



ANEJO 12. ESTRUCTURAS

Junio 2021





## ÍNDICE

1.	DEFINICIÓN DE ALTERNATIVAS A ESTUDIAR	!
1.1	ALTERNATIVA BASE	!
1.2		
1.3	ALTERNATIVA C	8
2.	TÚNEL CON TUNELADORA	10
2.1	SECCIÓN TIPO	1(
2.2	_	
2.3		
	2.3.1 Nivel freático	1
	2.3.2 Asientos en superficie	12
2.4		
	2.4.1 Descripción general	12
	2.4.2 Justificación del tipo de tuneladora a utilizar	1
2.5	EMBOQUILLES	1
2.6	IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE	16
2.7	CÁLCULO DEL TÚNEL	16
	2.7.1 Análisis de la estabilidad del frente	1
	2.7.2 Modelización numérica del túnel	10
	2.7.3 Cálculo de dovelas	20
	2.7.4 Cálculo de los recintos de cambio de herramientas	2
2.8	NORMATIVA Y RECOMENDACIONES APLICADAS	2 <sup>2</sup>
3.	PUENTES Y VIADUCTOS	2
3.1	BASES DE DISEÑO	22
	3.1.1 Normativa utilizada	22
	3.1.2 Bases de proyecto	22
	3.1.3 Valores característicos de las acciones	2
	3.1.4 Valores representativos de las acciones en viaductos de ferrocarril	3
	3.1.5 Valores representativos de las acciones en pasos superiores	39
	3.1.6 Valores de cálculo de las acciones en viaductos de ferrocarril	40
	3.1.7 Valores de cálculo de las acciones en pasos superiores	4
	3.1.8 Combinación de acciones en viaductos de ferrocarril	42
	3.1.9 Combinación de acciones en pasos superiores	4
	3.1.10Características de los materiales	4
	3.1.11 Comprobaciones relativas a los estados límite últimos	
	3.1.12 Comprobaciones relativas a los estados límite de servicio	40

3.2	DESCRIPICÓN DE LAS ESTRUCTURAS	50
	3.2.1 Alternativa Base	51
	3.2.2 Alternativa C	56
	3.2.3 Conclusiones y cuadro resumen	59
4.	FALSOS TÚNELES	59
4.1	ALTERNATIVA BASE	59
	4.1.1 Descripción general	59
	4.1.2 Secciones tipo	60
4.2	ALTERNATIVA A	66
	4.2.1 Descripción general	66
	4.2.2 Secciones tipo	67
4.3	ALTERNATIVA C	70
	4.3.1 Descripción general	70
	4.3.2 Secciones tipo	70
5.	POZOS AUXILIARES	74
5.1	POZOS DE ATAQUE	74
	5.1.1 Tuneladora vía doble. Alternativas Base, A y C	74
	5.1.2 Tuneladora vía única. Alternativa A	
5.2	SALIDAS DE EMERGENCIA Y POZOS DE VENTILACIÓN	75





## 1. DEFINICIÓN DE ALTERNATIVAS A ESTUDIAR

En Fase 1 se han definido un total de 5 Alternativas las cuales se denominan:

- Alternativa Base.
- Alternativa A1
- Alternativa A2
- Alternativa B
- Alternativa C



Figura 1: Alternativas analizadas en fase 2. Fuente: elaboración Propia.

Una vez analizadas todas ellas, pasan a la siguiente Fase, II, las Alternativas Base, C y A, cuya descripción se indica a continuación.

## 1.1 ALTERNATIVA BASE

Esta Alternativa considera un túnel diseñado para una doble vía electrificada en ancho mixto. Parte del nivel inferior de la futura estación Central de Valencia, en su extremo norte, cruza bajo la Marquesina actual de la Estación Central, girando inmediatamente

hacia la derecha, pasando bajo la Plaza de Toros, para situarse bajo la gran Vía Marqués del Turia. Tras cruzar el antiguo cauce del Turia, enfila la Avenida de Aragón. En esta avenida, se proyecta una estación en conexión con la estación de Aragón de la línea 5 de Metro de Valencia, que constará de 4 vías. 2 centrales de ancho mixto y dos exteriores de ancho ibérico. Los andenes de 200 m de longitud se sitúan entre las centrales y exteriores.

Posteriormente, el trazado gira hacia el este para situarse bajo la Avenida de los Naranjos, planteándose una nueva estación (Universidad), también de 4 vías. Desde la estación de Universidad, la línea Valencia Castellón, parte hacia el norte, discurriendo bajo las cocheras de Metro y de EMT, en el mismo entorno que hoy en día ocupa la salida del túnel de Cabañal. Lo hace desde las vías exteriores, de ancho mixto.

Además, se diseña una conexión desde las vías centrales de la estación, en ancho ibérico, hacia el sur con el actual túnel de Cabañal, de forma que se permitan las conexiones de cercanías hacia la estación de Cabañal y de Fuente de San Luis, así como eventualmente el acceso al CTT.

Se diseña el inicio del enlace de la línea Valencia-Castellón con el corredor mediterráneo, sentido norte, mediante dos túneles que generan saltos de carnero. Se realiza coincidiendo con el final del túnel.

El nuevo trazado de la línea de Alta Velocidad se prolonga en superficie hacia el norte en paralelo al corredor mediterráneo, hasta conectar con el siguiente tramo del Estudio Informativo de línea de alta velocidad Valencia – Castellón. Antes de la conexión con el siguiente tramo, la nueva infraestructura se cruza con la autopista V-21 y con el barranco de Carraixet. En el caso de la autopista es necesario construir una nueva estructura consistente en un paso Inferior, de aproximadamente 50 metros. Mientras que la intersección con el barranco se salva mediante un viaducto de 120 metros.

El túnel pasante se realiza prácticamente en su totalidad mediante una tuneladora, que se introducirá por el Norte y se extraerá finalmente por el Sur, planteándose una extracción y posterior introducción intermedia para salvar el paso bajo la actual estación de metro de Aragón, en donde el espacio reservado para el paso de la tuneladora resulta limitado y comprometería el gálibo en el total de la actuación si se plantease sólo por DERECHA cruce el uso de una tuneladora de menor diámetro. Así pues, con excepción del recinto apantallado en el entorno de la estación de Aragón el túnel pasante se realiza mediante tuneladora.

Tanto en la estación de Universidad como a lo largo del Ramal del Cabañal coincidente con el eje principal, se ejecutarán mediante pantallas, aunque en el momento de





ejecutar las obras, se deberá demoler el túnel pasante que ya está ejecutado en una fase anterior.

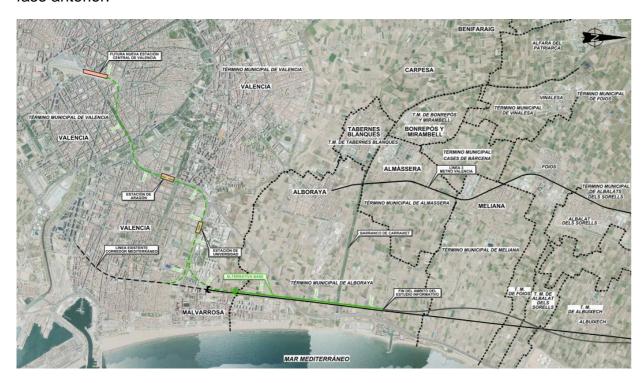


Figura 2: Alternativas Base. Fuente: elaboración Propia.

Para la ejecución del pozo de ataque norte es necesario desplazar la subestación de ADIF La Malvarrosa.

Por último, se incluyen unas tablas donde se tramifican las actuaciones y el procedimiento constructivo de cada uno de los ejes integrantes de esta alternativa.

EJE VALENCIA - CASTELLÓN							
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo		
0+000	2+061	2.061	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora		
2+061	2+170	109	Túnel de Línea	Mixto	Pozo Ataque		
2+170	2+555	385	Estación de Aragón	Mixto	Pantallas		
2+555	2+625	70	Túnel de Línea	Mixto	Pozo Retirada intermedia		
2+625	3+411	786	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora		
3+411	4+005	594	Estación de Universidad	Mixto	Tuneladora		
4+005	4+461	456	Ramal cabañal	Mixto	Tuneladora		
4+461	5+525	1.064	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora		
5+525	6+020	495	Rampa	UIC	Pantallas vía doble		

	EJE VALENCIA - CASTELLÓN							
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo			
6+020	7+355	1.335	Vía superficie	UIC	Cielo Abierto vía doble			
7+355	7+475	120	Viaducto sobre Barranco de Carraixet	UIC	Estructura			
7+475	8+254	779	Vía superficie	UIC	Cielo Abierto vía doble			

	VÍA DERECHA SALTO DE CARNERO							
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo			
0+000	0+570	570	Túnel	Mixto	Pantallas vía única			
0+570	0+850	280	Rampa	Mixto	Pantallas vía única			
0+850	0+974	124	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía única			

VÍA IZQUIERDA SALTO DE CARNERO							
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo		
0+000	0+615	615	Túnel	Mixto	Pantallas vía única		
0+615	0+880	265	Rampa	Mixto	Pantallas vía única		
0+880	1+017	137	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía única		

EJE CONEXIÓN SUR TÚNEL CABAÑAL							
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo		
0+000	0+510	510	Estación de Universidad	Ibérico	Pantallas vía doble		
0+510	0+850	340	Túnel (4 vías y Cruce)	Ibérico	Pantallas vía doble		
0+850	1+486	636	Túnel	Ibérico	Pantallas vía doble		

## 1.2 ALTERNATIVA A

Esta Alternativa en sus primeros 2,5 kilómetros es coincidente con la alternativa Base y al igual que esta considera un túnel diseñado para una doble vía electrificada en ancho mixto. Parte del nivel inferior de la futura estación Central de Valencia, en su extremo norte, cruza bajo la Marquesina actual de la Estación Central, girando inmediatamente hacia la derecha, pasando bajo la Plaza de Toros, para situarse bajo la gran Vía



Marqués del Turia. Tras cruzar el antiguo cauce del Turia, enfila la Avenida de Aragón. En esta avenida, se proyecta una estación en conexión con la estación de Aragón de la línea 5 de Metro de Valencia, que constará de 4 vías. 2 centrales de ancho mixto y dos exteriores de ancho mixto. Los andenes de 200 m de longitud se sitúan entre las centrales y exteriores.

Es en la Estación de Aragón en la que se separan las vías de ancho mixto de las vías de ancho UIC que continúan hacia Vinalesa por el interior.

El trazado del túnel de cercanías y ancho mixto gira hacia el este para situarse bajo la Avenida de los Naranjos, planteándose una nueva estación (Universidad), también de 4 vías. Desde la estación de Universidad, la línea Valencia Castellón, parte hacia el norte, discurriendo bajo las cocheras de Metro y de EMT, en el mismo entorno que hoy en día ocupa la salida del túnel de Cabañal. Lo hace desde las vías exteriores, de ancho mixto.

Además, se diseña una conexión desde las vías centrales de la estación, en ancho ibérico, hacia el sur con el actual túnel de Cabañal, de forma que se permitan las conexiones de cercanías hacia la estación de Cabañal y de Fuente de San Luis, así como eventualmente el acceso al CTT.

Se diseña la conexión norte del túnel de cercanías con el corredor mediterráneo, mediante dos túneles que generan saltos de carnero. Se realiza coincidiendo con el final del túnel de cercanías.

El túnel pasante se realiza prácticamente en su totalidad mediante una tuneladora, que se introducirá por el Norte y se extraerá finalmente por el Sur, planteándose una extracción y posterior introducción intermedia para salvar el paso bajo la actual estación de metro de Aragón, en donde el espacio reservado para el paso de la tuneladora resulta limitado y comprometería el gálibo en el total de la actuación si se plantease sólo por DERECHA cruce el uso de una tuneladora de menor diámetro. Así pues, con excepción del recinto apantallado en el entorno de la estación de Aragón el túnel pasante se realiza mediante tuneladora.

Tanto en la estación de Universidad como a lo largo del Ramal del Cabañal coincidente con el eje principal, se ejecutarán mediante pantallas, aunque en el momento de ejecutar las obras, se deberá demoler el túnel pasante que ya está ejecutado en una fase anterior.

Para la ejecución del pozo de ataque norte es necesario desplazar la subestación de ADIF La Malvarrosa.

La conexión Valencia – Castellón se realizará mediante la ejecución de dos túneles de vía única mediante tuneladora. Primero la tuneladora se introducirá en el pozo de ataque situado en Vinalesa para ejecutar uno de los dos túneles y se extraerá en la estación de Aragón. Posteriormente se ejecutará el otro túnel de vía única en dirección Vinalesa desde el pozo de ataque ubicado en la estación de Aragón y se extraerá en Vinalesa.



Figura 3: Alternativas A. Fuente: elaboración Propia.

Los túneles de Alta Velocidad prosiguen hacia el noroeste bajo el bulevar periférico norte, imitando su recorrido, hasta llegar a la intersección con la calle Alfahuir, En este punto, el trazado deja de discurrir bajo terrenos urbanizados, manteniendo la dirección noroeste. Vira ligeramente al oeste para evitar discurrir bajo la población de Tabernes Blanques, haciéndolo posteriormente hacia el norte para pasar entre Carpesa y Bonrepòs y Mirambell, y cruzar bajo el barranco de Carraixet.

Tras el paso bajo el barranco, el trazado sube a la superficie, volviendo a girar hacia el oeste para pasar entre las poblaciones de Vinalesa y Foios. En el límite de estos dos municipios el trazado se conecta con el siguiente tramo.

Por último, se incluyen unas tablas donde se tramifican las actuaciones y el procedimiento constructivo de cada uno de los ejes integrantes de esta alternativa.





	EJE TUNEL CERCANÍAS						
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo		
0+000	2+061	2.061	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora		
2+061	2+170	109	Pozo Ataque	Mixto	Pantallas		
2+170	2+555	385	Estación de Aragón	Mixto	Pantallas		
2+555	2+625	70	Pozo Retirada intermedia	Mixto	Pantallas		
2+625	3+411	786	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora		
3+411	4+005	594	Estación de Universidad	Mixto	Tuneladora		
4+005	4+461	456	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora		
4+461	5+420	959	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora		
5+420	5+522	102	Pozo ataque	Mixto	Pantallas		

	EJE VALENCIA - CASTELLÓN VIA DERECHA (ESTE)						
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo		
0+000	0+361	361	Estación de Aragón	Mixto	Pantallas		
0+361	0+472	110	Pozo ataque	UIC	Pantallas		
0+472	7+396	6.924	Túnel de Línea	UIC	Tuneladora		
7+396	7+500	104	Pozo ataque	UIC	Pantallas		
7+500	7+560	60	Túnel de Línea	UIC	Pantallas vía única		
7+560	7+878	318	Rampa	UIC	Pantallas vía única		
7+878	7+970	92	Rampa	UIC	Pantallas vía doble		
7+970	8+157	186	Vía superficie	UIC	Cielo Abierto vía doble		

	EJE VALENCIA - CASTELLÓN VIA IZQUIERDA (OESTE)							
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo			
0+000	0+361	361	Estación de Aragón	Mixto	Pantallas			
0+361	0+472	110	Pozo ataque	UIC	Pantallas			
0+472	7+189	6.717	Túnel de Línea	UIC	Tuneladora			
7+189	7+293	104	Pozo ataque	UIC	Pantallas			
7+293	7+380	87	Túnel de Línea	UIC	Pantallas vía única			
7+380	7+668	288	Rampa	UIC	Pantallas vía única			
7+668	7+760	92	Rampa	UIC	Pantallas vía doble			
7+760	7+946	186	Vía superficie	UIC	Cielo Abierto vía doble			

	CONEXIÓN NORTE CORREDOR MEDITERRANEO VÍA IZQUIERDA (OESTE)							
PK Inicial PK Final Longitud (m) Actuación Ancho Vía					Procedimiento constructivo			
0+000	0+160	160	Túnel de Línea	Mixto	Pantallas vía única			
0+160	0+490	330	Rampa	Mixto	Pantallas vía única			
0+490	0+542	52	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía única			

	CONEXIÓN NORTE CORREDOR MEDITERRANEO VÍA DERECHA (ESTE)							
PK Inicial	K Inicial PK Final Longitud (m) Actuación A				Procedimiento constructivo			
0+000	0+570	570	Túnel	Mixto	Pantallas vía única			
0+570	0+848	278	Rampa	Mixto	Pantallas vía única			
0+848	0+974	126	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía única			

	EJE CONEXIÓN SUR TÚNEL CABAÑAL							
PK Inicia	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo			
0+000	0+510	510	Estación de Universidad	Ibérico	Pantallas vía doble			
0+510	0+850	340	Túnel (4 vías y Cruce)	Ibérico	Pantallas vía doble			
0+850	1+486	636	Túnel	Ibérico	Pantallas vía doble			

## 1.3 ALTERNATIVA C

Esta Alternativa considera un túnel diseñado para una doble vía electrificada en ancho mixto. Parte del nivel inferior de la futura estación Central de Valencia, en su extremo norte, cruza bajo la Marquesina actual de la Estación Central, girando inmediatamente hacia la derecha, pasando bajo la Plaza de Toros, para situarse bajo la gran Vía Marqués del Turia. Tras cruzar el antiguo cauce del Turia, enfila la Avenida de Aragón. En esta avenida, se proyecta una estación en conexión con la estación de Aragón de la línea 5 de Metro de Valencia, que constará de 4 vías. 2 centrales de ancho mixto y dos exteriores de ancho ibérico. Los andenes de 200m de longitud se sitúan entre las centrales y exteriores.



Figura 4: Alternativas C. Fuente: elaboración Propia.

El túnel prosigue bajo la Avenida de Cataluña, para posteriormente, girar hacia el este y situarse junto a la autovía V-21 en su margen norte, y subir a la superficie. Se plantea la construcción de una nueva estación, Universidad, en el momento en que la línea pase a ser en superficie. La configuración de esta nueva estación es de 4 vías. 2





centrales de ancho mixto y dos exteriores de ancho ibérico. Los andenes de 200 m de longitud se sitúan entre las centrales y exteriores.

El trazado discurre por el margen contrario al de la universidad, debido a la inexistencia de espacio entre las edificaciones y urbanización del complejo universitario y la autovía V-21. El túnel se debería prolongar hasta el final del campus, y obligaría a que la estación se situase a al menos 750 m de la universidad.

Para intentar acercar la estación lo más posible a la zona universitaria, se coloca el pozo de extracción adyacente a la glorieta intersección de las Avenidas Cataluña y los Naranjos. De esta forma se diseña la rampa que se posiciona entre la V-21 y el cementerio. Con este diseño se consigue que la estación se situé a aproximadamente 150 metros del complejo universitario. El espacio disponible entre autovía y cementerio es ajustado, aunque suficiente, para la colocación de la rampa. Adicionalmente, se deberá generar un paso superior sobre la autovía para conectar la estación y la Universidad.

Se proyectan conexiones con el corredor mediterráneo, tanto en sentido norte como en sentido sur, pasada la estación de Universidad. Se realizan mediante saltos de carnero con pasos inferiores para evitar la afección paisajística a la huerta Valenciana. En sentido sur, se hace con un radio bajo, de 275 m, para intentar minimizar el área afectada, ya que se crea una pequeña isla mal comunicada entre la V-21, corredor mediterráneo y Conexión con túnel pasante. En el caso de la conexión al norte se realiza con radios más amplios.

El túnel pasante se realiza prácticamente en su totalidad mediante una tuneladora, que se introducirá por el Norte y se extraerá finalmente por el Sur, planteándose una extracción y posterior introducción intermedia para salvar el paso bajo la actual estación de metro de Aragón, en dónde el espacio reservado para el paso de la tuneladora resulta limitado y comprometería el gálibo en el total de la actuación si se plantease sólo por este cruce el uso de una tuneladora de menor diámetro. Así pues, con excepción del recinto apantallado en el entorno de la estación de Aragón el túnel pasante se realiza mediante tuneladora.

Por último, se incluyen unas tablas donde se tramifican las actuaciones y el procedimiento constructivo de cada uno de los ejes integrantes de esta alternativa.

	EJE VALENCIA - CASTELLÓN								
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo				
0+000	2+061	2 061	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora				
2+061	2+170	109	Túnel de Línea	Mixto	Pozo Ataque				

	EJE VALENCIA - CASTELLÓN								
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo				
2+170	2+555	385	Estación de Aragón	Mixto	Pantallas				
2+555	2+625	70	Túnel de Línea	Mixto	Pozo Retirada intermedia				
2+625	3+400	775	Túnel de Línea	Mixto	Tuneladora				
3+400	3+522	122	Túnel de Línea	Mixto	Pozo Ataque				
3+522	3+883	361	Rampa	Mixto	Pantallas vía doble				
3+883	3+940	57	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía doble				
3+940	4+359	419	Estación de Universidad	Mixto	Cielo Abierto vía doble				
4+359	5+282	922	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía doble				
5+282	6+385	1 103	Vía superficie	UIC	Cielo Abierto vía doble				
6+385	6+505	120	Viaducto sobre Barranco de Carraixet	UIC	Estructura				
6+505	7+290	785	Vía superficie	UIC	Cielo Abierto vía doble				

	CONEXIÓN NORTE VÍA DERECHA							
PK Inicial	PK Inicial PK Final Longitud (m) Actuación		Ancho Vía	Procedimiento constructivo				
0+000	0+142	142	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía única			
0+142	0+490	348	Rampa	Mixto	Pantallas vía única			
0+490	0+596	106	Túnel	Mixto	Pantallas vía única			
0+596	0+950	354	Rampa	Mixto	Pantallas vía única			
0+950	1+088	138	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía única			





	CONEXIÓN NORTE VÍA OESTE							
PK Inicial	PK Inicial PK Final Longitud (m) Actuación Ancho Vía		Procedimiento constructivo					
0+000	0+140	140	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía única			
0+140	0+395	255	Rampa	Mixto	Pantallas vía única			
0+395	0+575	180	Túnel	Mixto	Pantallas vía única			
0+575	0+773	198	Rampa	Mixto	Pantallas vía única			
0+773	0+891	118	Vía superficie	Mixto	Cielo Abierto vía única			

	CONEXIÓN SUR VÍA DERECHA								
PK Inicial	cial PK Final Longitud (m) Actuaci		Actuación	Ancho Vía	Procedimiento constructivo				
0+000	0+175	175	Vía superficie	Ibérico	Cielo Abierto vía única				
0+175	0+420	245	Rampa	Ibérico	Pantallas vía única				
0+420	0+440	20	Túnel	Ibérico	Pantallas vía única				
0+440	0+591	151	Túnel	Ibérico	Pantallas vía doble				
0+591	0+873	282	Rampa	Ibérico	Pantallas vía doble				
0+873	1+016	143	Vía superficie	Ibérico	Cielo Abierto vía doble				

	CONEXIÓN SUR VÍA OESTE							
PK Inicial	PK Final	Longitud (m)	m) Actuación Ancho Vía		Procedimiento constructivo			
0+000	0+176	176	Vía superficie	Ibérico	Cielo Abierto vía única			
0+176	0+380	204	Rampa	Ibérico	Pantallas vía única			
0+380	0+466	86	Túnel	Ibérico	Pantallas vía única			
0+466	0+600	134	Túnel	Ibérico	Pantallas vía doble			
0+600	0+887	287	Rampa	Ibérico	Pantallas vía doble			
0+887	1+039	152	Vía superficie	Ibérico	Cielo Abierto vía doble			

#### 2. TÚNEL CON TUNELADORA

Se describen en este apartado las características principales de los tramos de túnel en mina del Nuevo Eje Pasante previstos con tuneladora para las Alternativas Base, C y A.

## 2.1 SECCIÓN TIPO

La sección tipo de túnel TBM para vía doble es idéntica para las tres alternativas, ya que siempre se excavan para una solución de dos vías. En los tramos donde se necesitan más vías (entorno de estación de Universidad) se realizarán luego pantallas alrededor del túnel TBM y luego se romperán las dovelas en el tramo que quedará entre pantallas.

A nivel de sección tipo, no hay claras diferencias entre las alternativas, con la única salvedad que la opción A considera la conexión con el Corredor Mediterráneo norte con túnel para vía simple.

El <u>Proyecto Constructivo</u>: Red Arterial Ferroviaria de Valencia. Nuevo Eje Pasante. Fase 1: Infraestructura del túnel y de la Estación de Aragón incluye la ejecución de un túnel en mina con tuneladora de 4,9 km de longitud bajo el casco urbano de Valencia. Se trata de un túnel para vía doble de ancho mixto (UIC e ibérico), que se materializará mediante dos vías de 3 hilos.

La afección a edificios y estructuras próximas debida a las subsidencias producidas por la excavación, el paso bajo la estación de Aragón (Metro de Valencia) a través de una estructura preexistente, así como la reducción de los posibles riesgos asociados al procedimiento constructivo en un terreno geotécnicamente complejo hacen deseable la adopción de una sección de túnel del menor diámetro posible compatible con los siguientes condicionantes:

- Requerimientos de gálibo y características de la superestructura, teniendo en cuenta las particularidades del ancho mixto.
- Aseguramiento de la evacuación de los trenes y del túnel en caso de emergencia.
- Disponibilidad de espacio para instalaciones ferroviarias y no ferroviarias.
- Condicionantes constructivos.

Dada la velocidad máxima de circulación en el túnel (< 90 km/h), no resulta preciso tener en cuenta el dimensionamiento de la sección por efectos aerodinámicos.

En el citado Proyecto Constructivo, se describen detalladamente cada uno de los condicionantes mencionados. A partir de estos condicionantes se ha definido la sección tipo del túnel empezando por la determinación de la cota del hilo bajo o cota de carril (CC) óptima. Dicha cota se ha fijado respecto al punto más bajo del diámetro interior nominal del túnel. Para determinarla, se ha tenido en cuenta el espacio necesario para los gálibos considerados, el sistema de catenaria y las aceras de evacuación.





<u>Túnel de vía doble.</u> Se ha fijado la altura de la acera de evacuación en 550 mm sobre cota de carril (CC) y la distancia nominal del borde de la misma respecto al eje de vía de ancho ibérico (el más cercano en el caso de tercer hilo exterior a la vía) en 1900 mm. Esta disposición cumple con los requisitos de funcionalidad y seguridad necesarios. Además, existe una tendencia en la Red de ámbito nacional a disponer la cota de las aceras de evacuación en túneles a 550 mm sobre CC, dado que dicha altura resulta óptima tanto para los trenes de piso más bajo (550 ó 680 mm) como para los diseñados para andenes de 760 mm.

Teniendo en cuenta estos parámetros, así como las consideraciones constructivas mencionadas en apartados anteriores, se obtiene un diámetro interior del túnel de 10.4 m, lo cual permite disponer de pasillos de evacuación de 0,9 m de ancho y 2,25 m de alto, acordes con la normativa vigente. La CC óptima quedaría con esta configuración a 3320 mm sobre la cota inferior de la contrabóveda.

Para el diseño de la sección tipo en curva, se ha tenido en cuenta que el peralte máximo en el túnel será de 115 mm para el ancho UIC y 135 mm para el ancho ibérico.

Con esta geometría, resulta necesario prever un desplazamiento del eje de trazado de vía respecto al del túnel de 200 mm en las curvas, dado que de otra forma el gálibo de implantación de obstáculos invadiría el paramento interior del túnel.

El diámetro de excavación del túnel, 11,48 m, se ha obtenido sumando al diámetro interior (10,4 m) el espesor de las dovelas, 0,36 m, y la holgura entre el trasdós de las dovelas y el perfil de excavación, estimada en 0,18 m. El revestimiento propuesto para el túnel consiste en anillos, de tipo universal, constituidos por 7+1 dovelas prefabricadas de hormigón armado de 0,36 m de espesor y 1,5 m de longitud media. El sistema universal permite realizar todo el trazado del túnel con un único anillo tipo.

<u>Túnel de vía simple.</u> Se ha fijado la altura de la acera de evacuación en 550 mm sobre cota de carril (CC) y la distancia nominal del borde de la misma respecto al eje de vía en 1770 mm. Esta disposición cumple con los requisitos de funcionalidad y seguridad necesarios. Además, existe una tendencia en la Red de ámbito nacional a disponer la cota de las aceras de evacuación en túneles a 550 mm sobre CC, dado que dicha altura resulta óptima tanto para los trenes de piso más bajo (550 ó 680 mm) como para los diseñados para andenes de 760 mm.

El diámetro interior del túnel resulta de 8,75 m, lo cual permite disponer de un pasillo de evacuación de 0,8 m de ancho y 2,25 m de alto, acordes con la normativa vigente. La CC óptima quedaría con esta configuración a 1605 mm sobre la cota inferior de la contrabóveda.

El diámetro de excavación del túnel, 9.83 m, se ha obtenido sumando al diámetro interior (8,75 m) el espesor de las dovelas, 0,36 m, y la holgura entre el trasdós de las dovelas y el perfil de excavación, estimada en 0,18 m. El revestimiento propuesto para el túnel consiste en anillos, de tipo universal, constituidos por 6+1 dovelas prefabricadas de hormigón armado de 0,36 m de espesor y 1,5 m de longitud media. El sistema universal permite realizar todo el trazado del túnel con un único anillo tipo.

#### 2.2 LONGITUDES DE TÚNELES

De las tres alternativas analizadas, la que tiene menor longitud (total y de túnel) es la C (algo menos de 4 kms). En ese sentido, tendría que ser la más barata y la más rápida de construir.

La <u>Alternativa Base</u> tiene una longitud de túneles acumulada del entorno de 8,2 kms, de los cuales 4,8 con TBM.

La <u>Alternativa A</u> tiene una longitud de túneles acumulada total de 15,3 km, de los cuales 4,8 km se hacen con TBM de vía doble y 6,9 km con TBM de vía simple.

La <u>Alternativa C</u> tiene una longitud acumulada total de 4,2 km, de los cuales 2,8 km se hacen con TBM de vía doble.

En esta fase del estudio no hay suficiente información como para hacer estimaciones de tiempos de excavación, teniendo en cuenta además que varias alternativas mezclan distintas técnicas y sería necesario ver si se pueden hacer en paralelo o tendrían que plantearse una después de la otra.

A modo de orden de magnitud, se puede considerar que un rendimiento medio con TBM puede ser del entorno de 300 m/mes. Como todas las opciones tienen TBM, el tiempo de adquisición de ésta y preparación de pozos de entrada no se considerará ya que es un factor común. En el caso de la Alternativa A se deberá contemplar la adquisición de una tuneladora de vía simple.

En general, para las pantallas, se podría considerar un ritmo de 100 a 150 m/mes (con dos máquinas).

Como se puede ver, el método de excavación y sostenimiento más rápido es la TBM. Se puede considerar que las pantallas tienen un rendimiento del orden de la mitad de la TBM. Así pues, diferencias de longitud en tramos de TBM no serán muy significativos (1 km = 3 mes), sí que puede ser más significativo el tiempo necesario para la realización de tramos con otros métodos. Como el número de máquinas de pantalla no





es conocido y es más fácil variarlo que el de TBM, no es factible hacer una estimación fina a estas alturas del estudio.

Teniendo en cuenta estos datos, se podría considerar lo siguiente:

- Alternativa C: tendría que ser claramente la rápida de ejecutar por su menor longitud y ser únicamente TBM (excepto estación de Aragón).
- Alternativa Base: mayor duración que la anterior ya que tiene tramos de construcción entre pantallas.
- Alternativa A: sería la que mayor tiempo requeriría al ser la más larga y contar además con tramos de TBM vía doble, vía simple y pantallas.

#### 2.3 POSIBLES RIESGOS

## 2.3.1 NIVEL FREÁTICO

En general el nivel freático está más somero en la parte más cercana al mar (1-3 m de profundidad) y más profundo en la parte más occidental (8-9 m de profundidad). Así pues, en la parte inicial del trazado, común a las tres alternativas, el nivel freático estará situado a 8-9 m de profundidad, lo cual no supondrá a priori ningún problema.

A nivel de dimensionamiento de dovelas no se considera que el agua llegue a ser un condicionante (muchas veces los esfuerzos de manipulación y apilamiento de dovelas condicionan más el dimensionamiento de la dovela que los propios esfuerzos del terreno) pero sí será un factor que facilitará/dificultará el control de asientos y creación de chimenea al tener una presión menor que compensar.

Aunque se trate de una zona entre pantallas es preciso señalar que en el tramo de la alternativa Base y A que irá paralelo al mar será importante tener en cuenta un posible efecto barrera en las zonas de rampa (500 m de longitud) ya que el flujo de agua es principalmente Oeste-Este y en ese tramo las rampas en pantallas Sur-Norte, cortarán el flujo de agua.

#### 2.3.2 ASIENTOS EN SUPERFICIE

En la parte común a todos los túneles, el riesgo es, evidentemente, idéntico. En todo caso, se ha intentado profundizar el trazado en la medida de lo posible para limitar posibles afecciones en superficie.

En general, en los tramos construidos entre pantallas es más fácil controlar los movimientos en superficie y, exceptuando situaciones extremas de pantallas muy

cercanas a edificios o imposibilidad de apuntalar o anclar las pantallas, el efecto de estas excavaciones sobre edificios debería ser limitado.

Para los tramos con TBM, se diferencia el riesgo entre las distintas alternativas (por orden creciente) como sigue:

- Alternativa C: menor riesgo ya que el tramo fuera de la parte común es mínimo, con TBM y en una zona poco urbanizada.
- Alternativa Base: tramo fuera de zona común de longitud intermedia, en zona urbanizada, pero con TBM y pantallas. Ambas pasan con TBM en la zona de Malvarrosa bajo unos edificios y cocheras posiblemente pilotados con poca cobertera. Esa zona puede ser conflictiva en cuanto a asientos.
- Alternativa A: además de lo contemplado para la Alternativa Base, hay una pequeña zona con túneles de vía simple que discurre en zona urbana a partir de la Estación de Aragón hasta el límite del casco urbano, de aproximadamente 600 m.

## 2.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

#### 2.4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

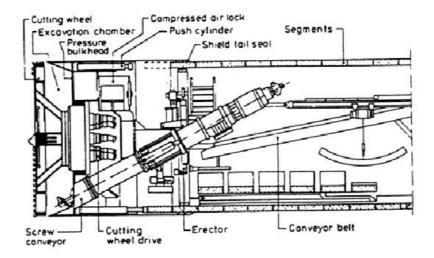
La ejecución del túnel en mina del Nuevo Eje Pasante se llevará a cabo mediante tuneladora.

El terreno a atravesar por el túnel está constituido por suelos cuaternarios de origen aluvial en donde se intercalan niveles cohesivos arcillo-limosos y niveles granulares formados por arenas y gravas. El nivel freático se sitúa, a lo largo de todo el trazado, sobre el túnel, variando la carga de agua sobre el mismo entre 10 y 25 m.

Teniendo en cuenta las características geotécnicas del terreno y el carácter urbano del tramo es necesaria la utilización de una tuneladora que trabaje en modo cerrado. Tal y como se justifica en el Proyecto Constructivo, se propone el uso de una tuneladora tipo EPB (Earth Pressure Balance) para las dos tipologías existentes, vía doble y simple. Estas máquinas permiten la aplicación de una presión en el frente de excavación mediante el propio escombro, reduciendo de esta forma la magnitud de las subsidencias en superficie y evitando la aparición de fenómenos de inestabilidad de frente.







# Details of machines Earth pressure balance shield [from Maidl et al. (1996)]

Figura 5: Esquema de un escudo de presión de tierras.

La extracción del escombro se realiza mediante un tornillo sinfín que vierte la mezcla de la cámara en una cinta transportadora que la conduce al exterior. La presión en la cámara puede modificarse en función de la relación entre el volumen de escombro entrante a través de la rueda y el volumen saliente a través del tornillo, controlando la velocidad de rotación del tornillo y la velocidad de avance de la máquina. Si ambos volúmenes son iguales la presión se mantiene constante.

La excavación y el avance de la máquina se efectúan mediante la acción simultánea del par de giro de la rueda de corte y del empuje de los cilindros de cola sobre el revestimiento del túnel, constituido por anillos de dovelas. Las dovelas se conectan unas con otras longitudinal y circunferencialmente mediante pernos de alta resistencia a tracción, tensados con un par de apriete que permite la transmisión de los esfuerzos de compresión y cizallamiento a través del rozamiento en las juntas.

En el proceso de excavación se genera una holgura (gap) entre el terreno y la dovela, con un espesor estimado, en este caso, de 18 cm, debido a la tronco-conicidad de la máquina (3 cm), al espesor de la chapa de protección del escudo y a los cortadores de gálibo (8 cm) y al espesor de las juntas de grasa (7 cm). Con el fin de limitar el desarrollo de subsidencias en superficie o la aparición de inestabilidades dorsales, el gap debe rellenarse simultáneamente al avance de la máquina con mortero de fraguado rápido. Durante el proceso de inyección se controla el volumen de admisión y la presión. Esta inyección no produce un efecto de confinamiento del terreno, sino que se limita a rellenar el gap. Las juntas de grasa impiden que el mortero penetre en el interior de la tuneladora.

El transporte de las dovelas hasta el frente se realiza mediante un tren de maniobras. Una vez en el back-up de la máquina las dovelas se transfieren hasta el erector, que las eleva mediante un mecanismo de ventosa y las coloca una a una hasta completar el anillo correspondiente.

La extracción de las tierras excavadas se realizará, en este caso, mediante cinta transportadora desde el tornillo sinfín hasta el pozo de explotación de la tuneladora. Igualmente, desde este pozo las tierras se elevarán hasta el depósito previsto en superficie mediante un sistema de cintas.

De acuerdo con lo descrito, la construcción del túnel con tuneladora presenta, principalmente, la ventaja de asegurar la estabilidad del frente y reducción de las subsidencias producidas en superficie mediante un adecuado control del funcionamiento de la máquina, en concreto de:

- Presión de frente y llenado de la cámara.
- Peso del terreno excavado.
- Volumen de mortero inyectado.
- Mayores rendimientos de ejecución frente a otros procedimientos constructivos que implicarían, dada la problemática geotécnica del terreno, la necesidad de dividir la excavación en varias fases y la realización de un importante volumen de tratamientos del terreno.
- Mayor seguridad para los operarios durante la construcción.

La excavación del túnel de <u>vía doble</u>, se realizará en sentido contrario al crecimiento de los PP.KK, comenzando en el P.K. 5+420, donde se sitúa el pozo de ataque y explotación de la tuneladora, y finalizando en el P.K. 0+000, en el nivel inferior de andenes de la futura Estación Central de Valencia.

La ubicación del pozo de ataque y, en consecuencia, el sentido de recorrido de la tuneladora, están condicionados por el espacio requerido para la ejecución del pozo y para las instalaciones de obra asociadas a la explotación de la máquina. El pozo de montaje presenta una anchura máxima de unos 23 m y una longitud de unos 100 m. El espacio reservado para las instalaciones de obra necesarias para la explotación de la tuneladora es superior a 1 Ha.

Por decisión de la DGIF, la estación de Universidad y el soterramiento de conexión con el túnel de El Cabanyal se construirán una vez excavado el túnel, por lo que será necesario, durante la excavación de estos recintos, demoler las correspondientes dovelas del túnel.





No obstante, la excavación del túnel deberá realizarse una vez construidos los módulos de las pantallas de testeros a atravesar por la tuneladora. De esta forma es posible conseguir un correcto ajuste entre el túnel y las pantallas de tape, labor sumamente complicada debido a la elevada carga de agua si las pantallas se realizan a posteriori.

En el caso de la estación de Aragón, tal y como se describe posteriormente, el escudo será desmontado al llegar a la estación y sólo el back-up se arrastrará a lo largo de la misma y de la cámara existente bajo la estación de metro, hasta llegar al pozo donde se montará de nuevo el escudo.

La llegada de la tuneladora al recinto de la estación será aprovechada para la revisión de la rueda de corte y la sustitución de herramientas en caso necesario. Adicionalmente se ha previsto la ejecución varios recintos para el cambio de herramientas. Estos recintos consisten en la ejecución de un prisma de terreno tratado con columnas de *jet-grouting* secantes.

La excavación de los túneles de <u>vía simple</u> se realizará a partir del nuevo pozo que se construirá entre pantallas en la prolongación de la Estación Aragón. El primero de los túneles se ejecutará en sentido Vinalesa - Estación de Aragón y el segundo, en sentido contrario. Aproximadamente en el P.K. 7+400 se dispondrá del pozo de ataque/extracción para los túneles de vía simple. Las dimensiones del pozo serán similares a los del resto de tramos, con una longitud de 100 m. El ancho será algo mayor (del orden de 40-45 m) ya que debe albergar los dos emboquilles.

La separación entre ambos tubos será objeto de estudio cuando se desarrolle el Proyecto Constructivo correspondiente, pero en orden de magnitud la separación será del orden de 1-1,5 veces el diámetro de excavación de la tuneladora, esto es, entre 10-15 m.

## 2.4.2 JUSTIFICACIÓN DEL TIPO DE TUNELADORA A UTILIZAR

Tal y como se recoge en el Proyecto Constructivo, el perfil geotécnico del túnel se caracteriza por una alternancia de niveles granulares y cohesivos, cuyo porcentaje medio de finos es variable, aunque en similar proporción en su mayor parte.

Por lo tanto, de acuerdo con los husos granulométricos, el tipo de terreno a excavar se encontraría en el límite de utilización de tuneladoras tipo EPB. Para lograr un correcto funcionamiento de este tipo de máquina sería preciso complementar el acondicionamiento básico del terreno (agua y espumas) con polímeros, a fin de permitir un mejor control de las filtraciones a través de la cámara, siendo probablemente necesaria también la adición de finos.

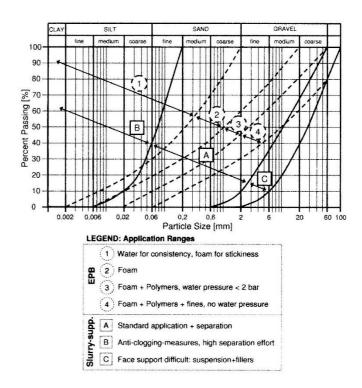


Figura 6: Utilización de tuneladoras según husos granulométricos.

Una alternativa a la utilización de EPB sería la utilización de hidroescudo. En este tipo de máquinas la presión sobre el frente se ejerce a través de un lodo bentonítico en lugar de recurrir al terreno excavado debidamente acondicionado ("*muck*").

Entre las ventajas que presentan cada una de estas alternativas caben destacar, en líneas generales las siguientes:

#### Alternativa 1: EPB

- Su uso facilita el vertido del material de excavación. En el caso de utilizar mixshield en modo hidroescudo la separación bentonita-arcilla sería una tarea difícil, lo que obligaría probablemente a verter este terreno con un cierto contenido de bentonita que dificultaría su compactación en vertedero.
- La superficie requerida para las instalaciones de obra es menor, al no ser preciso disponer de una planta de separación y tratamiento de bentonita.
- Requiere menor inversión y en España se dispone de una amplia experiencia en la utilización de este tipo de máquinas, habiendo incluso ampliado su rango habitual de utilización en diversas ocasiones.





#### Alternativa 2: Mixshield

- Permite un mejor control de la distribución de presiones en el frente y la aplicación de presión en torno al escudo. Esto hace más eficaz el control de subsidencias mediante la aplicación de presión en el frente y, en principio, permite una reducción del asiento generado por efecto del gap.
- Mejor accesibilidad al frente debido a la mayor rapidez en el vaciado de la cámara y a la mayor facilidad en la utilización de aire comprimido en esta circunstancia.

Teniendo en cuenta las ventajas e inconvenientes que presenta uno y otro tipo de máquina se propone la utilización de una tuneladora tipo EPB tanto para vía doble como simple. Esta máquina deberá equiparse adecuadamente para permitir la inyección de finos y polímeros en el frente.

#### 2.5 EMBOQUILLES

A priori, no se considera que este punto sea un condicionante relevante, aunque sí existen ciertas diferencias. Se presenta a continuación una clasificación cualitativa en cuanto a dificultad para implantación del emboquille y de sus instalaciones:

Alternativa A. Al igual que en la Alternativa Base, el emboquille del túnel de vía doble se ubica en una zona semi-urbanizada, si bien el lado del corredor elegido es el que no está urbanizado y con una distancia a las viviendas del orden de 150 m, por lo que las molestias por ruido no son descartables, aunque limitadas. El emboquille de los túneles de vía simple se encuentra en una zona no-urbanizada (P.K 7+400) y con espacio ilimitado.

Alternativa Base. Los emboquilles (ubicados en dos puntos distintos) están en ambos casos en una zona semi urbanizada, si bien el lado del corredor elegido es el que

no está urbanizado y con una distancia a las viviendas del orden de 150 m por lo que las molestias por ruido no son descartables, aunque limitadas.

Alternativa C. El emboquille en esta alternativa está situado cerca del cementerio por lo que no habrá afección a viviendas (excepto una casa aislada). Del otro lado de la carretera V21 hay un polígono industrial a 150 m y las primeras viviendas a 300m, por lo que no se esperan molestias reseñables durante la construcción. El espacio para instalaciones de obra es más reducido que en otras alternativas.

A lo largo de los primeros metros¹ de excavación tras el cruce de las pantallas de emboquille (L≈15 m) no es posible confiar la estabilidad del túnel y la limitación de asientos en superficie a la presión de frente a aplicar mediante la tuneladora. Esto se debe al hueco, sin relleno todavía, existente entre el terreno y la carcasa del escudo. Una vez han sido colocados los 2-3 primeros anillos de dovelas y se ha realizado la inyección correspondiente del gap, es posible aplicar la presión de frente adecuada para el tramo correspondiente.

Tal y como se recoge en el Proyecto Constructivo, con el fin de asegurar la estabilidad del frente a lo largo de estos primeros metros de excavación, se propone la ejecución, tras la pantalla de emboquille, de una malla de unos 2 m x 2 m de pilotes de 0,8 m de diámetro. Estos pilotes se sitúan en el interior de un recinto, "corralito" limitado por pantallas de pilotes secantes de 0,8 m de diámetro espaciados cada 0,5 m. Tanto los pilotes perimetrales como los interiores se ejecutarán con mortero (fck= 10 MPa) y su longitud será variable en función del emboquille, debiendo penetrar al menos 2 m bajo el primer nivel cohesivo impermeable situado bajo la cota de contraclave del túnel.

Previamente al inicio del vaciado interior del pozo o estación en donde se sitúe el emboquille se drenará, mediante un par de pozos de 0,8 m de diámetro, el agua freática contenida en el "corralito", con el fin de evitar la afluencia de la misma al interior del pozo o estación cuando se perfore la pantalla de tape. Esto permite, así mismo, reducir el empuje sobre estas pantallas. El control del descenso del nivel freático en el interior del corralito se efectuará mediante el correspondiente piezómetro de cuerda vibrante.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> O los últimos metros (en función de que el emboquille sea de entrada o de salida).





Adicionalmente, se ejecutará un paraguas de protección del emboquille constituido por micropilotes.

#### 2.6 IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE

Durante la ejecución del túnel, la entrada de agua a la excavación se controlará mediante la aplicación de presión en el frente. Una vez ejecutado el revestimiento, la impermeabilidad de la sección se asegura mediante:

- Bandas de neopreno y cordones hidrófilos colocados a lo largo del perímetro de las dovelas con el fin de asegurar la estanqueidad de las juntas entre anillos y entre las dovelas de un mismo anillo.
- Inyección de mortero en el trasdós de la dovela para relleno del gap.

Las juntas de neopreno son capaces de resistir presiones de agua superiores a las máximas actuantes en este caso sobre el revestimiento (unos 25 m de columna de agua). No obstante, pequeñas desviaciones en la colocación de las dovelas, en particular en los tramos en curva, pueden dar lugar a problemas de estanqueidad.

Por este motivo deberá realizarse, previamente al relleno de la contrabóveda con hormigón en masa, una inspección detallada de las juntas, inyectando con resinas de poliuretano aquellas juntas en donde se detecten filtraciones.

El sistema de drenaje previsto para vía doble consiste en una canaleta central en donde vierten los caces que recogen los posibles vertidos de vía y aceras. La conexión entre los caces de vías y la canaleta central se realiza mediante canaletas transversales cada 50 m. Los caces de acera vierten a estas canaletas mediante tubos de 90 mm cada 50 m.

Para vía simple, se ha previsto un sistema de drenaje que consiste en un colector central Ø500 donde se recogen los posibles vertidos de la plataforma conectados con ella mediante tuberías Ø110 de PVC hacia las arquetas que alojan las cunetas ranuradas Ø250, conectadas a su vez con los caces de intradós.

## 2.7 CÁLCULO DEL TÚNEL

Para la justificación estructural de las tipologías definidas para los tramos de túnel en mina del Nuevo Eje Pasante previstos con tuneladora para las Alternativas Base, C y A1, se deberá analizar en primer lugar la estabilidad del frente mediante métodos analíticos para, posteriormente, y mediante métodos numéricos poder estimar, por un lado las pérdidas de volumen, el asiento máximo y los puntos de inflexión de las cubetas

de asiento (Análisis de Subsidencias y Medidas Correctoras) y, por otro lado, determinar los empujes del terreno sobre el anillo de dovelas con el fin de realizar su dimensionamiento estructural.

## 2.7.1 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE

Dadas las características geotécnicas del terreno y la elevada carga de agua sobre el túnel, es necesario realizar la excavación aplicando una cierta presión en el frente con el fin de asegurar la estabilidad del mismo.

Este análisis permitirá la obtención de las presiones mínimas y máximas a lo largo del túnel que permiten asegurar la estabilidad de la excavación frente al colapso y al levantamiento.

Una vez determinadas las presiones mínimas y máximas, se propondrá una tramificación de presiones de uso, intermedias entre los valores mínimos y máximos obtenidos, a aplicar con el fin de limitar los asientos en superficie. Estas presiones de uso son las utilizadas en los cálculos de subsidencias y por tanto en la determinación de los tratamientos a realizar para limitar la afección a edificios y otras estructuras.

## 2.7.2 MODELIZACIÓN NUMÉRICA DEL TÚNEL

## 2.7.2.1 Programa de cálculo

La modelización numérica del túnel se realizará mediante métodos numéricos tensodeformacionales tridimensionales. Uno de los programas más empleados para este propósito es el FLAC 3D, desarrollado por Itasca Consulting Group, Inc. y que se basa en el Método de las Diferencias Finitas. Este método presenta ciertas ventajas respecto al Método de los Elementos Finitos, que incluyen en su formulación otros programas similares, en el estudio de problemas de grandes deformaciones, en los que la matriz de rigidez generada en el Método de los Elementos Finitos puede no ser invertible. El método de las Diferencias Finitas, al ser una formulación explícita, que se resuelve por iteraciones, permite seguir la evolución del problema incluso hasta el colapso. Evidentemente, si el problema tiene solución, ambos métodos convergen, sin diferencias apreciables, hacia los mismos resultados. Si por el contrario no existe el equilibrio, los cálculos con Elementos Finitos se abortan sin dar información alguna, mientras que los de Diferencias Finitas ofrecen toda la historia hasta el colapso.

El programa FLAC 3D permite simular el comportamiento de suelos, rocas y otros materiales estructurales que se ajustan a modelos elásticos, elastoplásticos y viscoelásticos, en tres dimensiones. También son posibles análisis térmicos o de flujos de agua con posibilidad de interacción mecánica con el terreno.





La forma de la excavación o estructura puede ser ajustada por el usuario prácticamente sin limitaciones. En el código del programa FLAC 3D se contempla la posibilidad de modelizar estructuras como hormigón proyectado, pantallas, vigas, cerchas, bulones, y anclajes que interaccionan con el terreno y facilitan el análisis de los efectos de estabilización que dichos elementos estructurales tienen sobre excavaciones subterráneas o superficiales.

También es posible modelizar interfases que dotan al modelo continuo de la facilidad de simular juntas o fallas de comportamiento singular, o bien, rozamientos entre la estructura y el terreno.

El programa FLAC 3D permite utilizar uno cualquiera de los once modelos constitutivos mecánicos:

- Vacío (para simular excavaciones)
- Elástico isótropo
- Elástico ortótropo
- Elástico transversalmente isótropo
- Plasticidad (Drucker Prager)
- Plasticidad (Mohr-Coulomb)
- Juntas ubicuotas
- "Strain-Softening" (o reblandecimiento)
- Juntas ubicuotas con "Strain-Softening"
- Visco elasticidad
- CamClay modificado

Así mismo el programa FLAC 3D dispone de los elementos estructurales necesarios para modelizar el revestimiento a base de hormigón encofrado. También es posible simular el efecto que tiene la presencia de un nivel freático sobre la excavación, así como evaluar las solicitaciones sobre los elementos de sostenimiento, en cada una de las fases de excavación.

## 2.7.2.2 Modelo de cálculo

Para la elaboración del modelo de cálculo adecuado, en primer lugar, se definirá la geometría de la malla, sus condiciones de contorno e iniciales, los parámetros de cálculo, así como la secuencia de excavación.

#### Geometría de la malla

Siempre que sea posible, se considerará una simetría axial según el eje del túnel que permita reducir los tiempos de cálculo. Esta consideración no será válida en aquellos casos en los que el túnel discurra en zonas urbanizadas, donde se tendrá que considerar el modelo completo, sin simetría. A continuación, se muestra un ejemplo de una vista general de la malla, así como una vista más detallada de la máquina y de los anillos de dovelas:

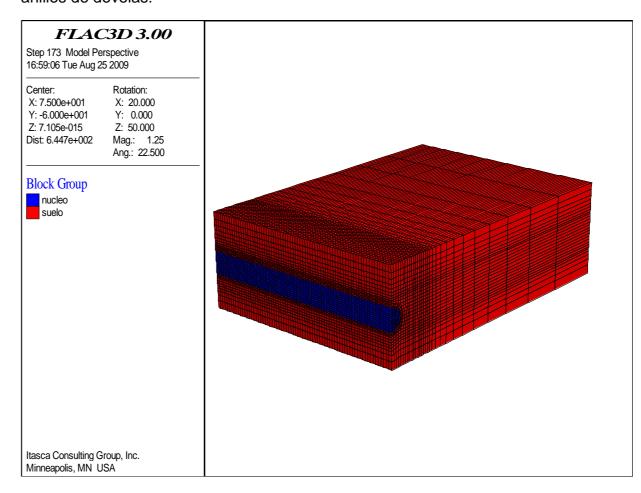


Figura 7:. Malla de cálculo





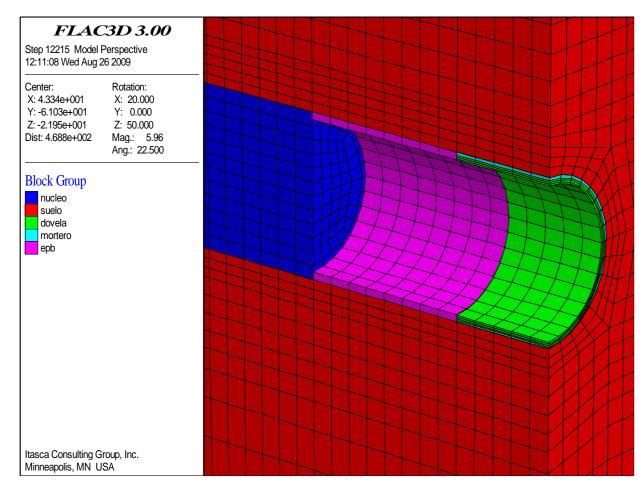


Figura 8: Malla de cálculo (detalle)

#### Condiciones de contorno e iniciales

En toda simulación numérica es necesario establecer unos límites al modelo. De esta manera se asegura que el efecto de los bordes del mismo no distorsione las zonas que son objeto de la modelización. El establecimiento de dichos límites en el modelo obliga a fijar unas condiciones en ellos, bien de desplazamiento, bien de presiones.

En general, en problemas en que el modelo llega a la superficie, es preferible definir las condiciones de contorno fijando los desplazamientos. Para los casos que contemplamos, zona urbana, las condiciones de contorno, serán las siguientes:

- Bordes laterales: coacción del movimiento horizontal

- Borde inferior: coacción del movimiento vertical

Borde superior: libre

Frecuentemente, se realiza en primer lugar una fase de asentamiento para establecer el estado de tensiones "in situ" en todos los elementos del modelo. Este estado suele aceptarse generalmente que está definido por:

$$\sigma_{vv} = \rho \cdot g \cdot h$$

donde:

□yy: Tensión vertical

□: Densidad del terreno

g: Aceleración de la gravedad

h: Altura de las tierras

 $\square_{xx} = \square_{zz} = K_0 \square_{yy}$ : Tensiones horizontales.

K<sub>0</sub>: Coeficiente de reparto de tensiones.

## Parámetros geotécnicos de cálculo

Para el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, el programa FLAC 3D requiere las siguientes propiedades elastoplásticas para cada uno de los materiales:

Módulo volumétrico ("Bulk"):

Módulo de corte ("Shear"):

Cohesión: c

Ángulo de fricción: Ф

Densidad: ρ

El módulo volumétrico ("K") y el módulo cortante ("G") se pueden obtener a partir del módulo de Young ("E") y el coeficiente de Poisson ("□"), aplicando las siguientes expresiones:

$$K = \frac{E}{3(1-2v)}$$

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

Para los cálculos, se tendrá en cuenta el nivel freático superior que aparece en los perfiles geotécnicos.





## Descripción del cálculo secuencial

La estimación de las cubetas de subsidencia en la excavación de túneles con tuneladora se debe realizar mediante modelización numérica tridimensional de forma que se incluyan explícitamente los principales factores que sean susceptibles de generar asientos: la deformación axial del frente, la deformación radial sobre la coraza del escudo y el efecto de la inyección del gap terreno-dovelas con su posterior fraguado.

A continuación, se describen estos factores:

Deformación axial en el frente: el funcionamiento de un escudo EPB consiste en establecer un equilibrio entre el empuje del terreno y la presión ejercida por el material excavado que está en la cámara del frente. El control de dicha presión de tierras es un factor importante: en caso de ser excesivamente baja con respecto al empuje del terreno puede llegar a producirse el colapso del frente de excavación (con la formación de una chimenea); sin embargo, si la presión es demasiado alta se puede producir el levantamiento de las tierras por delante del frente. En general, el túnel se deformará axialmente hacia el hueco creado, por lo que se irán induciendo unos asientos por delante del túnel. Por esto es importante controlar dicha presión de frente en el modelo de cálculo.

Deformación radial alrededor del escudo: se debe al eventual cierre del hueco que existe entre la coraza del escudo y el terreno, provocado por las sobreexcavaciones y por la conicidad del escudo, que hacen que la sección de excavación sea superior al diámetro exterior de la coraza. La modelización numérica permite la simulación de la geometría de la excavación-escudo con un grado de precisión suficiente para introducir el efecto de estas holguras en el cálculo completo de los asientos.

<u>Deformación radial en la cola del escudo</u>: a medida que el escudo avanza, el espacio anular alrededor del anillo de dovelas es inyectado con mortero. Las deformaciones radiales que se produzcan en el terreno durante este proceso de inyección dependen de la eficacia y presión de la inyección y del tiempo necesario para que el material inyectado fragüe.

Por tanto, el proceso de cálculo secuencial que tomará en cuenta todos esos factores será el siguiente:

- 1. Excavación.
- 2. Avance de la tuneladora aplicando una presión en el frente.

- 3. Activación detrás del escudo del mortero con una presión de inyección y con una ley de fraguado.
- 4. Activación de un nuevo anillo de dovelas.

A continuación, se presentan figuras representativas de cada una de las fases del cálculo secuencial.

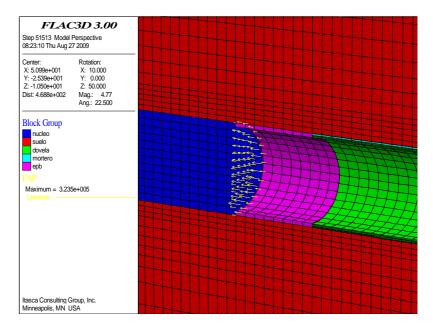


Figura 9: Presión en el frente

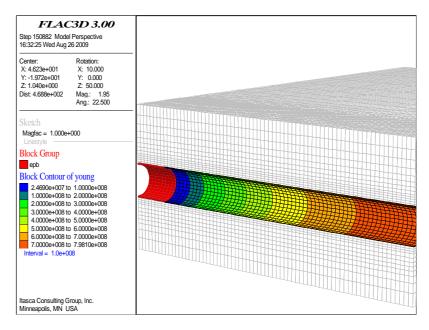


Figura 10: Evolución módulo de Young del mortero (ley de fraguado)





## 2.7.3 CÁLCULO DE DOVELAS

El revestimiento del túnel consiste en un anillo de dovelas de tipo universal de 36 cm de espesor y 1,5 m de longitud media. El anillo de fabricará con hormigón HA-50.

La armadura del anillo consiste de forma general en:

- <u>Armadura principal</u> en la dirección circunferencial. Esta armadura se diseña para soportar los esfuerzos de flexión.
- Armadura secundaria en la dirección axial del túnel. Esta armadura se materializa a través de cercos transversales.
- Armadura de piel en la dirección circunferencial. Esta armadura se dispone en las caras frontal y posterior del anillo.
- <u>Armadura de refuerzo de las juntas circunferenciales colocada en forma de</u> horquillas.
- <u>Armadura de refuerzo de las juntas radiales. Esta armadura sirve también como</u> horquillas de cortante.
- Armadura local de refuerzo en la zona de pernos de unión, tanto de juntas circunferenciales como juntas de anillos.

Además del armado mediante barras el anillo llevará un contenido de 20 kg/m³ de fibras de acero para reforzar las dovelas frente a roturas de esquina. Así mismo, lleva 3 kg/m³ de microfibras de polipropileno para mejorar su comportamiento frente al fuego.

## 2.7.4 CÁLCULO DE LOS RECINTOS DE CAMBIO DE HERRAMIENTAS

Adicionalmente se calcularán los recintos definidos a lo largo del trazado para realizar en cambio de herramientas. De todos ellos, se analizará el caso más desfavorable (generalmente, el más profundo).

Las fases de cálculo serán las siguientes:

- Asentamiento del modelo.
- Ejecución del jet-grouting.
- Excavación parcial del recinto, dejando un espacio de 0,5 m por delante del escudo.
- Cálculo de estabilidad del frente del recinto (sin presión de aire para estabilizar).

En las siguientes figuras se muestran unas salidas gráficas representativas.

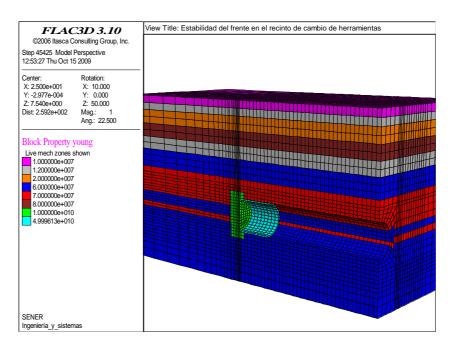


Figura 11: Modelo de cálculo

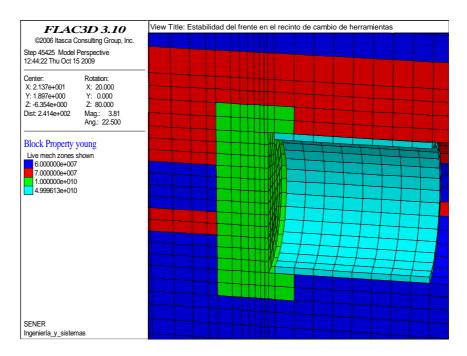


Figura 12: Modelo de cálculo (zoom)





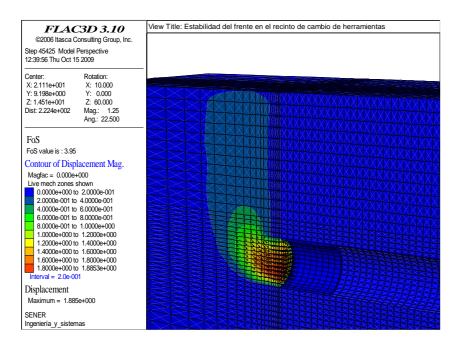


Figura 13: Desplazamientos en rotura y Factor de Seguridad del frente.

## 2.8 NORMATIVA Y RECOMENDACIONES APLICADAS

La normativa y recomendaciones que se han considerado en el dimensionamiento de la sección tipo del túnel han sido las siguientes:

Especificación Técnica de Interoperabilidad referente al subsistema de control y mando y señalización del sistema ferroviario transeuropeo convencional (marzo 2006).

Especificación Técnica de Interoperabilidad sobre seguridad en los túneles en los sistemas ferroviarios transeuropeos convencional y de alta velocidad (diciembre 2007).

Especificación Técnica de Interoperabilidad del subsistema de infraestructura del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad (diciembre 2007).

Especificación Técnica de Interoperabilidad relativa a las personas de movilidad reducida en los sistemas ferroviarios transeuropeos convencional y de alta velocidad (noviembre 2006).

Especificación Técnica de Interoperabilidad relativa al subsistema energía del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad (mayo 2002). Especificación Técnica de Interoperabilidad (ETI) – Infraestructura (septiembre 2002).

Ficha UIC 505-1: Railway transport stock - Rolling stock construction gauge (mayo 2006).

Ficha UIC 505-4: Effects of the application of the kinematic gauges defined in the 505 series of leaflets on the positioning of structures in relation to the tracks and of the tracks in relation to each other (noviembre 2007).

Ficha UIC 506: Rules governing application of the enlarged GA, GB, GB1, GB2, GC and GI3 gauges (enero 2008).

prEN 15273-1: Railway applications - Gauges - Part 1: General - Common rules for infrastructure and rolling stock (Aug 2005)

prEN 15273-2: Applications ferroviaires — Gabarits — Partie 2 : Gabarit du matériel roulant (Sep 2007).

prEN 15273-3: Applications ferroviaires - Gabarit - Partie 3 : Gabarit des obstacles (Abr 2007).

ITGR A2: Extracto de la Instrucción Técnica de Gálibo de la Red para la utilización de los servicios de obras e instalaciones fijas (diciembre 1985)

The design, sizing and construction of precast concrete segments installed at the rear of a tunnel boring machine, AFTES.

Concrete linings for tunnel built by underground Construction, DAUB.

Instrucción de hormigón estructural (EHE).





#### 3. PUENTES Y VIADUCTOS

#### 3.1 BASES DE DISEÑO

Las bases de diseño se fundamentarán en el proyecto constructivo con ciertas modificaciones respecto a actualización de normativa, ya que según establece el pliego de prescripciones técnicas:

"Las estructuras y obras de paso se definirán con la aproximación adecuada en planta y alzado, especificando los gálibos empleados. Se definirán todos los aspectos que garanticen la funcionalidad de las obras.

La definición de estructuras se basará en las ya definidas en estudios y proyectos ya realizados. En caso de que existieran estructuras nuevas, cuando lo exija la singularidad de las estructuras, y con la profundidad exigida por la escala de trabajo de cada fase, se justificaran adecuadamente las soluciones de cimentación propuestas en función de los datos del estudio geotécnico realizado, para considerarlas en la valoración de la actuación.

#### 3.1.1 NORMATIVA UTILIZADA

Para la elaboración del proyecto se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación.

- Normativa general
  - NAP 2-0-0.1. "Norma ADIF Plataforma. Puentes y viaductos ferroviarios"
  - o NAP 2-0-0.4. "Norma ADIF Plataforma. Pasos superiores"
  - NAP 2-0-0.5. "Norma ADIF Plataforma. Pasos inferiores"
- Normas de acciones
  - Ministerio de Fomento. "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril" (IAPF-07)□
  - Ministerio de Fomento. "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" (IAP-11)
  - UNE-EN 1990. "Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras"
  - UNE-EN 1991-2. "Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Cargas de tráfico en puentes"

- Ministerio de Fomento. "Norma de construcción sismorresistente: puentes" (NCSP-07)
- Normas de construcción
  - Ministerio de Fomento. "Instrucción de Hormigón Estructural" (EHE-08)
  - Ministerio de Fomento. "Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera"
  - UNE-EN 1337-1:2000. "Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas generales de diseño"
  - UNE-EN 1337-2:2004. "Apoyos estructurales. Parte 2: Elementos de deslizamiento"
  - UNE-EN 1337-3:2005. "Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos"
  - UNE-EN 1337-5:2005. "Apoyos estructurales. Parte 5: Apoyos "pot""
  - o Ministerio de Fomento. "Guía de cimentaciones en obras de carretera"

#### 3.1.2 BASES DE PROYECTO

## 3.1.2.1 Criterios de seguridad

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

Los estados se clasifican en:

- Estados límites de servicio.
- Estados límites últimos.

## 3.1.2.2 Estados límites 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, comodidad, durabilidad o aspecto de la estructura.

Se consideran los siguientes:

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





- E.L.S. de vibraciones inaceptables para los usuarios de la obra o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- E.L.S. de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles. Uno de los objetivos de la comprobación de este E.L.S. es evitar los fenómenos de fatiga.
- E.L.S. de compresión excesiva del hormigón.
- E.L.S. de fisuración del hormigón traccionado, que puede afectar a la durabilidad, la impermeabilidad o el aspecto de la estructura.

## 3.1.2.3 Estados límites 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 límite últimos que se deben considerar son los siguientes:

- E.L.U. de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.
- E.L.U. de rotura, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.

## 3.1.3 VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se consideran los criterios especificados tanto en la "Instrucción relativa a acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril" (IAPF-07), como en la "Instrucción relativa a acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de carretera" (IAP-11) dependiendo del tipo de estructura. Para alguna acción particular se han considerado los criterios definidos en otras instrucciones o recomendaciones, enumeradas en el aparatado de Normativa.

## 3.1.3.1 Acciones permanentes

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

• Peso propio

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad del hormigón el siguiente valor:

- o Hormigón 25 kN/m3
- Carga muerta

Son las debidas a los elementos no resistentes como puede ser: el balasto, las traviesas, carriles, barandillas, etc.

## 3.1.3.2 Acciones permanentes de valor no constante

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.

Al tratarse de un caso de pretensado interior, es decir, dispuesto dentro de la sección de hormigón, las acciones del pretensado se consideran y tratan de acuerdo con lo especificado en el Artículo 10.4 de la EHE-08, según el cual dichas acciones se deducen de las fuerzas de pretensado de los tendones que constituyen su armadura activa. Estas acciones varían a lo largo de su trazado y en el transcurso del tiempo.

La fuerza de tesado a la salida del anclaje tiene un valor P0 tal que:

- $P0 \le 0.75 \cdot fp, max k$
- $P0 \le 0.9 \cdot fpk$

#### Donde:

- fp,max k es la carga unitaria máxima característica
- fpk es el límite elástico característico

En cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza  $\Delta Pi$  y las pérdidas diferidas de fuerza  $\Delta Pdif$ , obteniéndose el valor característico de la fuerza de pretensado Pk en cada sección y fase temporal:

 $Pk = P0-\Delta Pi-\Delta Pdif$ 

Al tratarse de un postesado adherente:

 $\Delta Pi = \Delta P1 + \Delta P2 + \Delta P3$ 



Donde:

 $\Delta P1 = P0 \cdot (1-e-(\mu\alpha+kx))$  pérdidas por rozamiento

- $\mu$  Coeficiente de rozamiento en curva. Para tendones formados por varios alambres o cordones trefilados agrupados en una misma vaina, se adopta  $\mu$  = 0,21.
- k Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal (para øvaina > 60 mm,  $k/\mu$  = 0,006; k = 0,00126 rad/m)

ΔΔP2 pérdidas por penetración de cuñas. Se obtienen a partir del diagrama de fuerzas de pretensado a lo largo del tendón. La penetración de cuñas considerada en los cálculos ha sido de 5 mm.

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

Las pérdidas diferidas ΔPdif son las debidas al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras. Se determinan de acuerdo con lo especificado en el Artículo 20.2.2.2. de la EHE-08.

## Acciones reológicas

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

#### o Fluencia

La deformación debida a fluencia es proporcional a la deformación elástica instantánea. El coeficiente de proporcionalidad  $\phi$ t varía a lo largo del tiempo en función de la historia de cargas, de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, etc. Su valor en el instante "t" se obtiene según lo especificado en el Artículo 39.8 de la EHE-08.

#### Retracción

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. Su valor en el instante "t" se obtiene según lo especificado en el Artículo 39.7 de la EHE-08.

Acciones debidas a asientos del terreno de cimentación

Se considerarán cuando así lo recomienden los informes geotécnicos detallados.

o Acciones del terreno sobre estribos y muros

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

## 3.1.3.3 Acciones variables para viaductos de ferrocarril

- Cargas verticales
  - Tren de cargas ferroviarias LM 71

El esquema de cargas denominado tren UIC 71 está constituido por las siguientes cargas verticales actuando simultáneamente y correspondientes a una sola vía:

- Cuatro ejes de 250 kN dispuestos en el eje de la vía, separados longitudinalmente entre sí 1,60m, en la posición que resulte más desfavorable para el elemento en estudio.
- Una sobrecarga uniformemente repartida de 80 kN/m extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento y efecto estudiado. Podrá situarse por tramos existiendo por tanto zonas sin sobrecarga. No se dispondrá esta sobrecarga en una longitud igual a 6,4 m centrada con los cuatro ejes definidos anteriormente.

## Tren de cargas verticales UIC71

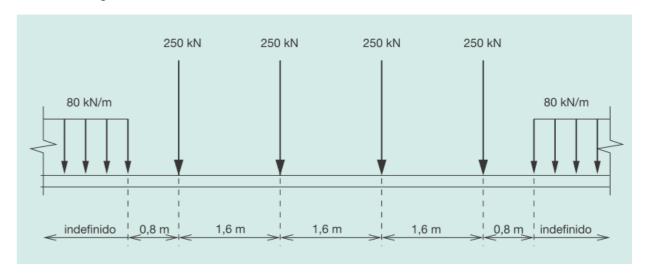


Figura 14: Tren de Cargas verticales UIC71





Los valores característicos indicados anteriormente deben multiplicarse por un coeficiente de clasificación  $\alpha$  de valor 1,21 (correspondiente a vías de ancho RENFE o UIC).

Adicionalmente, todas las acciones que se describen a continuación deben afectarse por el mismo coeficiente  $\alpha$ :

- o Sobrecarga en terraplenes
- Fuerzas centrífugas
- o Fuerza de lazo
- Fuerzas de frenado y arranque
- Carga de descarrilamiento para las situaciones de proyecto accidentales
- Modelo de carga SW/0 para puentes continuos

## Reparto local de las cargas

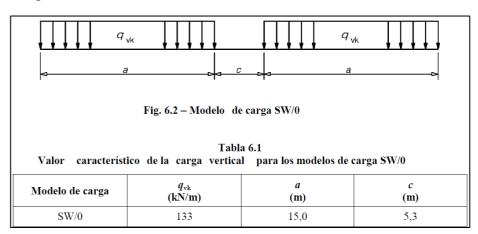
Cualquier carga vertical puntual actuando sobre el carril podrá repartirse a lo largo de tres traviesas consecutivas, absorbiendo la central el 50% de la carga, y cada una de las dos adyacentes, el 25%.

La carga sobre cada traviesa se podrá distribuir con una pendiente 4 (vertical): 1 (horizontal) a través del espesor de balasto.

Tren de cargas ferroviarias SW/0

Según las especificaciones técnicas de interoperabilidad correspondientes a las Directivas de la Unión Europea 96/48/EC y 2001/16/EC modificadas por 2004/50/EC, y que hacen referencia al Eurocódigo UNE-EN 1991-2:2003, por lo tanto en el caso de tableros de viga continua, es necesario considerar adicionalmente el modelo de carga SW/0 establecido en la EN-1991-2, para la evaluación del efecto estático de la carga vertical debida al tráfico ferroviario normal. El modelo consiste en una carga uniformemente distribuida de 133 kN/m con la disposición que se muestra a continuación:

## Modelo de carga SW/0



Los valores característicos indicados anteriormente deben multiplicarse por un coeficiente de clasificación  $\alpha$  de valor 1,21 (correspondiente a vías de ancho RENFE o UIC).

## Efectos dinámicos debidos al tráfico

Los esfuerzos estáticos calculados serán afectados por un coeficiente de impacto, que tiene en cuenta la naturaleza dinámica de las cargas de tráfico ferroviarias.

Dado que la velocidad de proyecto es de 350 km/h, de acuerdo con lo indicado en el apartado 2.3.1.2.de la IAPF-07, se deberá realizar un estudio dinámico para la evaluación del coeficiente de impacto.

## Método simplificado basado en el coeficiente de impacto envolvente

Inicialmente se utilizará el valor del coeficiente de impacto envolvente, siguiendo el método simplificado descrito en el apartado B.2.1. de la IAPF-07, posteriormente se comprobará que dicho valor sea superior al obtenido del análisis dinámico.

Según el método simplificado, y considerando vías con grado de mantenimiento bueno:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0.2} + 0.82$$

Donde L $\Phi$  es la longitud determinante en [m], definida según se indica en la Normativa IAPF-07.





## Cálculo dinámico

El cálculo dinámico determinará las situaciones de carga más desfavorables (envolventes), incluyendo los fenómenos resonantes. Para ello se simulará el paso de los trenes más desfavorables a las distintas velocidades de paso previsibles, desde la mínima de 20km/h (cuasiestática), hasta la máxima Vmax = 1,2·V, donde V es la velocidad de proyecto. El incremento de velocidades en distintos cálculos no superará los 10km/h.

En líneas interoperables de alta velocidad, como es el caso de este proyecto, se utilizarán los trenes universales definidos en el apartado C.1. de la IAPF-07, modelo de carga HSLM (High Speed Load Model).

## o Cargas no ferroviarias

Además de los trenes de carga, se considera la aplicación de una sobrecarga uniforme de 5 kN/m2 en aceras, paseos de servicio y zonas de tablero no afectadas directamente por el tráfico ferroviario, extendida en toda su superficie o parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

- Cargas horizontales debidas al tráfico
  - Frenado y arranque

Las acciones de frenado y arranque se supondrán actuando sobre la cara superior de los carriles de la vía y en la dirección de ésta. Sus valores característicos, correspondientes a una sola vía, son los siguientes:

- Frenado  $Q_{1,k} = \alpha \cdot 20[kN/m] \cdot L[m]$ , con L  $\leq 300m$ 

- Arrangue  $Q_{1,k} = \alpha \cdot 33[kN/m] \cdot L'[m]$ , con  $L' \leq 30m$ 

Donde  $\alpha$  es el coeficiente de clasificación y L y L' son las longitudes en las que se supone repartida uniformemente las acciones del frenado y del arranque respectivamente. Estas longitudes se tomarán igual a la longitud del puente, sin sobrepasar los límites indicados.

Estas cargas se supondrán extendidas en la posición que produzca el efecto más desfavorable para el elemento y efecto en estudio y actuando simultáneamente con las sobrecargas verticales de uso, afectadas o no por su coeficiente dinámico según sea más desfavorable y extendidas en las mismas zonas. La fuerza de frenado y arranque no se multiplicará por el coeficiente dinámico.

Al considerar la actuación del arranque y frenado en el tablero, los efectos de la fuerza centrífuga y del efecto lazo se deberán reducir en un 50%.

## Fuerza centrífuga

La fuerza centrífuga se supone actuando en la parte de la estructura que corresponda a la zona de vía en curva, en dirección horizontal y perpendicularmente al eje de la vía, a una altura de 1,80 m sobre la perpendicular.

El valor característico se obtendrá mediante la aplicación de las siguientes expresiones:

$$Q_{tk} = \alpha \cdot \frac{Q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f = \alpha \cdot \frac{Q_{v,k} \cdot V^2}{127 \cdot r} \cdot f$$

$$q_{tk} = \alpha \cdot \frac{q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f = \alpha \cdot \frac{q_{v,k} \cdot V^2}{127 \cdot r} \cdot f$$

donde:

- Qtk, qtk valores característicos de la fuerza centrífuga correspondientes a las cargas puntuales y uniformemente repartidas
- Qvk, qvk valores de las cargas verticales definidas anteriormente no afectadas por ningún coeficiente de impacto
- v velocidad máxima especificada en el tramo de ubicación del puente [m/s]
- V velocidad máxima especificada en el tramo de ubicación del puente [km/h]
- α coeficiente de clasificación
- o g aceleración de la gravedad [m/s2]
- o r radio en planta de la curva correspondiente al eje de la plataforma del puente [m]
- f coeficiente reductor definido por la siguiente expresión:

f = 1 para  $V \le 120$  km/h

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \cdot \left(\frac{814}{V} + 1,75\right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}}\right)$$
 para 120 < V \le 300 km/h

$$f = 0.197 + 0.803 \cdot \sqrt{\frac{2.88}{L_f}}$$
 para V > 300 km/h





donde:

- V velocidad máxima especificada [km/h]
- L<sub>f</sub> Longitud [m] de la parte de vía que se considere cargada para producir el efecto más desfavorable sobre el elemento y efecto en estudio. En el caso de líneas de influencia con cambios de signo, o con discontinuidades, L<sub>f</sub> será la longitud del tramo de línea de influencia del mismo signo y sin discontinuidad que produce el efecto más desfavorable sobre el elemento y efecto en estudio. Si L<sub>f</sub> ≥ 150m, se tomará Lf = 150m para el cálculo del coeficiente. Si L<sub>f</sub> ≤ 2,88m, se tomará igual a1.

#### Efecto de lazo

Se asimila a una carga puntual única de  $\alpha$ -100kN actuando horizontalmente en dirección transversal al eje de la vía, con sentido hacia el exterior de la misma, a la altura superior del carril y en la posición que resulte más desfavorable para el elemento en estudio.

Al considerar la actuación de la fuerza de lazo en el tablero, los efectos de frenado y arranque se deberán reducir en un 50%.

## Sobrecarga en terraplenes

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  $\alpha$ ·30 kN/m2.

#### Viento

Para la determinación de los valores característicos de la acción del viento se emplearán los parámetros y métodos de cálculo recogidos en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Ferrocarril (IAPF-07), considerando la sobrecarga ferroviaria como una superficie vertical sobre la cota de carril de 4,00 m.

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

Velocidad de referencia

Se define la velocidad de referencia V<sub>ref</sub>, como la velocidad media a lo largo de un período de diez minutos, medida en una zona plana y desprotegida frente al viento equivalente a un entorno de puente tipo II según se definen posteriormente, a una altura de diez metros, y con un período de retorno de cincuenta años.

Velocidad de cálculo

Se define la velocidad de cálculo, V<sub>c</sub>, como la máxima velocidad de ráfaga que puede afectar al puente en su conjunto o a alguna de sus partes, con el período de retorno correspondiente a la situación de cálculo considerada.

Se obtendrá mediante la expresión:

$$V_c = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot V_{ref}$$

siendo:

- V<sub>c</sub> velocidad de cálculo [m/s]
- Vref velocidad de referencia [m/s]
- Ct factor de topografía. Habitualmente se le asignará el valor 1,0, excepto en aquellos valles en los que pueda producirse un efecto de encauzamiento del viento que actúe sobre el puente, en cuyo caso se le asignará el valor de 1,1
- Cr factor de riesgo. Permitirá variar el período de retorno de cincuenta años, adoptando la definición de la velocidad de referencia, al valor más apropiado para la situación de cálculo considerada en el proyecto del puente. A falta de estudios concretos se considerará un periodo de retorno de cien años (Cr=1,04) para situaciones persistentes y accidentales.
- Cz factor de altura. Se calculará en función de la altura z del punto de aplicación del empuje de viento respecto al terreno o a la cota mínima del nivel de agua bajo el puente, mediante la siguiente expresión:

 $Cz = k_z \ln(z/z0)$  si  $z \ge zmin$ 

 $Cz = k_z \ln(zmin/z0)$  si z < zmin

Donde el coeficiente kz, la rugosidad z0 y la altura mínima a considerar zmin, serán los indicados en la tabla en función del entorno del puente, de acuerdo con los siguientes tipos:

- Tipo 0: Mar o zona costera expuesta al mar abierto.
- Tipo I: Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.





- Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados (árboles, construcciones pequeñas, etc) con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el quince por ciento (15%) de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de quince metros (15 m).

Valores de los parámetros kz, z0 y zmin según el tipo de entorno

Tipo de entorno	kz	z0 [m]	zmin [m]
0	0,16	0,003	0,38
I	0,17	0,01	0,44
II	0,19	0,05	0,52
III	0,22	0,3	0,61
IV	0,23	1,00	0,67

 C<sub>g</sub> factor de ráfaga. Se tomará un valor igual al que se obtiene de aplicar la siguiente fórmula:

$$C_g = \sqrt{\left(1 + \frac{7 \cdot k_z}{C_z \cdot C_t}\right)}$$

Empuje del viento

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo además en cuenta que:

El efecto de otras acciones actuando en la estructura (como nieve, sobrecarga de uso, etc.) puede modificar el área expuesta a esta acción o las características aerodinámicas del elemento.

En situaciones transitorias no sólo pueden tener diferentes superficies de exposición al viento los elementos anteriormente referidos (p.ej. cajón abierto frente a cerrado), sino

que la maquinaria empleada puede presentar superficies que hayan de ser tenidas en cuenta.

El empuje producido sobre cualquier elemento del puente se estimará mediante la expresión:

$$F_{Hk} = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2\right)$$

donde:

- F<sub>Hk</sub> Empuje horizontal del viento [N].
- C<sub>D</sub> Coeficiente de arrastre del elemento considerado.
- A Área neta total del elemento expuesta al viento y proyectada sobre un plano normal a éste [m2].
- $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2$  Presión básica de cálculo [N/m2], en la que  $\rho$  es la masa específica del aire [1,25 kg/m3] y Vc la velocidad de cálculo [m/s].

Siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, la presión básica a considerar será del cincuenta por ciento (50%) de la calculada anteriormente.

- Empuje del viento sobre tableros
  - Viento transversal: Empuje horizontal sobre tableros

En este caso el coeficiente de arrastre (CD) se determina mediante la fórmula:

$$C_D = 2.5 - 0.3 \cdot (B/h)$$
 con  $1.3 \le C_D \le 2.4$ 

en la que:

- B Anchura total del tablero [m].
- h Altura obtenida al añadir al canto del tablero, la altura de la eventual sobrecarga de uso que pueda actuar, o la de cualquier elemento funcional opaco más alto situado a barlovento de dicha sobrecarga [m].
  - Viento transversal: Empuje vertical sobre el tablero

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

$$F_{Vk} = 0.5 \cdot A' \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2\right)$$





#### donde:

- Fvk Empuje vertical del viento, en [N].
- A' Área en planta del tablero, en [m2].
  - Viento transversal: Momento de vuelco sobre el tablero

Se supondrá que el empuje horizontal está aplicado a una altura respecto a la base igual al sesenta por ciento (60%) de la altura h del primer frente máximo.

El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto (1/4) de la anchura del tablero.

## Viento longitudinal

Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, barreras y barandillas). Se calculará como una fracción del empuje horizontal producido por el viento transversal. Esta fracción será del 25% para los elementos sólidos y del 50% para los elementos que presente huecos.

#### Acciones térmicas

Para la evaluación de las acciones térmicas se utilizarán los parámetros definidos en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril IAPF-07".

Se tiene en cuenta tanto la componente de variación uniforme de temperatura que experimenta el elemento, asociada al rango anual de la temperatura ambiente en el lugar de emplazamiento, como la de los gradientes térmicos en las secciones transversales, asociados a variaciones diarias.

Para la determinación de los efectos que producen, se considera el coeficiente de dilatación térmica, que para el caso del hormigón tiene un valor:  $\alpha = 10^*10^{-6}\text{C}^{-1}$  y para el acero de  $\alpha = 12^*10^{-6}\text{C}^{-1}$ .

## • Variación uniforme de temperatura

El valor característico de la variación uniforme anual de temperatura del tablero  $\Delta T$ , diferencia entre los valores medios mínimos y máximos a lo largo del año de la temperatura media en sus secciones transversales, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta T = K \cdot z^a \cdot h^b \cdot s^c$$

#### siendo:

- z Número árabe que corresponde al número romano que designa a la zona climática.
- o h Canto del tablero [m], hmin  $\leq$  h  $\leq$  hmax.
- s Separación entre ejes de vigas [m]. Para tableros de vigas de hormigón se adopta un valor:  $1,5m \le s \le 3,5m$ . En otro caso se adopta un valor s = 1.

En la siguiente tabla se recogen las distintas zonas climáticas según la región geográfica. A continuación, se incluyen en una tabla las constantes K, a, b, c, h<sub>min</sub> y h<sub>max</sub>, para las tipologías transversales de tablero más habituales.

## Zona climática según la región geográfica

Región geográfica	Zona
Litoral del Cantábrico y de Galicia. Zona Pirenaica. Islas Canarias	I
Prelitoral norte del Cantábrico y de Galicia	II
Litoral Mediterráneo y Atlántico Sur. Islas Baleares. Ceuta y Melilla	III
Centro Septentrional, Meseta Norte y Depresión del Ebro	IV
Centro Meridional y Sur	V

Constantes para la determinación de la variación uniforme anual de la temperatura del tablero





Tipología del tablero	К	а	b	С	Hmin [m]	Hmax [m]
Losa maciza hormigón	23,89	0,292	-0,139	0	0,30	1,20
Losa aligerada hormigón	24,91	0,292	-0,172	0	0,60	1,50
Cajón hormigón	29,13	0,301	-0,148	0	1,70	4,00
Vigas hormigón	26,90	0,300	-0,088	0,057	0,60	2,50
Cajón metálico	39,77	0,234	-0,069	0	1,50	4,50
Vigas metálicas	40,11	0,228	-0,072	0	2,00	6,00

#### Gradientes térmicos

Se define como gradiente térmico al obtenido a partir de una diferencia de temperatura entre las fibras extremas de una sección transversal del elemento.

o Gradiente térmico vertical positivo del tablero

Se define como gradiente térmico vertical positivo del tablero la diferencia de temperatura positiva entre la fibra superior y la inferior del tablero dividida por la distancia entre ambas fibras, con unidades, por tanto, de grados Celsius por metro [°C/m]. Esta variación de temperatura se supone lineal entre ambas fibras.

Gradiente térmico vertical inverso del tablero

De acuerdo con la Instrucción IAPF, el gradiente térmico vertical inverso para tableros de hormigón con balasto es de 0°C.

## 3.1.3.4 Acciones variables para pasos superiores

- Sobrecarga de uso
  - o 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 nl carriles virtuales, de anchura wl cada uno, con el criterio que se define en la tabla siguiente:

## Definición de los carriles virtuales

Tabla 4.1-a Definición de los carriles virtuales

Anchura de la plataforma (w)	Número de carriles virtuales (n <sub>i</sub> )	Anchura del carril virtual ( <i>w<sub>i</sub></i> )	Anchura del área remanente
w < 5,4 m	n <sub>i</sub> = 1	3 m	w − 3 m
5,4 m ≤ w < 6 m	n <sub>i</sub> = 2	<u>w</u> 2	0
<i>w</i> ≥ 6 m	$n_l = ent\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w-3n_l$

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

- Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará carril 1, el segundo más desfavorable se denominará carril 2, y así sucesivamente.
- Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero. Así pues, para el cálculo del tablero sólo habrá un carril 1, un carril 2, etc.

## Ejemplo genérico de distribución de carriles virtuales

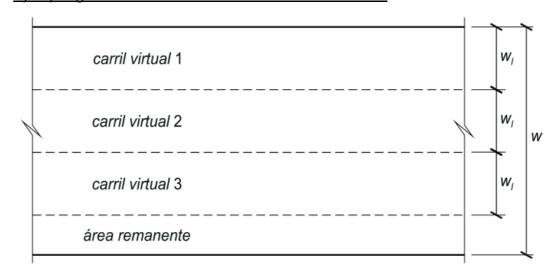


Figura 15: Ejemplo genérico de distribución de carriles virtuales.





## Cargas verticales

o Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

## Está compuesto por la acción simultánea de:

- a) Uno o más vehículos pesados según el número de carriles virtuales constituido por dos ejes, con cargas en cada eje según la tabla que se incluye más adelante.
- Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:
- En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2m. La distancia longitudinal entre ejes será de 1,2m.
- Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga.
- A efectos de comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará, transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable.
   Cuando se consideren dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0,5m.
- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4m x 0,4m. Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1, tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.
- b) Una sobrecarga uniforme de valor según la tabla que se incluye a continuación. La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

## Valor característico de la sobrecarga de uso

Tabla 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso

Situación	Vehículo pesado 2Q <sub>ik</sub> [kN]	Sobrecarga uniforme $q_{ik}$ (ó $q_{rk}$ ) [kN/m²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q <sub>rk</sub> )	0	2,5

## Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

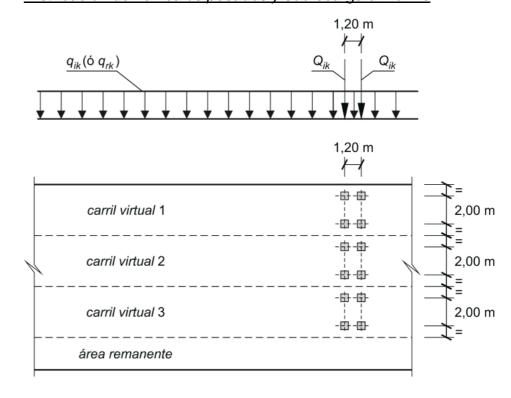


Figura 16: Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme.

## Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5kN/m2 concomitante con la sobrecarga de plataforma.





- Fuerzas horizontales
  - Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada a nivel de la superficie de pavimento. El valor característico de esta acción será igual a una fracción de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Qlk = 0.6.2Q1k+0.1.q1k.w1.L$$

Siendo L la distancia entre juntas contiguas, o la longitud del puente si éstas no existieran.

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

$$Qlk = 360+2.7 \cdot L$$

El valor de Qlk estará limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180kN \le Qlk \le 900kN$$

Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

La fuerza centrífuga se supone actuando horizontalmente perpendicular al eje de la plataforma del tablero, a cota del pavimento y con un valor de:

-  $Qtk = 0.2 \cdot Qv si r < 200m$ 

- Qtk =  $40 \cdot \text{Qv/r}$  si  $200 \le r \le 1500 \text{m}$ 

- Qtk = 0 si r > 1500m

## Siendo:

- Qv = Σ2·Qik Peso total de los vehículos pesados [kN]
- r Radio del eje del tablero en planta [m]

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

Además, en puentes curvos de radio menor de 1500 m, se tendrá en cuenta el efecto del derrape durante el frenado mediante una fuerza transversal en la superficie del

pavimento igual al 25% de la fuerza de frenado y arranque, actuando simultáneamente con ella.

## o Grupos de cargas de tráfico

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la tabla siguiente:

Tabla 4.1-c Grupos de cargas de tráfico Concomitancia de las diferentes componentes de la sobrecarga de uso

	Plataforma			Aceras		
	Cargas verticales Fuerzas horizontales					
Grupos de cargas <sup>(1)</sup>	Vehículos pesados	Sobrecarga uniforme	Aglomeración de personas	Frenado y arranque	Fuerza centrifuga y transversal	Cargas verticales
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-	-	-	Valor reducido: 2,5 kN/m²
<b>gr 2</b> (Fuerzas horizontales)	Valor reducido <sup>(2)</sup> : $\psi_1 \ Q_{ik}$	Valor reducido <sup>(2)</sup> : $\psi_1 \ q_{ik}$	-	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	-
gr 3 (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)
gr 4 (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)

<sup>(1)</sup> La denominación de los grupos de cargas hace referencia a la componente dominante del grupo

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

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

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

<sup>(2)</sup> Se define como valor reducido el que corresponde al valor frecuente que figura en la tabla 6.1-a, es decir

 $<sup>\</sup>Psi_1$  = 0,75 para los vehículos pesados  $\Psi_1$  = 0,40 para la sobrecarga uniforme





o 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.

## • Viento

Para el cálculo del empuje del viento se considera el método recogido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-11.

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

Velocidad básica del viento

La velocidad básica fundamental del viento vb,0 es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente tipo II a una altura de 10 m sobre el suelo.

La velocidad básica fundamental del viento se obtendrá mediante la siguiente expresión:

#### Siendo:

- vb Velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años [m/s]
- cdir Factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0
- cseason Factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0
- vb,0 Velocidad básica fundamental del viento [m/s]

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

$$V_{b(T)} = V_{b \cdot Cprob}$$

#### Siendo:

- T Periodo de retorno [años]

C<sub>prob</sub> Factor de probabilidad que, para situaciones persistentes y a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,04 (correspondiente a un periodo de retorno de 100 años)

Velocidad media del viento

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

$$vm(z) = cr(z) \cdot co \cdot vb(T)$$

#### Donde:

- c0 Factor de topografía, que se tomará habitualmente igual a 1,0. En valles en los que se pueda producir un encauzamiento del viento actuante sobre el puente, se tomará para c0 un valor de 1,1. Cuando existan obstáculos naturales susceptibles de perturbar apreciablemente el flujo del viento sobre el puente, el valor de c0 se determinará mediante un estudio específico
- cr(z) Factor de rugosidad, obtenido de la siguiente fórmula:

$$cr(z) = kr \cdot ln(z/z0)$$
 para  $z \ge zmin$   
 $cr(z) = cr(zmin)$  para  $z < zmin$ 

#### Siendo:

- z Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente [m].
- Kr, z0, y zmin Respectivamente, factor del terreno, longitud de la rugosidad y altura mínima, según se definen en la tabla que se incluye más adelante para uno de los entornos tipo definidos a continuación:
- Tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto.
  - Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.





- Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 m.

Coeficientes kr, z0 y zmin según el tipo de entorno

Tipo de entorno	kr	z0 [m]	zmin [m]
0	0,156	0,003	1
1	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Empuje del viento

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo en cuenta que el área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento pueden resultar modificadas por la materialización de otras acciones actuando en la estructura.

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

$$F_{w} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_{b}^{2}(T)\right] C_{e}(z) \cdot c_{f} \cdot A_{ref}$$

Siendo:

- F<sub>w</sub> Empuje horizontal del viento [N].

- $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$  Presión de la velocidad básica del viento qb [N/m2].
- Densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m3.
- v<sub>b</sub>(T) Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T.
- cf Coeficiente de fuerza del elemento considerado.
- A<sub>ref</sub> Área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m2]
- c<sub>e(z)</sub> Coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:

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

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

Donde:

kl Factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0.

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a:

- 2m en puentes de carretera
- 1,25m en pasarelas

Dichas alturas se tomarán desde la superficie del pavimento, y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como del área.

Empuje del viento sobre tableros

Efectos provocados por el viento transversal. Empuje horizontal

En este caso el coeficiente de fuerza (Cf) se determina mediante la fórmula:

$$cf = 2.5-0.3 \cdot (B/heq) con 1.3 \le Cf \le 2.4$$

en la que:

- B Anchura total del tablero [m].
- heq Altura equivalente [m] obtenida considerando, además del propio tablero,
   la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al





viento o, si se tiene en cuenta la sobrecarga de uso, la altura de ésta en caso de ser más desfavorable.

## Efectos provocados por el viento transversal. Empuje vertical

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

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)\right] c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z}$$

## Donde:

- Fwz Empuje vertical del viento [N]

-  $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$  Presión de la velocidad básica del viento [N/m2]

- ce(z) Coeficiente de exposición

cf,z
 a ±0.9
 Coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual

- Aref,z Area en planta del tablero [m2]

## Efectos provocados por el viento transversal. Momento de vuelco sobre el tablero

El empuje horizontal está aplicado a una altura respecto a la base igual al sesenta por ciento (60%) de la altura equivalente heq.

El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto (1/4) de la anchura total del tablero.

## Empuje provocado por el viento longitudinal

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

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

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

#### Acción térmica

Se tiene en cuenta tanto la componente de variación uniforme de temperatura que experimenta el elemento, asociada al rango anual de la temperatura ambiente en el lugar de emplazamiento, como la de los gradientes térmicos en las secciones transversales, asociados a variaciones diarias.

Para la determinación de los efectos que producen, se considera el coeficiente de dilatación térmica, que para el caso del hormigón tiene un valor:  $\alpha$  = 10-5.

o Componente uniforme de la temperatura del tablero

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura se partirá del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente. Los valores característicos de la temperatura máxima y mínima del aire a la sombra para un periodo de retorno de 50 años se obtienen de las tablas y mapas indicados en la norma IAP-11.

Para situaciones persistentes, se considerará un periodo de retorno de 100 años, por lo que los valores anteriores estarán afectados por los siguientes coeficientes:

$$T_{max,p} = T_{max} \cdot \{0,781 - 0,056 \cdot ln[-ln(1 - 0,01)]\} = T_{max} \cdot 1,039$$
$$T_{min,p} = T_{min} \cdot \{0,393 + (-0,156) \cdot ln[-ln(1 - 0,01)]\} = T_{min} \cdot 1,111$$

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal) tendrá un valor mínimo y un valor máximo que se determinará a partir de la temperatura del aire, mediante las siguientes expresiones para el caso de tableros de hormigón:

- Te,min = Tmin+8
- Te,max = Tmax+2

Para la obtención de los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción ( $\Delta TN$ ,con) y dilatación ( $\Delta TN$ ,exp) máximas del tablero se tomará una temperatura inicial igual a la temperatura media durante el periodo de construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor de 15 °C.





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

## Componente de la diferencia de temperatura

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

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

Para tableros de hormigón los valores que adoptan son los siguientes:

Tipo de tablero	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
Tipo 3: Tablero de hormigón	ΔTM,heat [°C]	ΔTM,cool [°C]
Sección cajón	10	5
Sección de vigas	15	8
Sección losa	15	8

La diferencia vertical de temperatura está muy influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Los valores dados en la tabla anterior corresponden a un espesor de pavimento de 50mm. Para espesores diferentes será necesario aplicar un factor corrector dado en la tabla siguiente:

Espesor del pavimento	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
Sin impermeabilización ni pavimento	0.8	1.1
Con impermeabilización y sin pavimento	1.5	1.0
50mm	1.0	1.0
100mm	0.7	1.0
150mm	0.5	1.0

Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

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

- ΔΤΜ+ωΝ·ΔΤΝ
- ωΜ· ΔΤΜ+ ΔΤΝ

Con  $\omega N = 0.35 \text{ y } \omega M = 0.75$ 

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

## 3.1.3.5 Acciones accidentales

Descarrilamiento de vehículos ferroviarios

Se consideran dos situaciones de proyecto relativas al descarrilamiento de vehículos ferroviarios:

Situación de proyecto I

Corresponde al descarrilamiento de la locomotora o vagones con carga pesada, quedando los vehículos descarrilados en la zona de la vía dentro del tablero de la





estructura. En esta situación debe evitarse el colapso de la estructura, pero es tolerable el daño local.

Las cargas equivalentes consisten en dos cargas lineales de valor  $\alpha$ -0,7-UIC71 cada una, separadas entre sí un ancho de vía, paralelas a la vía y en la posición más desfavorable en un área de ancho igual a 1,5 veces el ancho de la vía a cada lado del eje.

#### Situación de proyecto II

Corresponde al descarrilamiento de la locomotora o vagones con carga pesada, quedando los vehículos descarrilados en la zona de la vía del tablero de la estructura o en un borde de la construcción. En esta situación debe evitarse el colapso y el vuelco de la estructura.

La carga equivalente consiste en una carga lineal de valor  $\alpha \cdot 1.4 \cdot \text{UIC71}$ , en una longitud total de 20 m y en la posición más desfavorable en un borde de la estructura.

Impacto de vehículos ferroviarios

Dado que la vía que pasa bajo la estructura se sitúa a una distancia suficiente de las pilas, no se deberá considerar en el cálculo la acción debida al posible impacto de vehículos.

 Comprobación de los gálibos vertical y horizontal de acuerdo con la NAP 2-0-0.4.

#### Acciones sísmicas

Se aplica la "Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes, NCSP-07". Esta norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en la realización de los diferentes proyectos.

Según el apartado 2.8. de la Norma NCSP-07, no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas en las situaciones siguientes:

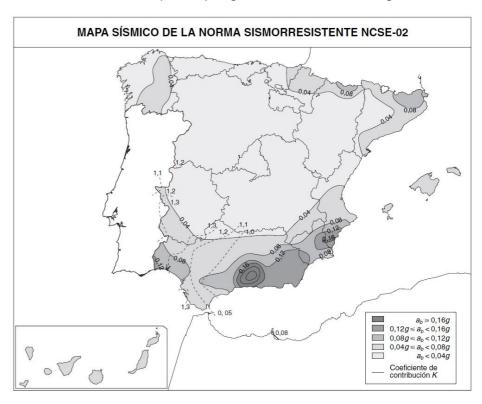
- Cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento ab sea inferior a 0,04·g; siendo g la aceleración de la gravedad.
- Cuando la aceleración sísmica horizontal de cálculo ac sea inferior a 0,04·g.

La Norma considera que una aceleración sísmica básica inferior a 0,04-g no genera solicitaciones peores que las demás hipótesis de carga, dada la diferencia de coeficientes de seguridad y de acciones simultáneas que deben considerarse con el sismo.

Tanto en el apartado 3.4. de la norma NCSP-07 por medio del Mapa de Peligrosidad Sísmica, como en el anejo 1 por medio de un listado de municipios, se recoge para cada zona del territorio español el valor de la aceleración sísmica básica ab, que es el valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un período de retorno de 500 años.

En este caso resulta ab/g < 0,04, por lo que, de acuerdo a los criterios de aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente, no es preceptiva la consideración de la acción sísmica.

Se incluye a continuación el mapa de peligrosidad sísmica recogido en la NCSP-07.



# 3.1.3.6 Interacción longitudinal vía-tablero

Las acciones longitudinales que se aplican sobre los carriles (por aceleración o frenado) y las diferencias de deformación entre carriles y tablero (por variación de temperatura, flexión del tablero, fluencia y retracción) producen transferencias de cargas (interacción) entre carriles y tablero a través de la estructura soporte de la vía. Estas transferencias afectan a las solicitaciones del carril y del tablero y a las reacciones de los apoyos.

En el cálculo de la interacción vía tablero se deberán tener en cuenta las siguientes acciones:





## Temperatura

En el análisis de la interacción entre vía y tablero se considerarán las siguientes variaciones de temperatura respecto a la temperatura de liberación del carril, que es aquella a la cual se fija éste:

- Variación máxima de la temperatura uniforme anual del tablero, limitándola en este caso a ±35°C.
- Variación máxima de la temperatura de los carriles de ±50°C.
- Variación máxima de la temperatura de los carriles respecto a la de la estructura de ±20°C.

En el caso de carriles soldados sin aparatos de dilatación, la variación de temperatura de los carriles no produce movimientos por sí sola, por lo que ésta no se tendrá en cuenta.

En el caso de existir aparatos de dilatación, se tendrán en cuenta las variaciones de temperatura específicas de carriles y estructura (manteniendo los límites especificados).

# Acciones de frenado y arranque

Se considerarán las acciones especificadas en los apartados de frenado y arranque. Si existen aparatos de dilatación del carril en ambos extremos del puente, sólo se aplicará la carga correspondiente a la longitud del puente. Si el carril es continuo en uno o en los dos extremos del puente, se aplicará la carga correspondiente a la parte continua del carril. Si existe alguna junta de dilatación intermedia en el carril, se aplicará la carga correspondiente a la parte de vía continua que dé lugar a la situación más desfavorable en el elemento estructural a comprobar.

# 3.1.4 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES EN VIADUCTOS DE FERROCARRIL

Con carácter general se consideran los criterios especificados en el Eurocódigo "UNE-EN 1990. Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras", complementados para algunos casos por los recogidos en la IAPF-07.

Las acciones se definen en su magnitud, por sus valores representativos. Una misma acción puede tener uno o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

# 3.1.4.1 Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico Gk, excepto en el caso de la acción correspondiente al peso del balasto, para la que se considerarán dos valores representativos, Gk,sup y Gk,inf, definidos anteriormente.

# 3.1.4.2 Acciones permanentes de valor no constante (G\*)

Acciones originadas por presolicitaciones: Se considerará para las acciones originadas por las presolicitaciones un único valor representativo, coincidente con el valor característico Pk,t, correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.

Reológicas: Se considerará para las acciones de origen reológico un único valor representativo, coincidente con el valor característico Rk,t, correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.

Acciones del terreno: Para el peso del terreno, que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico. Para el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en el apartado correspondiente.

## 3.1.4.3 Acciones variables (Q)

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

- Valor característico Qk: Valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación Ψ0 Qk: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente Ψ1 Qk: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi permanente  $\Psi 2$  Qk: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Para el caso de los viaductos de ferrocarril, los valores de los coeficientes  $\Psi$  son los siguientes:





CUADRO 3.1. VALORES DE LOS COEFICIENTES  $\Psi_i$ .

ACCIONES	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cargas de tráfico	0,8	(1)	0
Resto de acciones variables	0,6	0,5	0,2

Adopta los siguientes valores:

0,80 con una via cargada.

0,60 con dos vias cargadas simultáneamente.

0,40 con tres o mas vias cargadas simultáneamente.

### 3.1.4.4 Acciones accidentales (A)

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

# 3.1.5 VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES EN PASOS SUPERIORES

Con carácter general se consideran los criterios especificados en el Eurocódigo "UNE-EN 1990. Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras", complementados para algunos casos por los recogidos en la IAP-11.

Las acciones se definen en su magnitud, por sus valores representativos. Una misma acción puede tener uno o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

#### 3.1.5.1 Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico Gk, excepto en el caso de la acción correspondiente al peso del pavimento, para las que se considerarán dos valores representativos con Gk,sup y Gk,inf, definidos anteriormente.

#### 3.1.5.2 Acciones permanentes de valor no constante (G\*)

Acciones originadas por presolicitaciones: Se considerará para las acciones originadas por las presolicitaciones un único valor representativo, coincidente con el valor característico Pk,t, correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.

Reológicas: Se considerará para las acciones de origen reológico un único valor representativo, coincidente con el valor característico Rk,t, correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.

Acciones del terreno: Para el peso del terreno, que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico. Para el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en el apartado correspondiente.

# 3.1.5.3 Acciones variables (Q)

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

- Valor característico Qk: Valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación Ψ0 Qk: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente Ψ1 Qk: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi permanente Ψ2 Qk: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Para el caso de los pasos superiores, los valores de los coeficientes  $\Psi$  son los siguientes:





Tabla 6.1-a Factores de simultaneidad Ψ

Acción			₩0	₩1	₩2
		Vehículos pesados	0,75	0,75	0
	gr 1, Cargas verticales	Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 <sup>(1)</sup>
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
Sobrecarga de uso	gr 2, Fuerzas horiz	ontales	0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeracion	gr 4, Aglomeraciones		0	0
	Sobrecarga de uso	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0
		En situación persistente	0,6	0,2	0
Viento	F <sub>wk</sub>	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
	VV <sub>k</sub>	Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	$Q_c$		1,0	0	1,0

# 3.1.5.4 Acciones accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considera un único valor representativo coincidente con el valor nominal definido en el apartado correspondiente.

# 3.1.6 VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES EN VIADUCTOS DE FERROCARRIL

Con carácter general se consideran los criterios especificados en el Eurocódigo "UNE-EN 1990. Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras", complementados para algunos casos por los recogidos en la IAPF-07.

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

# 3.1.6.1 Estados límites últimos (E.L.U.)

En el caso de los viaductos de ferrocarril, para los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma$ F se tomarán los siguientes valores básicos:

CUADRO 4.1. VALORES DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD  $\gamma_{\scriptscriptstyle F}$  PARA LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA		SITUACIÓN ACCIDENTAL	
TIPOL	TIPO DE ACCION		EFECTO DESFAVORABLE	EFECTO FAVORABLE	EFECTO DESFAVORABLE
Permanente d constante (1) (2)		$\gamma_{\rm G}$ = 1,00	$\gamma_{\rm G}$ = 1,35	$\gamma_{\rm G}$ = 1,00	$\gamma_{\rm G}$ = 1,00
	Pretensado P <sub>1</sub> <sup>(3)</sup>	$\gamma_{\rm G}{}^*=$ 1,00	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_{\rm G}{}^*=$ 1,00	$\gamma_G^* = 1,00$
	Pretensado P <sub>2</sub> <sup>(4)</sup>	$\gamma_{\rm G}^*$ = 1,00	$\gamma_{\rm G}{}^*$ = 1,35	$\gamma_{\rm G}^*$ = 1,00	$\gamma_G^* = 1,00$
Permanente de valor no	Otra presolicitación <sup>(3)</sup>	$\gamma_{G}^* = 0.95$	$\gamma_G^*$ = 1,05	$\gamma_{\rm G}^*$ = 1,00	$\gamma_{\rm G}{}^*$ = 1,00
constante	Reológica	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_{\rm G}{}^*$ = 1,35	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Acción o asien- to del terreno	$\gamma_{\rm G}^*$ = 1,00	$\gamma_{\rm G}^*$ = 1,50	$\gamma_{\rm G}^*$ = 1,00	$\gamma_{\rm G}{}^*$ = 1,00
Va	ariable	$\gamma_{\rm Q}=0.00$	$\gamma_{\rm Q}$ = 1,50	$\gamma_{\rm Q}=0.00$	$\gamma_{\rm Q}=1,00$
Acc	cidental	_	_	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_{A}$ = 1,00





# 3.1.6.2 Estados límites de servicio (E.L.S.)

En el caso de los viaductos de ferrocarril, para los coeficientes parciales de seguridad γ<sub>F</sub> se tomarán los siguientes valores:

CUADRO 4.2. VALORES DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD  $\gamma_{\scriptscriptstyle F}$ PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA		
		EFECTO FAVORABLE	EFECTO DESFAVORABLE	
Permanen	Permanente de valor constante		$\gamma_G$ = 1,00	
	Pretensado P <sub>1</sub> Armaduras postesas	$\gamma_{G^*}$ = 0,90	$\gamma_{G^*} = 1,10$	
	Pretensado P <sub>1</sub> Armaduras pretesas	$\gamma_{G^*}$ = 0,95	$\gamma_{G^*}$ = 1,05	
Permanente de valor no constante	Pretensado P <sub>2</sub>	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*}$ = 1,00	
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*}$ = 1,00	
	Reológica	$\gamma_{G^*}$ = 1,00	$\gamma_{G^*}$ = 1,00	
	Acción o asiento del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	
Variable		$\gamma_Q = 0.00$	γ <sub>Q</sub> = 1,00	

# 3.1.7 VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES EN PASOS SUPERIORES

Con carácter general se consideran los criterios especificados en el Eurocódigo "UNE-EN 1990. Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras", complementados para algunos casos por los recogidos en la IAP-11.

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

# 3.1.7.1 Estados límites últimos (E.L.U.)

En el caso de los pasos superiores, para los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_F$  se tomarán los siguientes valores básicos:

# Comprobaciones de equilibrio (EQU):

Tabla 6.2-a Coeficientes parciales para las acciones y<sub>E</sub> (para la comprobación del ELU de equilibrio)

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

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

#### Comprobaciones resistentes (STR):

Tabla 6.2-b Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_{F}$ 

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

<sup>(1)</sup> El coeficiente  $\gamma_G$  = 1,2 será de aplicación al pretensado  $P_1$  en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.

(2) El coeficiente γ<sub>G</sub> = 1,3 se aplicará al pretensado P<sub>1</sub> en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el

ANEJO 12: ESTRUCTURAS Página 41

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

axil debido a un pretensado exterior.

(3) El coeficiente  $\gamma_{G^*}$  = 1,35 corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástic mientras que el valor  $\gamma_{G^*}$  = 1,2 corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos





Para aplicar los diferentes valores de los coeficientes  $\gamma$ F se tendrán en cuenta las prescripciones siguientes:

- Para las acciones permanentes de valor constante G, los coeficientes  $\gamma$ G = 1,0 y  $\gamma$ G = 1,35, se aplicarán a la totalidad de la acción del mismo origen, según su efecto sea favorable o desfavorable, respectivamente.
- En el caso de la carga de pavimento, se considerará para la totalidad de la acción:
  - $\circ$  El valor representativo inferior Gk,inf ponderado por γG = 1,0, cuando su efecto sea favorable.
  - $\circ$  El valor representativo superior Gk,sup ponderado por γG = 1,35, cuando su efecto sea desfavorable.
- Cuando la comprobación resistente pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra parte de la estructura, se considerará además el criterio complementario siguiente:
  - o Para la parte favorable de la acción Gk,inf- $\gamma$ G1, con  $\gamma$ G1 = 0,9
  - o Para la parte desfavorable de la acción Gk,sup· $\gamma$ G2, con  $\gamma$ G2 = 1,1

Las estructuras objeto de este proyecto son poco sensibles a la variación de las acciones permanentes, por lo que se utiliza el valor  $\gamma G = 1,0$ .

- Se considerará la acción hiperestática producida por el pretensado P1, teniendo en cuenta el valor de la fuerza de pretensado Pk,t en el instante t en que se realiza la comprobación, aplicando los coeficientes parciales especificados.
- Para todas las acciones debidas a movimientos impuestos (retracción, fluencia, asientos, efectos térmicos, ...) se deberá considerar, al evaluar los esfuerzos producidos por las mismas, su posible reducción debido a la pérdida de rigidez de la estructura en ELU.
- El efecto de las acciones debidas a movimientos impuestos podrá ignorarse en ELU cuando, de acuerdo con la normativa específica correspondiente a cada material, la estructura tenga suficiente ductilidad y así se acredite en el proyecto.

#### 3.1.7.2 Estados límites de servicio (E.L.S.)

En el caso de los pasos superiores, para los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_F$  se tomarán los siguientes valores:

Tabla 6.2-c Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_E$  (ELS)

	Acción	Ef	ecto
Accion		Favorable	Desfavorable
Permanente de valor	Peso propio	1,0	1,0
constante (G)	Carga muerta	1,0	1,0
	Pretensado P <sub>1</sub>	0,9 <sup>(1)</sup>	1,1 <sup>(1)</sup>
	Pretensado P <sub>2</sub>	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G)	Reológicas	1,0	1,0
(0 )	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
Variable (Q)	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

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

#### 3.1.8 COMBINACIÓN DE ACCIONES EN VIADUCTOS DE FERROCARRIL

Con carácter general se consideran los criterios especificados en el Eurocódigo "UNE-EN 1990. Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras", complementados para algunos casos por los recogidos en la IAPF-07.

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.





#### 3.1.8.1 Estados límites últimos

#### Situaciones persistentes o transitorias

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

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

#### Donde:

- Gk,i Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.
- G\*k,j Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- Qk,1 Valor característico de la acción variable dominante.
- ψ0,i·Qk,i Valor 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.

Los efectos de interacción longitudinal carril-tablero se considerarán como acciones variables.

#### Situaciones accidentales

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

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

#### Donde:

 Gk,j Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.

- G\*k,j
   Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- ψ1,1·Qk,1
   Valor frecuente de la acción variable dominante.
- ψ2,i-Qk,i Valores cuasipermanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental.
- Ak Valor característico de la acción accidental.

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.

# 3.1.8.2 Estados límites de servicio

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

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

• Combinación característica (poco probable o rara):

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

Combinación frecuente:

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

Combinación casi-permanente:

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





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.

Serán de aplicación las prescripciones recogidas en los apartados de "Estados límite últimos – Situación persistente o transitoria".

#### 3.1.9 COMBINACIÓN DE ACCIONES EN PASOS SUPERIORES

Con carácter general se consideran los criterios especificados en el Eurocódigo "UNE-EN 1990. Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras", complementados para algunos casos por los recogidos en la IAP-11.

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

#### 3.1.9.1 Estados límites últimos

# • Situaciones persistentes o transitorias

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

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

Donde:

- Gk,j Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.
- G\*k,m Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- Qk,1 Valor característico de la acción variable dominante.
- ψ0,i-Qk,i Valor 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.

Al combinar las diferentes acciones variables, se tendrán en cuenta las prescripciones siguientes:

La sobrecarga de uso estará representada, para su combinación con el resto de las acciones, mediante los grupos de cargas definidos en IAP-11 que son excluyentes entre sí.

Cuando se considere el viento transversal sobre el tablero, se considerará la actuación simultánea de la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente.

Cuando se considera el viento longitudinal sobre el tablero, no se considerará la actuación simultánea del viento transversal, ni el empuje vertical, ni el momento de vuelco correspondiente.

La concomitancia de la componente uniforme de temperatura y de la componente de diferencia de temperatura se regirá por lo expuesto en IAP-11

Cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.

Cuando se considere la sobrecarga de uso como predominante, se considerará el viento concomitante correspondiente.

Cuando se considere el grupo de cargas de tráfico tipo gr2 (fuerzas horizontales con su valor característico), no se considerará la actuación del viento ni de la nieve.

No se considerará la acción simultánea de viento y de la acción térmica.

En general, no se considerará la acción simultánea de la carga de nieve y la sobrecarga de uso salvo en zonas de alta montaña, en cuyo caso se estudiará para el proyecto concreto la distribución espacial y la concomitancia de ambas acciones.

## Situaciones accidentales

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

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





donde:

Gk,j Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.

G\*k,j Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

ψ1,1⋅Qk,1 Valor frecuente de la acción variable dominante.

 $\psi$ 2,i-Qk,i Valores cuasipermanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental.

Ad Valor de cálculo de la acción accidental.

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.

## 3.1.9.2 Estados límites de servicio

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

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

Combinación característica (poco probable o rara):

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

Combinación frecuente:

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

• Combinación casi-permanente:

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

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.

Serán de aplicación las prescripciones recogidas en los apartados de "Estados límite últimos – Situación persistente o transitoria".

#### 3.1.10 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

#### Materiales

Las resistencias de los materiales escogidos para cada elemento estructuras deberán seguir las directrices establecidas por la EHE-08 "Instrucción Española del Hormigón Estructural", y a su vez podrá utilizarse el UNE-EN 1992 partes 1 y 2, para completar la norma anteriormente citada.

#### Niveles de control

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

#### • Control de materiales

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en la "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08". El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE-08. La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

#### Control de la ejecución.

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la "Instrucción de Hormigón Estructural", EHE-08. Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

#### · Niveles de control establecidos.

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

Acero para armaduras pasivas y acero para armaduras activas

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.

El acero para armaduras pasivas y el acero para armaduras activas deberán estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

# • Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

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

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

- Hormigón
  - Situación persistente o transitoria  $\gamma c = 1,5$
  - Situación accidental  $\gamma c = 1,3$
- Acero para armaduras pasivas y acero para armaduras activas
  - Situación persistente o transitoria  $\gamma s = 1,15$
  - Situación accidental
     γs = 1,0

# 3.1.11 COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

# 3.1.11.1 Estado límite de equilibrio

Según se establece en el artículo 41 de la EHE-08 habrá que comprobar que, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc).

#### 3.1.11.2 Estado límite solicitaciones normales

Se realizará según se establece en el artículo 42 de la EHE-08.

#### 3.1.11.3 Estado límite de inestabilidad

Este estado concierne a la comprobación de soportes aislados, estructuras aporticadas y estructuras reticulares en general, en los que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados. Se realizará según se establece en el artículo 43 de la EHE-08.

# 3.1.11.4 Estado límite de agotamiento frente a cortante

Se realizará según se establece en el artículo 44 de la EHE-08.

#### 3.1.11.5 Estado límite de agotamiento por torsión en elementos lineales

Se realizará según se establece en el artículo 45 de la EHE-08.

#### 3.1.12 COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

# 3.1.12.1 <u>Estado límite de deformaciones de la estructura en viaductos de</u> ferrocarril

Para los viaductos de ferrocarril, la comprobación de deformaciones y vibraciones, se hará de acuerdo con la norma "Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril IAPF-07".

Las deformaciones excesivas en puentes pueden poner en peligro el tráfico creando cambios de geometría inaceptables en la vía y vibraciones excesivas en la estructura, afectando tanto a la carga impuesta del puente como a pérdidas de confort a los viajeros.

Las limitaciones se pueden agrupar en tres tipos:

- Ligadas a la seguridad de la circulación
- Ligadas al confort de los usuarios
- Ligadas con la seguridad y funcionalidad de la vía derivadas de la interacción longitudinal vía-tablero





# 3.1.12.2 Estados límite para la seguridad del tráfico

Aceleración vertical del tablero

Para garantizar la seguridad del tráfico ferroviario en el paso sobre los puentes la aceleración vertical máxima en tableros con balasto al paso de dos vehículos debe ser igual o inferior a 0,35-g.

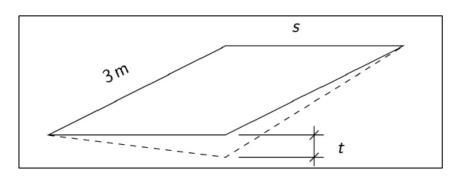
· Alabeo del tablero y total

El máximo alabeo del tablero t debido a la sobrecarga de uso ferroviaria, incrementada por el coeficiente de impacto  $\Phi$  y por el coeficiente de clasificación, y medido entre dos secciones distantes entre sí una longitud de 3 m, será inferior a:

$$t \le 1.5 \cdot \beta \text{ mm/3m}$$
 (para  $v > 220 \text{km/h}$ )

Donde:

- $\beta = 1.78 \cdot r^2/(r+0.5)^2$
- r = ancho de vía (s) incrementado en 0,065m 1,435+0,065 = 1,5m (UIC)
- Alabeo del tablero



La comprobación del alabeo total, suma del de la vía en curva más el del tablero, se realizará con las sobrecargas de uso, las acciones térmicas y de viento. El alabeo total, medido entre dos secciones separadas 3 m, deberá cumplir:

$$t_{total} \le 7.5 \cdot \beta \text{ mm/3m}$$

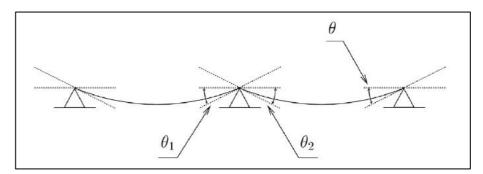
- Deformación vertical del tablero
- Esta comprobación se realizará con la sobrecarga de uso debida al tráfico ferroviario y con el efecto de las acciones térmicas. Se establecen las siguientes limitaciones:

- El radio de curvatura vertical de la vía en cualquier punto, obtenido como suma del correspondiente al perfil longitudinal inicial, más el debido a la deformación vertical del tablero será compatible con la velocidad de proyecto de la línea.
- La flecha total máxima del tablero será menor o igual que L/600, siendo L la longitud total del puente o la de cada vano.
- El giro vertical máximo del tablero en sus apoyos cumplirá:

○ En la junta entre tablero y estribo:  $\theta \le 6.5 \cdot 10-3$ 

○ En la junta entre dos tableros consecutivos:  $\theta 1+\theta 2 \le 10\cdot 10-3$ 

• Giro en apoyos



Deformación horizontal del tablero

Esta comprobación se realizará con la sobrecarga de uso debida al tráfico ferroviario, las cargas de viento y con el efecto de las acciones térmicas. Se establecen las siguientes limitaciones:

El giro horizontal máximo del tablero respecto al estribo ( $\theta$ H), según un eje vertical, cumplirá las limitaciones del cuadro incluido a continuación. En el apoyo entre dos tableros consecutivos, las limitaciones se aplicarán al giro relativo entre ambos.

El radio de curvatura horizontal (R) producido por las cargas de uso cumplirá las limitaciones del cuadro incluido a continuación. En primera aproximación puede considerarse que, en un segmento de longitud L, una deformación transversal relativa  $\delta H$ , produce un radio de curvatura:

$$R = \frac{L^2}{8 \cdot \delta_H}$$





Máxima variación angular y mínimo radio de curvatura

Velocidad del tren	Giro horizontal máximo (θ <sub>H</sub> )	Radio de curvatura horizonal mínimo (f	
[km/h]		Tablero simple	Puente multi-tablero
v ≤ 120	0,0035 rad	1700 m	3500 m
$120 < v \le 220$	0,0020 rad	6000 m	9500 m
v > 220	0,0015 rad	14000 m	17500 m

#### Vibración transversal del tablero

Para evitar fenómenos de resonancia lateral en los vehículos, en cualquier vano del puente, la primera frecuencia propia de vibración por flexión transversal del tablero (no cargados), considerado como un elemento aislado (independiente de la subestructura), no será inferior a 1,2Hz.

Para garantizar que la vibración transversal del tablero sea de pequeña amplitud, debe limitarse el desplazamiento transversal relativo entre dos puntos cualesquiera de un vano a 6mm. Para esta comprobación se tendrá en cuenta la deformación de la sección, tanto por flexión como por alabeo o torsión, bajo la acción de la fuerza de lazo combinada, exclusivamente, con las sobrecargas de uso.

# • Giro transversal del tablero

El giro de cualquier sección transversal del tablero, alrededor de un eje longitudinal se limitará al siguiente valor:

$$\theta t \le 0,0013 \text{ rad (para } 220 < v \le 350 \text{km/h)}$$

Esta comprobación se realizará en el eje de cada vía, con las sobrecargas de uso, de viento y el efecto de las acciones térmicas.

# 3.1.12.3 Estados límite para el confort de los usuarios

Para asegurar el confort de los usuarios se definen en este apartado los valores límite de las deformaciones verticales de los puentes de ferrocarril en función de la longitud del vano L y de la velocidad del tren v.

La comodidad de los pasajeros depende de la aceleración vertical máxima en el interior del tren a lo largo del trayecto. Según el valor de la aceleración vertical máxima se definen los niveles de comodidad de los usuarios:

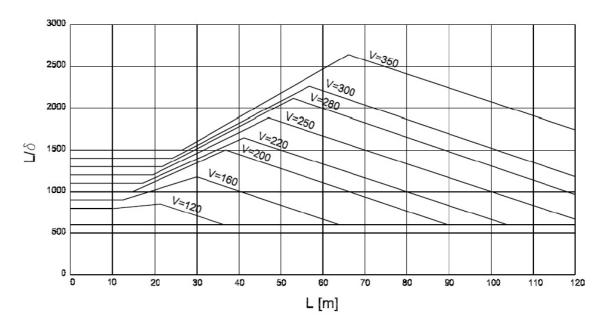
#### Niveles de confort

Nivel de confort	Aceleración vertical b <sub>v</sub>
Muy bueno	$\leq$ 1,0 m/s <sup>2</sup>
Bueno	$\leq$ 1,3 m/s <sup>2</sup>
Aceptable	$\leq$ 2,0 m/s <sup>2</sup>

Las deformaciones verticales deben determinarse en el eje de la vía, debidas a las sobrecargas de uso ferroviarias del modelo UIC 71 afectadas por el coeficiente dinámico correspondiente. Si el coeficiente de clasificación es mayor que 1 y la velocidad mayor a 120 km/h se considerará un valor de coeficiente de clasificación unidad.

En el siguiente gráfico se indican los valores límite de  $L/\delta$  para nivel de comodidad muy bueno. Para otros niveles de comodidad se deben ajustar estos valores dividiéndolos por el valor de la aceleración vertical by.

Valores mínimos del cociente entre la luz del vano (L) y la deformación vertical máxima  $(\delta)$  por condiciones de confort de los viajeros, en función de la velocidad de proyecto v. Estructura isostática con  $n \ge 3$  vanos; by = 1ms2



Para estructuras hiperestáticas con tres o más vanos, se utilizarán los valores de  $L/\delta$  anteriores multiplicados por un coeficiente reductor de 0,9.





Para estructuras con menos de tres (isostáticos o continuos), se utilizarán los valores de L/ $\delta$  anteriores multiplicados por un coeficiente reductor de 0,7.

# 3.1.12.4 <u>Ligadas con la seguridad y funcionalidad de la vía derivadas de la</u> interacción longitudinal vía-tablero

#### Tensiones en el carril

Las tensiones adicionales máximas en los carriles debidas a la interacción vía-tablero por las acciones de temperatura, frenado y arranque se limitarán a 72 MPa en compresión y a 92 MPa en tracción. En el caso de carril continuo sin aparatos de dilatación, este incremento se calculará respecto a la tensión del carril a una distancia suficientemente alejada del puente para no verse afectada por las perturbaciones de la estructura.

#### Desplazamientos

El desplazamiento máximo relativo ( $\delta$ 1) entre el carril y el tablero o la plataforma del estribo, debido a las acciones de frenado y/o arranque, será de 4mm.

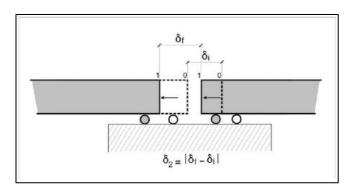
En las juntas entre tableros o entre tablero y estribo, el desplazamiento máximo longitudinal relativo ( $\delta$ 2) entre los dos bordes de la junta, debido a las acciones de frenado y/o arranque, será:

- 5mm, si el carril es continuo en las proximidades de la junta.

30mm, si existe aparato de dilatación en la vía.

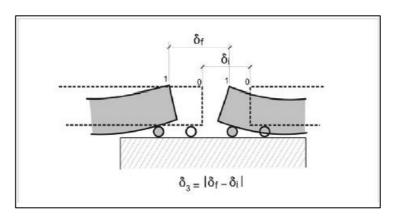
No se tienen en cuenta en esta limitación los efectos de flexión originados por la excentricidad vertical de las acciones de frenado y /o arranque, respecto del centro de gravedad de la sección del tablero.

 Desplazamiento máximo longitudinal relativo (δ2) entre los dos bordes de la junta:



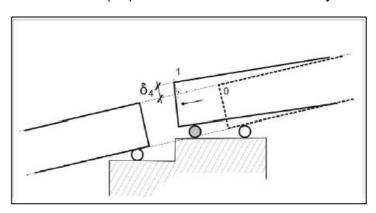
En las juntas entre tableros o entre tablero y estribo, con carril continuo, el desplazamiento máximo relativo ( $\delta$ 3) (abertura o cierre) entre los dos bordes de la junta, en la cara superior del tablero, debido a las flexiones causadas por las cargas verticales, así como a las originadas por las cargas de frenado y/o arrangue, será de 8mm.

- Desplazamiento máximo relativo (δ3) entre los dos bordes de la junta:



En las juntas entre tableros o entre tablero y estribo, el resalto máximo relativo ( $\delta 4$ ) entre los dos bordes de la junta, en dirección perpendicular al plano medio de rodadura, será de 2mm para V > 160 km/h. Este desplazamiento se calculará con las sobrecargas de uso ferroviarias y las acciones térmicas.

- Resalto máximo relativo (δ4) entre los dos bordes de la junta:



# 3.1.12.5 <u>Estado límite de deformaciones de la estructura en pasos superiores</u>

Para los pasos superiores, según la IAP-11, se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera los valores siguientes:





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

Siendo L la luz del vano.

El límite considerado para la flecha correspondiente al valor frecuente de las sobrecargas es L/1000.

#### 3.1.12.6 Estado límite de fisuración del hormigón

• Aparición de fisuras por compresión

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

$$\sigma c \leq 0.60 \cdot fck, j$$

### Donde:

- σc Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
- fck,j Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).
- Estado Límite de Descompresión

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

Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

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

#### Donde:

Wk Abertura característica de fisura.

- WmaxAbertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. de la Instrucción EHE-08.
- Valores máximos de la abertura de fisura

En ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.), las aberturas características de fisura, para las distintas clases de exposición, no serán superiores a las máximas que se muestran en la tabla 5.1.1.2. de la Instrucción EHE-08.

	w <sub>máx</sub> [mm]		
Clase de exposición, según artículo 8°	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)	
I	0,4	0,2	
IIa, IIb, H	0,3	0,2 (1)	
IIIa, IIIb, IV, F, Qa <sup>(2)</sup>	0,2	Dagomprosión	
IIIc, Qb <sup>(2)</sup> , Qc <sup>(2)</sup>	0,1	Descompresión	

<sup>(1)</sup> Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media flexotracción f<sub>ctm,fl</sub> de acuerdo con 39.1.

# 3.2 DESCRIPICÓN DE LAS ESTRUCTURAS

La construcción del *Nuevo* eje pasante *Norte-Sur* de la red arterial ferroviaria de *Valencia* implica la necesidad de resolver intersecciones con otras vías de comunicación o con zonas de circulación de agua. En concreto, y en función de la alternativa que se seleccione, los obstáculos a salvar mediante puente o viaducto serían las intersecciones con la autovía V-21, con la carretera Carrer cami a la mar, con el Barranco de Carraixet y la intersección con el camino Gaiato.

<sup>&</sup>lt;sup>(2)</sup> La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.





En la siguiente tabla se incluyen para cada alternativa de trazado las estructuras de cruce necesarias:

ALTERNATIVA	PUENTES / VIADUCTOS		
	Paso bajo V-21		
Poss	Paso Superior PS-6.7 / Carrer cami a la mar		
Base	Viaducto Barranco del Carraixet		
	Paso inferior 101.5		
	Paso Superior PS-5.8 / Carrer cami a la mar		
С	Viaducto Barranco del Carraixet		
	Paso inferior 101.5		

Tabla 1: Estructuras necesarias por Alternativa. Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo con el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, se toma como punto de partida para el Estudio Informativo el diseño del proyecto constructivo realizado en febrero de 2010, en adelante denominado como proyecto constructivo. En los siguientes apartados se incluye una breve descripción de las estructuras mencionadas, así como algunas observaciones relativas a distintos aspectos de su diseño funcional y conceptual.

#### 3.2.1 ALTERNATIVA BASE

# 3.2.1.1 Paso bajo v-21

#### • Descripción de la estructura en el proyecto constructivo

La estructura resuelve el cruce de la L.A.V. con la autovía V-21. En la zona de intersección, las nuevas vías de Alta Velocidad discurren paralelas y próximas a las vías del Corredor Mediterráneo, cuya intersección con la V-21 está resuelta mediante un paso superior de un único vano con estribos de mampostería y tablero isostático. El acceso a este paso se posibilita gracias a un terraplén de gran longitud, que permite elevar la rasante a la cota necesaria. El cruce se produce con un esviaje muy fuerte, próximo a los 42 grados.

La autovía V-21 consta actualmente de dos calzadas, una para cada sentido de circulación, de dos carriles más sus correspondientes arcenes cada una. En el proyecto constructivo se establecía como criterio que la nueva estructura de cruce debía contemplar la ampliación prevista de un carril más a cada lado de la autovía. Para mantener la capacidad actual de la autovía durante el desarrollo de las obras, primero se desviaría el tráfico de una de las calzadas por un nuevo puente adosado al actual, de modo que esta nueva estructura permitiría salvar provisionalmente las vías

existentes y el futuro emplazamiento de la nueva L.A.V. y también serviría como estructura para habilitar la futura ampliación de la autovía.

La estructura de cruce está resuelta mediante una losa isostática de hormigón pretensado que se apoya en estribos conformados por pantallas o muros hastiales en prolongación de hormigón armado, que se completan con aletas para la contención del relleno del terraplén sobre la plataforma de las vías. El nuevo puente adosado sobre la vía férrea en servicio está resuelto por medio de una losa de vigas prefabricadas para reducir el tiempo de afección durante su construcción, mientras que sobre la futura L.A.V. se diseña una losa postesada.

Los gálibos que se habilitan en el proyecto constructivo son los siguientes:

L.A.V. 14,00 x 6,50: (Horizontal x Vertical)

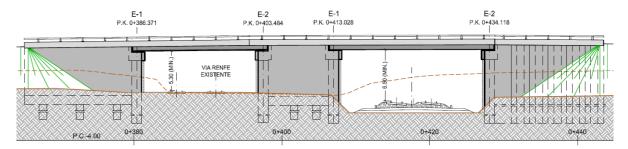


Figura 17: Alzado Estructura. Fuente: Proyecto constructivo.

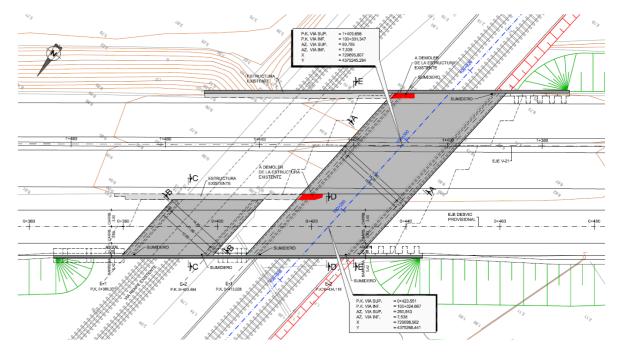


Figura 18: Planta Estructura. Fuente: Proyecto constructivo.





#### Observaciones

Se exponen a continuación una serie de observaciones relativas y limitadas al diseño funcional y conceptual del proyecto constructivo:

#### Gálibo horizontal L.A.V.:

La Norma de ADIF *NAP 2-0-0.4 Pasos superiores* establece como norma general que la distancia mínima de los ejes de vías a los paramentos de los soportes del tablero debe establecerse de modo que no sea necesario el cálculo a impacto. En este caso, el cumplimiento de dicho condicionante llevaría a habilitar un gálibo horizontal de 14,90 m, superior al dispuesto en el diseño del proyecto constructivo.

Parece razonable considerar en el diseño el gálibo mínimo establecido por ADIF, teniendo en cuenta que se trata de un paso de nueva construcción. Por lo tanto, se propone un incremento de 0,9 en el galibo horizontal respecto de la solución diseñada en el proyecto constructivo.

#### Gálibo vertical L.A.V.:

La Norma de ADIF *NAP 2-0-0.4 Pasos Superiores* establece el gálibo libre vertical en función de la velocidad de circulación, 7,00 m para velocidades iguales o superiores a 160 km/h o 6,50 m para velocidades inferiores.

En el paso bajo la V-21 la velocidad de circulación es inferior a 160 km/h, por lo que el gálibo dispuesto de 6,50 m es adecuado.

Nuevo puente adosado a la estructura existente sobre el corredor mediterráneo:

Dicho puente adosado, está actualmente en construcción. Por lo tanto, a diferencia del proyecto constructivo, este informe únicamente abordará la definición del nuevo paso superior sobre la nueva L.A.V.

Seguidamente se incluye una tabla resumen con los gálibos indicados en el proyecto y los requerimientos de las Normas mencionadas.

LÍNEA	DISEÑO PROYECTO CONSTRUCTIVO	REQUERIMIENT OS NRV 0-2-0.0	REQUERIMIENTOS NAP 2-0-0.4	OBSERVACIONES
LAV	14,00x6,50	-	14,90x6,50 (V<160 km/h) 14,90x7,00 (V≥160 km/h)	Incumplimientos. Estructura de paso de nueva construcción. Incrementar el galibo horizontal 0,9m.

**Tabla 2:** Tabla resumen con los gálibos indicados en el proyecto y los requerimientos de las Normas. Fuente: Elaboración Propia.

#### Solución estructural propuesta:

La tipología estructural prevista en el proyecto constructivo se considera adecuada para el nuevo paso superior sobre la L.A.V, ya que el incremento de luz es mínimo (0,9m sobre una luz original de 14m). Por otro lado, es conveniente resaltar que su funcionalidad estaría ligada al mantenimiento permanente del nivel freático por debajo de la plataforma ferroviaria. Según los datos de la geotécnica el nivel freático podría alcanzar la cota +1,50 m, mientras que la plataforma se situaría aproximadamente a la cota -0,4 en el cruce bajo la V-21.

En el proyecto constructivo se dispone una estación de bombeo, para el drenaje de las aguas del punto bajo en el cruce con la V-21, sin embargo, parece dimensionarse solamente para la evacuación de las aguas superficiales y no para la depresión permanente del nivel freático.

En fase de nuevo proyecto constructivo se debería establecer con mayor precisión la posición del nivel freático, para un diseño adecuado del sistema de bombeo, o si procediese para el diseño de una alternativa de estructura en trinchera estanca. Con la caracterización precisa del terreno se debería verificar también la seguridad a sifonamiento y flotación según el diseño que finalmente se elija.





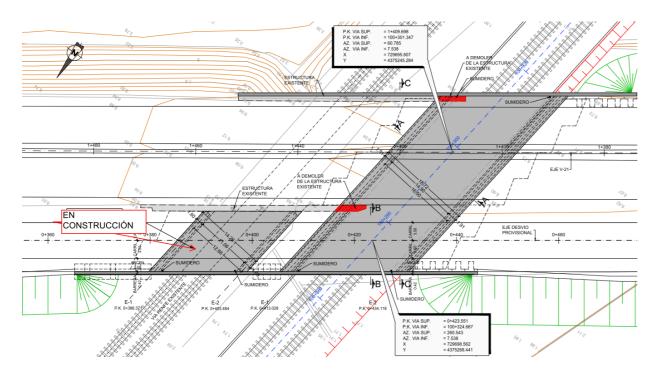


Figura 19: Planta propuesta. Fuente: Elaboración Propia

# 3.2.1.2 Paso superior carrer cami a la mar

# • Descripción de la estructura en el proyecto constructivo

La estructura resuelve el cruce de la L.A.V. con la carretera Carrer Cami a la Mar. En la zona de intersección, las nuevas vías de Alta Velocidad discurren paralelas y próximas a las vías del Corredor Mediterráneo, cuya intersección con la V-21 está resuelta mediante un paso superior de tres vanos que es necesario demoler. El nuevo paso debe contemplar por tanto el cruce con la L.A.V. así como con las vías del Corredor Mediterráneo. El trazado de la calzada se rectifica en la zona de la intersección de modo que el cruce se produce ortogonalmente.

Por construirse sobre una vía en servicio, en el diseño del proyecto constructivo se elige una tipología de tablero de vigas prefabricadas, conformando un puente de cuatro vanos con una longitud total de 66 m (13+2x20+13 m). La colocación de las vigas, así como otras operaciones en el tablero sobre el Corredor Mediterráneo se realizarían durante cortes nocturnos.

El tablero tiene un ancho total de 10 m, distribuidos en una plataforma de 8 m y dos bandas laterales que ocupan 1 m a cada lado del tablero. La plataforma está compuesta por dos carriles de 3 m y sendos arcenes de 1 m. Cada una de las bandas laterales alberga el sistema de contención de vehículos, una acera y la protección antivandálica en el borde.

Las pilas se constituyen con un único fuste de sección rectangular sobre el que se dispone un dintel para albergar el apoyo de las vigas. La cimentación se resuelve mediante encepado de pilotes.

Los estribos se constituyen con cargaderos pilotados.

Los gálibos que se habilitan en el diseño para la L.A.V. son superiores a los establecidos en la Norma de ADIF *NAP 2-0-0.4 Pasos superiores*, 14,90 x 7,00 m (horizontal x vertical). Sin embargo, no se indican los gálibos de las vías del Corredor del Mediterráneo.





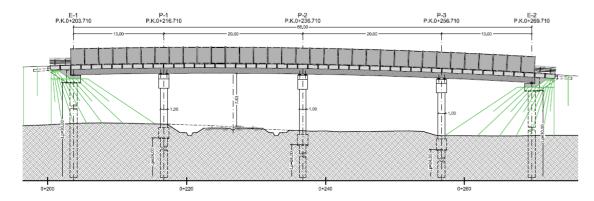


Figura 20: Alzado Estructura. Fuente: Proyecto constructivo.

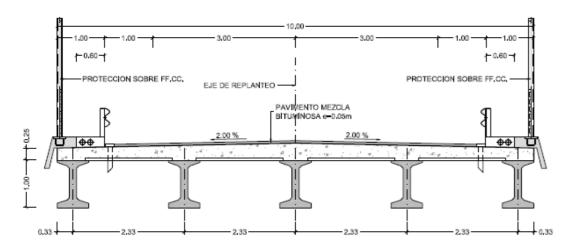


Figura 21: Sección tablero de la estructura. Fuente: Proyecto constructivo.

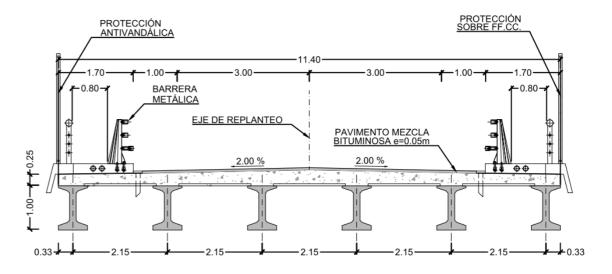
#### Observaciones

Se exponen a continuación una serie de observaciones relativas y limitadas al diseño funcional y conceptual del proyecto constructivo:

- La sección funcional del proyecto constructivo no estaría cumpliendo los requerimientos establecidos en la Norma de ADIF NAP 2-0-0.4 Pasos superiores. Según indica, debería disponerse un sistema de contención con un nivel de contención mínimo H2 para barrera metálica o H3 para pretil de hormigón; además debería disponerse una barandilla independiente en el borde junto a la protección antivandálica, y, teniendo en cuenta el espacio que ocupan estos elementos, se debería habilitar un ancho libre de acera de 0,8 m como mínimo.
- El gálibo vertical de las vías del Corredor Mediterráneo debería verificar los gálibos mínimos establecidos en la NAP, que para doble vía de ancho ibérico y entereje 4 m serían 14,80 x 7,00 (horizontal x vertical), suponiendo para el gálibo vertical una velocidad de circulación en el tramo igual o superior a 160 km/h.

#### Solución estructural:

La tipología estructural prevista en el proyecto constructivo se considera adecuada para el nuevo paso superior sobre la L.A.V. siendo únicamente necesario el cambio de la sección transversal tipo para adaptarla a la Norma de ADIF NAP 2-0-0.4. Dicha adaptación requiere un recrecimiento en el ancho del tablero de 1,4m, hasta los 11,4m. Para resolver dicho recrecido, se plantea añadir una viga prefabricada más hasta un total de 6 vigas, y así respetar los intereses marcados durante el constructivo. Además de esto, a diferencia del constructivo, se plantea que todos los vanos estén provistos por el mismo número de vigas, 6.



#### SECCION VANO-1, 2, 3 Y 4

Figura 22: Sección tablero de la estructura propuesta. Fuente: Elaboración Propia.

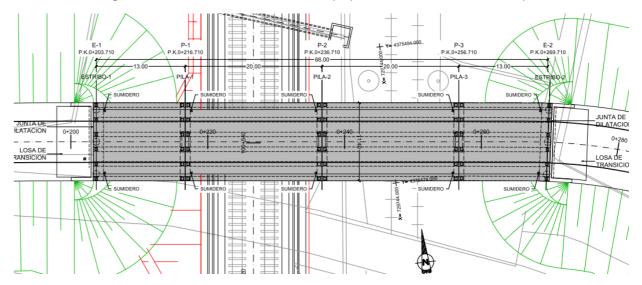


Figura 23: Planta propuesta. Fuente: Elaboración Propia.



## 3.2.1.3 Viaducto barranco del carraixet

# • Descripción de la estructura en el proyecto constructivo

La estructura resuelve el paso de la L.A.V. sobre el Barranco de Carraixet. El cruce se produce sin un esviaje apreciable.

El diseño del proyecto constructivo contempla un viaducto de tres vanos con una longitud total de 117,5 m (35,5+55+27 m), de manera que el paso sobre el barranco se resuelve sin ningún apoyo intermedio. El tablero habilita un resguardo de 2,64 m con respecto al nivel de la avenida de 500 años. Bajo los vanos de aproximación se habilita espacio para dos caminos laterales existentes. Los vanos de compensación se diseñan asimétricos, según se indica en la memoria del proyecto constructivo, para evitar la afección a unas canalizaciones de la estación depuradora de Carraixet en la margen Norte del Barranco.

El tablero se constituye con una sección compuesta por dos vigas laterales de hormigón pretensado de canto variable peraltado, denominadas habitualmente velas. Las vigas tienen un ancho máximo de 1,1 m y un canto variable entre 6 m sobre las pilas y 2,15 m en centro de vano y zona de llegada a estribos. Las dos velas están arriostradas en su parte inferior por una serie de costillas transversales cada 3 m aproximadamente, sobre las que se dispone una losa que proporciona soporte para la superestructura de vía.

El ancho total del tablero es de 16,2 m, habilitándose un ancho libre de 14 m entre paramentos interiores de vigas, lo que condiciona la consideración de la acción de impacto sobre las vigas del tablero.

Las pilas están constituidas por un único fuste de sección cuadrada con las esquinas achaflanadas y canto variable entre 1,5 m en coronación y 1,86 m en su arranque. La cimentación se resuelve mediante un encepado de dos pilotes de 2 m de diámetro, funcionando como pila-pilote en sentido longitudinal.

Los estribos se resuelven con cimentación pilotada. En el estribo 1, estribo móvil, se dispone un marco cerrado en prolongación para colocar el aparato de dilatación de vía. En el estribo 2, estribo fijo, se dispone un tope longitudinal que fija longitudinalmente el tablero.

El proceso constructivo está previsto mediante empuje, se construirían dos semitableros, uno a cada orilla del canal, que se empujarían a su posición definitiva sobre equipos de deslizamiento apoyados en una losa provisional pilotada.

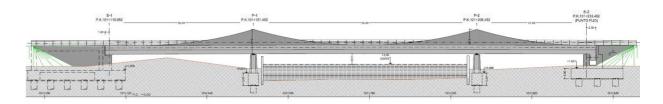


Figura 24: Alzado Estructura. Fuente: Proyecto constructivo.

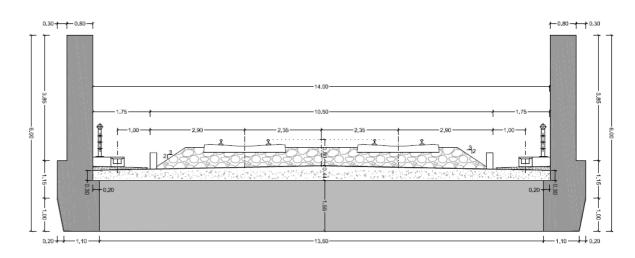


Figura 25: Sección tablero de la estructura. Fuente: Proyecto constructivo.

# Observaciones

Se exponen a continuación una serie de observaciones relativas y limitadas al diseño funcional y conceptual del proyecto constructivo:

 El tope longitudinal entre tablero y estribo fijo debería diseñarse de modo que se permita la sustitución de los apoyos, según indica la Norma de ADIF NAP 2-0-0.1 Puentes y viaductos ferroviarios.

#### • Solución estructural:

Como se comenta anteriormente, la solución estructural propuesta en el proyecto constructivo para resolver el paso de la L.A.V. sobre el Barranco de Carraixet se considera válida, siendo únicamente necesario cambiar la tipología del punto fijo para que este pueda ser sustituido como así lo indica la ADIF NAP 2-0-0.1.





#### Propuesta de punto fijo:

La solución consiste en un anclaje de barras tesadas visitable por los dos extremos, para lograrlo, se proponen las siguientes modificaciones en el estribo 2:

- Retranquear el muro frontal del estribo 2 hasta la alineación de apoyos, tal como esta propuesto en el estribo 1.
- En dicho muro se realizará dos huecos a modo de castillete que permitan el descolgamiento de los tetones propuestos en el proyecto constructivo.
- En la zona coincidente con los apoyos, el estribo llevara un recrecido de 1,5m, habilitando esta forma una superficie de apoyo a los anclajes.
- Por último, los anclajes deben ser visitable por ambos extremos, por lo tanto, será necesario colocar una cámara visitable en el trasdós de estribo.

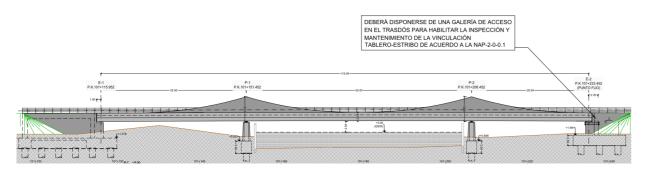


Figura 26: Alzado propuesto. Fuente: Elaboración Propia.

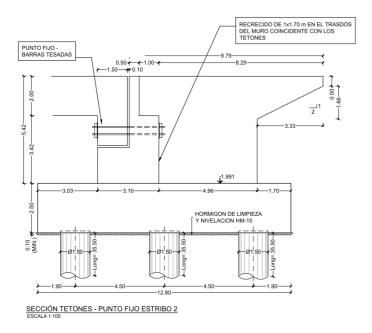


Figura 27: Detalle punto fijo. Fuente: Proyecto Constructivo.

#### 3.2.1.4 Paso inferior 101.5 "Camino Gaiato"

# Descripción de la estructura en el proyecto constructivo

La estructura ser resuelve por mediante la prolongación de la estructura existente que tiene un gálibo horizontal de 3,00 metros de anchura y un gálibo vertical de apenas 2,40 metros.

El ancho de la nueva estructura se eleva a 6,00 metros. El gálibo máximo es de 3,40 metros (no es conveniente aumentarlo puesto que el nivel freático se sitúa aproximadamente a la cota 0,00 m). La estructura será un marco de hormigón armado, donde los hastiales y la losa inferior serán de 80 centímetros, el dintel superior tendrá un espesor de 60 centímetros. La longitud total del paso es de 14,60 metros.

El paso se completará con aletas en prolongación recta.

#### Observaciones

- Se trata de un marco para paso inferior, correspondiente a un camino de poca entidad. Por lo tanto, las dimensiones utilizadas se consideran correctas.
- Señalar que se debe estudiar y disponer drenaje transversal y longitudinal, y si procediese, establecer un diseño adecuado de un sistema de bombea. Remarcar que actualmente el paso inferior existente, está clasificado como un baden indudable con agua.

#### Solución estructural:

Como se comenta anteriormente, la solución estructural propuesta en el proyecto constructivo para resolver el paso inferior 101.5 "Camino.

#### 3.2.2 ALTERNATIVA C

#### 3.2.2.1 Paso superior carrer cami a la mar

#### Descripción de la solución estructural

La estructura propuesta para resolver el cruce de la L.A.V. con la carretera *Carrer Cami* a la Mar en la alternativa C, consiste en la solución estructural propuesta para el mismo cruce en la alternativa Base, adaptándola a los requerimientos geométricos de la nueva alternativa.





A diferencia con la alternativa Base, la estructura que resuelve el cruce entre la carretera Carrer Cami a la Mar y la L.A.V, no es ortogonal estas últimas. Además de ello, tanto las vías existentes del corredor mediterráneo, como la nueva L.A.V, tiene por debajo varios pasos inferiores que resuelven el cruce entre ambas líneas. Por lo anteriormente citado, y debido a los requerimientos de los gálibos requeridos a la Norma de ADIF NAP 2-0-0.4, las luces de este paso superior serán ligeramente superiores a los de la alternativa Base, dando como resultado un puente de cuatro vanos con una longitud 70.5m (14+21,25+21,25+14m). Aunque las luces son ligeramente superiores a lo propuesto por el proyecto constructivo para la alternativa base, la solución se si sigue considerando adecuado, ya que con la nueva sección transversal se ha reducido el intereje de las vías, véase:

- Proyecto constructivo alternativa base:
  - o Vanos 1 y 4:4 vigas de longitud 13m e intereje 3,11.

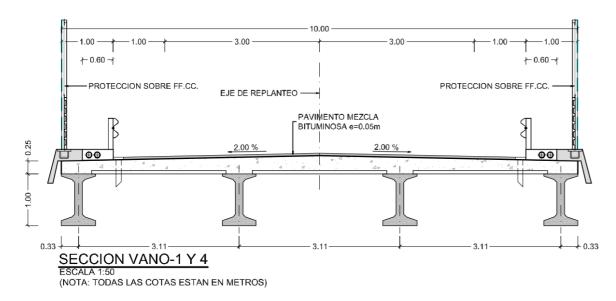


Figura 28: Vanos 1 y 4. Fuente: Proyecto Constructivo.

o Vanos 2 y 3:4 vigas de longitud 20m e intereje 2,33.

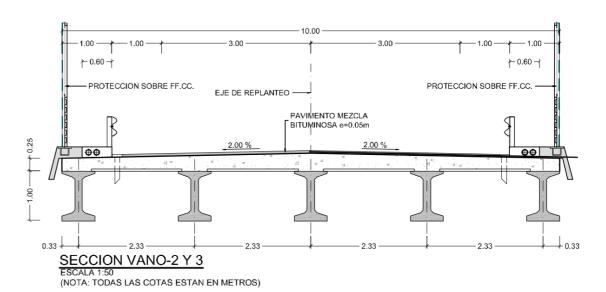
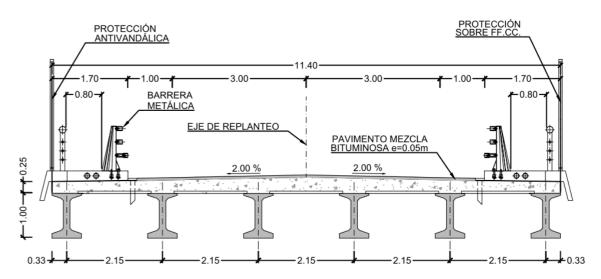


Figura 29: Vanos 2 y 3. Fuente: Proyecto Constructivo.

- Solución propuesta alternativa C:
  - o *Vanos 1 y 4*:6 vigas de longitud 14m e intereje 2,15m.
  - o <u>Vanos 2 y 3</u>:6 vigas de longitud 21,25m e intereje 2,15m.



#### SECCION VANO-1, 2, 3 Y 4

ESCALA 1:100

(NOTA: TODAS LAS COTAS ESTAN EN METROS)

Figura 30: Sección tablero de la estructura propuesta. Fuente: Elaboración Propia.





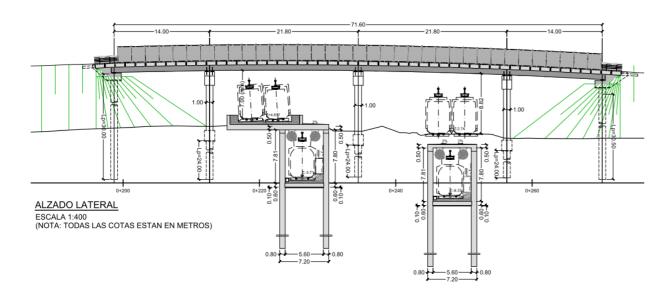


Figura 31: Alzado propuesta. Fuente: Elaboración Propia.

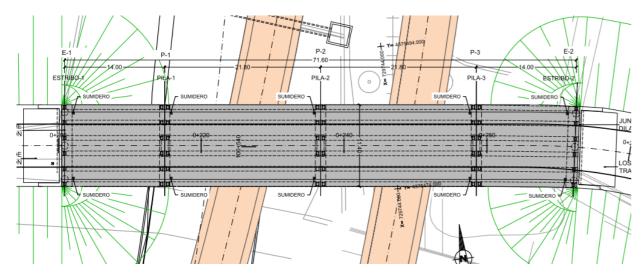


Figura 32: Panta propuesta. Fuente: Elaboración Propia.

# 3.2.2.2 Viaducto barranco del carraixet

Esta estructura es coincidente en trazado con la estructura de la alternativa base, por lo tanto, la solución propuesta es la misma. Para más información refiérase a la alternativa base.

# 3.2.2.3 Paso inferior 101.5 "Camino Gaiato"

Esta estructura es coincidente en trazado con la estructura de la alternativa base, por lo tanto, la solución propuesta es la misma. Para más información refiérase a la alternativa base.





#### 3.2.3 CONCLUSIONES Y CUADRO RESUMEN

Con carácter general las tipologías estructurales previstas en el proyecto constructivo se consideran adecuadas, teniendo en consideración las observaciones y modificaciones realizadas anteriormente. Entre ellas se consideran especialmente relevantes las concernientes al Paso bajo la V-21:

- Definición precisa del nivel freático y, en su caso, estudio de evacuación mediante bombeo o cambio a tipología de trinchera estanca.
- Evaluación de la seguridad a sifonamiento y flotación según el diseño que finalmente proceda.

A continuación, se incluye un cuadro resumen de los puentes y viaductos propuestos para las alternativas Base y C:

PUENTE / VIADUCTO	ALTERNATIVAS	LONGITUD LUCES LUZ MÁXIMA (M)	ANCHO (M)	TIPO DE PASO TIPOLOGÍA TABLERO	CIMENTACIÓN DE PILAS Y ESTRIBOS
Paso bajo V-21	Base	16,5 (sobre L.A.V.) 15,60	35,53 (sobre L.A.V.)	Paso superior de autovía Losa postesada	Profunda
Paso Superior Carrer cami a la mar	Base	66 13+20+20+13 20	11,40	Paso superior de carretera Tablero de vigas doble T	Profunda
Paso Superior Carrer cami a la mar	С	70.5 14+21,25+21,25+14 21,25	11,40	Paso superior de carretera Tablero de vigas doble T	Profunda
Viaducto Barranco del Carraixet	Base C	117,5 35,5+55+27 55	16,2	Viaducto de ferrocarril Vigas postesadas laterales de canto variable peraltado	Profunda
Paso bajo Camino Gaiato	Base C	6	14.6	Paso inferior Marco armado	Superficial

Tabla 3: Tabla de los puentes y viaductos propuestos para las alternativas Base y C. Fuente: Elaboración Propia.

# 4. FALSOS TÚNELES

Se describen en este apartado, desde el punto de vista estructural, los tramos de falsos túneles existentes, tanto en la alternativa Base como en las alternativas A y C.

#### 4.1 ALTERNATIVA BASE

# 4.1.1 Descripción general

Desde la estación de Universidad, la línea Valencia Castellón, parte hacia el norte, discurriendo bajo las cocheras de Metro y de EMT, en el mismo entorno que hoy en día ocupa la salida del túnel de Cabañal. Lo hace entre pantallas desde las vías exteriores, de ancho mixto, que pasan por debajo del eje 1 y después del pozo de ventilación nº 7 cambia a sección con tuneladora. El ramal hacia el Cabañal consiste en doble vía de alta velocidad, entre pantallas, hasta su conexión con el túnel Cabañal.



Figura 33: Salida del Ramal del Cabañal desde la Estación Universidad. Fuente: Elaboración Propia.

Se diseña el inicio del enlace de la línea Valencia-Castellón con el corredor mediterráneo, sentido norte, mediante dos túneles que generan saltos de carnero, según se describe a continuación. El nuevo trazado de la línea de Alta Velocidad se prolonga después en superficie hacia el norte en paralelo al corredor mediterráneo, hasta conectar con el siguiente tramo del Estudio Informativo de línea de alta velocidad Valencia – Castellón.

En la zona norte de la actuación, se encuentran dos dobles líneas de ancho mixto (la correspondiente al nuevo túnel y la correspondiente al túnel de Cabañal) que tienen



continuidad a las líneas entre Valencia y Castellón en ambos anchos (ibérico al este e internacional al oeste). Con el objeto de conseguir la máxima flexibilidad y permitir que todas las circulaciones (independientemente del ancho de vía) puedan circular por cualquiera de los dos túneles, se han diseñado dos saltos de carnero que permiten cualquiera de los movimientos necesarios sin necesidad de cizallar vías generales y tratando de minimizar el movimiento de tierras planteando estructuras esviadas de cruce.

- El primer salto de carnero, de ancho ibérico, permite conectar las vías mixtas procedentes del nuevo túnel con las vías existentes de ancho ibérico entre Valencia y Castellón.
- El segundo salto de carnero, situado más al norte y de ancho internacional, permite la conexión entre el actual túnel de Cabañal y la futura línea de alta velocidad Valencia-Castellón en ancho internacional.

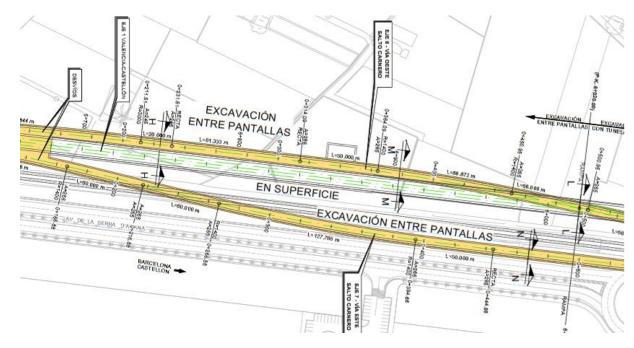


Figura 34: Primer Salto Carnero. Fuente: Elaboración Propia.

# 4.1.2 Secciones tipo

#### Secciones tipo saltos de carnero

Las secciones tipo de los saltos de carnero definidos anteriormente serán falsos túneles entre pantallas. Las distintas secciones tipo se describen a continuación.

El tramo de falsos túneles comienza en el PK 5+525.00 del Eje 1, coincidente con el final del pozo de ataque, donde se produce el cambio de sistema de excavación del túnel, de tuneladora a excavación entre pantallas. A partir de este punto las vías de ancho UIC (Eje 1) conectan con la LAV. Valencia-Castellón, mientras que las de Ancho Ibérico se bifurcan para enlazar con la línea actual Valencia-Castellón.

Para la descripción de las estructuras se agrupan según secciones tipo y su descripción se realiza a partir de los ejes de trazado 1, 7 y 8:

## Secciones tipo I y J:

La característica de este tramo es que los tres ejes de trazado se mantienen bajo la misma infraestructura y la distancia entre pantallas aumenta al comenzar la bifurcación de los Ejes 7 y 8. A partir de este punto la infraestructura del ramal correspondiente al Eje 7 es independiente de la de los otros dos ejes.

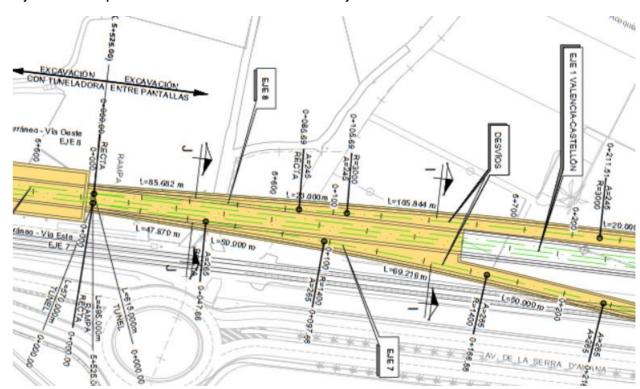


Figura 35: Planta zona salida del Pozo ataque, inicio de los ramales de conexión. Fuente: Elaboración Propia.

Teniendo en consideración las soluciones estructurales aplicadas se divide a su vez en dos tipos de secciones:

- La sección tipo J consta de pantallas perimetrales de 0,80 m de espesor y longitud aproximada 29 m, losa de fondo de 1,30 m y cubierta consistente en vigas prefabricadas salvo el paso bajo la acequia de Vera, que por motivos de gálibo es una





losa maciza de 0.75m de espesor. Durante la excavación se dispondrán de puntales metálicos provisionales.

En la siguiente vista aérea del tramo objeto se aprecia la acequia de Vera.



Figura 36: Vista aérea zona de acequia de Vera. Fuente: Elaboración Propia.

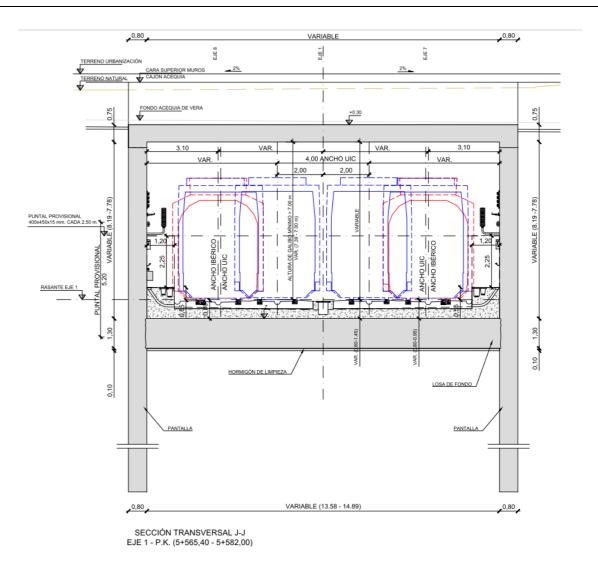


Figura 37: Sección J-J. Fuente: Elaboración Propia.

- Sección tipo I. Debido al aumento del ancho entre pantallas se dispone de una alineación de pilas-pilote para servir de apoyo a la losa de cubierta y anclar la losa de fondo ante las cargas de subpresión. Esta sección consta de pantallas perimetrales de 0.80m de espesor y longitud aproximada 22 m, pilas-pilote de 1.80m de diámetro y 0.80m de pila, losa de cubierta de 0.80m de espesor y losa de fondo de 1.30m. Al disminuir la profundidad, durante la excavación no es necesario la colocación de un puntal metálico provisional.





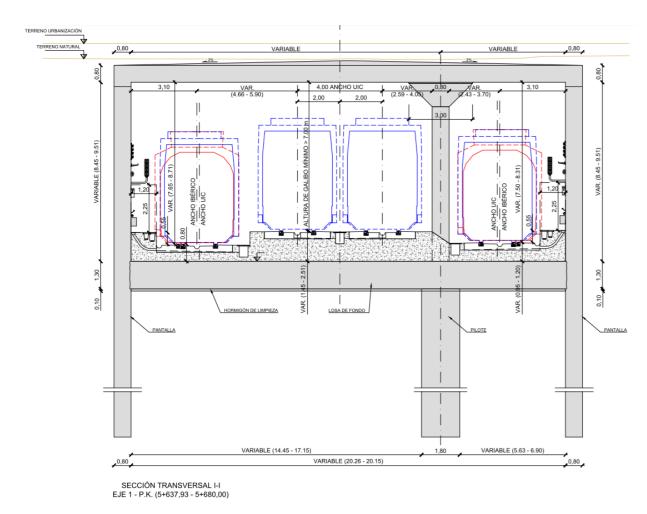
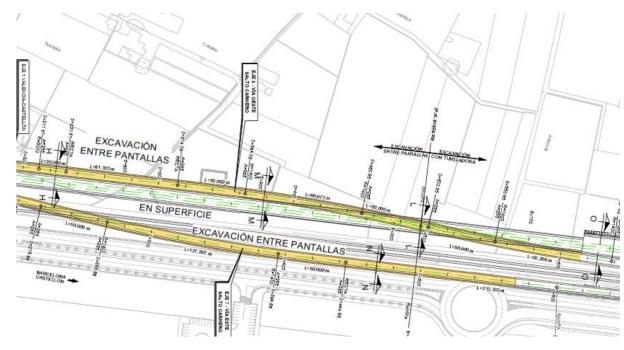


Figura 38: Sección I-I. Fuente: Elaboración Propia.

# Secciones tipo H, M y L



**Figura 39**: Planta salto carnero del ramal de conexión con el corredor Mediterráneo, vía izquierda. Fuente: Elaboración Propia.

Desde el final del tramo anterior el eje 8 continúa en planta paralelo al Eje1 hasta que alcanza el gálibo necesario para cruzar bajo el mismo.

Los Ejes 1 y 8 se ubican entre dos pantallas y comparten losa de fondo; la plataforma de la LAV se dispone sobre un relleno de hormigón en masa para salvar la diferencia de cotas entre ambos ejes.

Las pantallas son de 1m de espesor para limitar los movimientos y de longitud aproximada 21 m. Se ejecutan con un nivel de arriostramiento provisionales cada 5m a base de cajones armados de 400x450x15mm. Una vez ejecutada la losa de fondo se retira el nivel de apuntalamiento, quedando las mismas en voladizo.

Posteriormente se realiza la cubierta del ramal del eje 8 a base de una losa de 0.60m de espesor apoyada en la pantalla y en un muro de 0.45m de espesor apoyado en la losa de fondo





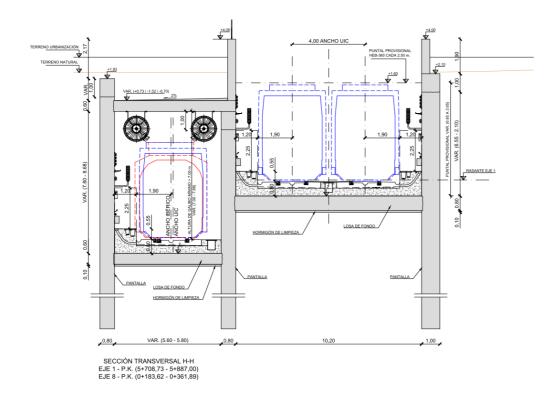


Figura 40: Sección H-H. Fuente: Elaboración Propia.

En la sección tipo M que se muestra a continuación, las pantallas de 0,80 m de espesor son de longitud aproximada 22 m.

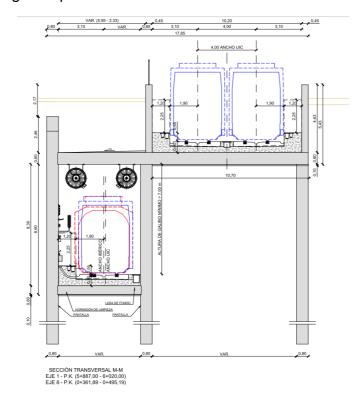


Figura 41: Sección M-M. Fuente: Elaboración Propia.

En la sección tipo L que se muestra a continuación, las pantallas de 0,80 m de espesor son de longitud aproximada 20 m.

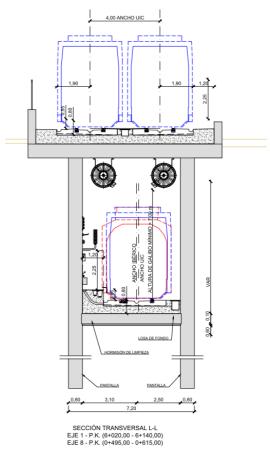


Figura 42: Sección L-L. Fuente: Elaboración Propia.

# Secciones tipo O, Q y R.

Una vez ha pasado el eje 8 por debajo del eje 1, la infraestructura del ramal (vía izquierda salto carnero) corresponde a una sección entre pantallas con losa de fondo y losa de cubierta hasta que el gálibo lo permite, donde continúa a cielo abierto.

Las secciones tipo O y Q son secciones entre pantallas. La sección O, en la que la vía se encuentra a mayor profundidad las pantallas son de 1 m de espesor y de longitud aproximada 19 m. En la sección Q las pantallas son de 0,80 m de espesor y de longitud aproximada 14 m, sobre ellas muros de 045 m de espesor.





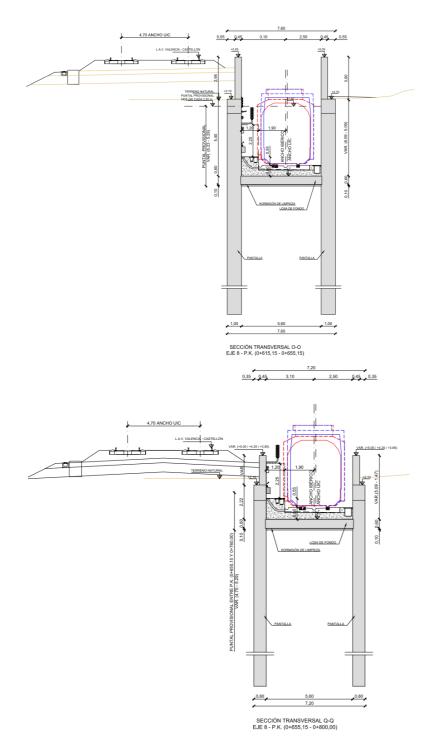


Figura 43: Secciones O-O y Q-Q. Fuente: Elaboración Propia.

La profundidad de la vía se reduce hasta que no resultan necesarias pantallas, (sección tipo R representada a continuación).

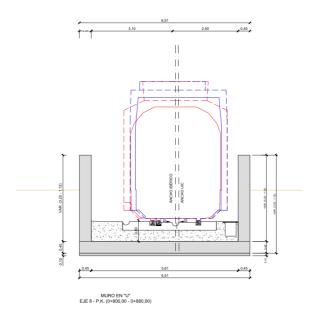


Figura 44: Sección Muro en U. Fuente: Elaboración Propia.

# Sección P

La infraestructura del ramal del eje 7 (vía Derecha salto carnero), corresponde a una sección entre pantallas con losa de fondo y losa de cubierta que soporta las cargas ferroviarias del cruce con la línea de ancho ibérico valencia-Castellón, hasta que el gálibo lo permite, donde continúa a cielo abierto según la sección tipo P que se muestra a continuación.





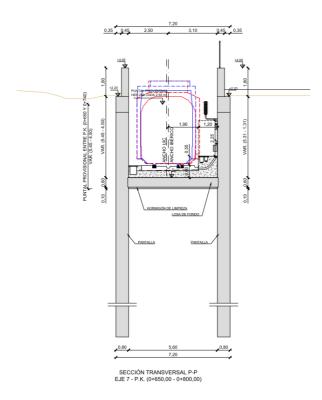


Figura 45: Sección P-P. Fuente: Elaboración Propia.

Las pantallas son de 0.80m de espesor y longitud aproximada 12 m y la losa de fondo de 0.60m. El ancho entre pantallas es de 5.60m y el gálibo a la cota carril de 7m como mínimo.

# Secciones ramal Cabanyal, F y G

Desde la estación de Universidad, las vías interiores elevadas giran hacia el sur y constituyen los ejes 20 y 21 de conexión Sur Cabanyal, que continúan entre pantallas hasta su conexión con el túnel Cabanyal.

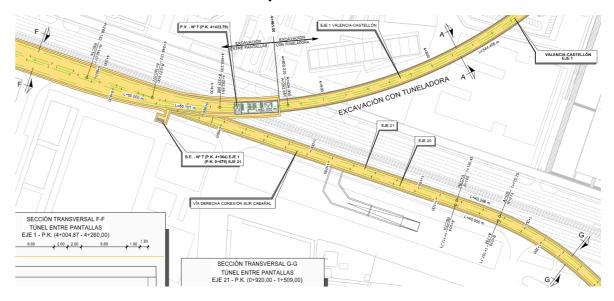


Figura 46: Planta Ramal Cabañal. Fuente: Elaboración Propia.

Se muestra a continuación la sección F.

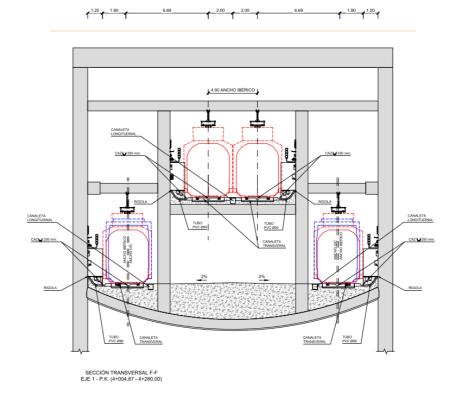


Figura 47: Sección Transversal F-F. Fuente: Elaboración Propia.

ANEJO 12: ESTRUCTURAS
Página 65





Se muestra a continuación la sección G, correspondiente a la conexión sur Cabanyal, entre pantallas.

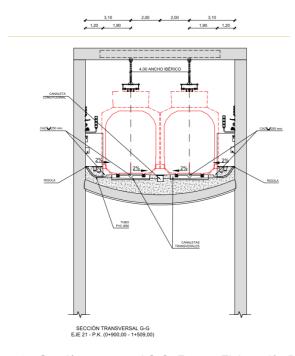


Figura 48: Sección transversal G-G. Fuente: Elaboración Propia

# 4.2 ALTERNATIVA A

La alternativa A contempla dos tramos de falsos túneles entre pantallas, que se describen a continuación.

# 4.2.1 Descripción general

Desde la estación de Universidad, la línea Valencia Castellón, parte hacia el este, bajo la Avenida de los Naranjos. Lo hace entre pantallas, con dos líneas de ancho mixto (que se separarán hacia el norte) y otras dos de ancho ibérico (que lo harán hacia el sur). Una vez el eje 60 (eje pasante, línea de ancho mixto) alcanza el pozo de ventilación 7 continúa su avance hacia el norte con tuneladora hasta alcanzar el pozo de ventilación 8, donde se pasa a excavación entre pantallas. En este tramo se realizan dos saltos de carnero:

• el eje 60, vía derecha, pasa sobre los ejes 20 y 21.



Figura 49: Planta ramal del Cabañal zona salida desde la Estación Universidad. Fuente: Elaboración Propia.





 el eje 7, desgranado del eje 60 (vía derecha), pasa bajo la actual línea de ferrocarril de Valencia a Tarragona.

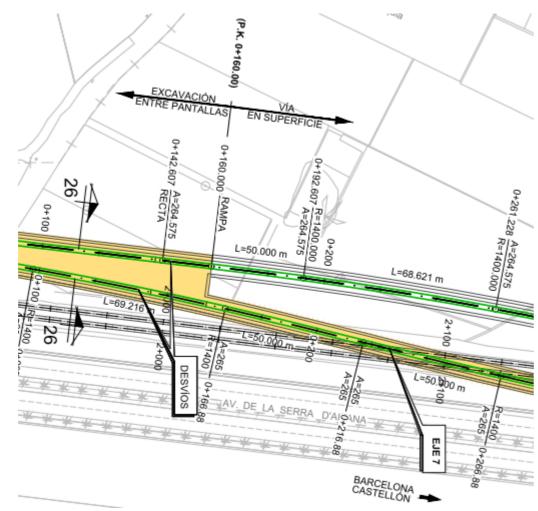


Figura 50: Planta ramal Salida Salto de Carnero Conexión Norte Corredor. Fuente: Elaboración Propia.

Por otra parte, la línea de Alta Velocidad parte hacia el norte desde la estación de Aragón, y discurre en túnel unos 7 kilómetros, hasta el pozo de ventilación 20 (donde se encuentra el pozo de ataque) a partir del cual las vías discurren en falso túnel entre pantallas hasta que alcanzan la superficie y entroncan con el siguiente tramo del Estudio Informativo de línea de alta velocidad Valencia – Castellón.

# 4.2.2 Secciones tipo

#### Secciones tipo saltos de carnero

Las secciones tipo de los saltos de carnero definidos anteriormente serán falsos túneles entre pantallas. Las distintas secciones tipo se describen a continuación.

El tramo de falsos túneles comienza en el PK 5+525.00 del Eje 6, coincidente con el final del pozo de ataque, donde se produce el cambio de sistema de excavación del túnel, de tuneladora a excavación entre pantallas. A partir de este punto las vías de ancho mixto se bifurcan para enlazar con la línea actual Valencia-Castellón.

Para la descripción de las estructuras se agrupan según secciones tipo y su descripción se realiza a partir de los ejes de trazado 7 y 56:

# • Secciones tipo 26 y 27 :

La característica de este tramo es que los tres ejes de trazado se mantienen bajo la misma infraestructura y la distancia entre pantallas aumenta al comenzar la bifurcación de los Ejes 7 y 56. A partir de este punto la infraestructura del ramal correspondiente al Eje 56 pasa a ser aérea, mientras que el eje 7 permanece soterrado:

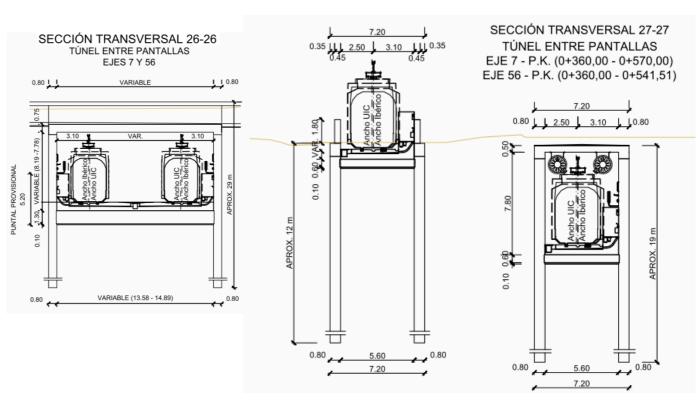


Figura 51: Sección Transversal 26-26 y 27-27. Fuente: Elaboración Propia.

Teniendo en consideración las soluciones estructurales aplicadas se divide a su vez en dos tipos de secciones:





- La sección tipo 26 consta de pantallas perimetrales de 0,80 m de espesor y longitud aproximada 29 m, losa de fondo de 1,30 m y cubierta consistente en vigas prefabricadas salvo el paso bajo la acequia de Vera, que por motivos de gálibo es una losa maciza de 0.75m de espesor. Durante la excavación se dispondrán de puntales metálicos provisionales.

En la siguiente vista aérea del tramo objeto se aprecia la acequia de Vera.



Figura 52: Vista aérea zona de acequia de Vera. Fuente: Elaboración Propia.

- Sección tipo 26. La dimensión entre pantallas (21.5m en su mayor ancho), permite resolver tanto la cubierta como la losa de fondo sin necesidad de ejecutar un apoyo intermedio. Esta sección consta de pantallas perimetrales de 0.80m de espesor y longitud aproximada 29 m, losa de cubierta de 0.80m de espesor y losa de fondo de 1.30m. Al disminuir la profundidad, durante la excavación no es necesario la colocación de un puntal metálico provisional.

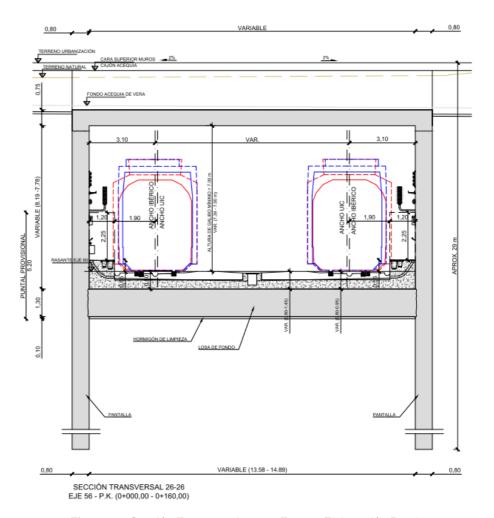


Figura 53: Sección Transversal 26-26. Fuente: Elaboración Propia.

# Secciones tipo 27 y 28.

Una vez el eje 7 se ha alejado lo suficiente del eje 56, continúa su trazado subterráneo, entre pantallas, con losa inferior y superior, mientras el eje 56 sale a superficie, lo cual lo hará también el eje 56 una vez haya pasado bajo la línea de ferrocarril existente.

Las secciones tipo 27 y 28 son secciones entre pantallas. Mientras haya tierras sobre los túneles, se resolverán con pantallas de aproximadamente 19m, losa de fondo de 60cm y superior de 50cm. Una vez han alcanzado cota suficiente desaparece la losa superior, y se resuelve con muros pantalla de 80cm de espesor, con losa de fondo de 60cm y muretes de hasta 1.8m de altura, ejecutados sobre los muros pantalla.





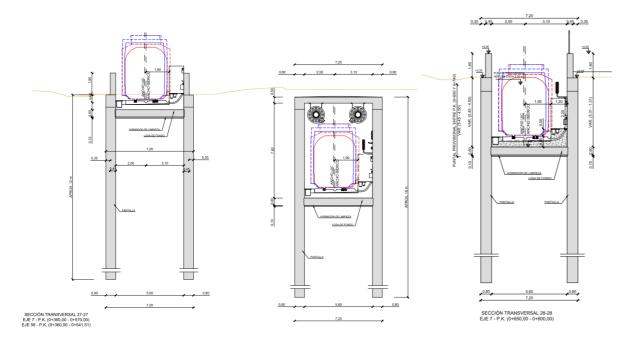


Figura 54: Sección Transversal 27-27. Fuente: Elaboración Propia.

# Secciones ramal Cabanyal, 23 y 24

Desde la estación de Universidad, las vías interiores elevadas giran hacia el sur y constituyen los ejes 20 y 21 de conexión Sur Cabanyal, que continúan entre pantallas hasta su conexión con el túnel Cabanyal.

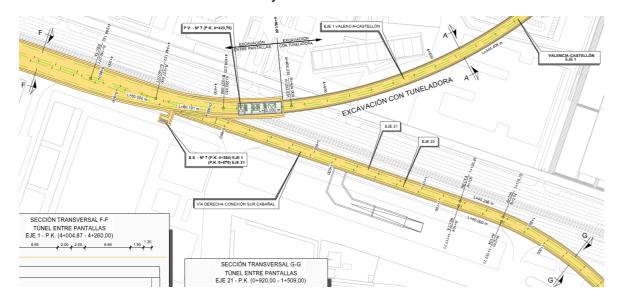


Figura 55: Planta Ramal Cabañal. Fuente: Elaboración Propia.

Se muestra a continuación la sección 23.

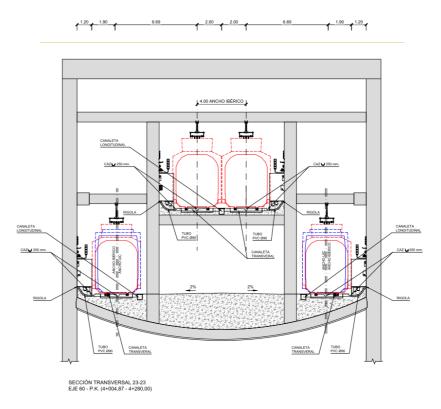


Figura 56: Sección Transversal 26-26. Fuente: Elaboración Propia.

Se muestra a continuación la sección 24, correspondiente a la conexión sur Cabanyal, entre pantallas.

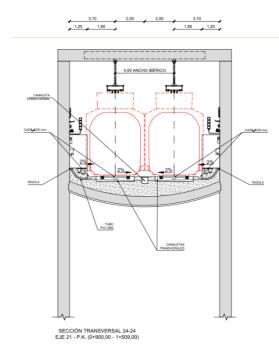


Figura 57: Sección Transversal 24-24. Fuente: Elaboración Propia.





#### 4.3 ALTERNATIVA C

La alternativa C contempla dos tramos de falsos túneles entre pantallas, que se describen a continuación.

#### 4.3.1 Descripción general

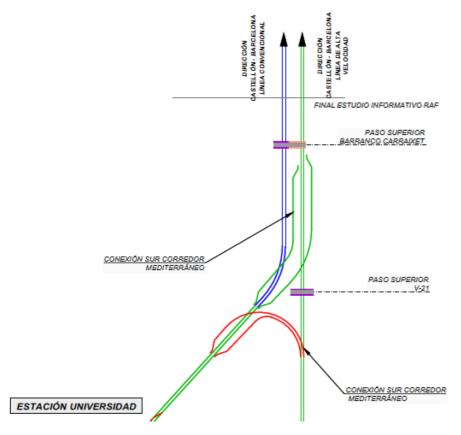


Figura 58: Esquema de vías Alternativa C, tramo conexión Corredor Mediterráneo. Fuente: Elaboración Propia.

El primer tramo corresponde al ramal sur (ejes 52 y 53) hacia el Cabañal. Se trata de un salto de carnero por el oeste: eje 53 pasa por debajo de 51 y ambos ejes, 53 y 52 pasan por debajo de V21 y continúan entre pantallas mediante una rampa hasta que salen a superficie.

El segundo tramo consiste en dos saltos de carnero, coincidiendo con el paso superior Camí a la Mar:

Conexión Norte vía Izquierda Salto de carnero: Eje 55 pasa bajo el eje 51 Valencia-Castellón.

Conexión Norte Vía Derecha Salto de carnero: Eje 54 pasa bajo corredor Mediterráneo.

#### 4.3.2 Secciones tipo

# Secciones tipo saltos de carnero

Las secciones tipo de los saltos de carnero definidos anteriormente serán falsos túneles entre pantallas. Las distintas secciones tipo se describen a continuación.

El tramo de falsos túneles comienza en el PK 5+050.00 del Eje 1, donde las vías exteriores profundizan para pasar por debajo del eje 1 y de la autovía V21.

Para la descripción de las estructuras se agrupan según secciones tipo y su descripción se realiza a partir de los ejes de trazado.

# Sección tipo H y G

Corresponde al primer tramo de falsos túneles de la Alternativa C, a la altura del cruce del ramal sur por debajo de la autovía V21.

El eje 53 y el eje 52 profundizan en rampa y continúa en planta paralelo al Eje 51 hasta que alcanza el gálibo necesario para cruzar por debajo del mismo y la autovía V21.

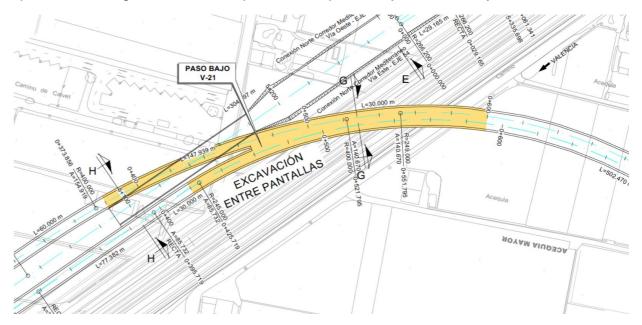


Figura 59: Planta zona paso bajo la V-21. Fuente: Elaboración Propia.





En la sección tipo H-H que se muestra a continuación, los ejes 53 y 52 a ambos lados del eje principal en superficie, profundizan entre pantallas de 1 m de espesor, con losa de cubierta cuando el gálibo lo permite (eje 53).

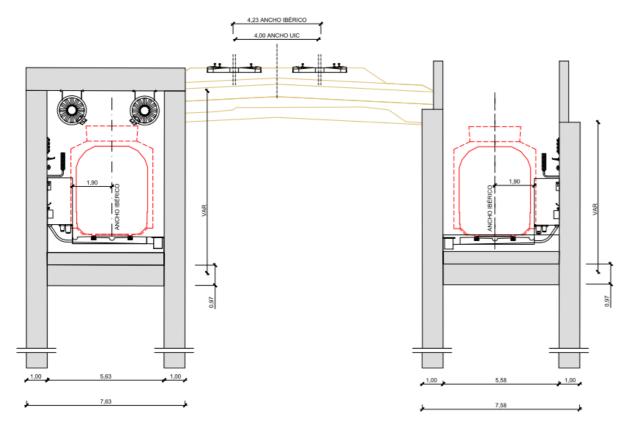


Figura 60: Sección Transversal H-H. Fuente: Elaboración Propia.

Los ejes 52 y 53 confluyen en un único túnel entre pantallas para pasar por debajo de la autovía V-21. Corresponde a la sección tipo G-G que se muestra a continuación:

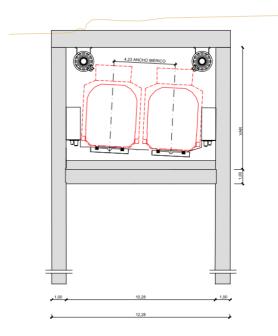


Figura 61: Sección Transversal G-G. Fuente: Elaboración Propia.

Las pantallas son de 1.00m de espesor para limitar los movimientos y se ejecutan con un nivel de arriostramiento provisionales. Una vez ejecutada la losa de fondo se retira el nivel de apuntalamiento, quedando las mismas en voladizo.

Una vez ha pasado el eje 53 por debajo del eje 51 queda alineado con el eje 52 generando el ramal hacia el sur, enterrado por debajo de la autovía V21, que corresponde a la sección G. La sección consta de pantallas, losa de fondo y losa de cubierta.

# Sección tipo I y J

Corresponde al tramo de falsos túneles coincidente con el paso superior Camí a la Mar. Consiste en dos saltos de carnero:

- El eje 55, Conexión Norte Vía Izquierda, cruza desde la izquierda por debajo del eje 51 Valencia-Castellón.
- El eje 54, Conexión Norte Vía Derecha, cruza también desde la izquierda por debajo del corredor mediterráneo.





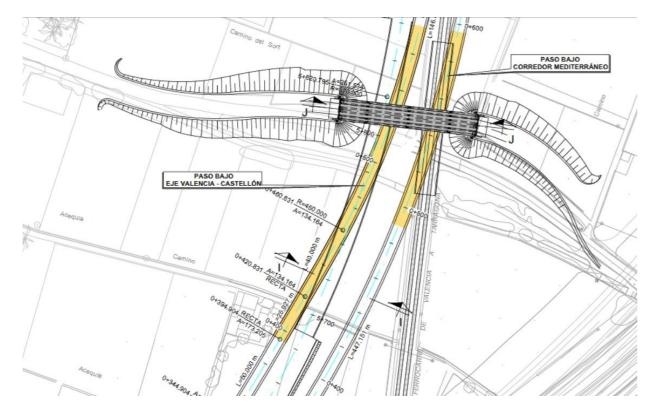


Figura 62: Planta zona salto carnero conexión norte Corredor Mediterráneo. Fuente: Elaboración Propia.

La sección tipo I-I el eje 55 profundiza entre pantallas de 1 m de espesor, con losa superior al haber gálibo suficiente. El eje 51 Valencia-Castellón se diseña sobre losa y se definen módulos de pantalla o pilotes en el extremo opuesto para evitar los asientos diferenciales. El eje 54 comienza a descender para pasar más adelante bajo el corredor mediterráneo, también en túnel entre pantallas de 1 m de espesor.

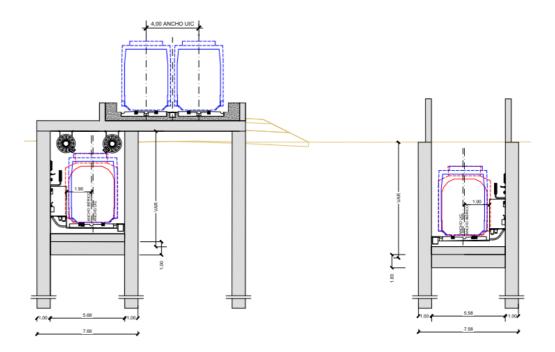


Figura 63: Sección I-I. Fuente: Elaboración Propia.

La sección J-J corresponde al paso bajo el paso superior Camí a la Mar. Se trata de falsos túneles entre pantallas de 1 m de espesor con losa superior sobre la que se sitúa el eje Valencia-Castellón y el corredor mediterráneo.

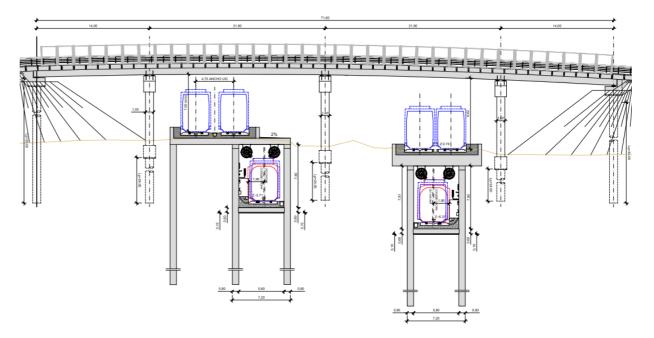


Figura 64: Sección J-J. Fuente: Elaboración Propia.





# • Sección tipo K, L, M

Los saltos de carnero continúan mediante rampas con losa de cubierta mientras el gálibo lo permite y entre muros sobre pantallas posteriormente, hasta alcanzar la superficie.

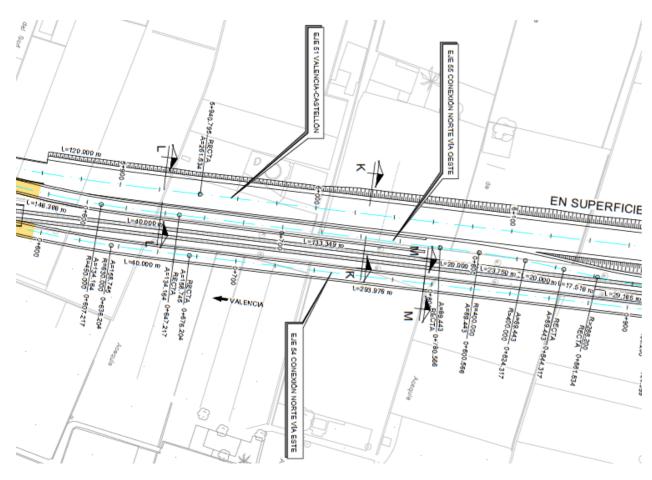


Figura 65ed: Planta zona conexión Corredor Mediterráneo. Fuente: Elaboración Propia.

Se muestran a continuación las secciones tipo K y L, correspondientes al eje 55. Las pantallas serán de 1m de espesor o de 0.80m en función de la profundidad y los muros superiores de 0.45 m.

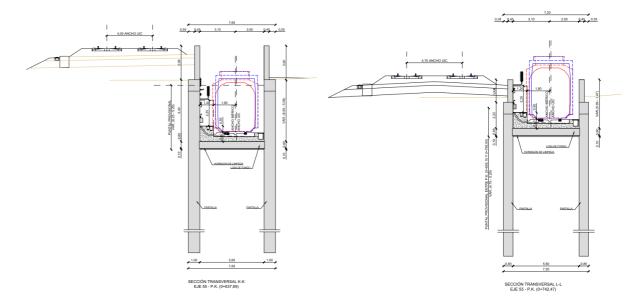


Figura 66: Sección K-K y L-L. Fuente: Elaboración Propia.

La sección M que se muestra a continuación corresponde al eje 54, en rampa, entre pantallas de 0,80 m de espesor.

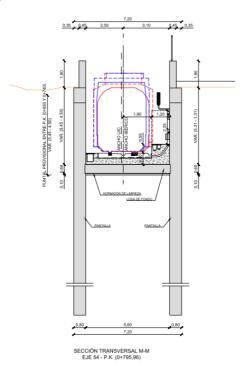


Figura 67: Sección M-M. Fuente: Elaboración Propia.





#### 5. POZOS AUXILIARES

Se contemplan como pozos auxiliares los pozos de ataque de la tuneladora y las salidas de emergencia del túnel.

#### 5.1 POZOS DE ATAQUE

### 5.1.1 TUNELADORA VÍA DOBLE. ALTERNATIVAS BASE, A Y C

Tanto en la Alternativa Base como en la Alterntiva A y en la Alternativa C existen dos pozos de ataque, que se describen a continuación:

• Pozo de ataque de inicio:

Ubicado en el PK 5+420 en la Alternativa Base y en el PK 3+420 en la Alternativa C, se trata de un cajón de 100m de longitud libre y 18,95m de ancho. Durante la fase de obra es el pozo de ataque de la tuneladora y donde se suministra el material a las vagonetas y se ubica la cinta de extracción del material que se va excavando. En la parte superior se colocan los carriles del puente grúa que introduce el material dentro del pozo.

Durante la fase de servicio es salida de emergencia y pozo de ventilación.

El recinto se realiza con pantallas de 1,20 m de espesor y de profundidad 40m, por motivos hidrogeológicos, y ejecutadas con hidrofresas.

• Pozo de ataque Estación de Aragón:

El pozo de ataque de Aragón se ubica, tanto en la Alternativa Base como en la Alternativa C, en el PK 2+081.74 y tiene unas dimensiones interiores de 31x18m. El motivo del pozo es la introducción de la cabeza de la tuneladora que se extrae en la cabecera Norte de la Estación de Aragón. El back-up es arrastrado por toda la estación y a través del hueco que se dejó previsto bajo la estación de metro actual, durante su construcción.

Como las pantallas de la estación de metro no tienen la suficiente longitud es necesario realizar una pantalla transversal anexa al existente y separado 20 cm por motivos constructivos. Para ello se demuele parte de la losa de cubierta, que posteriormente se repone, y se inyecta el hueco entre ambas pantallas.

Durante la fase de obra es necesario dejar libre el hueco por donde se introduce la tuneladora y por ello a nivel del patio inglés se realizan unos marcos rigidizadores con estampidores. La losa de fondo tiene 1,80m de espesor y con forma de cuna para albergar el escudo.

Durante la fase de servicio el pozo de ataque alberga la restitución del patio inglés de la estación y el pozo de ventilación del túnel con un centro de transformación. El patio inglés se repone con una losa de 80cm que se conecta a la viga de atado con las esperas que se dejan durante la ejecución de la misma. A nivel de urbanización se diseña una losa de 1m de canto que se apoya en la coronación de los muros que se ejecutan in situ. Además, se realiza la rejilla de ventilación del túnel.

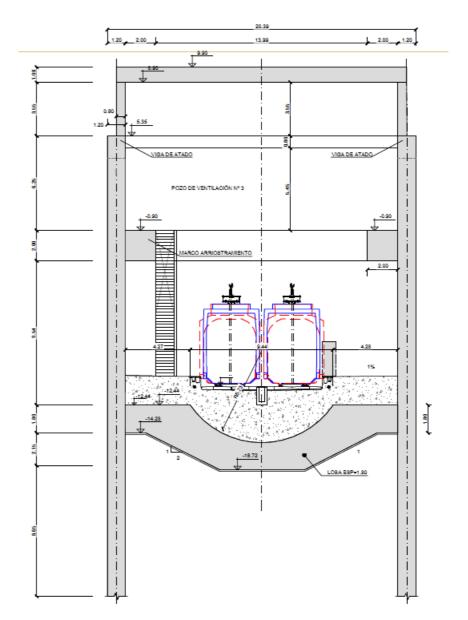


Figura 68: Sección Estación de Aragón. Fuente: Elaboración Propia.





# 5.1.2 TUNELADORA VÍA ÚNICA. ALTERNATIVA A

En la alternativa A, se mantienen tanto el pode inicio como el pozo de ataque de la estación de Aragón (en el PK 2+081.74), y se aprovecha el último tramo de la estación (pK 2+625) para que arranquen los túneles con tuneladora de vía única hacia Castellón, que terminan en el pozo de ataque del pK 7+398 del eje 57 (pK 7+189 del eje 58).

El pozo de ataque de Pk 7+189 de eje 58 es un cajón de 100m de longitud libre y 40m de ancho que durante la fase de obra será el pozo de ataque de la tuneladora de vía única sentido Valencia y donde se suministra el material a las vagonetas y se ubica la cinta de extracción del material que se va excavando. En la parte superior se colocan los carriles del puente grúa que introduce el material dentro del pozo.

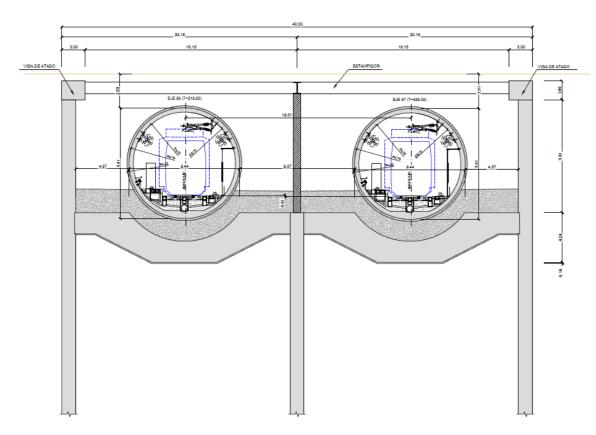


Figura 69: Sección Estación de Aragón. Fuente: Elaboración Propia.

Durante la fase de servicio es salida de emergencia y pozo de ventilación.

Por otra parte, en esta alternativa es necesario ejecutar un **POZO DE ESCAPES** para permitir el cambio de vía. Se trata de un recinto de unos 35m×160m, que se colocará entre los pK 6+381 y 6+543 de la vía izquierda en la línea Valencia- Castellón, ejecutado con muros pantalla y losa de fondo con estampidores, y su localización viene definida por encontrarse en un tramo recto (requisito necesario para hacer el cambio).

Aprovechando la ejecución del recinto, se utilizará también como salida de emergencia y pozo de ventilación.

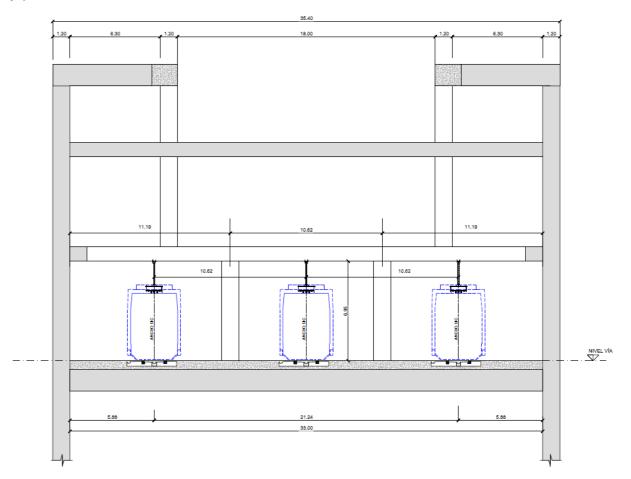


Figura 70: Sección Pozo de escapes. Fuente: Elaboración Propia.

# 5.2 SALIDAS DE EMERGENCIA Y POZOS DE VENTILACIÓN

Tanto en la Alternativa Base como en las Alternativas A y C, se contemplan Salidas de emergencia del túnel y pozos de ventilación, algunos de los cuales quedan integrados en estaciones o pozos de ataque. El resto se han diseñado como secciones circulares ejecutadas con pilotes secantes y conectados al túnel mediante una galería.

En el interior de la pantalla de pilotes se disponen anillos interiores durante la excavación y losa de fondo de 1 m, sobre tapón de jet grouting.