubierta
12+372	12+418	46	Muro Bandeja	Cubierta
12+418	12+493	75	Muro Bandeja	Descubierta
12+493	12+524	31	Muro en T	Descubierta

Tabla 2: Resumen tipologías de muros existentes

Fuente: Elaboración propia

Los muros tipo “bandeja” tienen las siguientes secciones:

MUROS

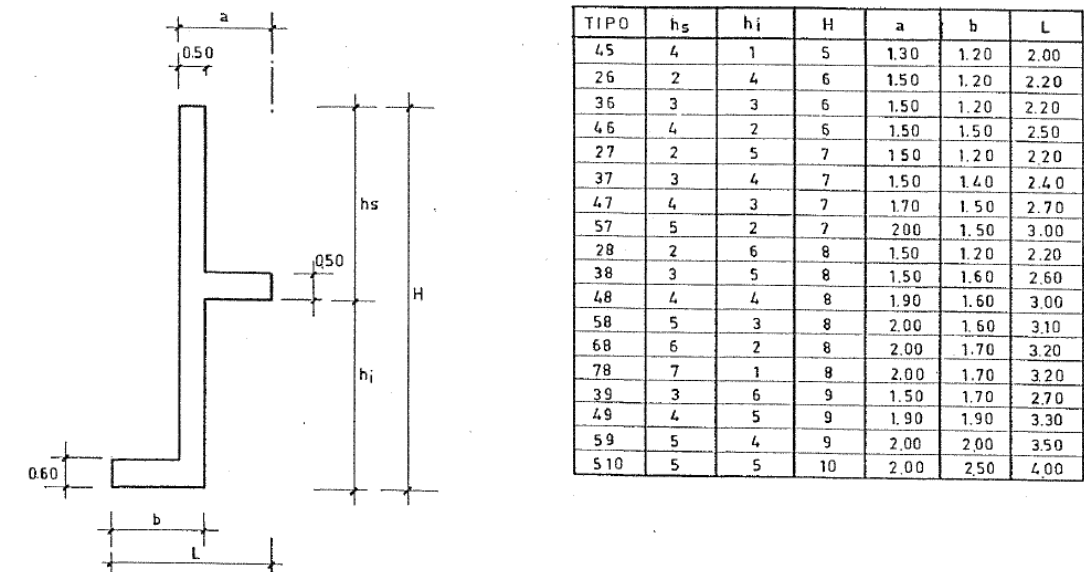


Figura 5: Sección Tipo y geometría muros bandeja

Fuente: [6]

Entre esta tipología de muros bandeja y en las zonas donde existe una plataforma superior, los muros poseen un apoyo cargadero para el tablero de las glorietas. Se muestra a continuación la sección tipo de estos estribos.

ESTRIBOS

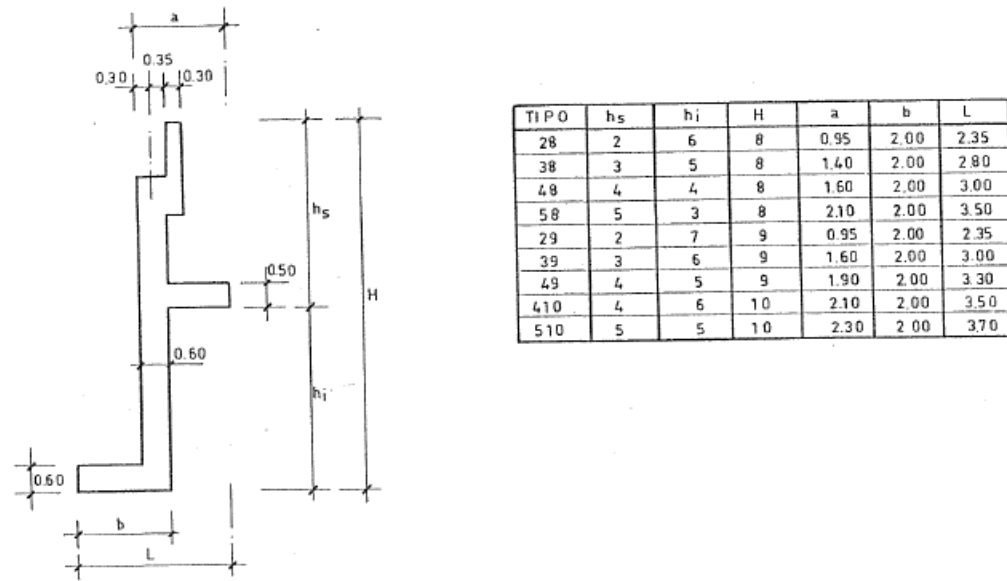


Figura 6: Sección tipo y geometría muros bandeja con cargadero.

Fuente: [6]

Los muros convencionales con talón denominados tipo T tienen las siguientes secciones y se encuentran en ambas entradas de la vía en trinchera:

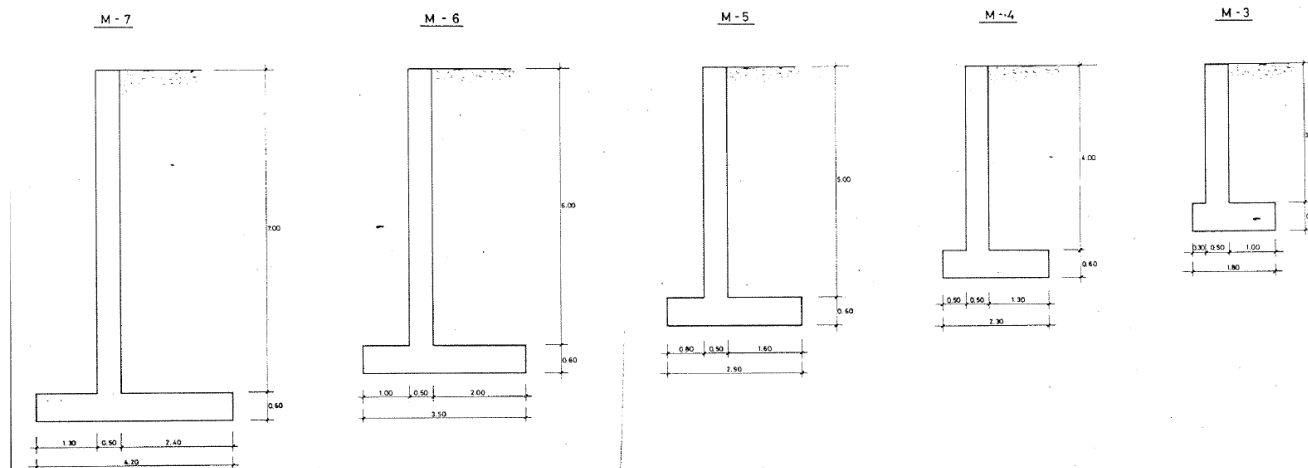


Figura 7: Secciones Muros

Fuente: [6]

En cuanto a la cubierta existente, está formada por vigas de hormigón pretensado con forma de “I” de 0,90m de canto, sobre estas está situada una losa de hormigón armado de 0,20m de canto. Las vigas se encuentran apoyadas sobre apoyos zunchado de neopreno con mesetas de mortero. Se muestra la sección de la viga y el detalle del apoyo.

Son tres cubiertas transitables, que se encuentran sobre la carretera BI-637. Como ya se ha indicado dos de ellas se encuentran apoyadas sobre los estribos formados por los muros bandeja y la plataforma más grande está apoyada sobre el muro pantalla.

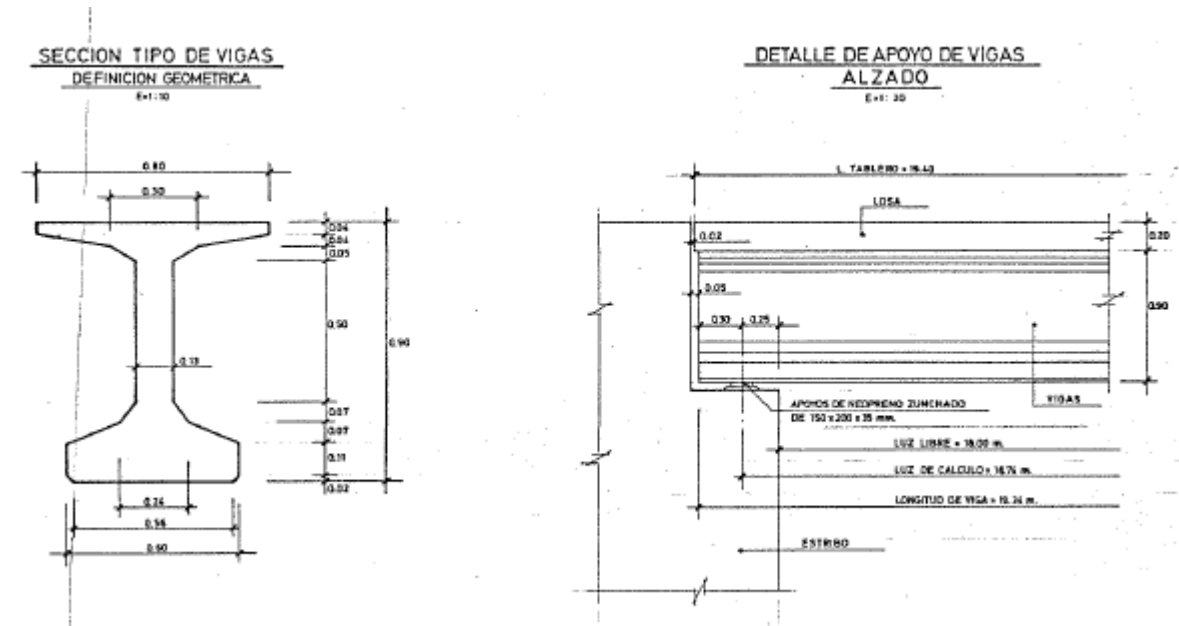


Figura 8: detalle de plataforma superior de la sección tipo 2, con cubierta

Fuente: [6]

3.3 Servicios urbanos

Según el anejo de “Coordinación con Otros organismos”. Se ha solicitado la ubicación de las instalaciones ubicadas en el área de influencia del proyecto.

En la zona afectada por la cubrición no se encuentran canalizaciones, sin embargo, para la ejecución de las galerías de evacuación se van a ver afectados los siguientes servicios:

- Nortegas
- Euskaltel
- Telefónica
- Orange
- Abastecimiento
- Redes municipales
- I-DE Redes eléctricas inteligentes - Iberdrola (BT y MT)

Bajo la estructura del túnel actual a la altura del P.K 11+880 aproximadamente se encuentra el arroyo Elexalde. Este mediante una canalización de tipo cajón cruza la estructura y la zona sur de Leioa hasta su desembocadura en el río Udondo. Esta canalización no afecta a la nueva estructura, aunque si se tendrá en cuenta en la valoración estructural de la estructura actual.

3.4 Desvíos de tráfico

Según el análisis de riesgos los datos de tráfico son los siguientes:

DATOS DE TRÁFICO: AÑO 2019	DÍA MEDIO	DÍA LABORABLE
Intensidad media	92.895 veh/día	100.237 veh/día
Calzada sentido Getxo	48,48%	48,26%
Calzada sentido Bilbao	51,52%	51,74%
Intensidad media - Sentido Getxo	45.039 veh/día	48.371 veh/día
Intensidad media - Sentido Bilbao	47.856 veh/día	51.865 veh/día
% Pesados diarios	3,00%	3,50%

% Hora punta - Hora 15	7,93%	7,99%
Calzada sentido Getxo	45,56%	44,45%
Calzada sentido Bilbao	54,44%	55,55%
Intensidad hora punta - Sentido Getxo	3.356 Veh. /hora	3.561 Veh. /hora
Intensidad hora punta - Sentido Bilbao	4.010 Veh. /hora	4.450 Veh. /hora
Nivel de Servicio: Sentido Getxo	E	E
Nivel de Servicio: Sentido Bilbao	F	F

Tabla 3: Datos de tráfico 2019

En cuanto al paso atrincherado no serán necesarios desvíos del tráfico complejos. Las actuaciones sobre los muros existentes y la colocación de la nueva cubierta requieren cortes de tráfico temporales que pueden ser nocturnos.

La ejecución de las galerías y la ejecución del refuerzo de los muros existentes generará interrupciones del tráfico rodado sobre las carreteras paralelas a la Avanzada en la calle Iparraguirre.

3.5 Interfaces con instalaciones del túnel

Las instalaciones diseñadas para la correcta gestión, prevención y autoprotección del túnel son:

- PCI (Protección Contra Incendios) definidos en el anejo P0210L59-ATA-AP-EM-AN-0009
 - Abastecimiento de agua, con conexión a la red de abastecimiento.
 - Grupo de bombeo.
 - Sistema de red de hidrantes
 - Conexión de bomberos.
 - Sistema de Rociadores.
 - Extintores.
 - Sistema de extinción mediante agente limpio
 - Sistema de columna seca
- Energía eléctrica, definido en el anejo P0210L59-ATA-CD-EM-AN-0007.
 - Dos centros de transformación, uno por cada boca. En cada uno existirá un transformador, un grupo electrógeno y un SAL.
 - Líneas de alta tensión.
 - Canalización aérea.
- Ventilación, definido así en el anejo P0210L59-ATA-AP-EM-AN-0008.
 - 2 filas de ventiladores formada por 4 ventiladores. Se colocarán en las bocas del túnel, a 60 metros de la boca Bilbao y a 64 metros de la boca Getxo.

3.6 Edificios adyacentes

En el lado Norte de la Avanzada:

En la zona central de cubierta proyectada y actual transitable la distancia entre el hastial norte con la línea de fachadas es de aproximadamente 18,7m. En las zonas de bocas se encuentra la línea de fachadas a 9,5 y 15,8m en la boca de Bilbao y la de Getxo respectivamente.

En el lado sur de la Avanzada:

En los tramos en los que se encuentra la cubierta existente y lo hará la cubierta transitable la distancia desde el muro hasta la línea de fachada es de aproximadamente 8,5 metros. Existiendo como ya se ha indicado un edificio con la planta baja, aproximadamente 2,4m por debajo de la rasante de la carretera colectora colindante.

En cambio, en las zonas de las bocas encontramos en la boca Bilbao aproximadamente 11,4m y en la de Getxo 9m.

Los edificios colindantes son aparentemente de estructura de hormigón con cimentación a cota desconocida.

3.7 Datos geotécnicos

A la espera de la campaña geotécnica se establecen como valores estimados para el cálculo los presentados en el anejo “P0210L59-ATA-AP-GT-AN-0002”. En esta se establecen los valores obtenidos de los parámetros del terreno en los diferentes ensayos realizados son:

Nivel	Espesor	Tipos (USCS)	Porcentaje de finos	W _{nat} (%)	γ (kN/m ³)	c (kp/cm ²)	Φ (°)	Su (kp/cm ²)	Qu (kp/cm ²)	Cc (adim)
1: rellenos	0-2 metros	GM-GP/GW	45% (1 ensayo)			<0.1	34°			
2: Suelos de alteración	2-9 metros (espesores mayores en zona Elexalde)	ML-MH/CL (localmente GM-SC)	40-99%	20-40% (1985)	13-15 (seca)-18-19	0.44 (0.4-0.52) (3 ensayos)	25° (23.7-27.5°)	0.48-3.75 (1.28) (vane test=41 ensayos) Su/σ'v =0.16-0.22	1->6 3.38* (penetrómetro de bolsillo=61 ensayos)	0.11-0.34 (2 ensayos) Pasarela 0.1-0.33 (6 ensayos)
3: Roca tipo FDC GM II-III		Roca	--		24-27	0.37	34.7		130-920	

Tabla 4: Parámetros geotécnicos deducidos en el estudio geotécnico.

Fuente: modificado a partir de [14]

A partir de los datos recopilados en los estudios realizados los parámetros que se consideran aplicables al cálculo serían:

- Nivel geotécnico 1) Rellenos de tipo granular con matriz limosa, en general materiales compactados:

Anejo 04 - Estructuras

En este nivel la variabilidad corresponde a la proporción de finos y su compactación.

- γ (kN/m³): 18-19
 - c (kN/m²): 0-5
 - Φ (°): 32-34°
 - Es: 20-50 MPa
- Nivel geotécnico 2) Suelos arcillosos/ roca meteorizada GM V (NG 2.1) /roca meteorizada a grado IV (NG 2.2):

En este nivel la variabilidad de parámetros obedece a la meteorización diferencial de la roca.

- γ (kN/m³): 18-19
 - Wl=28-52%
 - I_p =6.7-17.2% (8.4-18% (1985))
 - Wnat=25-43%
 - c (kN/m²): 60-20
 - Φ (°): 15-27°
 - Es: 20-30 MPa
- Nivel geotécnico 3) Roca sana a moderadamente meteorizada (grado II-III):

En este nivel la variabilidad se debe a la naturaleza litológica y especialmente al grado de fracturación.

- γ (kN/m³): 24-27
 - RCS (kp/cm²): 120-250
 - c (kN/m²): 40 a >100
 - Φ (°): 35-30°
 - Es: 20-30 MPa

La tensión admisible considerada en el proyecto de 1985 variaba para los apoyos en roca entre los 400 (roca descompuesta en la zona de cubrición), 500 (muros de la zona deprimida) y 700 KPa, este último valor para la zona de cubrición y en caso de que la roca aparezca sana, aunque se indicaban valores de hasta 1000 KPa (OF-1-8, a partir de 9 metros de profundidad con un RQD del 85%). Se desconoce la distribución de la roca fracturada en el apoyo de los muros y el diseño o soluciones finalmente aplicados en estas cimentaciones.

Según los sondeos realizados en marzo -abril 2012, el nivel freático se encuentra en profundidades entre 2,8 y 7 m desde la cota del terreno. En la siguiente figura se resumen los resultados de las mediciones de esta campaña. Las cotas en negro presentan la cota del terreno y las cotas azules el nivel freático.

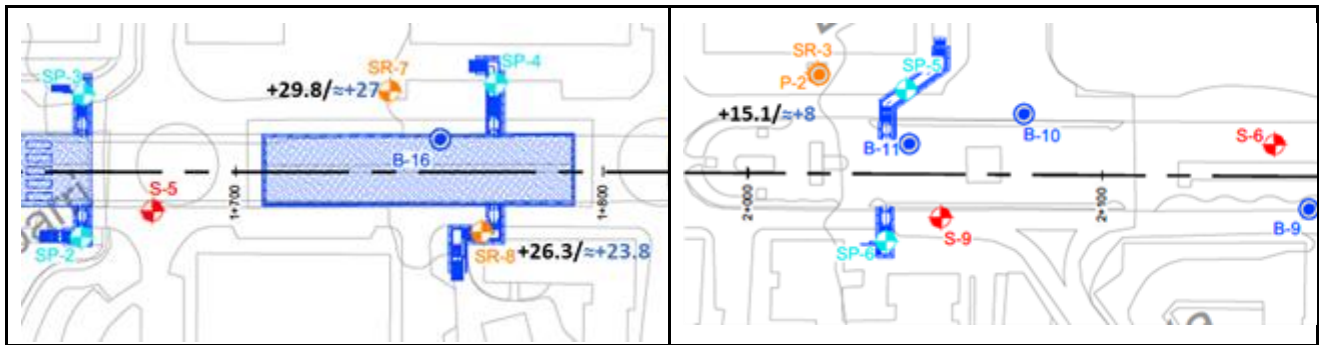


Figura 9: nivel freático según campaña 2012

Fuente: [SENER]

3.8 Vida útil y durabilidad

Según la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE 2008) y la Instrucción de Acero Estructural (EAE 2011) queda definida la vida útil de la estructura en 100 años por tratarse de una construcción civil de alta repercusión económica.

3.8.1 Durabilidad del Hormigón y armaduras

La exposición ambiental de la estructura encontrándose está a menos de 5km de la costa se identifica como IIIa según el segundo capítulo de la Instrucción de Hormigón Estructural.

Los criterios de durabilidad del hormigón armado y pretensado son los siguientes:

- Selección de forma

Se debe diseñar la estructura para que el hormigón permanezca lo mínimo posible en contacto con el agua y en el caso de no ser posible, se debe dimensionar de forma que facilite la evacuación del agua, evitando estancamientos.

- Calidad del HA

- Cemento
- Agua
- Áridos
- Aditivos
- Adiciones
- Hormigones
- Acero para armaduras pasivas
- Armaduras pasivas
- Acero para armaduras activas
- Armaduras activas

- Recubrimiento mínimo

El recubrimiento mínimo en elementos prefabricados será igual que el recubrimiento nominal. En los elementos hormigonados in situ se establecerá un recubrimiento mínimo 5 y 10 mm mayor, según el control de ejecución.

El recubrimiento nominal para el hormigón pretensado y prefabricado, como es el caso de las vigas que soportan la plataforma será de 35mm. El recubrimiento puede incrementarse para garantizar una adecuada protección del acero a la acción de un posible incendio.

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t _g) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM III/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílíce superior al 6% o de	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM III/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26*	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

*Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad según lo indicado en el Anejo nº 9, a partir de las características del hormigón prescrito en el Pliego de prescripciones técnicas del proyecto.

Figura 10: Tabla de recubrimiento mínimo (mm) para las clases generales de exposición III y IV

Fuente: EHE - Capítulo 7

Anejo 04 - Estructuras

En elementos ejecutados directamente contra el terreno, como muros o cimientos, se deberá garantizar un recubrimiento mínimo de 70mm, salvo que se haya preparado el terreno o se haya dispuesto un hormigón de limpieza.

3.8.2 Durabilidad del Acero estructural

La clase de exposición ambiental del Acero estructural según el artículo 8 de la instrucción es C4, debido a que se encuentra en el exterior y en área costera con salinidad moderada.

- Selección de forma

Igual que en el caso del hormigón la forma de la estructura metálica tiene que estar diseñada para que no exista estancamiento de agua.

3.9 Resistencia al fuego de la estructura

Los niveles de seguridad a la resistencia al fuego se definen en el DF 91/2012 del 24 de abril, Instrucción Técnica de Seguridad y Explotación de Túneles de Carretera.

N1: “El nivel N1 de estabilidad al fuego se aplica para estructuras que soportan una carretera o una zona accesible a los peatones situada encima de ellas.”

Sin embargo, queda especificado también: “En todos los casos anteriores será necesario prever medidas para prohibir en un tiempo corto la circulación en la vía soportada o en el segundo tubo. Si esto no es posible, o si la estrategia de intervención precisa preservar la vía soportada o el segundo tubo, se exigirá un nivel de resistencia al fuego superior.”

La situación en el caso de incendio requiere el uso continuo de las vías longitudinales y transversales situadas sobre la estructura. Por lo tanto, el nivel de seguridad frente a incendio es el N2.

Las exigencias correspondientes al nivel 2 son de 120HCM, 120 minutos sobre la curva HCM, siendo la resistencia requerida de **1300° durante 120 minutos**.

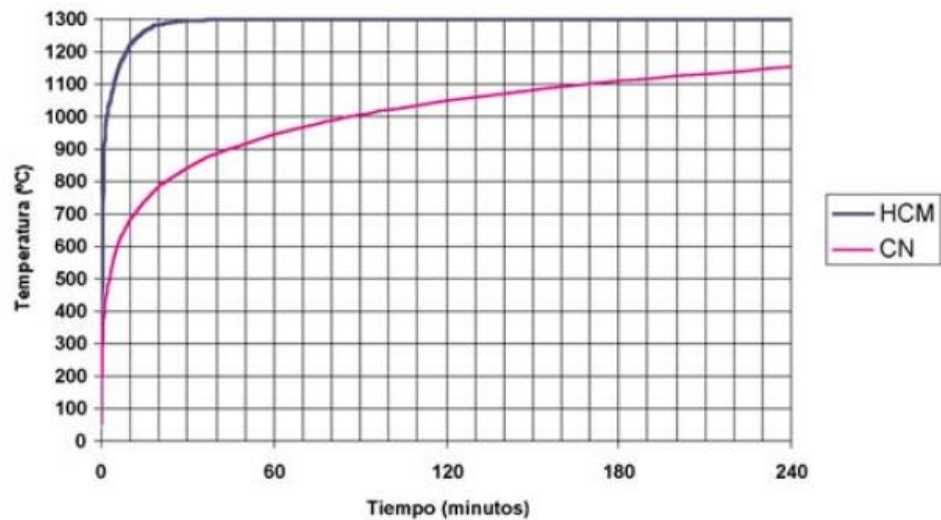


Figura 11: Curvas temperatura - Tiempo - CN y HCM

Fuente: DF 91/2012

3.10 Estanquidad y apertura máxima de fisura

Según el artículo 5 de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE 08) la abertura máxima para grietas en hormigón armado será de 0,2mm para la clase de exposición de la cubierta. En cambio, en el hormigón pretensado se contará como abertura mínima el estado descomprimido del elemento.

Clase de exposición, según artículo 8º	w _{máx} [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, I Ib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

Figura 12: Tabla de apertura máxima de fisura en el Hormigón

Fuente: EHE 08

La estanquidad del túnel se consigue mediante una lámina de impermeabilización y no se requiere el diseño de la estructura de hormigón como hormigón impermeable al agua.

3.11 Requisitos de estado límite de servicio

Los estados límite de servicio son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento de del edificio o a la apariencia de la construcción.

Los estados límite de servicio pueden ser reversibles e irreversibles. La reversibilidad se refiere a las consecuencias que excedan los límites especificados como admisibles, una vez desaparecidas las acciones que las han producido.

Como estados límite de servicio deben considerarse los relativos a:

- Deformación vertical. Flechas

Según EHE-08 la flecha máxima para las vigas de hormigón que forman la cubierta tipo 1 se debe realizar el valor mínimo entre L/250 y L/500+1cm. Siendo la viga de 19,4m esto supone que la flecha máxima será el valor mínimo entre 48,8 mm y 77,6 mm, es decir **48,8 mm**.

Según EAE-11, la cubierta tipo 2 la flecha máxima permitida para las vigas metálicas de una cubierta accesible solo para mantenimiento es de L/250. La flecha máxima será variable en función del ángulo con el que este inclinado cada pórtico. En todo caso se revisará que quede garantizada la correcta evacuación de las aguas de todas las superficies de la cubierta.

En el caso del Centro de Transformación, según el CTE se permite una flecha máxima de L/400 por estar formado por pavimentos rígidos y tabiques ordinarios. Esto supo que la flecha máxima en el punto en el que se encuentra la estructura del CT es de **48,5m**.

- Deformación vertical. Asientos

A lo largo de toda la longitud, como ya se ha descrito, se aplicará la carga sobre muros que actúan como zapatas corridas, siendo esto así, la restricción debido al asiento diferencial es de D/ 300. Siendo D la distorsión angular.

Anejo 04 - Estructuras

- Deformación horizontal. Desplazamientos

Según el CTE, se considera que la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales deben cumplir que ante cualquier combinación de cargas características el desplome sea menor que $H/500$. Siendo H la altura de la edificación.

En cuanto a la deformación de los pórticos de las bocas, según el EAE-11 en su capítulo X, define que la deformación horizontal para pórticos de cubierta debe ser menor o igual que $H/150$.

En lo referente a los muros de contención, según las especificaciones del CTE-DB-SE-C en el capítulo 2.4.3.1.9, queda definida la distorsión horizontal de los muros de contención por la restricción de $D/2000$, siendo D la distorsión.

- Vibraciones

En cuanto a las vibraciones según lo establecido en la instrucción de hormigón armado EHE-08, en su capítulo 11 se define en el artículo 51.2 Se debe proyectar la estructura para que las frecuencias naturales de vibración se aparten suficientemente de ciertos valores críticos.

Para esto siendo la estructura superior planteada similar a un puente de vigas con un único vano y sobre el que transitan peatones y tráfico rodado, la vibración no debe incomodar a los peatones ni ciclistas. Para esto la aceleración vertical en cualquier punto del tablero no debe superar el valor de $0,5\sqrt{f_0}$ en m/s^2 , siendo f_0 la frecuencia del primer modo de flexión vertical del tablero.

3.12 Cargas

Para el análisis de carga se tendrán en cuenta los tres tipos de carga, las generadas por acciones permanentes, las de acciones variables y las de acciones accidentales. Se presenta a continuación una tabla resumen de todas las acciones.

Tipo de carga	Designación	Descripción
Permanente (G)	G_PP	Peso propio de la estructura.
	G_E	Empuje del terreno.
Variable (Q)	Q_SU	Sobrecarga de uso
	Q_V (1-4)	Viento
	Q_N	Nieve
	Q_T (1-2)	Térmicas
Accidental (A)	A_S	Sismo
	A_I	Impacto
	A_F	Incendio

Tabla 5: Resumen de cargas

Fuente: Elaboración propia

3.12.1 Acciones permanentes

3.12.1.1 Peso propio y cargas permanentes

El peso propio de la estructura se obtiene de los pesos específicos de los materiales según el Anexo A del Eurocódigo EN 1991-1-1,

- Hormigón armado: 25 kN/m^3
- Hormigón en masa: 24 kN/m^3

- Acero estructural: $78,5 \text{ kN/m}^3$

A los materiales estructurales hay que añadir los materiales de cerramiento como:

- Revestimiento del túnel: $0,16 \text{ kN/m}^2$
- Panel GRC: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Placas solares: $0,34 \text{ kN/pórtico}$.

Además del peso propios de los materiales de la estructura de paso, se pretenden instalar 2 filas de ventiladores en ambas bocas con 4 ventiladores por cada fila. La descripción física de cada ventilación es la siguiente:

- Diámetro interior: 1.400 mm
- Diámetro exterior: 1.600 mm
- Longitud total: 3.450 mm
- Peso máximo: 1475 kg

Para el peso del ventilador se aplica una carga de 15 kN repartido en 4 puntos de apoyo.

Para el cálculo de los forjados de los centros de transformación se consideran las cargas de los siguientes equipos:

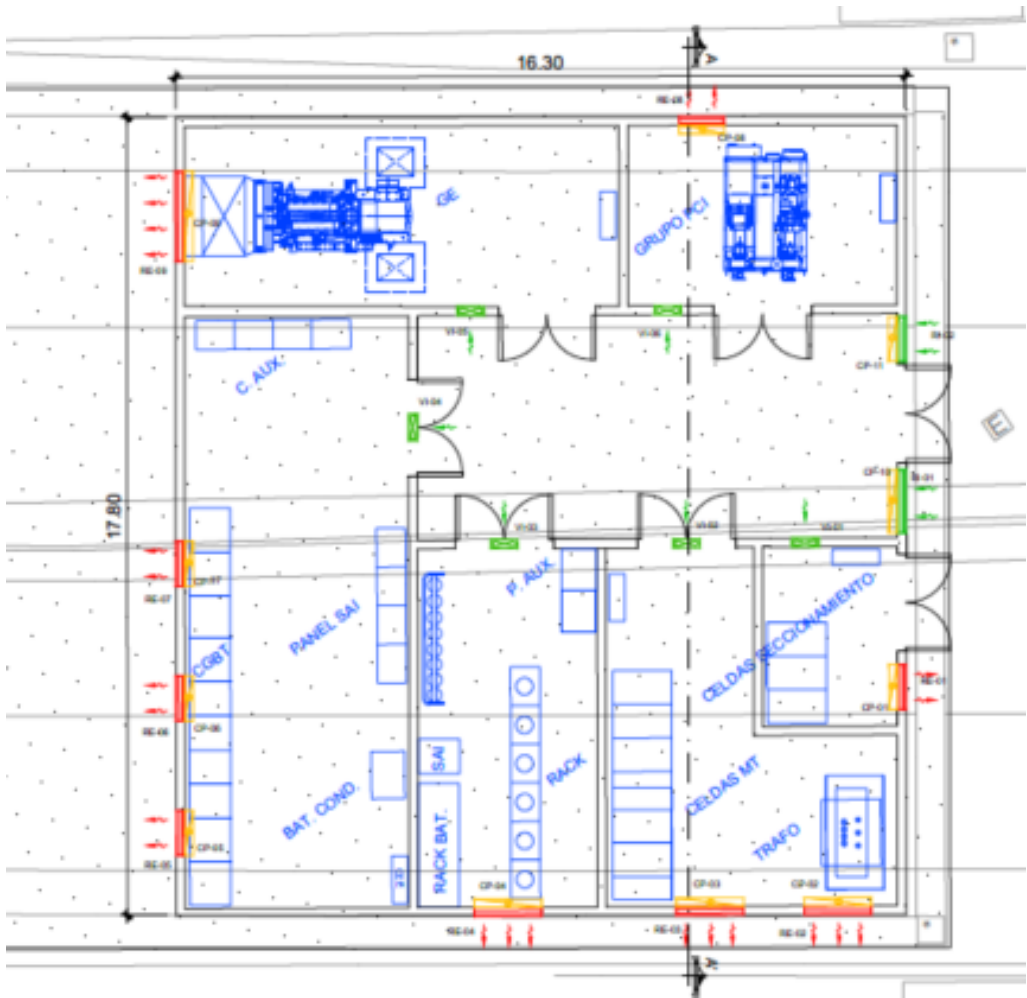


Figura 13: Cargas CT Boca Getxo

Fuente: Sener

Con los siguientes valores:

BOCA GETXO	
Equipo	Peso (kg)
GE	5000
PCI	3500
C.Aux	500/ cuadro
CGBT	500/ cuadro
Panel SAI	400/panel
Botellas	800
BAT Cond	350
SAI	400
Rack Bat	700
Rack	500 por rack
P.Aux	400 /panel
Celdas MT	700/celda
Celdas Seccionamiento	700/celda
Trafo	3000

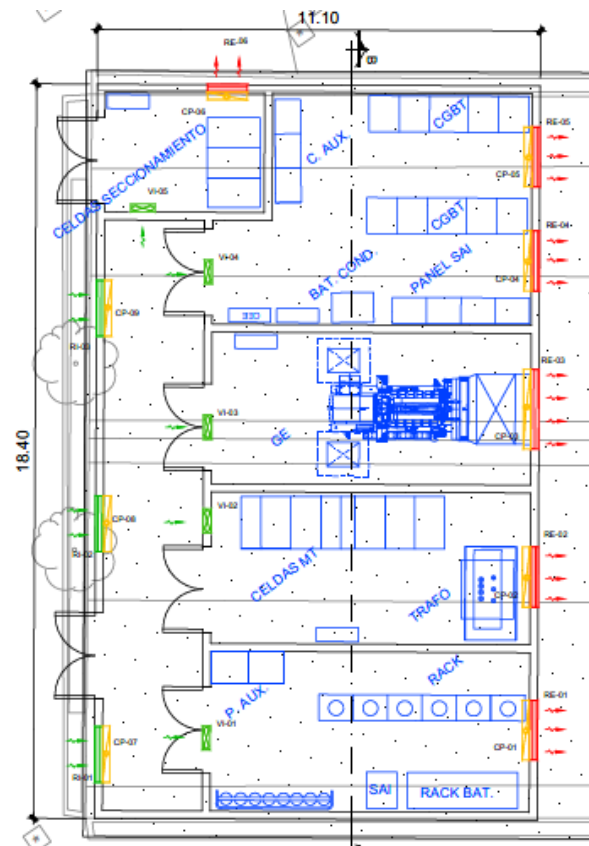


Figura 14: Cargas CT Boca Bilbao

Fuente: Sener

Con los siguientes valores:

Equipo	Peso (kg)
Celdas Seccionamiento	700/celda
C Aux	500/cuadro
CGBT	500/cuadro
BAT COND	350
PANEL SAI	400/Panel
GE	5000
Celdas MT	700/celda
Trafo	3000
P Aux	400/panel
Rack	500/rack
Botellas	800
SAI	400/panel
Rack Bat	700

3.12.1.2 Empuje del terreno

Empuje debido a la sobrecarga de uso:

Sobre el terreno que se sitúa en el trasdós de ambos hastiales existen zonas de acceso público, para tránsito peatonal y de tráfico en el lado norte y zona de tránsito viario en la zona sur. Además, estas vías permiten el tránsito de vehículos pesados por lo tanto se aplica sobre este terreno una carga uniforme de 10 kN/m².

Empuje del agua:

En el trasdós se considerará que el empuje es siempre hidrostático. El peso específico del agua considerado es 10 kN/m³. Para cada sección se ha considerado la posición del nivel freático más desfavorable de todos los sondeos de la zona.

Empuje del terreno:

Los empujes activos y pasivos se calcularán según lo indicado en el CTE-DB-SE-C y con los datos geotecnia expuestos en apartado 3.7 del presente documento y la forma de los muros y rellenos.

El coeficiente de empuje al reposo se calculará con la fórmula de Jacky:

$Ko = 1 - \text{sen} \phi'$, donde ϕ' es el ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo.

Se muestran los valores de K para los datos más desfavorables de los intervalos del ángulo de rozamiento interno.

Unidad/Capa	Coeficientes de empuje		
	k0	ka,h	kp,h
1: Rellenos	0,470	0,275	4,679
2: Suelos de alteración	0,741	0,533	1,901
3: Roca tipo FDC GM II-III	0,500	0,297	4,143

Tabla 6: Coeficiente de empuje

Fuente: Elaboración propia

Anejo 04 - Estructuras

Se considerará, para el empuje activo (trasdós), un rozamiento terreno-hormigón igual a 2/3 del rozamiento interno del terreno.

Se considerará, para el empuje pasivo (intradós), un rozamiento terreno-hormigón igual a 1/3 del rozamiento interno del terreno.

3.12.2 Acciones variables

3.12.2.1 Sobrecarga de uso

Cubierta Transitable con vigas de hormigón en zona central

La sobrecarga de uso requerida es la de zona de tránsito libre y de grandes aglomeraciones, así como el tránsito de vehículos pesados.

Carga uniforme = 10 kN/m²

Carga concentrada = 20 kN

Cubierta Ligera en zonas de bocas

La sobrecarga de las cubiertas accesibles únicamente para la conservación sobre cubiertas con inclinación menor de 20°. La fuerza se debe aplicar en proyección horizontal.

Carga uniforme = 1 kN/m²

Carga concentrada = 2kN

Forjado Centro de Transformación

Ante la falta de datos concretos del equipo y distribución del centro de transformación, se establece sobre la losa inferior una sobrecarga de 10kN/m.

3.12.3 Cargas climáticas

3.12.3.1 Cargas térmicas

Se deberán disponer juntas de dilatación cada 40 metros, esto permite los desplazamientos de la estructura debido a cargas térmicas. En el caso de los muros, las juntas según el CTE-DB-SE-C en el artículo 6.3.3.1.2, se especifica que deberán hallarse en los cambios de sección y con una interdistancia máxima de 30m.

En cuanto a los valores de temperatura extremos según las tablas del Anejo E del CTE-DB-SE-AE, los valores para Leioa de la figura de isoterma de temperatura máxima son de 44-46°C y mientras que, para la temperatura mínima, siendo Leioa zona 1 y estando a una cota cercana a 0 msnm se establece una temperatura de -7.

Acciones térmicas			
Temperatura extrema en verano (Anejo E, Fig.1) en elementos expuestos:	$T_{\max, \exp}$	46	[°C]
Temperatura extrema en invierno: (Anejo E, Tabla E1)	$T_{\min}$	-7	[°C]
Temperatura media según CTE	T_{med}	10	[°C]

Tabla 7: Acciones térmicas

Fuente: CTE-DB-SE-AE

Para la estructura metálica expuesta a la intemperie se considera un incremento debido a la radiación solar de 42°C (Color oscuro/ Orientación Sur).

3.12.3.2 Sobrecarga de nieve

La sobrecarga de nieve de nieve se estima según el CTE en 0,3 kN/m² para las zonas colindantes a Bilbao, como es el caso en estudio, estando además en una altura menor de 1000msnm. El factor de forma, al tratarse de una cubierta de menos de 30° es de 1. Esta fuerza se aplica en proyección horizontal.

3.12.3.3 Sobrecarga de viento

El cálculo del viento se realiza en las diferentes estructuras a partir de la formula siguiente:

$$q_{e,k} = q_b * c_e(z) * c_p$$

Los datos variables que hay que tener en cuenta para el cálculo de cada sección son:

α el ángulo de inclinación de la cubierta

z la altura respecto al suelo

Como estos dos valores son cambiantes a lo largo de toda la sección de los pórticos de las bocas, se realiza el cálculo para la situación más desfavorable, donde el $\alpha=5^\circ$ y $z_{\max}=10\text{m}$.

Acción del viento: (Lado con la cota inferior)				
Altura del punto de aplicación de la presión respecto al suelo	z=	10	[m]	
Coeficiente de exposición	c _e (z)=	3	[-]	
(Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud)				
Velocidad de referencia del viento:	v _{ref} =	29	[m/s]	
Densidad del aire:	ρ=	1,25	[kg/m³]	
Presión de referencia deducida de la velocidad de referencia del viento:	q _b =ρ/2*v _{ref} ² =	520	[N/m²]	
Coeficiente de presión exterior: (En función de la dirección del viento y la cara)	c _p =	Cara superior	Cara lateral	[-]
		-2,8 a 0,5	-1,9 a 1,3	
Presión exterior:	q _{e,k} =q _b *c _e (z)*c _p =	-4.3 a 0,75	-2.9 a 2,1	[kN/m²]

Tabla 8: Acción del viento

Fuente: Elaboración propia

3.12.4 Cargas accidentales

3.12.4.1 Sismo

De acuerdo con la Norma de construcción sismorresistente (NCSE-02) en el mapa de peligrosidad sísmica se observa que, en el municipio de Leioa, la aceleración sísmica básica es menor que 0,04g. Por lo tanto, según lo especificado en los criterios de aplicación a la norma quedan exentas todas las construcciones, incluso las especiales como es el caso en estudio, con aceleración sísmica inferior a 0,04g.

3.12.4.2 Impacto

Según el Eurocódigo 1, en la norma EN 1991-1-7, se define la acción debida al impacto de un vehículo sobre la subestructura. En el caso en estudio, tratándose de una estructura para una carretera nacional obtiene:

Fy (perpendicular al hastial) = 500KN

Anejo 04 - Estructuras

Fx (paralela al hastial) = 1000KN

En la presente norma se recomienda que no se dé la simultaneidad de ambas fuerzas.

3.12.4.3 Incendio

La curva de fuego accidental es:

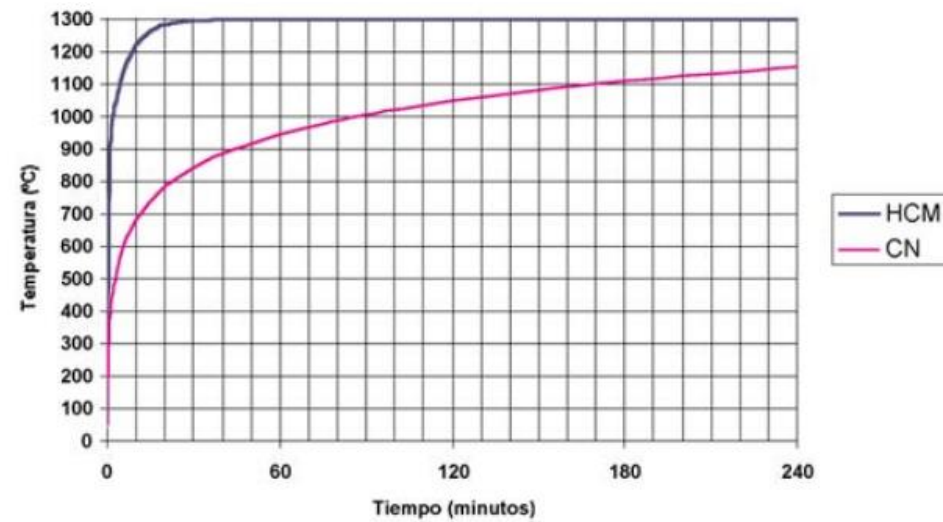


Figura 15: Curvas temperatura - Tiempo - CN y HCM

Fuente: DF 91/2012

3.13 Combinaciones de cargas

3.13.1 Combinaciones de cargas en estado límite último

Para el cálculo de los estados límites último se definen las combinaciones de acciones de acuerdo a los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias

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

- Situaciones accidentales

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

- Situaciones sísmicas:

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

El estado límite último del acero estructural es similar, suprimiendo el valor característico relativo al pretensado.

3.13.2 Combinaciones de cargas en estado límite de servicio

Para el cálculo de los estados límites de servicio se definen las combinaciones de acciones de acuerdo a los siguientes criterios:

- Combinación poco probable o característica

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

- Combinación frecuente

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

- Combinación cuasipermanente

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

Siendo:

G = Valor característico de las acciones permanentes.

G* = Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

P = Valor característico de la acción del pretensado

Qk1 = Valor característico acción variable dominante.

Qk,j = Valor característico acciones variables concomitantes.

El estado límite de servicio del acero estructural es similar, suprimiendo el valor característico relativo al pretensado.

Los coeficientes parciales de seguridad y los coeficientes de combinación utilizados son los fijados por el Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico Seguridad estructural (SE), los cuales se reproducen a continuación:

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Figura 16: Coeficientes parciales de seguridad

Fuente: CTE-DB-SE

Anejo 04 - Estructuras

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Figura 17: Coeficientes parciales de seguridad

Fuente: CTE-DB-SE

3.14 Materiales

Acero estructural:

Se utilizará para la estructura de la cubierta tipo 1, aceros laminados S275JR. Este acero al estar descubierto y situarse la obra en zona costera (<5km de la costa) se debe recubrir con una protección anticorrosiva.

S = acero estructural

275 = límite elástico 275 MPa

JR = se trata de los grados obtenidos en el ensayo de resiliencia a distintas temperaturas. En el caso actual 27 J a temperatura mayor a 20°C

Hormigón armado estructural:

En cuanto al tipo de hormigón se proyecta un hormigón tipo HA-30/B/20/IIIa Debido a las limitaciones ambientales y de resistencia que se presentan. Este tipo de hormigón posee una

HA = Hormigón armado

30 = resistencia de 30 MPa a 28 días de su ejecución.

B = Blanda

20 = Se trata del tamaño máximo del árido

IIIa = La exposición

Las armaduras pasivas y activas están formadas por barras de acero B500S

B = Barra para hormigón armado

500 = resistencia de 500 MPa

S = soldable

4 PROCESO DE EJECUCIÓN

Para la ejecución de la obra, se ejecutarán en horario nocturno los tajos que interfieran con la circulación de la vía principal, como son la ejecución de los accesos a las galerías con el túnel y la estructura superior.

Para la ejecución de la cubierta transitable se ejecutarán en primer lugar los refuerzos de los muros generando interrupciones en el doble carril lateral existente. Una vez reforzadas las cimentaciones se transportarán y se colocarán las vigas prefabricadas en la coronación de los muros y sus respectivas cimentaciones pilotadas. Para la ejecución de la losa se deberá garantizar que la su ejecución no intervenga en el tráfico de la vía inferior.

En cuanto a la estructura ligera, del mismo modo se ejecutará en primer lugar la cimentación y después se colocarán los pórticos, comenzando por los pilares y una vez estos estén colocados, nuevamente en horario nocturno se colocarán las vigas. Posteriormente se instalará la estructura auxiliar garantizando que la seguridad vial inferior.

5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

Se propone realizar 5 tipologías de cubiertas estructurales, dos de ellas (Tipo D y Tipo E) para la cubierta tipo 1 especificada en el pliego y otras tres para la cubierta tipo 2 (Tipo A, Tipo B y Tipo C):

- Tipo A: Cubierta ligera con pórticos metálicos (color verde)
- Tipo B: Cubierta ligera con pórticos metálicos con ventiladores (color rosa)
- Tipo C: Estructura metálica con pórticos para el CT (color naranja)
- Tipo D: Cubierta transitable con viga pretensada sobre recrecido del muro con micropilotes (color azul)
- Tipo E: Cubierta transitable con viga apoyada sobre el muro y con carga excéntrica sobre el recrecido con micropilotes. (color amarillo)



Figura 18: Plano de planta, esquema de estructura de cubiertas tipo.

Fuente: Elaboración propia

5.1 Cubierta ligera en bocas de túnel

Descripción de la solución:

En este caso los tipos de estructura son el Tipo A y el Tipo B. La diferencia entre ambas es la presencia de los ventiladores.

La estructura está formada por pórticos con perfiles HEB situados sobre los muros existentes y transmitiendo las cargas al refuerzo planteado para este. Los pórticos están formados por dos pilares HEB300 de altura variable respetando el gálibo y acorde con el planteamiento arquitectónico. Estos dos pilares están conectados con una viga HEB340 que, del mismo modo, poseerá una inclinación variable respetando la arquitectura de la propuesta. La interdistancia entre pórticos será de 1 metro para introducir las cargas de la cubierta en los muros de manera uniforme y sin picos de carga.

Los refuerzos planteados en el muro consisten en un recrecido del hormigón por el trasdós formando una viga que servirá de encepado para el enlace de los micropilotes con el muro y con la estructura. Este elemento será necesario para transmitir las cargas de la cubierta al terreno y colaborar con el equilibrio del muro existente. Se plantea al existir restricciones de ampliación de la cubierta realizar un encepado con carga excéntrica sobre los micropilotes. Para esto se ejecutarán dos micropilotes, uno en vertical y otro con inclinación para la correcta trasmisión de las cargas.

La estructura, estará revestida en su interior por paneles resistentes al fuego de acuerdo con la curva de fuego especificada en el apartado 3.12.4.3. Para el soporte de este revestimiento se anclarán a perfiles de acero laminado de tipo omega. Los perfiles omegas, a su vez, se anclarán tanto a los pilares en las caras verticales y se colgarán por unos tirantes a la viga superior.

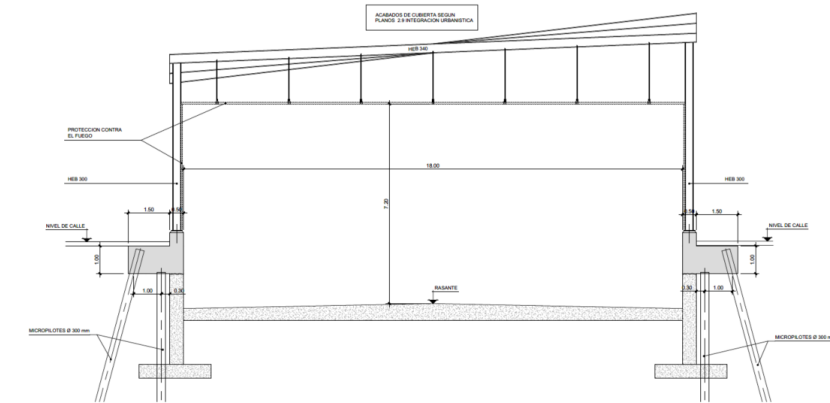


Figura 19: Sección Tipo A

Fuente: Elaboración propia

En el caso de la cubierta Tipo B se añadirá como carga permanente el peso de los 4 ventiladores.

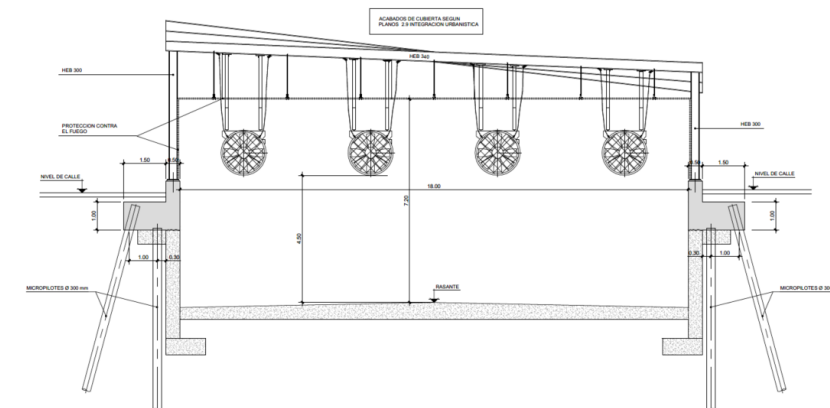


Figura 20: Sección Tipo B

Fuente: Elaboración propia

Los cálculos de los pórticos de las cubiertas ligeras se han realizado utilizando el programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021.

Cargas en el la sección Tipo A:

Se ha hecho el estudio para el pórtico más desfavorable que estarían en la entrada de las bocas.

1. Permanentes
 - 1.1. Peso propio

Se establecen cargas por pesos propios de la estructura, así como de los cerramientos y elementos resistentes al fuego. La suma de las cargas permanentes sin contar el peso propio de las propias vigas es de 1.05kN/m

2. Variables
 - 2.1. Sobrecarga de uso

Se trata de una estructura ligera que solo es accesible para mantenimiento. Siendo la distancia entre pórticos de 1 metro, la carga a aplicar en proyección horizontal es de 1kN/m.

Anejo 04 - Estructuras

2.2. Nieve

Como se ha definido con anterioridad el cálculo de la carga de la nieve obtenido es de 0.3kN/m

2.3. Viento

En el caso del viento, los primeros pórticos son los más perjudicados, puesto que el viento obtiene su mayor impacto en los primeros metros de la estructura. Para esto se plantean 4 posibles acciones del viento. Asumiendo que el primer pórtico es el más desfavorable junto a las características arquitectónicas más desfavorables, en este caso columnas de 5 y 3,5 metros.

En este caso se obtiene una inclinación de la viga superior de 4,5° o una pendiente equivalente de 7,9%.

Las hipótesis del viento en estudio por lo tanto serán en dirección perpendicular a la estructura y con sentido hacia su interior y en los dos sentidos de dirección lateral. Se explican a continuación las cargas a aplicar.

$$q_{e,k} = q_b * c_e(Z) * c_p$$

donde

$$q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e = 3$$

- Viento en dirección paralela al eje de la carretera y sentido hacia adentro.

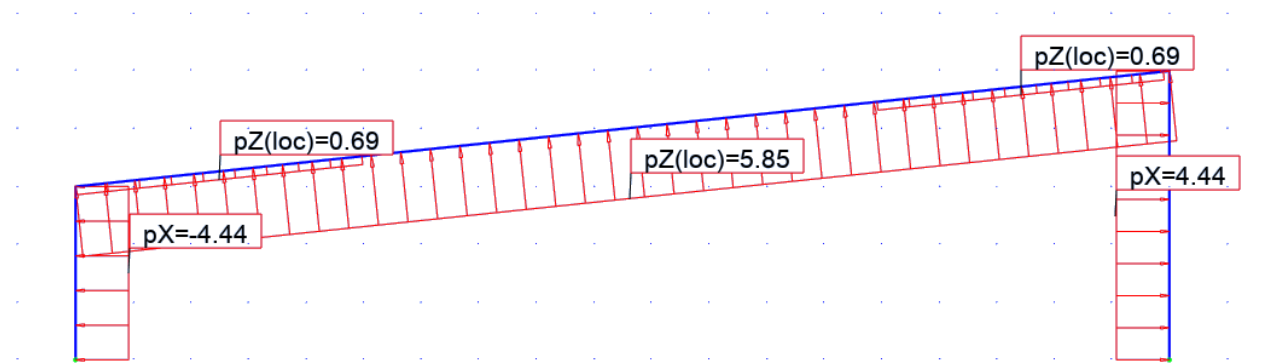


Figura 21: Q_V1

Fuente: Elaboración propia

- Viento en dirección perpendicular desde la columna con menor altura, con influencia en la cubierta en succión

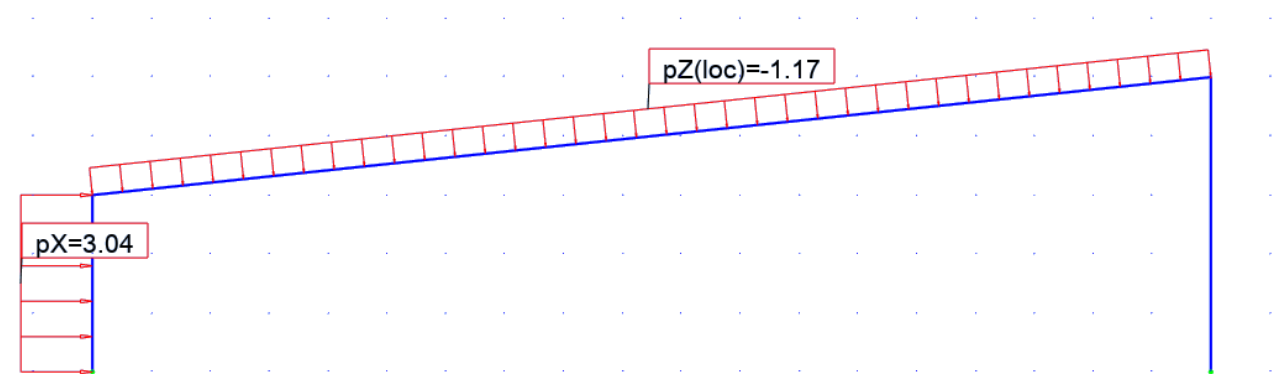


Figura 22: Q_V2

Fuente: Elaboración propia

- Viento en dirección perpendicular desde la columna con menor altura, con influencia en la cubierta en presión

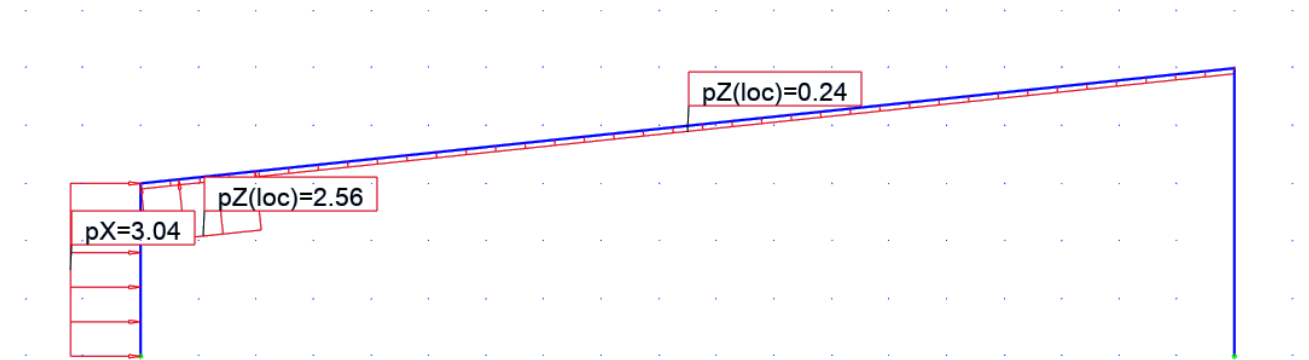


Figura 23: Q_V3

Fuente: Elaboración propia

- Viento en dirección perpendicular desde la columna con mayor altura

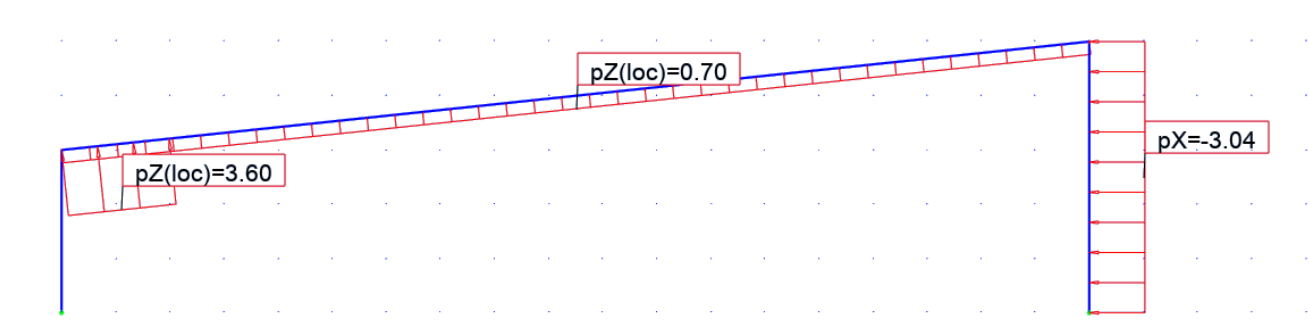


Figura 24: Q_V4

Fuente: Elaboración propia

2.4. Acciones Térmicas

Como se ha definido en el apartado 3.12.3.1. siendo la estructura expuesta se realizarán dos hipótesis. Una de dilatación por el incremento de 78°C y otra por el descenso de 17°C.

Reacciones:

Las reacciones de las cargas en los muros serán, siendo el nudo uno las reacciones en el muro bajo el pilar de menor tamaño y 4 el pilar con mayor tamaño.

NUDO	CASO	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	ELU+	37,16	0,0	73,26	0,0	0,00	0,0
1	ELU-	-25,27	0,0	-64,04	0,0	0,00	0,0
1	ELS+	26,12	0,0	51,79	0,0	0,00	0,0
1	ELS-	-10,56	0,0	-28,92	0,0	0,00	0,0
4	ELU+	29,25	0,0	79,76	0,0	0,00	0,0

NUDO	CASO	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
4	ELU-	-44,11	0,0	-63,41	0,0	0,00	0,0
4	ELS+	13,22	0,0	56,42	0,0	0,00	0,0
4	ELS-	-30,75	0,0	-27,11	0,0	0,00	0,0

Tabla 9: Reacciones en apoyos

Fuente: Elaboración propia

Se observan las diferentes hipótesis de reacciones que se deben aplicar a los muros.

Comprobaciones Tipo A:

Se realizan también las comprobaciones de resistencia de las estructuras, así como el cumplimiento de la flecha y los desplazamientos.

La flecha máxima obtenida para la viga es de 6,4cm, siendo en este caso la longitud de la viga 19,06m se cumple que la flecha máxima sea menor que L/250.

$$z_{MAX} = 6,4cm < \frac{L}{250} = \frac{1906}{250} = 7,62cm$$

El desplome máximo se obtendrá de cada uno de los pilares puesto que la mayor restricción en este caso la impone el EAE con su limitación de L/150. En el caso en estudio el desplome máximo del pilar menor es de 2,2cm, mientras que el del pilar mayor es de 2,8cm.

$$y_{MAX_1} = 2,2cm < \frac{L}{150} = \frac{350}{150} = 2,33cm$$

$$y_{MAX_2} = 2,8cm < \frac{L}{150} = \frac{500}{150} = 3,33cm$$

Resistencia:

Del robot structural obtenemos las comprobaciones de las tres barras. Siendo la primera la vertical con menor tamaño, la según la viga y la tercera el pilar con mayor tamaño.

- Pilar 1

NORMA: SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 1

PUNTOS: 3

COORDENADA: x = 1.00 L = 3.50 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 10 ELU /28/ G_PP*1.35 + Q_SU*1.50 + Q_N*0.75 + Q_V2*0.90 + Q_T2*0.90

MATERIAL:

S 275 (S 275)

fy = 265.00 MPa

fyd,0 = 252.38 MPa

fyd,1 = 252.38 MPa

fu = 410.00 MPa

fud = 328.00 MPa

gM0=1.05

gM1=1.05

gM2=1.25



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 300

h=30.0 cm

Ay=126.20 cm²

Az=47.43 cm²

Ax=149.08 cm²

b=30.0 cm

Iy=25165.70 cm⁴

Iz=8562.83 cm⁴

Ix=186.00 cm⁴

tw=1.1 cm

Wply=1868.80 cm³

Wplz=870.16 cm³

tf=1.9 cm

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 63.86 kN

My,Ed = -132.07 kN*m

Nc,Rd = 3762.44 kN

My,pl,Rd = 471.65 kN*m

Nb,Rd = 3124.71 kN

My,c,Rd = 471.65 kN*m

Vz,Ed = -42.53 kN

Vz,pl,Rd = 691.08 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje Y:

Ly = 3.50 m

Xy = 0.96

Lk,y = 3.50 m

Cm,y = 0.60

Lamy = 26.94

ay = 0.60

Lam_y = 0.30

ky = 1.00



respecto al eje Z:

Lz = 3.50 m

Xz = 0.83

Lk,z = 3.50 m

Lamz = 46.18

Lam_z = 0.52

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.8.(1))

Vz,Ed/Vz,pl,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 26.94 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 46.18 < Lambda,max = 210.00 ESTABLE

N,Ed/(Xy*Ax*fyd,1) + ky*Cm,y*My,Ed/(XLT*Wy*fyd,1) = 0.19 < 1.00 (6.3.4.2.(1))

N,Ed/(Xz*Ax*fyd,1) + ay*ky*Cm,y*My,Ed/(Wy*fyd,1) = 0.12 < 1.00 (6.3.4.2.(1))

Perfil correcto !!!

Como se puede observar el cálculo de resistencia del pilar es correcto.

- Viga 2

En el caso de la viga (barra 2) obtenemos:

NORMA: [SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

GRUPO:

BARRA: 2

PUNTOS: 3

COORDENADA: $x = 1.00 \text{ L} = 19.06 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 10 ELU /145/ $G_{PP} \cdot 0.80 + Q_{T2} \cdot 0.90 + Q_{V4} \cdot 1.50$

MATERIAL:

S 275 (S 275)

$f_y = 265.00 \text{ MPa}$

$f_{yd,0} = 252.38 \text{ MPa}$

$f_{yd,1} = 252.38 \text{ MPa}$

$f_u = 410.00 \text{ MPa}$

$f_{ud} = 328.00 \text{ MPa}$

$g_{M0} = 1.05$

$g_{M1} = 1.05$

$g_{M2} = 1.25$



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 340

$h = 34.0 \text{ cm}$

$A_y = 141.74 \text{ cm}^2$

$A_z = 56.09 \text{ cm}^2$

$A_x = 170.90 \text{ cm}^2$

$b = 30.0 \text{ cm}$

$I_y = 36656.40 \text{ cm}^4$

$I_z = 9689.95 \text{ cm}^4$

$I_x = 270.00 \text{ cm}^4$

$t_w = 1.2 \text{ cm}$

$W_{ply} = 2408.25 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 985.74 \text{ cm}^3$

$t_f = 2.1 \text{ cm}$

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = -56.74 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 229.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{t,Rd} = 4313.14 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 607.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 607.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = 76.06 \text{ kN}$

$V_{z,pl,Rd} = 817.27 \text{ kN}$

$M_{b,Rd} = 301.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ef,y,Ed} = 223.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 404.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Curva,LT - a

$X_{LT} = 0.50$

$L_{c,upp} = 19.06 \text{ m}$

$\lambda_{m,LT} = 1.26$

$\phi_{i,LT} = 1.40$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

Control de estabilidad global de la barra:

$M_{ef,y,Ed}/(X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd,1}) = 0.74 < 1.00 \quad (6.3.4.1.(1))$

Perfil correcto !!!

Se observa en este caso también que los cálculos son correctos

- Pilar 3

Por último, se realizan las comprobaciones de la última barra de la que se obtiene:

NORMA: [SE-A: 2006, Documento Basico - Acero.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

GRUPO:

BARRA: 3

PUNTOS: 3

COORDENADA: $x = 1.00 \text{ L} = 5.00 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 10 ELU /145/ $G_{PP} \cdot 0.80 + Q_{T2} \cdot 0.90 + Q_{V4} \cdot 1.50$

MATERIAL:

S 275 (S 275)

$f_y = 265.00 \text{ MPa}$

$f_{yd,0} = 252.38 \text{ MPa}$

$f_{yd,1} = 252.38 \text{ MPa}$

$f_u = 410.00 \text{ MPa}$

$f_{ud} = 328.00 \text{ MPa}$

$g_{M0} = 1.05$

$g_{M1} = 1.05$

$g_{M2} = 1.25$



PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 300

$h = 30.0 \text{ cm}$

$A_y = 126.20 \text{ cm}^2$

$A_z = 47.43 \text{ cm}^2$

$A_x = 149.08 \text{ cm}^2$

$b = 30.0 \text{ cm}$

$I_y = 25165.70 \text{ cm}^4$

$I_z = 8562.83 \text{ cm}^4$

$I_x = 186.00 \text{ cm}^4$

$t_w = 1.1 \text{ cm}$

$W_{ply} = 1868.80 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 870.16 \text{ cm}^3$

$t_f = 1.9 \text{ cm}$

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = -71.36 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = -229.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{t,Rd} = 3762.44 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 471.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 471.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = -62.55 \text{ kN}$

$V_{z,pl,Rd} = 691.08 \text{ kN}$

CLASE DE LA SECCION = 1

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.51 < 1.00 \quad (6.2.8.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES): No analizado



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

$v_x = 1.9 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 13 ELS /114/ $1 \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 + 5 \cdot 0.60 + 8 \cdot 1.00$

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 1 PERM1

Perfil correcto !!!

Se comprueba entonces que la estructura es adecuada.

Anejo 04 - Estructuras

Cargas Tipo B:

Del mismo modo que en el caso anterior las hipótesis de carga son las mismas, sin embargo, la presencia de los ventiladores supone una carga permanente adicional. En este caso además de las cargas propias del pórtico se debe añadir una carga de 2kN/m

También se modifican las hipótesis del viento, puesto que al estar situados a 60metros de la entrada de aire, la presión y succión interior se pueden despreciar. Además, el tamaño de los pilares oscila entre 3 a 5 metros por lo tanto se han utilizado estas dimensiones y un ángulo de 6° de inclinación en la viga para el cálculo.

Quedan por lo tanto definidas las cargas como:

- Viento en dirección perpendicular desde la columna con menor altura, con influencia en la cubierta en succión (Q_V1)

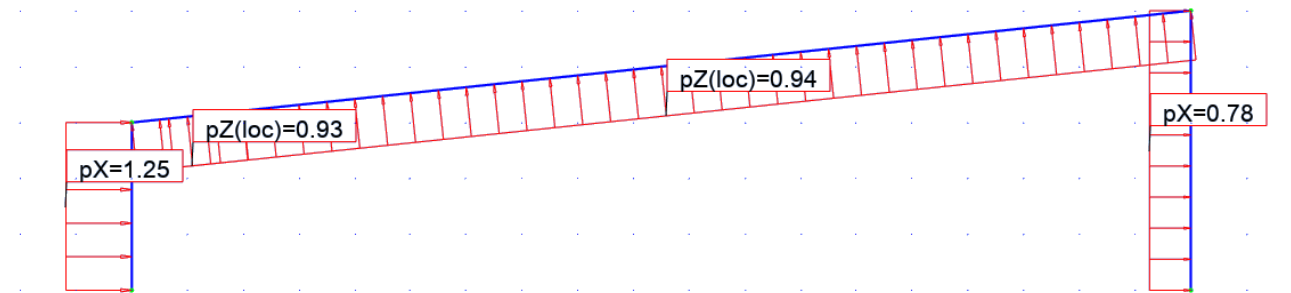


Figura 25: Q_V1

Fuente: Elaboración propia

- Viento en dirección perpendicular desde la columna con menor altura, con influencia en la cubierta en presión (Q_V2)

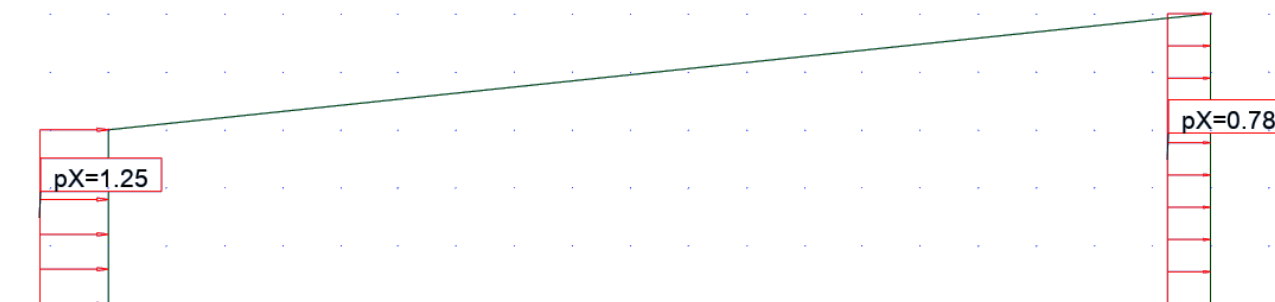


Figura 26: Q_V2

Fuente: Elaboración propia

- Viento en dirección perpendicular desde la columna con mayor altura (Q_V3)

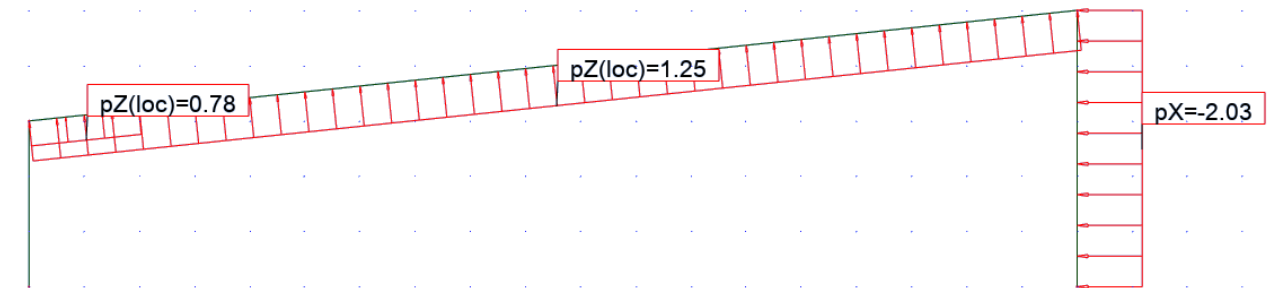


Figura 27: Q_V3

Fuente: Elaboración propia

- Viento en dirección paralela al eje de la carretera y sentido hacia adentro. (Q_V4)

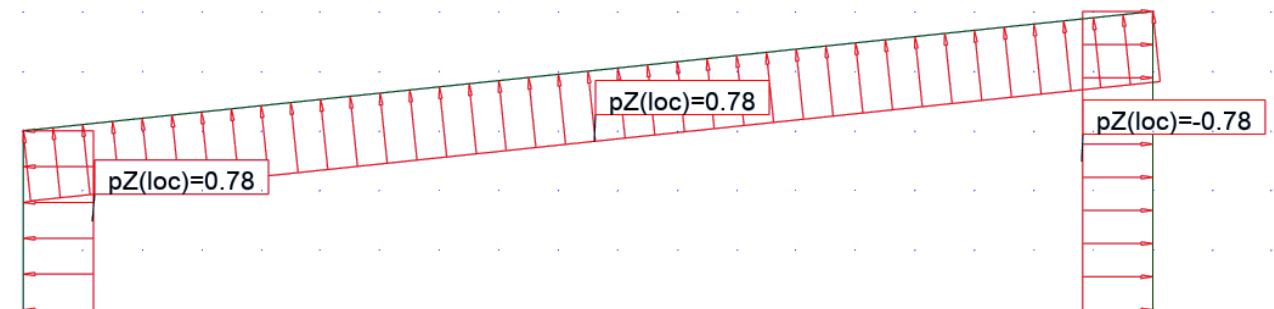


Figura 28: Q_V4

Fuente: Elaboración propia

Reacciones:

Las reacciones de las cargas en los muros serán, siendo el nudo uno las reacciones en el muro bajo el pilar de menor tamaño y 4 el pilar con mayor tamaño:

NUDO	CASO	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	ELU+	39,20	0,0	66,18	0,0	0,00	0,0
1	ELU-	2,46	0,0	12,29	0,0	-0,00	0,0
1	ELS+	28,12	0,0	47,80	0,0	0,00	0,0
1	ELS-	10,90	0,0	25,38	0,0	-0,00	0,0
4	ELU+	6,46	0,0	71,52	0,0	0,00	0,0
4	ELU-	-41,96	0,0	11,45	0,0	-0,00	0,0
4	ELS+	-4,95	0,0	51,71	0,0	0,00	0,0
4	ELS-	-29,96	0,0	26,41	0,0	0,00	0,0

Tabla 10: Reacciones en apoyos

Fuente: Elaboración propia

Anejo 04 - Estructuras

Comprobaciones Tipo B:

Se realizan también las comprobaciones de resistencia de las estructuras, así como el cumplimiento de la flecha y los desplazamientos.

La flecha máxima obtenida para la viga es de 5,7cm, siendo en este caso la longitud de la viga 19,10m se cumple que la flecha máxima sea menor que L/250.

$$z_{MAX} = 5,7cm < \frac{L}{250} = \frac{1910}{250} = 7,64cm$$

El desplome máximo se obtendrá de cada uno de los pilares puesto que la mayor restricción en este caso la impone el EAE con su limitación de L/150. En el caso en estudio el desplome máximo del pilar menor es de 1,5cm, mientras que el del pilar mayor es de 2,3cm.

$$y_{MAX_1} = 1,5cm < \frac{L}{150} = \frac{300}{150} = 2cm$$

$$y_{MAX_2} = 2,3cm < \frac{L}{150} = \frac{500}{150} = 3,33cm$$

Las comprobaciones de la resistencia de los materiales y secciones también es correcta.

Se puede observar en las siguientes imágenes los resultados de dichas comprobaciones para el pilar 1, viga 2 y pilar 3 respectivamente.

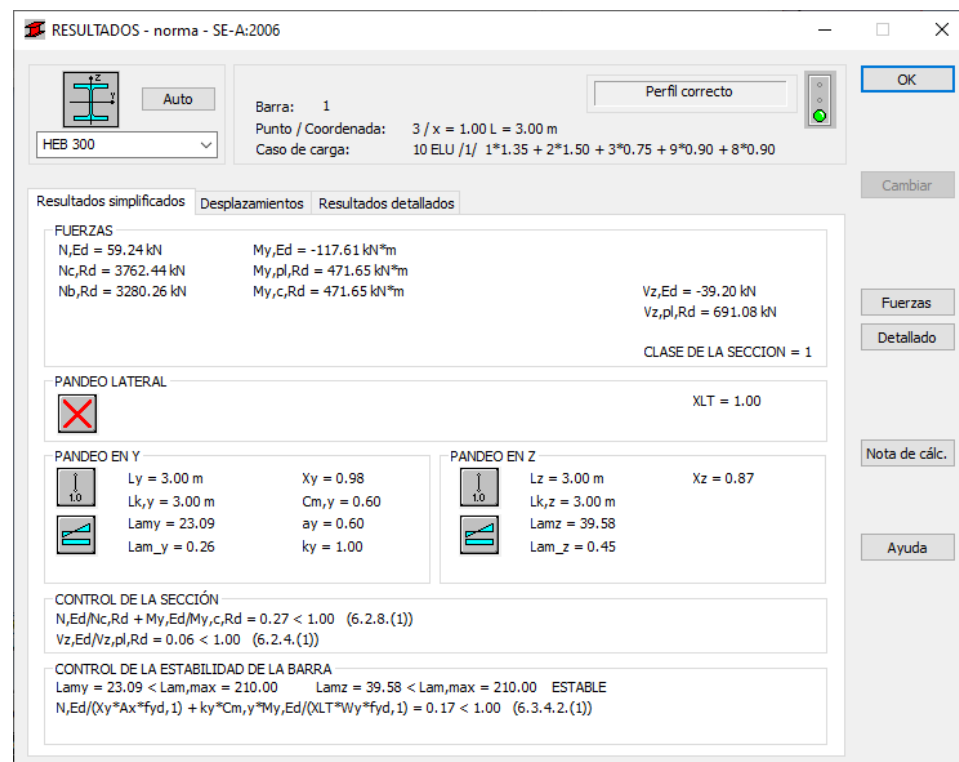


Figura 29: Pilar 1-Tipo B

Fuente: Elaboración propia

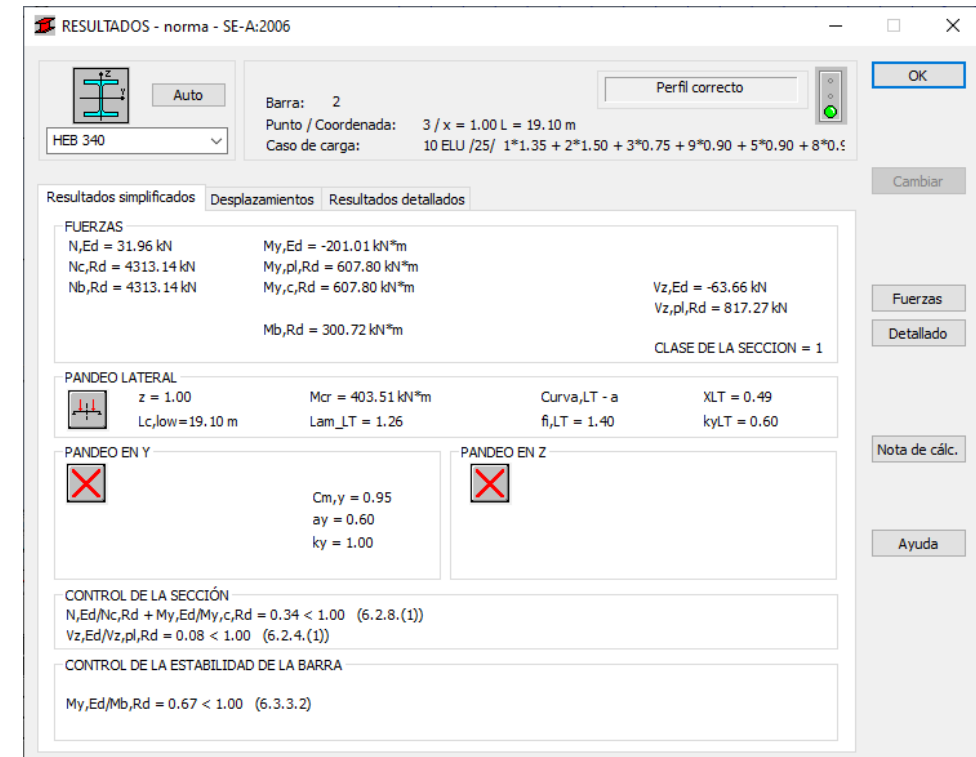


Figura 30: Viga 2-Tipo B

Fuente: Elaboración propia

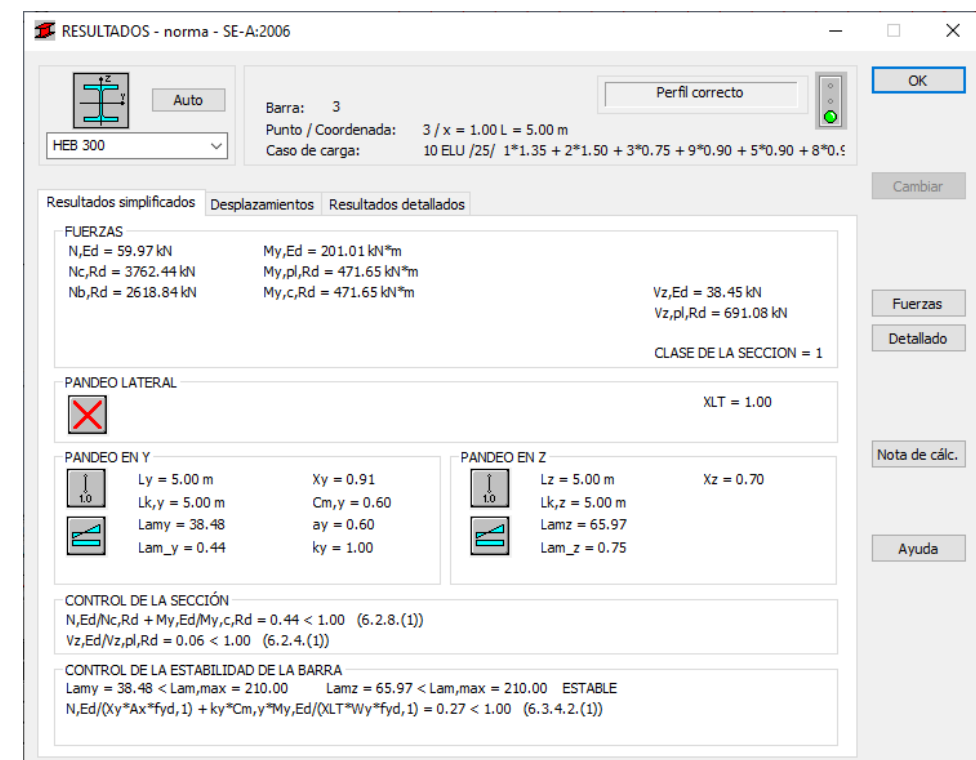


Figura 31: Pilar 3-Tipo B

Fuente: Elaboración propia

Comprobación del muro existente:

Tras la revisión de la estructura de los muros existentes se concluye que no están preparados para recibir las cargas adicionales de la cubierta, debido a que la cuantía de armaduras es muy justa. Además, el cálculo original se basa en la ausencia de un empuje hidrostático y las mediciones posteriores concluyen que el nivel freático es superior al nivel de cimentación de los muros.

Por estos motivos se plantea el refuerzo de los muros mediante micropilotes.

Para las secciones tipo A y tipo B existen muros bandeja, así como muros de contención tipo T invertida.

Según los resultados de los modelos existen armaduras infra-dimensionadas en la sección que se muestran en la imagen siguiente:

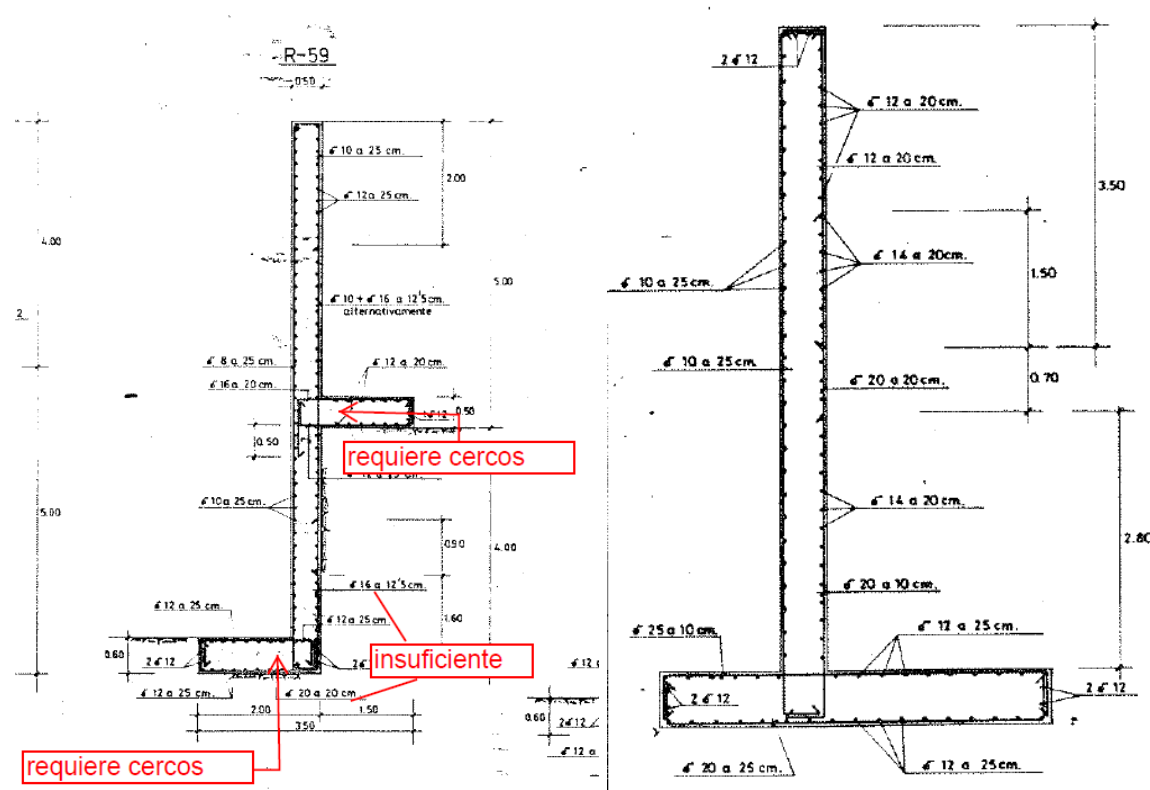


Figura 32: Armadura infra-dimensionada según cálculos

Fuente: [14]

De acuerdo con el estado actual de normativa, en las zapatas se requiere armadura a cortante, que según la normativa vigente en el año de construcción no se requería. Además, según el modelo analizado la armadura en el trasdós de la parte inferior y en la cara inferior de la zapata no tienen una cuantía suficiente para cumplir con los coeficientes de seguridad exigibles.

En caso de aplicar sobrecargas adicionales verticales, se podría en mayor evidencia estas deficiencias, sobre todo si la resistencia de la roca/ rigidez de los estratos por debajo de la cimentación no son muy altas.

En caso de que las cargas verticales adicionales causan asentamientos verticales adicionales, los esfuerzos internos en el muro incrementarían y se pondría en mayor evidencia la falta de armadura a cortante de la zapata y armadura flexión cara inferior de la zapata.

Por otro lado, las cargas verticales adicionales pueden llegar a causar empujes horizontales en la parte inferior del muro, si se incrementan las presiones verticales por debajo de la zapata superior.

Por estos motivos se ha decidido ejecutar una viga de hormigón en el trasdós del muro conectando esta al muro existente y anclándola con dos micropilotes 30cm de diámetro, uno vertical y otro inclinado. Servirán para asumir las reacciones exigidas debidas a la excentricidad que presenta el apoyo del pórtico limitado por las carreteras laterales. Se ha estudiado que tanto en la sección tipo A, como en la sección tipo B, se requerirá de un micropilotaje cada 2 metros.

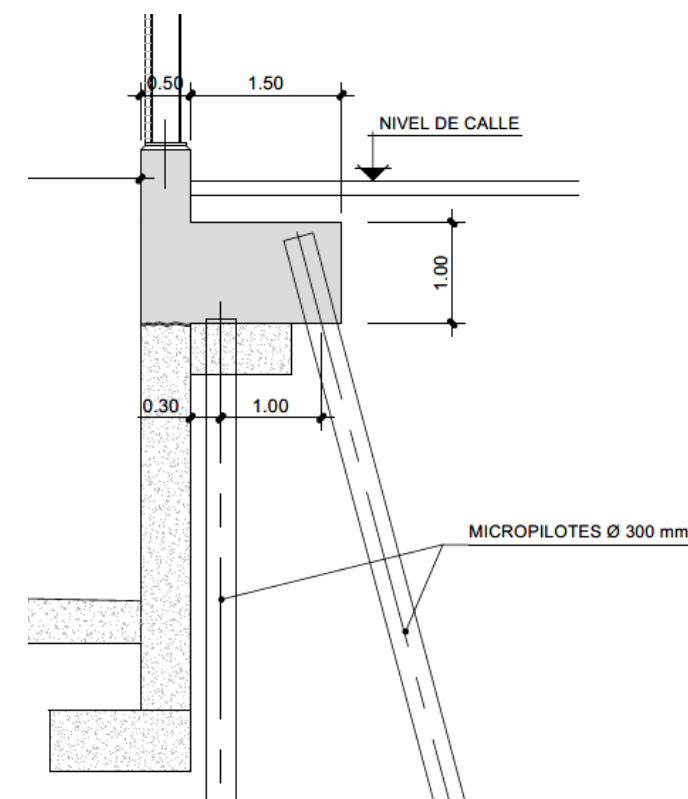


Figura 33: Solución de viga colaborante con el muro para el anclaje de los micropilotes.

Fuente: Elaboración propia

5.2 Estructura para centro de transformación

La estructura de Tipo C, la cual soporta el Centro de Transformación, es una estructura mixta compuesta por vigas metálicas y un forjado de hormigón con chapa colaborante. Sobre esta, se sitúan los pórticos metálicos que se han descrito en el Tipo A y Tipo B.

La estructura superior está formada por perfiles HEB situados sobre el forjado colaborante y transmitiendo las cargas al refuerzo planteado para los muros existentes. Los pórticos están formados por dos pilares HEB300 de altura variable, acorde con el planteamiento arquitectónico. Estos dos pilares están conectados con una viga HEB340 que, del mismo modo, poseerá una inclinación variable respetando la arquitectura propuesta.

En el caso del forjado mixto se ampliará su dimensión perpendicular a la vía para poder ejecutar los apoyos directamente sobre el encepado transmitiendo las cargas de forma directa a los pilotes. El forjado estará formado por vigas HEB 600, sobre la que está anclada una chapa grecada y sobre la que se ejecuta el hormigón armado.

La estructura estará revestida en la zona expuesta al túnel por paneles resistentes al fuego de acuerdo con la curva de fuego especificada. Para el soporte de este revestimiento se anclarán a perfiles de acero laminado de tipo omega. Los perfiles omegas, a su vez, se anclarán a los perfiles HEB600 del forjado colaborante.

Se muestra a continuación la sección tipo proyectada:

Anejo 04 - Estructuras

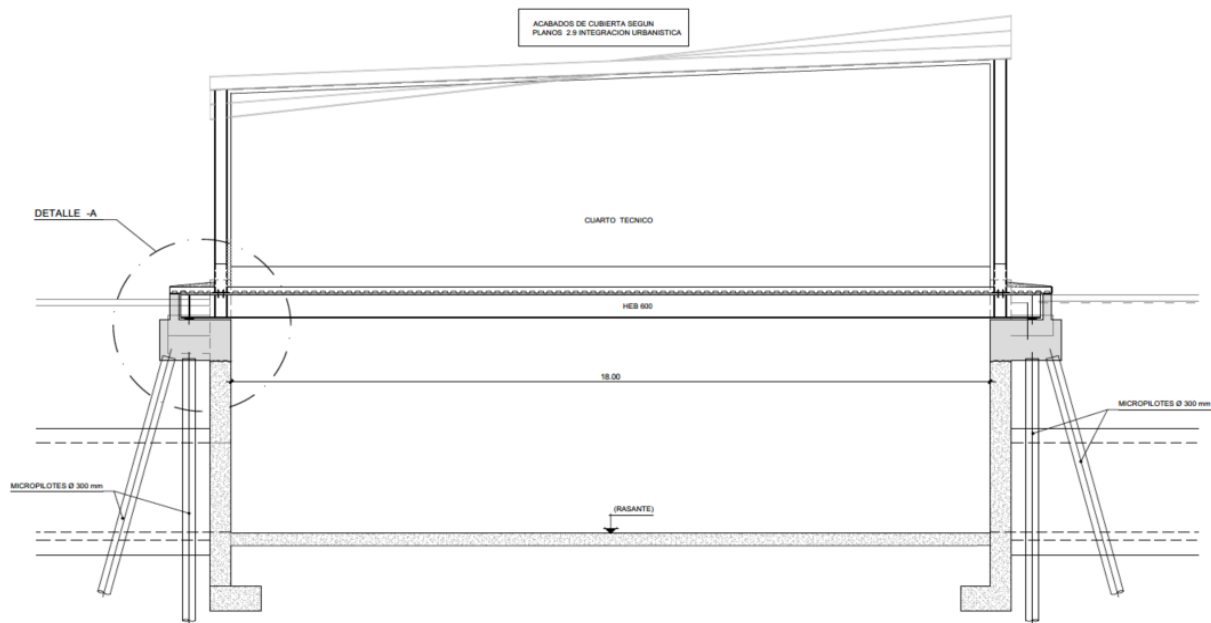


Figura 34: Sección Tipo C

Fuente: Elaboración propia

En este caso como se ha explicado en el caso tipo A y tipo B el muro existente no está preparado para asumir una sobrecarga por motivos de estabilidad y resistencia del hormigón armado a cortante y a flexión. Las armaduras existentes no cumplen los requerimientos mínimos exigidos por la normativa actual. En el caso de la sección tipo C como ya se ha explicado el apoyo es directo sobre los pilotes a través de apoyos de neoprenos zunchados.

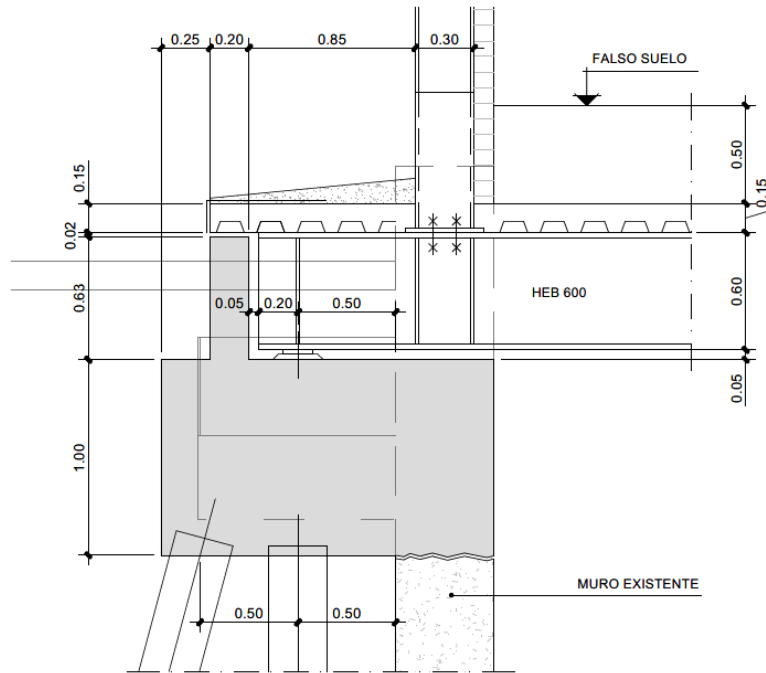


Figura 35: Detalle del apoyo sección tipo C

Fuente: Elaboración propia

Para el forjado mixto se han realizado los cálculos obteniendo que las dimensiones requeridas para este serán a través de un perfil HEB600 de acero laminado S 275 JR, una chapa grecada con nervios de 60mm y una capa de compresión de hormigón HA-30/B/30/IIIa de 100mm. La colaboración de la losa y los perfiles se consigue a través de negativos y conectores de 100mm de alto y un diámetro de 19mm. Para el montaje será necesario el encofrado, desencofrado, vertido, vibrado, curado de hormigón y armadura de reparto montada con ayuda de grúa telescópica. Todo ello terminado según EFHE, EHE-08 y CTE.

Datos recibidos:

sobrecarga uniforme de uso (variable):	15	[kN/m²]
cargas permanentes:	2,7	[kN/m²]
carga propia del hormigón:	4,354	[kN/m²]
peso propio de la chapa:	0,177	[kN/m²]
luz de la viga:	18,74	[m]
anchura entre vigas:	1	[m]
espesor total de la losa:	0,158	[m]
canto del nervio de la chapa nerviada:	0,058	[m]
perfil estándar:	HEB600	[-]
carga propia del acero:	2,861	[kN/m]
suma de las cargas:	25,091	[kN/m]
Momento máximo en la viga mixta:	1101,47	[kNm]
cortante máxima/ esfuerzo de apoyo máximo:	235,10	[kN]
esfuerzo de apoyo mínimo:	70,04	[kN]

Cálculo del momento limite plástico de una viga mixta biapoyada:

Db=	6381	[kN]
Zpl=	0,375	[m]
Zb=	0,188	[m]
Za=	0,3	[m]
Momento plastico de resistencia:	1724,92	[kNm]
comprobación del momento (con el momento plástico):	0,64	¡ok!

Comprobación elástica de la viga:

centro de la gravitación de la sección mixta:	0,261	[m]
momento de inercia de la sección mixta:	33,445	[cm²m²]
tensión máxima en el perfil:	147,3	[N/mm²]
tensión máxima en la losa:	15,6	[N/mm²]
comprobación de la tensión en el perfil:	0,62	ok!
comprobación de la tensión en la losa:	0,92	ok!

Comprobación cortante de la viga mixta:

superficie del alma del perfil:	7533	[mm²]
resistencia a cortante del perfil:	1028,0	[kN]
Comprobación del cortante en el perfil:	0,23	¡ok!

Resistencia de los conectadores:

longitud del conector	100	[mm]
diámetro del conector:	19	[mm]

chapas con nervios paralelos a las vigas soporte: 133,0 [mm]

Anejo 04 - Estructuras

factor de reducción para chapas con nervios paralelos:	0,6	[-]
chapas con nervios transversales a las vigas soporte:	58,0	[mm]
número de pernos conectadores en un nervio (≤ 2)	1	[-]
factor de reducción para chapas con nervios transversales:	0,66	[-]
resistencia reducida de un conectador:	53,5	[kN]
Vi =	2686,0	[kN]
Nr,min =	50,18	[-]
número de conectadores necesarios:	51	[-]
Comprobación del perfil estándar durante la construcción:		
carga durante la construcción:	7,39	[kN/m]
Momento máximo durante la construcción:	324,46	[kNm]
Comprobación de los momentos durante la construcción:	0,21	¡ok!
Esfuerzo cortante máximo durante la construcción:	69,3	[kN]
Comprobación del esfuerzo cortante durante la construcción:	0,05	¡ok!
Cálculo de la armadura transversal:		
carga en la losa de hormigón:	22,230	[kN/m]
momento máximo en el centro luz:	2,78	[kNm]
momento máximo sobre el apoyo:	0,46	[kNm]
valor de la tabla de dimensionamiento:	0,0092	[-]
Schneider Tabla 2a Pagina 5.148		
armadura a flexión necesaria:	0,52	[cm ²]
diámetro de una barra de armadura	6	[mm]
numero de las barras de la armadura longitudinal:	5	[-]
área de la armadura a flexión disponible:	1	[cm ²]
comprobación:	2,70	ok!
Comprobación a cortante en la dirección transversal:		
esfuerza de cortante transversal a la viga:	11,12	[kN]
sección transversal a la viga de hormigón:	0,158	[m ²]
armadura en la dirección transversal a la viga:	1	[cm ²]
resistencia a cortante transversal a la viga:	171,93	[kN]
comprobación:	15,47	ok!
armadura a cortante no es necesaria		
Cálculo de los momentos de inercia de la viga:		
Sobrecarga:		
centro de la gravitación de la sección mixta:	0,261	[m]
momento de inercia de la sección mixta:	33,445	[cm ² m ²]
deformación de la viga por la sobrecarga:	2,29	[cm]
Carga permanente:		
centro de la gravitación de la sección mixta:	0,343	[m]
momento de inercia de la sección mixta:	24,347	[cm ² m ²]

deformación de la viga por la carga permanente t=		
∞∞		
:		2,35 [cm]
Retracción:		
centro de la gravitación de la sección mixta:	0,318	[m]
momento de inercia de la sección mixta:	27,122	[cm ² m ²]
retracción en la losa:	3,E-04	[-]
axil generado por la retracción:	8,E-01	[MN]
momento constante por retracción:	0,265	[MNm]
deformación de la viga por retracción:	2,05	[cm]
deformación total t=		
∞∞		
:		6,68 [cm]
	deformación tolerable:	7,496 [cm]
	comprobación de la deformación tolerable:	0,89 ¡ok!

Tabla 11: Cálculo del forjado mixto

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a las reacciones, generadas en los apoyos, nuevamente se ha comprobado utilizando el programa de cálculo estructural Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021. A partir de este se han realizado las comprobaciones de ELS y ELU.

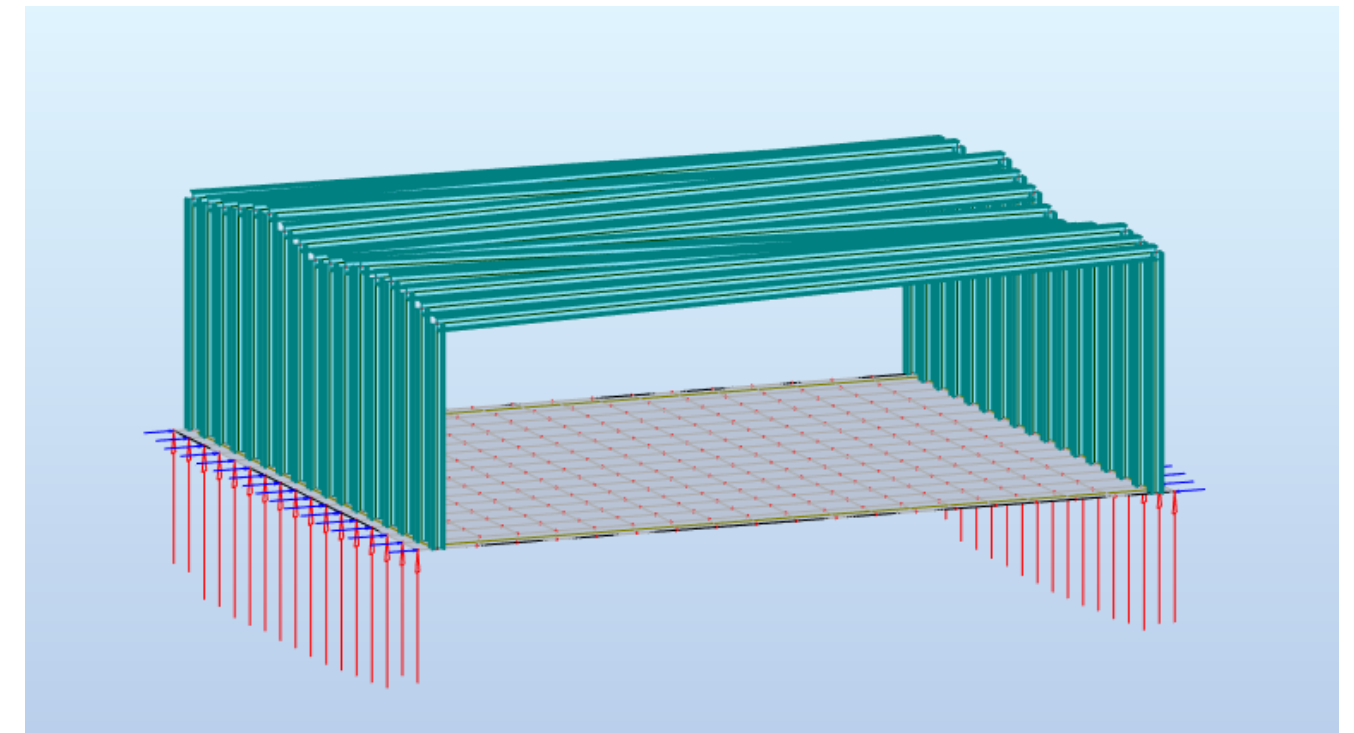


Figura 36: Tramo tipo C

Fuente: Elaboración propia

Anejo 04 - Estructuras

Obteniéndose las reacciones más desfavorables:

Reacción en X: 72,54 kN

Reacción en Z: 261,38 kN

En el cálculo de la flecha máxima se da en el forjado mixto y es de que debe garantizar una flecha máxima de $L/300$ según el CTE

$$z_{MAX} = 4,6\text{cm} < \frac{L}{300} = \frac{2000}{300} = 6,66\text{cm}$$

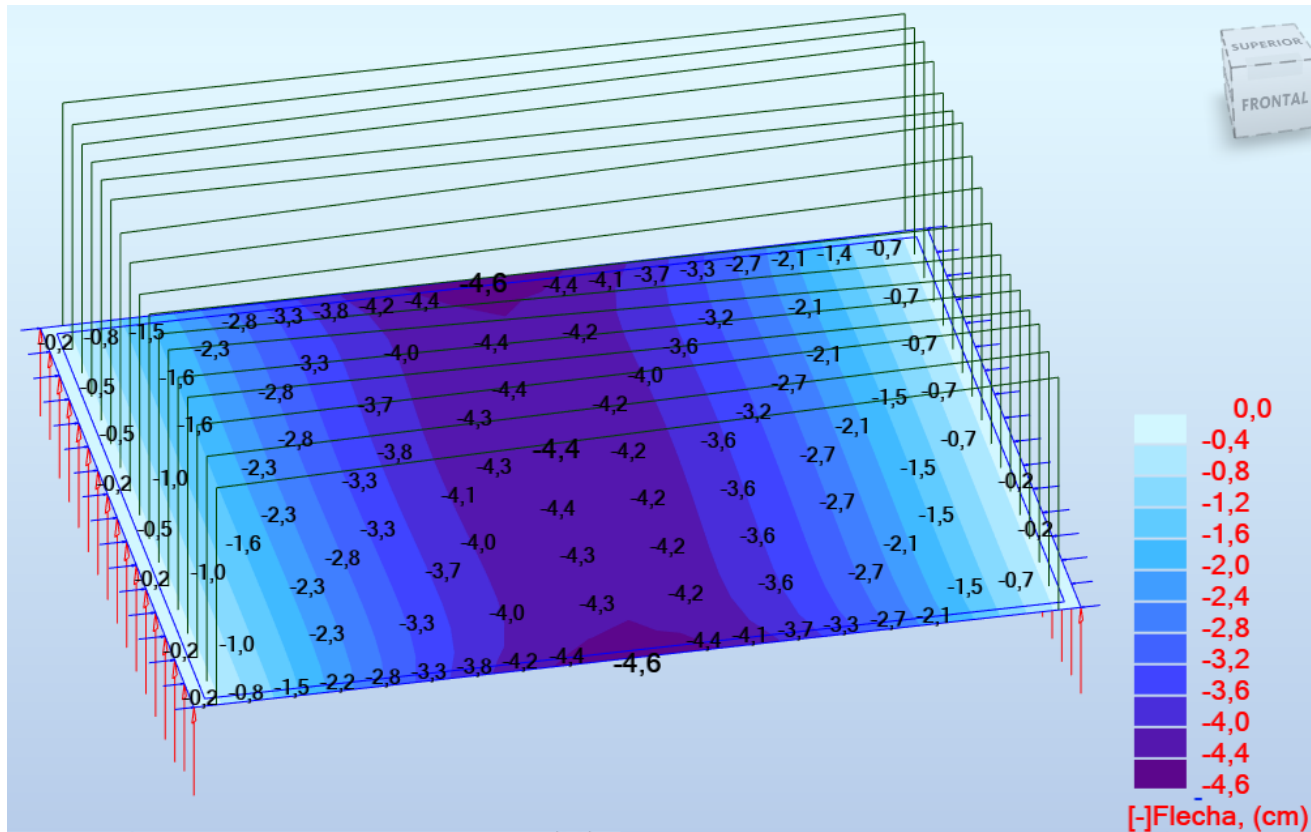


Figura 37: Flecha del forjado mixto de la sección tipo C

Fuente: Elaboración propia

Se realiza también la comprobación de los pórticos obteniendo que todos cumplen con las restricciones. Se muestra a continuación el resumen de las comprobaciones obtenidas:

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
2	HEB 300	ACERO	42.72	73.23	0.67	7 ELU /525/
3	HEB 300	ACERO	45.80	78.51	0.72	7 ELU /496/
4	HEB 340	ACERO	127.99	248.93	0.48	7 ELU /17/
6	HEB 300	ACERO	44.26	75.87	0.68	7 ELU /525/
7	HEB 300	ACERO	46.18	79.17	0.72	7 ELU /495/
8	HEB 340	ACERO	127.97	248.89	0.47	7 ELU /17/
10	HEB 300	ACERO	45.80	78.51	0.67	7 ELU /526/
11	HEB 300	ACERO	46.95	80.49	0.70	7 ELU /495/
12	HEB 340	ACERO	127.96	248.88	0.46	7 ELU /17/
14	HEB 300	ACERO	46.56	79.83	0.69	7 ELU /484/
15	HEB 300	ACERO	45.03	77.19	0.70	7 ELU /495/
16	HEB 340	ACERO	127.96	248.89	0.45	7 ELU /1/
18	HEB 300	ACERO	45.80	78.51	0.71	7 ELU /484/
19	HEB 300	ACERO	44.26	75.87	0.71	7 ELU /495/
20	HEB 340	ACERO	127.96	248.89	0.45	7 ELU /1/
22	HEB 300	ACERO	46.56	79.83	0.73	7 ELU /484/
23	HEB 300	ACERO	42.72	73.23	0.70	7 ELU /495/
24	HEB 340	ACERO	128.00	248.96	0.48	7 ELU /1/
26	HEB 300	ACERO	45.03	77.19	0.74	7 ELU /483/
27	HEB 300	ACERO	41.95	71.91	0.72	7 ELU /496/
28	HEB 340	ACERO	127.99	248.93	0.47	7 ELU /1/
30	HEB 300	ACERO	44.26	75.87	0.73	7 ELU /483/
31	HEB 300	ACERO	43.49	74.55	0.73	7 ELU /496/
32	HEB 340	ACERO	127.96	248.88	0.45	7 ELU /1/
34	HEB 300	ACERO	43.49	74.55	0.70	7 ELU /525/
35	HEB 300	ACERO	45.80	78.51	0.74	7 ELU /496/
36	HEB 340	ACERO	127.97	248.90	0.47	7 ELU /17/
38	HEB 300	ACERO	45.03	77.19	0.68	7 ELU /525/
39	HEB 300	ACERO	47.33	81.15	0.72	7 ELU /496/
40	HEB 340	ACERO	127.97	248.90	0.47	7 ELU /17/
42	HEB 300	ACERO	46.18	79.17	0.65	7 ELU /526/
43	HEB 300	ACERO	49.26	84.45	0.70	7 ELU /495/
44	HEB 340	ACERO	127.99	248.93	0.47	7 ELU /17/
46	HEB 300	ACERO	48.10	82.47	0.67	7 ELU /526/
47	HEB 300	ACERO	46.95	80.49	0.68	7 ELU /495/
48	HEB 340	ACERO	127.96	248.88	0.44	7 ELU /1/
50	HEB 300	ACERO	47.33	81.15	0.69	7 ELU /483/
51	HEB 300	ACERO	45.80	78.51	0.69	7 ELU /496/
52	HEB 340	ACERO	127.96	248.89	0.45	7 ELU /1/
54	HEB 300	ACERO	46.18	79.17	0.67	7 ELU /525/
55	HEB 300	ACERO	47.33	81.15	0.70	7 ELU /496/
56	HEB 340	ACERO	127.96	248.88	0.46	7 ELU /17/
58	HEB 300	ACERO	45.03	77.19	0.68	7 ELU /526/
59	HEB 300	ACERO	46.56	79.83	0.71	7 ELU /496/
60	HEB 340	ACERO	127.96	248.89	0.46	7 ELU /17/
62	HEB 300	ACERO	44.26	75.87	0.70	7 ELU /526/
63	HEB 300	ACERO	44.64	76.53	0.72	7 ELU /495/
64	HEB 340	ACERO	127.96	248.87	0.46	7 ELU /17/
66	HEB 300	ACERO	43.87	75.21	0.71	7 ELU /483/
67	HEB 300	ACERO	42.72	73.23	0.71	7 ELU /496/
68	HEB 340	ACERO	127.96	248.88	0.45	7 ELU /1/

Figura 38: Comprobación de la resistencia de los pórticos de la sección tipo C

Fuente: Elaboración propia

5.3 Cubierta transitable

En la cubierta transitable o pesada, existen dos tipologías, la sección tipo D y la sección tipo E. Estas tipologías varían en función de la solución del refuerzo del muro. En la sección tipo D al presentarse la cota de la calzada del vial lateral a la misma altura de coronación de la plataforma, se realizará una prolongación de la viga situando el apoyo sobre la cimentación proyectada, sin embargo, en la zona de tipo E el vial lateral con sentido Bilbao se encuentra por debajo de la cubierta. Esto implica que no se pueda hacer ejecutar la ampliación de la viga y por lo tanto que el apoyo de esta sea sobre el muro existente. Se muestra a continuación ambas secciones, en las que se observa dicha solución, a la izquierda la sección tipo D y a la derecha la sección tipo E:

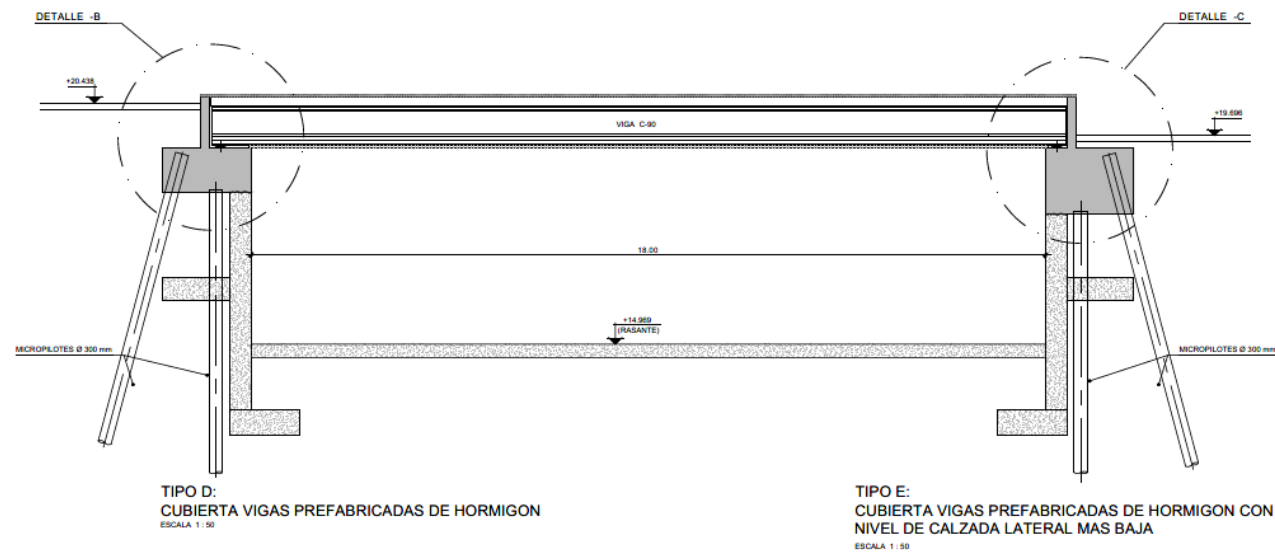


Figura 39: Sección tipo D y E

Fuente: Elaboración propia

Para la cubierta transitable se ha previsto un uso de tránsito público únicamente accesible para vehículos de emergencias. Sobre la estructura se ha planteado generar zonas ajardinadas y zonas peatonales.

5.3.1 Vigas de cubierta

Se ha decidido ejecutar la cubierta con vigas pretensadas, de la misma forma que la situación actual. Se tratan de vigas prefabricadas de hormigón pretensado, las cuales soportan el tablero (losa armada), la impermeabilización y la capa de acabado del pavimento.

Las vigas prefabricadas están formadas de un hormigón pretensado con una resistencia característica de 45 N/mm² y acero para pretensar con una tensión de rotura de 19 N/mm² transmitiendo las cargas al refuerzo planteado para los muros existentes.

Las vigas se situarán una cada 1,74 metros sobre los apoyos de neoprenos zunchados y en caso de las vigas iniciales y finales del tramo se colocarán dos vigas con una distancia de 0,8 metros. Las dimensiones y la armadura de las vigas prefabricadas se muestran a continuación:

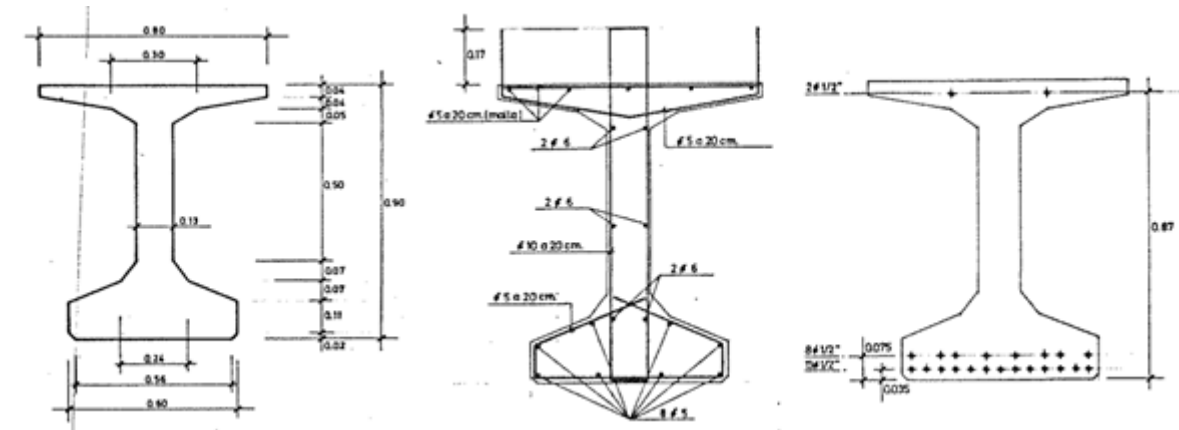


Figura 40: Detalle viga pretensada para la cubierta transitable

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a la protección antiincendios en estas secciones también se ejecutará con paneles a de hormigón aligerado reforzados con fibra de vidrio y ligado con cemento para proteger la estructura de hormigón de las altas temperaturas en el túnel. El revestimiento se anclará al alma de las vigas prefabricadas a través de un perfil laminado de tipo IPE, que permitirá colocar un tirante del que colgará un perfil omega. Estos perfiles omega servirán de punto de anclaje de los paneles resistentes al fuego según la instrucción de la diputación de Bizkaia.

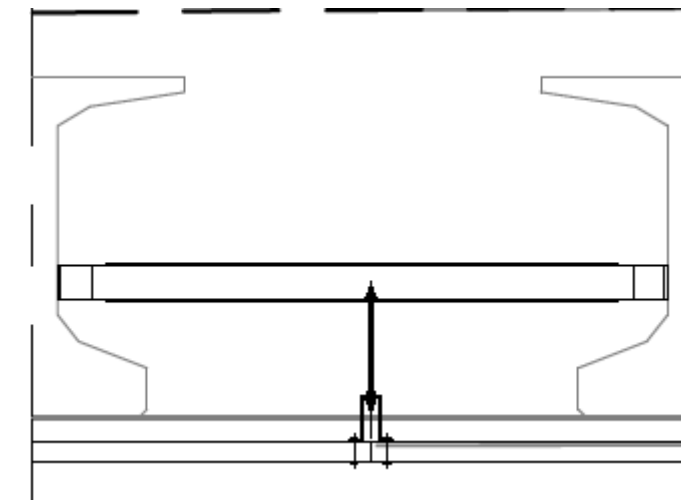


Figura 41: Detalle colocación del revestimiento anti incendios de la cubierta transitable

Fuente: Elaboración propia

5.3.2 Refuerzo de muros existentes

En cuanto a las cargas transmitidas por la ejecución de la cubierta, como se ha explicado anteriormente los muros no tienen las características mecánicas necesarias para dicho uso y por lo tanto en las secciones tipo D y tipo E también se creará una cimentación con viga continua de hormigón armado desde la que se proyectarán dos micropilotes de 300mm de ancho, uno vertical y otro inclinado. La distancia entre estos será de 1 metro

Como se ha descrito con anterioridad la diferencia entre las secciones tipo D y tipo E radican en la ejecución de la cimentación. Los esfuerzos aplicados a la cimentación tipo D son directos mientras que en el caso E las cargas aplicadas a los micropilotes están excéntricas y por tanto requieren mayores esfuerzos. Además de tener que ejecutarse u cosido resistente con el muro actual.

Anejo 04 - Estructuras

Se muestran a continuación los detalles de ambas cimentaciones.

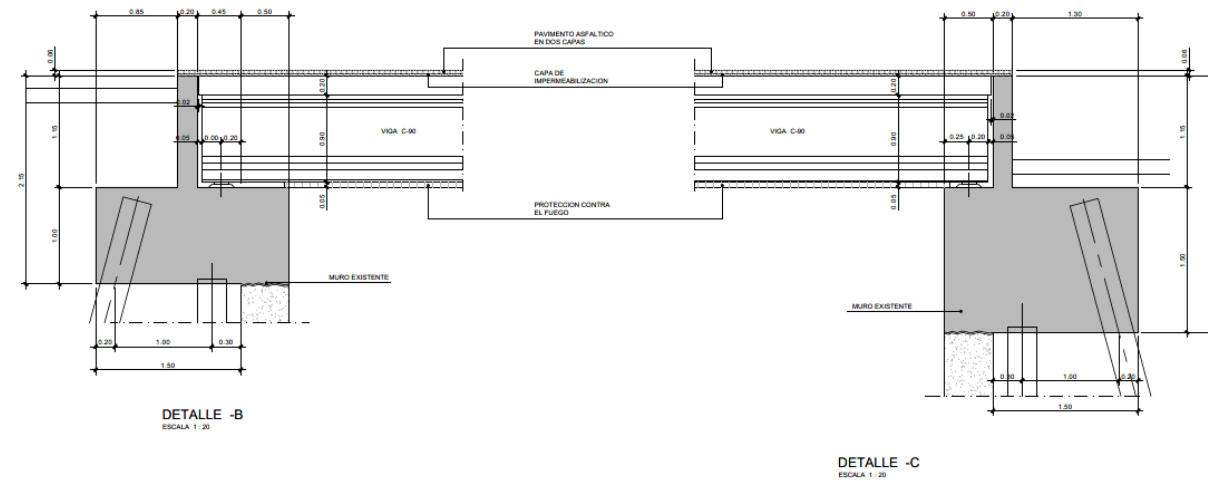


Figura 42: Detalle del apoyo sección tipo D y tipo E

Fuente: Elaboración propia

5.4 Estructuras de galerías

La estructura de las salidas de emergencia se construye con cajones de hormigón armado. Para garantizar la estanquidad de la sección se coloca una lámina de impermeabilización alrededor de la sección de hormigón.

Las galerías se excavan en el ámbito de los viales laterales. Para asegurar la estabilidad de la excavación y prevenir movimientos indeseados del terreno se instalan muros con micropilotes alrededor del recinto de la galería. Los micropilotes se arriostran con puntales.

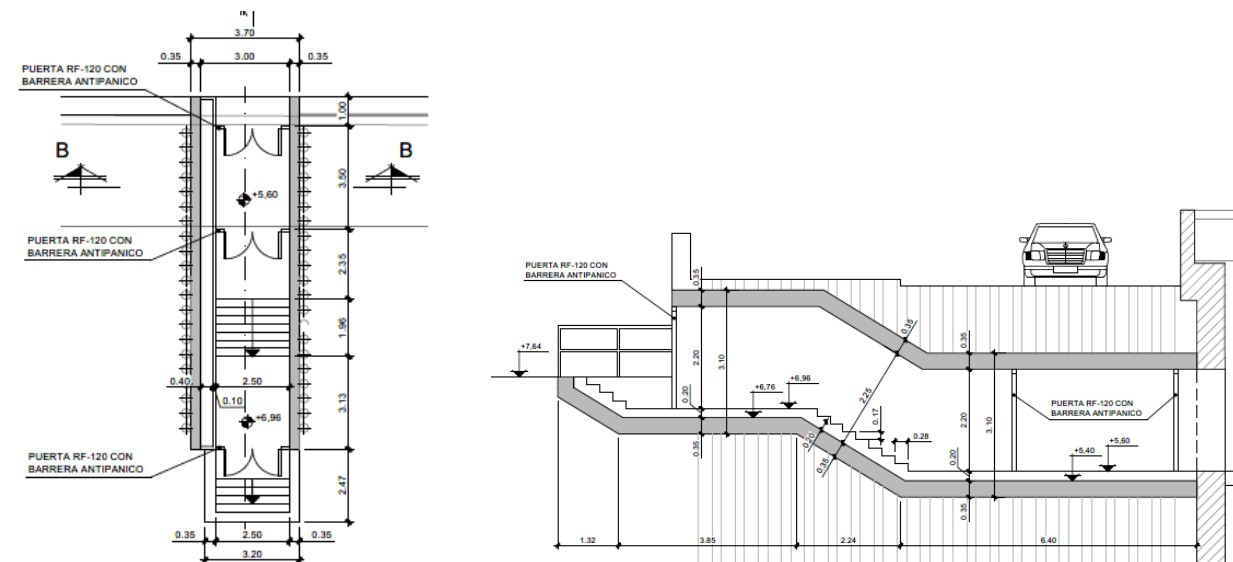


Figura 43: Planta y sección galería evacuación

Fuente: Sener