



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## Volumen I

Memoria -Anexos- Presupuesto

TRABAJO DE FINAL DE GRADO

# "DISEÑO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL"

TFG presentado para optar al título de GRADO en  
INGIENIERÍA MECÁNICA  
por **Adrià Torras Sánchez**

Barcelona, 11 de octubre de 2016

Director: Ferran Prats Bella  
Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras (RMEE)  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

# **ÍNDICE VOLUMEN 1**

Índice .....	4
Memória .....	8
Anexos .....	123
Presupuesto .....	134



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

**Memoria**

A faded, light-colored image of a large, multi-story building with a central tower and arched entrance, serving as a background for the title and author information.

# "DISEÑO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL"

TFG presentado para optar al título de GRADO en  
INGENIERÍA mecánica  
por **Adrià Torras Sánchez**

Barcelona, 11 de octubre de 2016

Director: Ferran Prats Bella

Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras (RMEE)

Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

# ÍNDICE MEMORIA

Índice memoria .....	4
Resumen .....	6
Resum.....	6
Abstract .....	7
<b>Capítulo 1: El puente .....</b>	<b>8</b>
1.1.    Introducción .....	8
1.2.    Historia del puente metálico.....	9
1.2.1.    Historia del puente de hierro .....	9
1.2.2.    Historia del puente de acero .....	12
1.3.    Historia del puente de ferrocarril .....	16
1.4.    El puente y sus elementos .....	18
1.4.1.    Superestructura .....	18
1.4.1.    Subestructura .....	19
<b>Capítulo 2: Tipología de puentes .....</b>	<b>21</b>
2.1.    Según su estructura.....	21
2.1.1.    Colgante .....	21
2.1.2.    Atirantado .....	22
2.1.3.    Puente viga .....	23
2.1.4.    Celosía .....	23
2.1.5.    Puente con arco .....	24
2.2.    Según su material .....	24
2.2.1.    Puentes de madera .....	24
2.2.2.    Puentes de fundición .....	24
2.2.3.    Puentes de hierro .....	25
2.2.4.    Puentes de acero.....	25
2.2.5.    Puentes de hormigón pretensado .....	25
2.2.6.    Puentes de hormigón armado.....	25
2.2.7.    Puentes mixtos .....	26
2.3.    Según su tipo de tablero.....	26
2.2.1.    Puentes con tablero fijo .....	26
2.2.2.    Puentes con tablero movil.....	26

<b>Capítulo 3: Clasificación de acciones .....</b>	<b>28</b>
3.1. Acciones según su variación en el tiempo .....	28
3.2. Acciones según su naturaleza.....	29
3.3. Acciones según su variación estructural.....	29
3.4. Acciones según su respuesta estructural.....	29
3.5. Valores representativos de las acciones .....	29
3.5.1. Permanentes .....	30
3.5.2. Permanentes de valor no constante .....	31
3.5.3. Variables .....	32
3.6. Cálculo de acciones.....	41
3.6.1. Estado límite de servicio (ELS) .....	41
3.6.2. Estado límite último (ELU) .....	43
<b>Capítulo 4: Cálculos .....</b>	<b>45</b>
4.1. Requerimientos del diseño .....	45
4.1.1. Datos principales de la estructura .....	45
4.1.1. Tipología de puente .....	46
4.1.1. Material de construcción .....	49
4.2. Vigas principales .....	50
4.2.1. Cargas permanentes .....	50
4.2.2. Cargas variables.....	56
4.2.3. Resumen de cargas sobre viga principal .....	68
4.2.4. Combinación de acciones .....	69
4.2.5. Nuevo diseño .....	70
4.3. Vigas transversales.....	94
4.3.1. Cargas permanentes .....	94
4.3.2. Cargas variables.....	98
4.3.3. Resumen de cargas sobre viga principal .....	102
4.3.4. Combinación de acciones .....	103
4.3. Acciones térmicas.....	109
<b>Capítulo 5: Uniones .....</b>	<b>113</b>
4.3. Soldadura.....	113
4.3. Cálculo de soldadura.....	115
<b>Capítulo 6: Conclusiones .....</b>	<b>121</b>
<b>Capítulo 7: Bibliografía .....</b>	<b>122</b>

Anexos a la memoria

## Resumen

El proyecto de final de grado que se presenta a continuación consiste en el diseño de la superestructura de un puente de ferrocarril.

En primer término, se ha realizado la búsqueda de información apropiada sobre la construcción de puentes, todos aquellos elementos que la componen y los diferentes tipos de puentes.

A continuación, se ha empezado el diseño del puente mediante la elección todos aquellos elementos que lo compondrán y se han realizado los cálculos pertinentes siguiendo la normativa española y el código técnico de la edificación. Una vez realizado los cálculos se ha encontrado la solución óptima.

En tercer lugar, se ha realizado una simulación con el programa CAD y CAE de SolidWorks para observar el comportamiento del puente sobre las acciones aplicadas.

Por último, se ha añadido un presupuesto para añadir más realismo al proyecto.

## Resum

El projecte de final de grau que es presenta a continuació consisteix en disseny de la superestructura d'un pont per a ferrocarril.

En primer terme, s'ha realitzat la recerca d'informació adient sobre la construcció de ponts, tots elements que el componen i els diferents tipus de ponts.

A continuació, s'ha començat el disseny del pont mitjançant la tria dels elements que el compondran y s'han realitzat els càlculs pertinents seguint la normativa espanyola y el codi tècnic de l'edificació. Un cops realitzats els càlculs s'ha trobat la solució òptima per a la seva construcció.

En tercer lloc, s'han realitzat una simulació amb el programa de CAD i CAE de SolidWorks per observar el comportament del pont sota les accions aplicades.

Per últim s'ha realitzat un pressupost per afegir més realisme al projecte.

# **Abstract**

This final degree project is about the design of railway bridge superstructure.

Firstly, it has been searched appropriate information about bridgework, as well as components and bridge types.

Then, it has started the bridge design by elements selection and relevant calculation following the Spanish normative and "código técnico de la edificación". Once relevant calculation is done, it has been reached the best solution for the structure.

Thirdly, a simulation has been done by SolidWorks software to check the plastic performance under the bridge loads.

Finally, a budget has been done to provide more realism to the project.

# **CAPÍTULO 1:**

# **EL PUENTE**

## **1.1. Introducción**

El proyecto realizado consistirá en el diseño de un puente de ferrocarril. Este proyecto se ha dividido en dos partes claramente diferenciadas. Una primera parte en la que se ha realizado una investigación exhaustiva sobre los puentes y donde se presentarán los tipos de puentes, la historia de los puentes metálicos y de ferrocarril y aquellas cargas que se presentan en una estructura de esas características. En la segunda parte de este trabajo se mostrará aquellos más puramente del diseño del puente como los cálculos de resistencia, los planos y el presupuesto.

El puente de ferrocarril consistirá en una estructura metálica capaz de soportar una vía férrea para poder así salvar una distancia de 28,60 metros que impiden la circulación de un tren. La estructura requerida solo requiere el paso de una única vía férrea. Para ello se harán las consideraciones necesarias para la mejor elección de la tipología de puente y de todos aquellos elementos necesarios para su diseño.

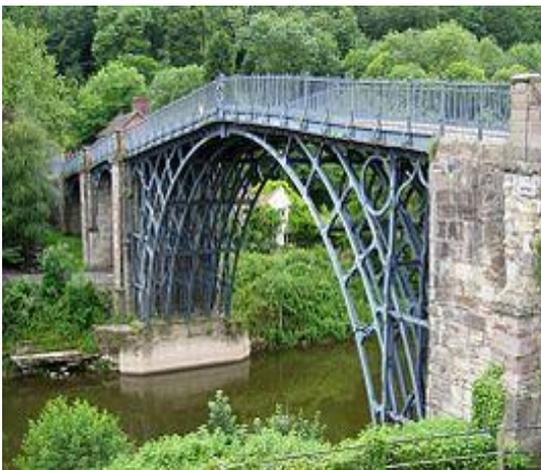
El puente diseñado ha de ser capaz de soportar el paso de un tren de pasajeros en España, más concretamente en la zona Litoral de Catalunya, y que dicha construcción sea permanente.

## 1.2. Historia del puente metálico

### 1.2.1 Historia del puente de hierro

La historia de los puentes metálicos viene marcada por el año 1779 cuando se construyó el primer puente de hierro fundido en Coalbrookdale, Inglaterra. El puente fue diseñado por T. Pritchard y construido por Darby y Wilkinson. Esta construcción abarcaba más de 100 pies, es decir, más de 30 metros y estaba constituido por varios arcos unos ligados con los otros. Este primer puente fue construido con las mismas ideas como si fuera de piedra, sin tener en cuenta que el hierro tiene unas características distintas. Por esa razón, a finales de siglo (1796), el ingeniero civil Thomas Telford, adaptó las ventajas que tenía el hierro para poder crear un arco de más envergadura (130 ft).

En la misma época que Telford, el famoso humanista Tom Paine, escritor de múltiples libros sobre la libertad, la abolición de la esclavitud y la democracia, fue un revolucionario. Sin ser ingeniero civil en el año 1785 intentó construir un puente sobre el río Támesis y otro sobre el Sena. No lo consiguió, pero aun así entre los años 1793-1796 se construyó un puente en Sunderland (Inglaterra) mediante las piezas que había creado él para los otros puentes. Dicho puente era de 72 metros de longitud (236 ft). Estas construcciones permitieron que, durante las dos primeras décadas del siglo XIX, empezaran a crearse más puentes de hierro. Los países de referencia en esa época fueron Inglaterra y Francia, donde sobre sus principales ríos pudieron observar la creación de distintos puentes.



**Figura 1.1.** Coalbrookdale



**Figura 1.2.** Puente Menai

Telford, siguió construyendo puentes por toda Gran Bretaña, antes de querer construir el Mersey Bridge (1814). Esta creación era muy importante ya que se trataba del primer puente tensado por cables. Él tomó como muestra puentes peatonales construidos en Asia y Sudamérica desde mucho tiempo atrás. Su creación pretendía ser de más de 1000 pies de longitud con una luz de 500 pies, aunque nunca se materializó. Pocos años más tarde, a Telford se le encargó que mejorara o reconstruyera partes de la ruta Holeyhead, una red de carreteras para mejorar la conexión entre Irlanda e Inglaterra. Y ahí realizó uno de los retos más importantes de la época, la construcción del primer puente colgante de hierro para vehículos. Dicho puente es conocido como puente de Menai y tenía una longitud de 580 ft (177 metros). El material utilizado para este puente fue el hierro forjado, el cual años atrás Telford y Samuel Brown estuvieron haciendo pruebas con él, dónde se observó que a esfuerzo tensor aguantaba aproximadamente 4 veces más que hierro fundido. También fue el primer puente construido atravesando agua marina ya que unía Gales con la isla Anglessey (Gales). Al mismo tiempo Telford construyó otro puente colgante en Conwy (327 ft). Estos dos puentes sirvieron como referencia para poder hacer puentes muchos más largos y con grandes luces.

Entre los puentes en suspensión construidos después, podemos destacar el puente que William Clark construyó para atravesar el Danubio (Budapest) de más de 200 metros de luz y el puente más largo construido en Europa, el Grand Pont, construido en Suiza el año 1836 y que superaba los 240 metros de luz. Dicho puente se aguantaba mediante 4 cables que disponían cada uno de ellos de 1056 alambres de 3mm de diámetro. Justamente cuando en Gran Bretaña se estaban construyendo los puentes suspendidos, en Estados Unidos se construía el primer puente hecho de hierro fundido y de solo 80 pies de luz. (1839)

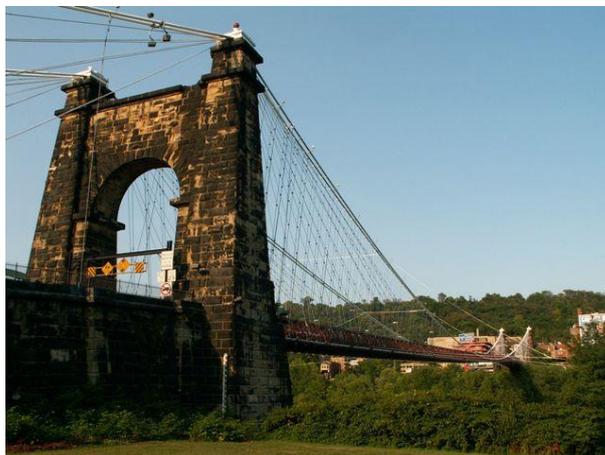
A mitades de siglo se propuso en un concurso de puentes en Bristol un puente de 354 metros de envergadura, muchos más metros de lo que hasta entonces se había realizado. Este diseño fue presentado por Brunel, quien ya había construido un puente sobre el río Támesis. Curiosamente este diseño fue rechazado por el famoso ingeniero T. Telford quien proponía un puente de menor vano diseñado por el mismo. La propuesta de Telford no convenció al jurado y se realizó el concurso de nuevo. Brunel ganó de nuevo el concurso después de presentar hasta 4 opciones diferentes y el puente acabó siendo construido el año 1864 por compañeros de Brunel, ya que él había fallecido. Esta construcción de más de 180 metros de luz sigue en pie y aún circulan vehículos por él, aunque ha sufrido alguna que otra modificación.

Al mismo tiempo que Telford construía puentes por toda Gran Bretaña en la primera mitad de siglo se empezaron a crear las primeras rutas para ferrocarril. Dichas rutas de ferrocarril necesitaron a la larga enlazar poblaciones separadas por agua, hecho que supuso la creación de puentes

para ferrocarril. George Stephenson creó dos tipos de puentes básicos para sus trenes. Una creación de hierro fundido para poder atravesar ríos y canales y otro tipo de puente para distancias más largas de hierro forjado. Un ejemplo de este último fue el puente High Level Bridge que construyó junto a su hijo Robert en Newcastle (1849), el cual constaba de 6 arcos enlazados donde el tren pasaba por la parte superior y los peatones y vehículos por la parte inferior. Más adelante se detallará la historia del puente de ferrocarril.

Paralelamente en Estados Unidos se realizaban construcciones similares de hierro forjado y hierro fundido. En 1842 John Ellet construyó un puente colgante en Fairmont Pennsylvania. En 1848 intentó construir el primer puente de ferrocarril de 800 ft de envergadura atravesando Niagara. Al final dicho puente se construyó y sirvió para pasar alguna calesa, viandantes y caballos. Duró en pie 7 años. En ese mismo año John Ellet inicio la construcción del puente colgante más largo hasta el momento. Se trataba de un puente de 1010 ft de envergadura y pocos años después de su construcción caería. El famoso ingeniero John Roebling dijo sobre aquella obra que el problema no estaba en la falta de fuerza de la construcción sino en la falta de estabilidad. Dicho puente fue reconstruido y se considera uno de los puentes colgantes más viejos que aun atraviesan vehículos.

El año 1855, John Roebling continuo aquel puente que años atrás intento construir John Ellet, el puente Wheeling. El puente de Roebling a diferencia del de Ellet sí que permitió pasar el ferrocarril y también vehículos por la parte inferior del puente. Dicho puente se aguantaba mediante 4 cables de 254 mm de diámetro. El puente cambió la cubierta de madera por una de hierro y las torres de mampostería por acero. En 1897 se reemplazó el puente entero. En esa misma época se construyeron dos puentes colgantes en la garganta del Niagara, pero ambos cayeron debido a tormentas. Aunque el puente de John Roebling fue considerado el puente colgante moderno, no se construyeron muchos puentes como el suyo. Otra obra de John Roebling fue el puente de Brooklyn.



**Figura 1.3.** Puente colgante Wheeling

### *1.2.2. Historia del puente de acero*

A mediados de siglo XIX fue desarrollado el acero como material de construcción estructural, convirtiéndose en el material que substituyó al hierro forjado. Algunos puentes de este material fueron construidos en Europa entre los años 1850-1870, algunos de ellos usando aun hierro forjado en parte de sus estructuras. En el año 1856 Bessemer fue el primero en conseguir producir acero en masa y que no fuera costoso. La primera gran estructura construida en acero fue el puente Eads que empezó a construirse el año 1867. Esta gran estructura de casi 2000 metros de longitud y arcos de 457 metros fue entonces el puente de arco más largo hasta el momento. Cabe hacer hincapié en que esta estructura era para railes por la parte inferior y carretera por la parte superior. Dicha superestructura también fue el primer gran arco en construirse en voladizo. El puente Eads sigue en pie y funcionando y es el precursor de este tipo de puentes. En la segunda mitad de siglo en USA proliferaron los puentes en celosía, muchos de ellos puentes de ferrocarril. Muchos de los construidos en esa época cayeron debidos al pandeo que se generaba en partes de la estructura sometidos a compresión.



**Figura 1.4.** *Puente Eads*

En el año 1867 se empezó a construir uno de los puentes más famosos del mundo, el puente de Brooklyn. Fue diseñado por el ya mencionado John Roebling y terminado el año 1883 por su hijo Washington. Este puente no era una construcción puramente metálica, ya que, sus principales elementos de construcción fueron la piedra y el cemento, pero fue el primero en soportar la estructura mediante cables de acero. También fue pionero este puente en que se realizaron cálculos sobre viento. Para conseguir esa estabilidad contra el viento los cables se dispusieron en diagonal. Esta gran estructura de más de 1800 metros de longitud y casi 500 metros de luz, llegó a transportar vehículos, trenes y tranvías hasta 1950. Actualmente sigue en pie con 6 carriles para vehículos y también se puede atravesar a pie o en bicicleta.

El acero proliferó en construcciones gracias a los avances en materiales, en máquinas y teorías estructurales. En este último apartado cabe destacar a muchos ingenieros como Rankine o Maxwell entre otros que desarrollaron múltiples teorías sobre cables, celosías, pandeo o flexión y cizalladura en

vigas. Gracias a estos avances se pudieron construir puentes con grandes voladizos y también empezaron a construirse muchos en celosía. Uno de los puentes en celosía destacados de la época es el puente para ferrocarril de Forth situado en Escocia cuyos dos tramos principales son de 520 metros cada uno y dos tramos secundarios de más de 200 metros. Esta obra fue diseñada por John Fowler y Benjamin Baker y construida por la empresa Tancred, Arrol and Co y acabó de construirse el año 1890. Esta obra está elevada 46 metros y se usaron en su construcción 50000 toneladas de acero y más de 6 millones de remaches. El puente de Forth fue de los primeros puentes de acero construidos en Europa. Cabe destacar también que, a diferencia de los puentes de hierro forjado, los puentes de acero tuvieron que ser pintados para poder evitar la corrosión que sufre el acero. Otros de los puentes destacados de la época fue el puente de Queensboro en Nueva York con un tramo central de 630 metros construido con una celosía triangular continua.

Otro de los métodos destacados de construcción en esa época fueron los grandes arcos. Se construyeron muchos en toda Europa a finales de siglo XIX, aunque muchos de ellos seguían usando hierro forjado para construirlos. Uno de los ejemplos de este tipo de construcción es el puente de Luis I en Oporto. Hablando ya de construcciones de acero podemos hacer referencia al puente para ferrocarril Victoria Falls en África construido por el ingeniero Ralph Freeman y que tenía un arco de 152 metros de longitud. El puente de acero con el arco más grande construido a principios de siglo XX fue el puente Hell Gate en Nueva York con una luz de casi 300 metros. Este puente diseñado por Gustav Lidenthal está construido con acero al alto carbono y tenía 4 vías para trenes. Se considera una de los puentes que es capaz de aguantar más carga por metro de longitud.

El siguiente puente destacado y que superó en luz al Hell Gate es el puente construido en la bahía de Sidney entre 1923 y 1932 por John Freeman. Esta construcción tiene una luz de 509 metros y hoy en día es el sexto más largo de su tipo. Esta construcción de acero utilizó hasta 40.000 toneladas de material mucho de ello traído desde Inglaterra. Algunas de las placas de acero batieron records históricos de grosor y tamaño, lo cual aportó mucho conocimiento sobre el acero entonces. Al mismo tiempo que se construía en Australia el puente de la bahía de Sidney se construía el puente con arco con la luz más larga hasta el momento y que tiene un tramo central de 511 metros. La estructura diseñada por Othmar Ammann en 1931, conocida como Bayonne Bridge, estaba situada en Nueva Jersey y fue el puente de acero más largo hasta 1977.

Otra de las grandes construcciones del momento fueron los puentes colgantes y ahí podemos destacar el puente Camden en Filadelfia y el puente Ambassador en Detroit en los años 30. Anteriormente a ellos fueron construidos a principios de siglo los puentes Williamsburg y Manhattan en Nueva York. Todos estos puentes poseían una luz en torno a los 500 metros y utilizaban la teoría de deflexión de Melan y Steinman.

En el año 1931 aparece el gran cambio en torno a los puentes colgantes y es que Othmar Anmann construyó el Geroge Washington Bridge que tiene una luz superior a los 1000 metros y donde las torres de acero se elevaban más de 180 metros. Esta construcción permite 8 carriles para vehículos en la parte superior y una cubierta inferior para ferrocarriles, aunque no fue construida en un primer momento. En los años 60 fue aprobado el proyecto para terminar la cubierta inferior, donde hoy en día hay 6 carriles para vehículos.



**Figura 1.5.** *Puente de la bahía de Sídney*

También en los años 30, San Francisco empezó a conectar su bahía mediante la construcción de dos grandes construcciones. La primera fue en el año 1933, el Bay Bridge y en 1937 el Golden Gate. El primero tiene la peculiaridad de que son dos puentes colgantes unidos en una isla central pudiendo así unir más de 6,5 km de distancia. Los vanos principales tienen 704 y 430 metros. La segunda construcción conocida en todo el mundo entre otras cosas por su rojo característico, cabe destacar que tiene un vano principal de 1280 metros, sus torres alcanzan los 229 metros y que su construcción está cerca de una placa tectónica, lo que hizo más difícil su construcción.

En el año 1940 fue construido el Tacoma Bridge, el cual se hizo famoso porque el 7 de noviembre de su mismo año de construcción, el tablero del puente empezó a oscilar torsionalmente de manera exagerada provocando el colapso y el derrumbamiento de parte de la calzada. Algunos expertos del momento como Anmann no encontraron fallo alguno y se atribuyó al desconocimiento sobre los puentes colgantes. El colapso del Tacoma Bridge trajo algunas cosas positivas para las siguientes construcciones, tales como mejor análisis aerodinámico o la prueba de modelos a escala. El Tacoma Bridge fue reconstruido en el año 1950 pero con vigas en celosía y con un tablero más ancho que en la primera ocasión. Durante los siguientes años se construyeron puentes del mismo estilo que los anteriores destacando entre ellos el Verrazano Narrows Bridge construido en Nueva York en 1965 y con un vano central de 1298 metros, superando así al Golden Gate, o el puente sobre el río Tajo en Lisboa con una luz de 1013 metros.



**Figura 1.6.** Tacoma Bridge

En el año 1966 la construcción en Gran Bretaña del puente Severn supuso un cambio en la construcción de puentes colgantes. El principal cambio fue la viga principal que se hizo tubular y muy aerodinámica y que hacía a la vez de cubierta de la carretera y de viga de refuerzo. Eso supuso una bajada considerable en el peso de la estructura. Otra de las grandes obras del momento fue el Humber Bridge construido el año 1981 y con un vano central de más de 1400 metros, capaz de aguantar el movimiento constante y las torres están construidas totalmente verticales al tablero, aunque debido a la tierra están algo inclinadas.

Cabría destacar entre los puentes colgantes del siglo XX el puente Akashi Kaikyo construido el año 1998 en Japón y que es el puente colgante con mayor luz del mundo. Posee una luz central de 1990 metros, es capaz de aguantar vientos laterales de 84 m/s y terremotos de valor 8 sobre la escala Richter. Esta gran obra de ingeniería que une Honshu con Awaji fue construido con unos cables de una aleación especial capaces de resistir a tracción 1800 MPa. Una de las curiosidades de este puente es que después del terremoto Kobe su vano central aumentó 1 metro.

## 1.3. Historia del puente de ferrocarril

La incorporación del ferrocarril en nuestras vidas data de principios de siglo XIX, donde la necesidad de transportar personas y materiales largas distancias en poco tiempo fue una realidad. La construcción de puentes de ferrocarril fue una necesidad ya que en esas largas distancias aparecieron accidentes geográficos que se debían cubrir. Los constructores de puentes necesitaron mucho material, sobretodo madera, mampostería y metal para poder soportar el peso de las locomotoras. El primer puente para ferrocarril construido en Estados Unidos fue una armadura de madera en 1830. La demanda y construcción de puentes aumentó muy rápidamente debido a la guerra civil en Estados Unidos y en Gran Bretaña gracias a la revolución industrial.

El aumento de peso de los trenes y la necesidad de cubrir cada vez más espacio con los puentes hizo surgir la necesidad de otros materiales como el hierro fundido. De estos materiales ya se construían puentes en esa época para personas y caballos. En Gran Bretaña los primeros puentes de hierro fundido para ferrocarriles datan de 1830 y en Estados Unidos de 1860. También se construyeron puentes de hierro fundido en Alemania y Francia. Aunque la construcción de puentes de hierro fundido mejoraba las prestaciones de longitud en los puentes, tanto en Gran Bretaña como en Estados Unidos, se dieron cuenta que tenía gran fragilidad y muchos de los puentes construidos colapsaban. Tanto es así que en Estados Unidos se decretó durante unos años la construcción únicamente de puentes para ferrocarril de mampostería y madera. La búsqueda de nuevos materiales de construcción que tuvieran más ductilidad que el hierro fundido se tradujo en la construcción de puentes para ferrocarril de hierro forjado a partir del año 1860.

Las primeras construcciones de hierro forjado no fueron completamente enteras de hierro forjado, sino que el hierro forjado se usó en armaduras de madera tipo Howe o para elementos a tracción en puentes de hierro fundido. El hierro forjado de manera exclusiva se usó en celosías, arcos y Brunel lo empleo como se ha explicado antes en la construcción de puentes colgantes. Una muestra de ello es el Royal Albert Bridge. Entre los años 1845-1875 se construyeron puentes de hierro forjado mediante vigas tubulares, donde destaca el puente más largo de hierro forjado en ese momento de 412 ft de luz. Estas vigas tubulares colocadas de manera continua generaban la rigidez necesaria para la construcción de puentes de ferrocarril, pero eran muy costosas. Los ingenieros americanos empezaron a construir puentes colgantes para superar grandes luces, aunque se vieron advertidos por la poca construcción de este tipo de puentes en Europa, y es que varias construcciones colgantes colapsaron.

La construcción de puentes de acero aparece en la segunda mitad de siglo XIX con la construcción del ya mencionado anteriormente, el puente Eads. El primer puente para raíles completamente de acero fue construido en Glasgow, Missouri por Chicago y Alton Railway 1879. También debe mencionarse, aunque no es completamente metálica, la construcción del puente de Brooklyn en el año 1883 con dos vías férreas. La construcción de puentes colgantes proliferaba en esta época, pero el incremento del peso de las locomotoras conllevó a no poder construir puentes de este tipo debido a la flexibilidad. Por ello los puentes con voladizo empezaron a erigirse a finales de siglo como los puentes para ferrocarril.

Otra de las grandes construcciones para raíles de la época fue el Firth Forth, y es que grandes puentes mencionados en el punto 1.3. de este proyecto habilitaban railes en sus estructuras. A principios de siglo proliferaron las estructuras para railes en celosía donde destaca el puente Thebes, de 671 pies de luz. Otra de las grandes obras a destacar fue el Quebec Bridge con una luz de más de 1800 pies (550 metros). La obra construida en 1905, colapso en el año 1907 después de que se calcularan mal las cargas vivas en la estructura. 8 años más tarde se reconstruyó y en 1917 se permitió el paso para ferrocarriles. Años más tarde se construyó el puente para ferrocarril con viga en celosía más largo hasta hoy, el Sciotoville bridge en Ohio. También tiene en su haber, haber sido uno de los primeros puentes de grandes dimensiones en usar acero alto al carbono en alguno de sus elementos.

Gracias a los avances en la tecnología y en los materiales, las estructuras para raíles dejaron de tener tantos problemas de estabilidad, y es que a finales de siglo XIX casi un 40% de los puentes colapsaban. Y es que la mejora en la dureza, la resistencia a la corrosión y la ductilidad en la primera mitad de siglo avanzó muy deprisa mejorando las construcciones de la época. También hay que hacer hincapié en los avances geotécnicos, hidráulicos y procesos de construcción.

Ya en la segunda mitad de siglo XX, la aparición de métodos finitos donde se pueden evaluar desde cargas vivas ferroviarias hasta cargas sísmicas y muchos análisis de fractura y dinámicos han conllevado a la construcción de puentes a lo largo de todo el siglo XX más eficientes, con menos material y a la vez más resistentes a las adversidades.

Se puede destacar en el siglo XX, el puente 25 de abril en Portugal del año 1966. Y es que las grandes construcciones para ferrocarril y sobretodo Alta velocidad, han estado construidas en el siglo XXI. Destacan los puentes construidos en China, el puente Tianjin y el puente Danyang-Kunshang con longitudes totales de más de 150 km.

## 1.4. El puente y sus elementos

Un puente es aquella construcción capaz de salvar un accidente geográfico. Aunque hay muchos tipos de puentes con diferentes elementos, a continuación, se presentan los elementos principales de un puente.

### *1.4.1 Superestructura*

Son las partes del puente que reciben las cargas móviles. La superestructura está constituida por tablero y vigas como elementos principales. En otro tipo de puentes puede estar constituido por cables, armaduras o arcos, cada uno de ellos trabajando a diferente esfuerzo. También se encuentran en superestructura elementos de seguridad tales como barandillas o arriostres.

#### *1.4.1.1. Tablero*

Es aquel elemento que recibe en primera instancia las cargas dinámicas de vehículos y personas, y así las transmite hasta pilares y estribos. El tablero puede tener partes diferenciadas dependiendo del uso de cada uno, desde aceras para el paso de personas como la inclusión encima de él de traviesas y carriles para el paso de vehículos. También soporta el tablero las barandillas o elementos de seguridad entre vehículos y personas.

#### *1.4.1.2. Vigas longitudinales y transversales.*

Son aquellos elementos que permiten traspasar las cargas recibidas por el tablero hacia pilares y estribos. Las vigas son elementos que trabajan a flexión, a diferencia de armaduras que trabajan a tracción o compresión o cables que trabajan a tracción. Las vigas pueden ser diferenciadas de la siguiente manera:

1. Vigas simples: son aquellas que están apoyadas en sus extremos de las siguientes maneras: viga biapoyada, viga biempotrada, viga empotrada, viga apoyada o viga en voladizo.
2. Vigas continuas: Son aquellas que están formadas por "n" vanos iguales o desiguales.

Las vigas también pueden ser diferenciadas debido a su forma o material. Algunas de las variedades de viga pueden ser en forma de T, I o vigas cajón dependiendo de la sección transversal que posean o según su material pueden ser de acero o hormigón con todas sus variedades.

### *1.4.1.3. Elementos secundarios*

Son aquellos elementos que complementan la estructura tanto a nivel de seguridad como de funcionamiento como a nivel estético. En este grupo podemos encontrar las barandillas, aceras, arrostramientos, juntas, calzadas y apoyos.

#### *1.4.1.3.1 Barandillas*

Son elementos situados al exterior de los puentes y que permiten que tanto peatones como vehículos circulen con mayor seguridad.

#### *1.4.1.3.2. Aceras*

Son el lugar que permite circular de manera exclusiva a peatones. En algunos puentes aún pueden circular bicicletas en otros ya está habilitada una zona para ello. Para ello normalmente están hechas de otro material distinto a la calzada.

#### *1.4.1.3.3. Arrostramientos*

Son aquellos elementos que permiten que una estructura tenga menos deformaciones. Dichos elementos normalmente situados entre vigas provocan que la estructura sea más rígida y estable. Dichos arriostres pueden trabajar a tracción o a compresión. Un ejemplo de ellos son las cruces de San Andrés.

#### *1.4.1.3.4. Juntas*

Cuando hablamos de juntas nos referimos a la pieza fundamental que separa la carretera del puente y que permite que después de cambios en la temperatura ambiente o en el tráfico el puente siga funcionando de manera correcta evitando entre otras cosas colapsos en algunos partes de la estructura.

#### *1.4.1.3.5. Apoyos*

Son aquella parte del puente que separa la superestructura de la subestructura y que transmite las cargas que recibe de los elementos de la superestructura. Los apoyos permiten tanto movimientos rotacionales como traslacionales.

### *1.4.2. Subestructura*

Es aquella parte de la estructura que tienen como función principal aguantar la superestructura y transmitir las cargas al terreno- Podemos distinguir entre pilares y estribos.

#### *1.4.2.1. Pilares*

Los pilares son apoyos intermedios de las estructuras con más de un vano. Su función es transmitir las fuerzas a la cimentación y ser inmunes a impactos o acciones de viento y nieve.

#### *1.4.2.2. Estribos*

Se trata de los elementos situados a los extremos del puente y además de soportar las cargas superiores tienen que soportar los terraplenes que conducen al puente. Estos elementos pueden tener formas diversas y son normalmente de hormigón armado.

# **CAPÍTULO 2:**

# **TIPOLOGIA DE PUENTES**

En este segundo capítulo observaremos todos los tipos de puentes disponibles según varias clasificaciones.

## **2.1. Según su estructura**

### *2.1.1. Colgantes*

Cuando nos referimos a puentes colgantes tenemos que tener en mente puentes sujetos por cables, pero no confundir con los puentes atirantados que más adelante mencionaremos. Los puentes colgantes son la versión mejorada de los primeros puentes colgantes construidos a base de liana o cuerdas en el Himalaya. Los puentes colgantes tienen como referencia que sus cables trabajan a tracción, así pudiéndose emplear toda su resistencia y salvar grandes distancias.

Hablando de los cables utilizados para este tipo de puentes debemos remarcar la gran resistencia a la que pueden estar sometidos, que al ser cables hechos mediante hilos se pueden diseñar con grandes diámetros y que pueden deformarse sin la aparición de flexiones. Dichos cables están sujetos en el extremo del vano a salvar y suspendidos de las torres y trabajan a tracción.

Las torres son el otro elemento fundamental en la construcción de este tipo de puentes. Dichas torres poseen más evolución en su construcción, desde la construcción de dos pilares de alma llena con cruces de San Andrés hasta los metálicos de hoy en día que pueden ser realizados mediante chapas que

forman los pilares. Una de las grandes dificultades para la construcción de dichas torres es la gran altura que poseen en algunos casos. Una de sus mejores cualidades y a su vez uno de sus defectos es su ligereza. La ligereza nos aporta una gran relación peso propio/carga de tráfico, pero a su vez esa estructura tan ligera provoca problemas de inestabilidad con el viento.

El rango óptimo de construcción en este tipo de puente es luces mayores de 350 metros.

Dentro de los puentes colgantes más famosos podemos encontrar el *Golden Gate*, EUA, *Akashi Kaykio*, Japón, que posee el vano más largo del mundo o el Tacoma Bridge.



**Figura 2.1.** *Golden Gate*

### 2.1.2. *Atirantados*

Los puentes atirantados son aquellos donde los cables van sujetos a tensión desde las torres hasta el tablero. El tablero juega un papel importante, ya que, los cables generan en él fuerzas horizontales. En este tipo de puentes algunas partes trabajan a tracción, otras a compresión. Las torres que sujetan los cables pueden partir desde la parte inferior de la estructura o pueden ser construidas encima del tablero y toda la construcción sujeta por pilares. En este tipo de puentes la cantidad de cables que sujetan la estructura no está especificada y puede haber puentes con muchos cables de sujeción y otros con pocos.

El rango óptimo de construcción en este tipo de puente es luces mayores de 250 metros.

### *2.1.3. Puente viga*

El puente tipo viga es aquel que salva mediante uno o más vanos la distancia requerida mediante vigas apoyadas horizontalmente. Dependiendo de tipo de apoyo puede ser isostática o hiperestática. Las vigas antes mencionadas reciben momentos flexores, por lo que las vigas trabajan a compresión en su parte superior y a tracción la parte inferior. Las vigas colocadas en los puentes pueden ser metálicas de perfiles variados como el T o I, o pueden trabajar mediante vigas cajón de hormigón o hormigón armado. No es necesaria siempre la colocación de tablero.

El rango óptimo de construcción en este tipo de puente es luces hasta 50 metros dependiendo del tipo de viga escogido.

### *2.1.4. Celosía*

Las estructuras reticuladas o en celosía son aquellas construcciones cuya estructura forma un polígono, la mayoría de las veces triangular, y que permite que los miembros del polígono solamente trabajen a tracción y compresión. Las celosías más conocidas son las Pratt y Warren. Los miembros que forman el polígono pueden ser de formas distintas y la colocación del tablero distinguirá sobre si es de paso inferior o superior. Las vigas reticuladas pueden ir soldadas o unidas mediante tornillos.

El rango óptimo de construcción en este tipo de puente es variado. Los puentes con armadura Pratt o Warren son para puentes cortos o intermedios o celosías tipo K para estructuras más grandes.



**Figura 2.2.** *Puente con celosía*

### *2.1.5. Puente con arco*

Cuando hablamos de este tipo de puentes, podemos ver como ejemplos los clásicos puentes romanos. Anteriormente eran construidos de piedra, hoy en día los podemos encontrar tanto de metal como de hormigón. Entre este tipo de puentes podemos encontrar los de tímpano macizo, salvan el tramo con un solo arco, o de más de un arco realizados muchas veces de hormigón armado. Este tipo de puentes, gracias a la forma de arco que poseen hace que todas las partes estén a compresión, y las flexiones y las tracciones se reducen al mínimo posible, por lo que podemos realizar dichos puentes con materiales que no soporten bien la tracción. Como la forma de arco no permite discurrir por ella, se coloca un tablero por donde poder pasar, distinguiéndose este tipo de puentes por si poseen tablero inferior, intermedio o superior, dependiendo de la posición donde esté colocado.

El rango óptimo de construcción en este tipo de puente es luces hasta 100 metros dependiendo del material escogido.

## **2.2. Según su material**

### *2.2.1. Puentes de madera*

La madera es el material que se empleó por excelencia en las primeras construcciones de la historia y en los puentes no iba a ser menos. El tipo de puente realizado con madera en sus principios era el puente de vigas, aunque a lo largo del tiempo se han construido también de arco y de celosía. Estos puentes coexistieron a su vez con los puentes de piedra y aunque eran considerados de menor categoría que los de piedra, debido a la fácil obtención de la materia prima, su coste y la rápida construcción, se construyeron muchos más.

Las principales desventajas de los puentes de madera eran el deterioro de la madera al paso del tiempo, la poca resistencia a cambios en el caudal del río que atravesaban y los efectos devastadores que provoca el fuego en la madera. Hasta la llegada de los puentes metálicos en el siglo XIII-XIX fue el material más usado en construcción de puentes.

### *2.2.2. Fundición*

La fundición apareció a finales de siglo XVIII y fue el primer material que se usó para la primera construcción metálica. Las construcciones realizadas con fundición seguían en muchos casos ejemplos de puentes de piedra o de madera por lo que la gran mayoría de ellos eran construidos con arco. La baja resistencia a tracción y mala resistencia a las vibraciones acabó por hacer desaparecer estas construcciones a mediados de siglo XIX.

### *2.2.3. Hierro*

La aparición del hierro en las primeras construcciones metálicas data del siglo XIX y supuso un cambio radical, ya que, a partir de ese momento los puentes metálicos pasarían a tener mucha más relevancia que los de madera. Uno de los motivos principales era que sus posibilidades a la hora de construir eran muchas más gracias a las grandes mejoras en cuanto a resistencia. De aquí que en esa época se empezaran a construir puentes capaces de soportar ferrocarriles y puentes con luces mayores como los puentes colgantes. Otra de las grandes ventajas que tuvo fue que en esa época se empezaba a saber con cierto rigor el comportamiento resistente de las estructuras permitiendo construir puentes más seguros. Una de las grandes desventajas que poseía el hierro forjado era que era más costoso que la fundición, el otro material de construcción de la época.

### *2.2.4. Acero*

A finales de siglo XIX el acero apareció en las construcciones para substituir el hierro forjado que se usaba hasta el momento. El acero ya se había usado en alguna construcción durante el siglo XIX, pero la difícil obtención hasta el año 1856 donde Henry Bessemer patentó un método de obtención en grandes cantidades, hizo que se empezaran a construir puentes de acero gracias su mejor ductilidad y la mejora en la fragilidad que tenía el hierro forjado. Este material ya no desaparecería en la construcción de puentes, ya que, aunque no es el mismo tipo de acero, hoy en día aún se construyen puentes de acero. El acero puede trabajar a tracción y a compresión y aguantar momentos flectores.

### *2.2.5. Hormigón pretensado*

El hormigón pretensado es un método de construcción basado en una armadura activa, que eso significa que el hormigón es tenado previamente a su colocación en la estructura para así poder mejorar la debilidad a tracción que tiene el hormigón. Una de las grandes ventajas que posee el hormigón pretensado a diferencia del armado es que se evita el agrietamiento del hormigón consiguiendo así que elementos estructurales pueden trabajar mejor a tracción.

### *2.2.6. Hormigón armado*

El hormigón armado es el otro tipo de hormigón usado en puentes, consiste en la introducción de barras de acero en el hormigón para así poder combinar la capacidad de soportar esfuerzos a tracción del acero y la capacidad del hormigón de aguantar las compresiones. Las barras colocadas en el hormigón, llamadas armaduras, en sus inicios a mediados de siglo XIX eran totalmente lisas, hecho que provocaba que no acabaran de adherirse del todo

bien al hormigón. Después de algunos estudios las barras se hicieron con arrugas para la mejor adherencia.

El hecho de hormigón y acero tengan un coeficiente de dilatación similar provoca que no haya tensiones internas en el cambio de temperaturas y otra de las ventajas del hormigón armado es que el hormigón provoca en las barras de acero la ausencia de pandeo.

### *2.2.7 Puentes mixtos*

Los puentes mixtos son aquellos que combinan el acero con el hormigón, pero no mezclados entre sí, sino separados mediante conectores metálicos. Esta conexión acostumbra a ser mediante la soldadura en la parte metálica y el empotramiento del conector en el hormigón. Los puentes mixtos surgieron para poder mejorar el tablero de los puentes, ya que para el paso de vehículos la estructura toda metálica o abierta presentaba problemas, por lo que en este tipo de puentes observamos las vigas metálicas y encima una losa de hormigón, así al sufrir flexión en las vigas la parte a compresión la absorbe el hormigón. La desventaja rige en la conexión de los dos materiales. Este tipo de puentes empezaron a construirse sobre todo después de la segunda guerra mundial.

## 2.3. Según su tablero

### *2.3.1 Fijos*

Los puentes con tablero fijo son aquellos donde no hay movimiento en el tablero.

### *2.3.2 Móviles*

Los puentes con tablero móvil son aquellos en que el tablero es movable con el fin de que embarcaciones de gran altura pueden transcurrir por el río que atraviesa el puente. A continuación, veremos distintas maneras de salvar esta problemática.

#### *2.3.2.1. Basculantes*

Los puentes basculantes son los puentes con tablero móvil por excelencia. Están basados en la idea de los puentes medievales que permitían a fortalezas cortar el camino a los invasores. El mecanismo consiste en el giro del tablero en un eje horizontal situado en el apoyo. Para poder realizar este movimiento se colocan contrapesos al otro lado subiendo así el tablero de forma casi perpendicular a la carretera. El tablero puede estar formado por una o dos secciones con su particular mecanismo elevador para cada sección.

### *2.3.2.2. Transbordador*

El puente transbordador se trata de una viga fija situada a una altura suficiente para salvar el gálibo de las embarcaciones donde en ella cuelga una estructura sujeta por cables que no cubre todo el ancho del río o canal y que transporta de un lado a otro los vehículos. Este tipo de puentes solo son recomendables para luces pequeñas.

### *2.3.2.3. Giratorios*

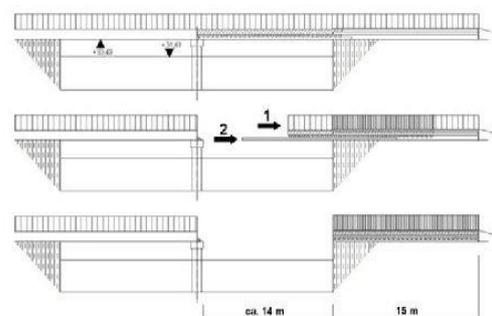
Los puentes giratorios consisten en único tablero apoyado de manera simétrica sobre una gran pila que alberga un mecanismo que permite la rotación del tablero hasta 90 grados permitiendo así colocar el tablero paralelo a la dirección del agua y así dejar libres dos espacios por los costados para que las embarcaciones pueden pasar. Este mecanismo consiste en una cremallera circular situada en la pila central que recibe la fuerza motriz de un piñón.

### *2.3.2.4. De desplazamiento vertical*

Esta construcción consiste en un tablero biapoyado que permite su movimiento de manera vertical hasta el gálibo necesario para la navegación. Para mover el tablero se necesita entre 2 y 4 torres para poder elevar los 4 extremos del tablero. Estos puentes resultan económicos para grandes luces y ahora mismo es uno de los puentes móviles más construidos.

### *2.3.2.5. De desplazamiento horizontal*

Esta última construcción móvil consiste en el movimiento horizontal que consiste en retraer el tablero hacia uno de los dos costados de la carretera para dejar el paso de navíos. Estas construcciones antiguamente se hacían mediante rodamientos que acercaban o alejaban el tablero en voladizo. Hoy en día, estas construcciones la parte se retrae sobre un parte flotante para poder así construir puente con luces mayores.



**Figura 2.3.** *Desplazamiento horizontal y su funcionamiento*

# CAPÍTULO 3: CLASIFICACIÓN DE ACCIONES

Las acciones en una estructura las podemos clasificar de distintas maneras dependiendo de su variación en el tiempo, de su respuesta estructural que producen, su variación espacial y de su naturaleza. Una misma fuerza o fenómeno puede ser más de una acción para nuestra estructura. A continuación, se explica de que se trata cada una de ellas y cuantas acciones hay de cada tipo.

## 3.1. Clasificación de las acciones según su variación en el tiempo

- Acción permanente de valor constante (G): Es aquella que no varía durante el paso del tiempo y que tiene una magnitud y posición constantes. Como ejemplo de acción permanente podemos encontrar el peso propio de la estructura.
- Acción permanente de valor no constante (G\*): Es aquella que no varía durante el paso del tiempo pero que no siempre posee el mismo valor de actuación. En este grupo de acciones podemos encontrar las acciones reológicas o los pretensados). También se incluyen en este grupo esas acciones que no varían de valor dependiendo del tiempo, sino que lo hacen de la interacción estructura-terreno.
- Acciones variables (Q): Podemos definir como acciones variables aquellas que son externas de la estructura y que solo actúan en determinados momentos. En este grupo de acciones podemos encontrar factores climáticos como el viento o la nieve o las sobrecargas de uso.

- Acciones accidentales (A): Estas acciones son aquellas que ocurren muy pocas veces durante la vida útil de una estructura pero que sus efectos son devastadores. Podemos encontrar en este último grupo los descarrilamientos o impactos, o fenómenos naturales tales como los seísmos. Aunque ocurran tan pocas veces se tienen que tener en cuenta en nuestros cálculos.

## 3.2. Clasificación de acciones según su naturaleza

- Acciones directas: Estas acciones son las fuerzas que se aplican en la estructura tales como peso propio o sobrecargas de uso.
- Acciones indirectas: Aquí podemos encontrar las aceleraciones o deformaciones impuestas en la estructura tales como seísmos o acciones térmicas.

## 3.3 Clasificación de acciones debido a su variación estructural

- Acciones fijas: Son aquellas que siempre actúan en la misma posición como el peso propio.
- Acciones libres: Son aquellas que actúan en posiciones diferentes tales como las sobrecargas de uso.

## 3.4. Clasificación de acciones según su respuesta estructural

- Acciones estáticas o cuasi-estáticas: Se trata de aquellas acciones que no provocan vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos.
- Acciones dinámicas: Son aquellas que provocan o pueden provocar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en alguna de sus partes.

## 3.5. Valores representativos de las acciones

Las cargas a las que se somete un puente han de ser conocidas antes de su construcción para evitar que la estructura colapse o sufra deformaciones permanentes, provocando innumerables pérdidas humanas, económicas o medioambientales. Para ello la normativa española presenta todas aquellas cargas que pueden afectar en un puente, si no son conocidas presenta aproximaciones y nos aporta coeficientes de seguridad para cada una de las cargas.

Para realizar todos los cálculos de nuestra estructura se seguirá la normativa española al respecto. Dicha normativa es la siguiente:

- IAPF= Instrucción de acciones a considerar en un puente de ferrocarril, presentada por el ministerio de fomento de España en el año 2010.

### 3.5.1 Cargas permanentes. (G)

#### 3.5.1.1 Peso propio de la estructura.

Cuando nos referimos al peso propio de la estructura hablaremos de aquellos elementos que permiten que la estructura aguante como vigas tanto longitudinales como transversales como largueros o vigas cajón usadas.

Para calcular el peso propio de nuestra usaremos los pesos específicos de los materiales a considerar que nos presenta la IAPF o si se trata vigas normalizadas mediante la información que nos presenta el fabricante.

Fundición	71,0
Acero	77,0
Aluminio	27,0
Bronce	83,0
Plomo	112,0
Hormigón en masa y materiales tratados con cemento	24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Fábrica de ladrillo cerámico macizo	18,0
Fábrica de ladrillo cerámico hueco	12,0
Mampostería de basalto	28,0
Mampostería de granito o caliza	27,0
Balasto	18,0
Materiales granulares compactados (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Relleno de arena	18,0
Relleno de grava	18,0
Relleno de arcilla o tierra seca	16,0
Relleno de arcilla o tierra húmeda	19,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,0
Pavimento de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3

**Figura 3.1.** Peso específico materiales

### 3.5.1.2. Cargas muertas

Las cargas muertas son los pesos de los elementos que participan en estructura ya sea de manera funcional, de seguridad o estética. Dentro de las cargas muertas encontraremos tanto barandillas como el tablero. Para el cálculo de la fuerza que generan dichos elementos tenemos que proceder al fabricante o sabiendo el material se puede hacer un cálculo de su peso mediante su peso específico. En nuestro caso para el cálculo de rieles y traviesas, elementos indispensables para la circulación de trenes, la IAPF en su Anejo D, nos presenta diferentes modelos para su utilización.

### 3.5.2. Acciones permanentes de valor no constante. ( $G^*$ )

#### 3.5.2.1. Pretensado

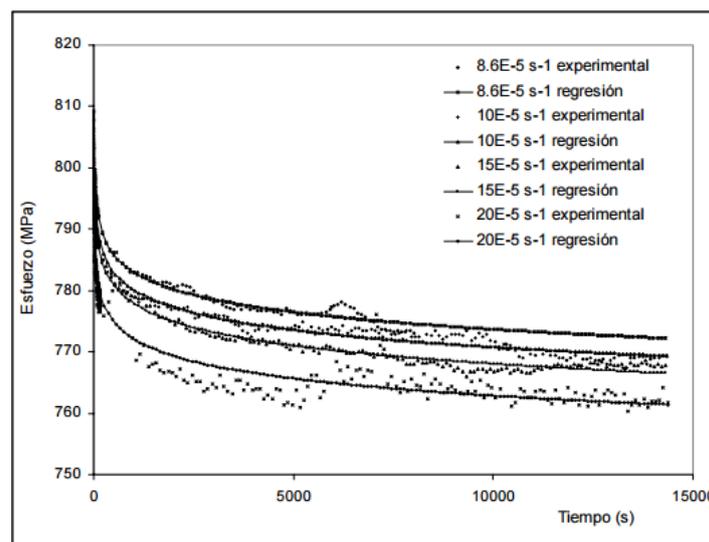
Nos referimos al pretensado como una presolicitación que dependerá entre otras cosas por la forma y tipo de pretensado o por el comportamiento de los elementos estructurales. Por eso dicha fuerza es variable. Podemos distinguir dos tipos de acciones de este tipo a las que se ve sometida la estructura.

P1: Es aquella producida dentro de la sección del hormigón.

P2: Es aquella producida por elementos como cables o tirantes.

El pretensado se realiza a los elementos construidos con hormigón por lo que al ser nuestra estructura metálica no se profundizará en el cálculo.

Uno de los ejemplos de porque el pretensado es de valor no constante se puede observar en la relajación del acero. El acero pre esforzado ve decrecido su esfuerzo manteniendo la misma longitud a lo largo del tiempo provocando así la utilización de más acero del necesario para compensar el efecto de dicho efecto.



**Figura 3.2.** Relajación del acero

### *3.5.2.2. Acciones reológicas*

Serán aquellas acciones producidas por la fluencia y retracción. Solo se tendrá en cuenta en aquellas estructuras donde haya hormigón. La fluencia y retracción en el hormigón es la deformación a largo plazo debido que dentro del hormigón queda agua no combinada químicamente que por efecto de las cargas es empujada hasta el exterior donde se evapora disminuyendo el volumen del hormigón. Por lo que es conveniente colocar apoyos o juntas que permitan dicha deformación para así evitar grietas en los elementos.

### *3.5.2.3. Acciones del terreno*

Aquí se tendrán en cuenta dos fuerzas, una vertical en muros y aletas, y una horizontal en zapatas y estribos. Para determinar los pesos que provocan se calculará mediante la cantidad de terreno que gravite sobre la superficie horizontal del elemento por el peso específico del material que podemos encontrar en el apartado 3.5.1.1. Para el empuje nos ceñiremos a las normas geotécnicas.

Si el empuje es desfavorable a un elemento se considerará su valor nunca menor al que produce un fluido de peso 5 kilo Newton por metro cúbico. Si por el contrario fuera favorable no se consideraría su actuación.

### *3.5.3. Acciones variables (Q)*

#### *3.5.3.1. Cargas verticales*

En este apartado se verán aquellas fuerzas verticales a las que nuestra estructura podría estar expuesta. Si fuera así se presentará también la manera de calcular el valor de la acción, para así más adelante en la zona de cálculo saber cómo encontrar cada valor.

##### *3.5.3.1.1. Cargas ferroviarias*

Para el cálculo que produce un tren encima del puente se estimará al tren UIC71. Las cargas verticales que produce se aplicaran sobre el eje de la vía. La disposición de las cargas será la siguiente:

- 4 cargas de 250 kilo Newton separadas entre ellas 1,6 metros.
- 2 cargas variables de 80 kilo Newton por metro lineal separadas 0,8 metros a los costados de las cargas más alejadas.

Si la estructura a revisar tuviera menos de 6,4 metros solo dispondríamos de las primeras cargas. Cada una de las cargas antes mencionadas tendrá que ser modificada por el parámetro alpha dependiendo del ancho de vía utilizado.

**Tabla 3.1.** Coeficiente  $\alpha$ 

Ancho de vía	$\alpha$
Métrico	0,91
Ibérico	1,21

### 3.5.3.1.2. Coeficiente de Impacto

El tráfico ferroviario provoca solicitaciones y deformaciones de naturaleza dinámica que en muchos casos son superiores a las cargas estáticas. Dicho cálculo dinámico solo se aplicará en las componentes verticales exceptuando algunos casos.

Para evaluar el cálculo dinámico se tendrá en cuenta todos los posibles trenes que circulen por la vía. Todas estas cargas vendrán modificadas por un coeficiente de impacto

$$\phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} > 1$$

$S_{din,real}$  = Solicitación dinámica max

$S_{est,tipo}$  = Solicitación estática debida al tren UIC71

Para el cálculo específico de la sollicitación dinámica máximo se detalla en la IAPF como conocer su valor dependiendo de los trenes que circulen y a la velocidad a la que lo hacen.

Este coeficiente de impacto se aplicará a las cargas verticales que provoca el tren UIC71.

Para facilitar el cálculo la IAPF presenta un cálculo más sencillo si se cumplen las siguientes condiciones.

- $v \leq 220 \frac{km}{h}$  ;
- Que las vigas estén en las tablas B. 2, B. 3, B. 4, B .5 de la IAPF .
- Que la frecuencia propia de flexión cumpla ciertos parámetros.

Y las fórmulas presentadas si se cumplen las condiciones.

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad (1)$$

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad (2)$$

Donde

$L_\phi$  = longitud determinante. (Anejo B IAPF)

Por lo que la carga de impacto será:

$$\phi = \frac{\phi_3 + \phi_2}{2} \quad (3)$$

### 3.5.3.1.3. Cargas no ferroviarias

Las cargas determinadas por tablero, aceras y peatones serán evaluadas como una fuerza de 5 kilonewton por metro cuadrado en toda la superficie de aplicación o en parte de ella solamente si fuera más desfavorable.

$$q_{fk} = 5 \frac{kN}{m^2}$$

Dichas cargas cohabitarán al mismo tiempo que las cargas producidas por los trenes, por lo que se aplicarán a la vez si fuera más desfavorable.

### 3.5.3.2. Cargas horizontales

En este apartado se verán aquellas fuerzas horizontales a las que nuestra estructura podría estar expuesta. Si fuera así se presentará también la manera de calcular el valor de la acción, para así más adelante en la zona de cálculo saber cómo encontrar cada valor.

#### 3.5.3.2.1 Frenado y arranque

Tanto el frenado como el arranque de un tren provoca una carga horizontal en la estructura. Dicha carga horizontal según la normativa será una carga uniforme repartida a lo largo de la longitud donde se aplica. Estas cargas producidas por estas dos acciones vienen predeterminadas y dependen de la acción que realicemos. A continuación, se exponen los valores:

**Tabla 3.2.** Valores de arranque y frenada

Arranque	$33 \frac{kN}{m} \cdot L(m) \cdot \alpha$	$L < 30 m$
Frenado	$20 \frac{kN}{m} \cdot L(m) \cdot \alpha$	$L < 300 m$

Recordando que el valor de alpha vendrá determinado por el ancho de vía a utilizar. También conviene saber que estas fuerzas tendrán que coexistir a la vez con las fuerzas verticales antes mencionadas si así resultará más desfavorable el cálculo.

### *3.5.3.2.2. Fuerza centrífuga*

La fuerza centrífuga será valorada como fuerzas horizontales situadas a 1,8 metros sobre el plano medio de rodadura y perpendiculares al eje. Esta fuerza es producida en puentes con curva, por lo que en nuestro estudio no será necesario, por lo que no se presentará la manera de cálculo.

### *3.5.3.2.3. Efecto lazo*

Este efecto es producido en los trenes debido a la conicidad de las ruedas que puede provocar oscilaciones. La IAPF presenta este efecto como una fuerza horizontal, perpendicular al eje y orientada hacia el exterior de valor puntual 100 kilo newton. Al igual que en las cargas verticales el valor de 100 kilonewton vendrá caracterizado por alpha. El valor de alpha que hemos visto en el apartado 3.5.3.1.1. vendrá modificado en los siguientes casos:

$$\text{Si } \alpha < 1; \alpha = 1 \quad (4)$$

$$\text{Si } v_{tren} \geq 120 \frac{km}{h}; \alpha \leq 1 \quad (5)$$

### *3.5.3.2.4. Combinación de cargas horizontales.*

Las cargas horizontales se pueden combinar entre ellas para encontrar la situación más desfavorable. La IAPF nos presenta cuatro opciones donde la estructura pudiese sufrir más. La combinación de cargas que usaremos nosotros será la de arranque y frenado más efecto lazo.

### *3.5.3.3. Cargas producidas por el viento*

Otro de los puntos claves en el diseño de las estructuras es las condiciones climáticas. Las cargas producidas por el viento dependerán en gran parte del lugar donde esté la estructura, el entorno que tenga y del diseño de la estructura. Para ello la acción del viento se asimilará como una carga estática equivalente en la gran mayoría de las construcciones, incluida la nuestra. Se deberá de hacer un estudio más profundo en aquellas construcciones muy elásticas o de vanos muy largos.

Los parámetros necesarios para la obtención de la fuerza estática equivalente a la carga del viento se muestran a continuación:

#### Velocidad de cálculo

Será la velocidad máxima de ráfaga que puede afectar la estructura. Viene determinada por el siguiente cálculo.

$$V_c = C_t \cdot C_z \cdot C_g \cdot C_r \cdot V_{ref} \quad (6)$$

Donde

$C_t =$  Factor de topografía

Este factor tendrá valor 1 en la mayoría de los casos. Solo será de 1,1 en valles susceptibles a encauzamiento del viento. Si nuestra estructura estuviera en un lugar con muchos obstáculos debería hacerse un estudio previo para determinar el valor

$C_z =$  Factor de altura

El factor de altura se obtiene mediante las dos siguientes ecuaciones:

$$C_z = k_z \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ cuando } z \geq z_{\min} \quad (7)$$

$$C_z = k_z \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \text{ cuando } z < z_{\min} \quad (8)$$

Donde  $k_z, z_0$  y  $z_{\min}$  vienen determinados en la figura 3.3 y son factor de terreno, rugosidad y la altura mínima. Para la elección del tipo de entorno debemos mirar cual es nuestro caso.

Y la incógnita  $z$  es la altura entre el punto de aplicación del puente y el terreno.

**Tabla 3.3.** Tipos de entorno

Tipo de entorno	Explicación
I	Mar o zona costera expuesta al mar abierto.
II	Lagos o aéreas planas con vegetación despreciable.
III	Zona rural, vegetación baja o pocos obstáculos.
IV	Zona suburbana, forestal o industrial y obstáculos aislados.
V	Zona urbana con altura media edificios de 15 metros.

TIPO DE ENTORNO	$k_z$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\alpha$
0	0,16	0,003	1	0,38
I	0,17	0,01	1	0,44
II	0,19	0,05	2	0,52
III	0,22	0,30	5	0,61
IV	0,23	1,00	10	0,67

**Figura 3.3.** Valores de  $k_z$ ,  $z_0$  y  $z_{min}$

$C_g =$  Factor de ráfaga

El factor de ráfaga lo deduciremos a partir de la siguiente ecuación. Si nuestra estructura estuviera en una zona muy sensible, se tendrá que realizar un estudio para encontrar el factor de ráfaga más adecuado.

$$C_g = \sqrt{\left(1 + \frac{7 \cdot k_z}{C_z \cdot C_t}\right)} \quad (9)$$

Tanto  $k_z$ ,  $C_g$  y  $C_z$  han sido previamente explicados como calcularlos.

$C_r =$  Factor de riesgo

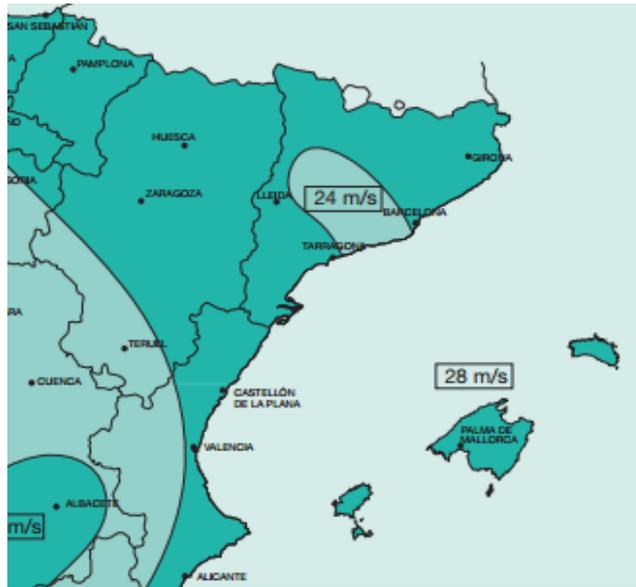
El Factor de riesgo viene predeterminado por el tiempo que la estructura debe estar en pie, en este caso la IAPF nos presenta que para un periodo de retorno de 100 años el valor es 1,04 y si es para 1 año el factor de riesgo es 0,84. Si no fuera ninguna de estas opciones, se calcularía de la siguiente manera

$$C_r = \sqrt{0,562 \left(1 - 0,2 \cdot \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right)\right)} \quad (10)$$

Donde T es el periodo de retorno en años

$V_{ref} =$  Velocidad de referencia

Será la velocidad media durante diez minutos en un terreno plano y desprotegido del viento a una altura de diez metros. Esta velocidad la podemos encontrar en el siguiente mapa a falta de datos precisos.



**Figura 3.4.** Velocidad de referencia

Coeficiente de arrastre

El coeficiente de arrastre depende de la sección a la que está expuesto del viento nuestro elemento. Si dicho elemento estuviera oculto se tendría que multiplicar el resultado por el coeficiente de ocultamiento. Como obtener el coeficiente de arrastre y el de ocultamiento se presenta en las siguientes tablas.

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,25$	0,33	0,50	0,67	1,00	1,50	2,00	3,00	$\geq 4,00$
	$C_D$	2,1	2,2	2,2	2,2	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1
	SECCIÓN CIRCULAR CON SUPERFICIE LISA Y TAL QUE $DV_c > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $C_D = 0,7$					SECCIÓN CIRCULAR CON SUPERFICIE RUGOSA, O LISA TAL QUE $DV_c < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $C_D = 1,2$				

**Figura 3.5.** Coeficiente de arrastre

ESPACIAMIENTO RELATIVO ( $s_r$ )	RELACIÓN DE SOLIDEZ ( $\lambda$ )					
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	$\geq 0,6$
0,5	0,75	0,40	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1,00	0,82	0,64	0,46	0,28	0,10
2	1,00	0,84	0,68	0,52	0,36	0,20
3	1,00	0,86	0,72	0,59	0,45	0,31
4	1,00	0,89	0,78	0,68	0,57	0,46
5	1,00	1,00	0,92	0,85	0,77	0,69
6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

**Figura 3.6.** Coeficiente de ocultamiento

### Área neta de exposición

El área de neta de exposición será aquella área a la que está expuesta del viento y proyectada sobre un plano normal.

Una vez presentados los parámetros necesarios para el cálculo, se presenta a continuación la ecuación del empuje del viento. Cabe recordar que cada elemento que sufra la acción del viento, tendrá su propia ecuación, ya que, afecta de manera distinta el viento

$$F_{hk} = C_d \cdot A \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2 \quad (11)$$

Donde:

$A$  = Área neta o sólida de exposición de cada elemento

$C_d$  = Coeficiente de arrastre

$\rho$  = Densidad del aire = 1,25 kg/m<sup>3</sup>

$V_c$  = Velocidad de cálculo

El empuje del viento encontrado se aplicará sobre el centro gravedad del elemento y al menos se aplicarán dos fuerzas de viento sobre cada elemento. Una perpendicular y una paralela, cada una de ellos en el sentido que sea más desfavorable. No se aplicarán dichas cargas de viento a la vez.

#### 3.5.3.3.1. Empuje del viento en tableros

Para el tablero, el empuje del viento se calculará de manera distinta. Para ello la IAPF hace distinción entre tableros apoyados sobre vigas de alma llena o celosía. En nuestro caso al no poseer de tablero, no se hará ningún tipo de cálculo.

### 3.5.3.3.2. Empuje del viento en pilas

Para el cálculo de pilas ocurre lo mismo que para el tablero, tiene su forma particular de cálculo. Nuestra estructura no dispondrá de pilas, ya que solo contará con estribos por lo que este cálculo no será necesario.

### 3.5.3.4. Cargas producidas por la nieve

Las sobrecargas de nieve solo se tendrán en cuenta en aquellas zonas donde no actúe el tráfico ferroviario. Al igual que en el viento se podrá aproximar la carga de nieve mediante una ecuación sino se dispone de un informe de la zona. No usaremos esta ecuación en ningún caso en puentes de vanos muy largos, muy elásticos o donde las cargas de viento hayamos observado que le son muy desfavorables. La ecuación mencionada es la siguiente.

$$q_k = s_k \cdot 0,8 \quad (12)$$

El valor de  $s_k$  vendrá predeterminado por la figura siguiente.

ALTITUD $H$ [m]	ZONA I NORTE ATLÁNTICA $s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ZONA II NORTE MEDITERRÁNEA $s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ZONA III SUR PENINSULAR $s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ZONA IV PENIBÉTICA E ISLAS CANARIAS $s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2000	7,4	6,2	4,8	4,8
1900	6,3	5,6	4,1	4,1
1800	5,3	5,0	3,5	3,5
1700	4,5	4,5	3,0	3,0
1600	3,8	4,0	2,6	2,6
1500	3,2	3,6	2,2	2,2
1400	2,2	2,6	1,6	1,6
1300	1,9	2,4	1,4	1,4
1200	1,8	2,1	1,2	1,2
1100	1,6	1,9	1,0	1,0
1000	1,1	1,7	0,9	0,9
900	0,7	1,1	0,6	0,4*
800	0,6	1,0	0,5	0,4*
700	0,5	0,7	0,4*	0,4*
600	0,4*	0,6	0,4*	0,4*
500	0,4*	0,6	0,4*	0,4*
400	0,4*	0,5	0,4*	0,4*
0 - 200	0,4*	0,4*	0,4*	0,4*

**Figura 3.7.** Valor de  $s_k$

Si la estructura posee muretes u otros elementos de contención de tablero que permitan la acumulación de nieve deberá aplicarse la carga de nieve a todo el tablero menos en los raíles. La cantidad de nieve tendrá el mismo espesor que el elemento de contención.

### 3.5.3.5. Cargas producidas por variaciones térmicas

Nuestra estructura sufrirá a lo largo de todo el año cambios de temperatura debido a la temperatura exterior. Eso producirá cambios en la estructura que si no prevemos con antelación podría llegar a colapsar. Para ello se calcula la variación anual de temperatura y se obtiene del siguiente modo.

$$\Delta T = K \cdot z^a \cdot h^b \cdot s^c \quad (13)$$

Donde

$z$  = Zona donde esta situado el puente [tipo]

$h$  = altura del canto del tablero [m]

$s$  = separación entre vigas [m]

$k, a, b, c$  = constantes tabla

También recalca la IAPF el cálculo del gradiente térmico, que es la diferencia de temperatura entre la parte superior y la inferior del tablero debido al sol.

Para el cálculo del gradiente térmico la IAPF presenta múltiples opciones y más adelante en el punto 4, se especificará más sobre ello.

## 3.6 Cálculo de las acciones

Una vez se han explicado todas aquellas cargas que pueden afectar a un puente se tendrán que hacer comprobaciones numéricas para asegurar la viabilidad de la construcción. Para ello el Código Técnico de la Edificación nos presenta dos comprobaciones a realizar, el Estado Límite de Servicio y el Estado Límite Último.

### 3.6.1. Estado Límite de Servicio (ELS)

El Estado Límite de Servicio es una magnitud que una vez superada nuestra estructura perdería funcionalidad o sufriría algún tipo de deterioro, pero no la posibilidad de colapso inminente. En este tipo de comprobaciones solamente se aplican las acciones que son permanentes y variables. Para su cálculo la IAPF nos presenta las siguientes ecuaciones:

- Combinación característica (poco probable)

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (14)$$

Donde

$G_{k,i}$  = carga permanente

$G_{k,j}^*$  = carga permanente no constante

$Q_{k,1}$  = variable dominante

$\gamma, \Psi$  = Valores de combinación de acciones

- Combinación frecuente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (15)$$

- Combinación cuasi permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (16)$$

Para dicha comprobación se harán tantas hipótesis como sean necesarias donde una variable será la principal y las demás como concomitantes.

A continuación, se presenta la tabla para la obtención de los valores de combinación.

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA	
		EFECTO FAVORABLE	EFECTO DESFAVORABLE
Permanente de valor constante		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	Pretensado $P_1$ Armaduras postesas	$\gamma_{G^*} = 0,90$	$\gamma_{G^*} = 1,10$
	Pretensado $P_1$ Armaduras pretesas	$\gamma_{G^*} = 0,95$	$\gamma_{G^*} = 1,05$
	Pretensado $P_2$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	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		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

**Figura 3.8.** Valor del coeficiente  $\gamma$  según acción

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

(1) Adopta los siguientes valores:  
 0,80 con una vía cargada.  
 0,60 con dos vías cargadas simultáneamente.  
 0,40 con tres o más vías cargadas simultáneamente.

**Figura 3.9.** Valor del coeficiente  $\Psi$  según acción

### 3.6.2. Estado Límite Último (ELU)

El Estado Límite Último es aquella magnitud que una vez alcanzada la estructura o una parte de ella estará cerca del colapso. Para ello la IAPF nos presenta la manera de comprobarlo donde aquí se tendrán en cuenta todas las opciones.

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (17)$$

Al igual que en el primer estado límite se tendrán en cuenta todas las combinaciones.

También se nos presenten las ecuaciones para situaciones accidentales con o sin sismo.

- ELU sin sismo

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{AA} A_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (18)$$

Donde

$A_k =$  valor acción accidental

- ELU con sismo

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} A_{E,k} + \gamma_{Q,1} \Psi_{2,1} Q_{k,1} \quad (19)$$

Donde

$A_{E,k} =$  valor acción sísmica

A continuación, se presentan el factor gamma para ELU.

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA		SITUACIÓN ACCIDENTAL	
		EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE	EFFECTO FAVORABLE	EFFECTO DESFAVORABLE
Permanente de valor constante <sup>(1) (2)</sup>		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	Pretensado P <sub>1</sub> <sup>(3)</sup>	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Pretensado P <sub>2</sub> <sup>(4)</sup>	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,35$	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Otra presolicitación <sup>(3)</sup>	$\gamma_G^* = 0,95$	$\gamma_G^* = 1,05$	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Reológica	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,35$	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$
	Acción o asiento del terreno	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,50$	$\gamma_G^* = 1,00$	$\gamma_G^* = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental		—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

**Figura 3.10.** Valor del coeficiente  $\gamma$  según acción

# CAPÍTULO 4: CÁLCULOS

## 4.1. Requerimientos del diseño

Una vez detallados todos los aspectos teóricos necesarios para el diseño y ejecución de nuestro puente se deberán presentar todos aquellos elementos que serán necesarios para el cálculo. Para ello se deberá evaluar la tipología de puente a construir, que material metálico usar en la construcción y todas aquellas comprobaciones en cuanto a la resistencia de la estructura.

### 4.1.1. Datos principales de la estructura

Para determinar qué tipo de puente se requiere se deben conocer todos aquellos datos imprescindibles para su construcción. Para ello se debe conocer el espacio a recorrer (luz del puente) y el ancho. También afectará a su diseño la durabilidad de la estructura, el tipo de uso que se va a realizar y el obstáculo a salvar con la construcción de puente. A continuación, se presentan todos aquellos detalles que se necesitarán para su diseño.

**Tabla 4.1.** Datos principales

Detalles de la construcción	Diseño particular
Luz del puente [m]	28,6
Ancho del puente [m]	4. Única vía férrea
Altura de gálibo [m]	5
Durabilidad	Permanente
Uso	Exclusivo ferroviario
Obstáculos a salvar (rio, autopista, terraplén)	Terraplén

Localización	Catalunya
Trayecto ferroviario	Línea XC02 Barcelona-Portbou
Tipo de tren	Tráfico normal/ trenes regionales
Ancho de vía	Ancho ibérico (1668 m)
Zona sísmica	Según IAPF, no será necesario el cálculo

#### 4.1.2. Tipología de puente

En cuanto a la elección del puente tendremos que tener varios factores en cuenta, ya que no se trata solamente de que la estructura siga en pie, sino que dependerá de muchos factores como la estética, fácil mantenimiento, fácil construcción y el coste. Debido a las dimensiones que nos requieren solamente tres opciones podrán ser realizadas.

- Estética

La estética en la estructura es una pieza importante, ya que la estructura tiene que combinar con el lugar donde se encuentra. Por lo que al ser un lugar llano sin mucha vegetación se intentará que no sobresalga demasiado la estructura.

- Facilidad de construcción

Siempre es importante que el proceso constructivo del puente sea sencillo y así que el montaje sea rápido. Es por eso que en algunos casos es mejor transportar piezas de dimensiones más pequeñas en camiones y realizar el montaje in situ que no transportar grandes piezas desde fábricas y tener que cortar carreteras y utilizar vehículos especiales.

- Facilidad de mantenimiento

Otro de los puntos a tener en cuenta es la facilidad de mantenimiento de cada uno de los elementos del puente y así que la estructura alcance la vida útil para la cual ha sido diseñada. También es recomendable en algunas estructuras la creación de aceras para así facilitar el mantenimiento de algunas partes.

- Coste

El último de los factores que analizaremos es el coste, donde en algunos casos es casi tan importante como que el puente aguante. Eso es debido a la dura competitividad en el mercado y a la posibilidad de sacar el máximo rendimiento económico a la construcción de una estructura.

Una vez vistos los cuatro factores que se valorarán, se hará una valoración numérica y subjetiva de cada uno de ellos para así escoger que tipo de construcción es la adecuada. En esta valoración que se realizará no se valorarán construcciones de tablero móvil ni tampoco se valorará por no entrar dentro de los parámetros habituales de construcción tanto puentes colgantes como atirantados. Estos últimos se realizan para puentes de grandes luces.

Antes de mostrar el estudio realizado tendremos en cuenta que todos los factores antes explicados no son igual de importantes por lo que les aplicaremos una ponderación a cada uno de ellos.

**Tabla 4.2.** Ponderación factores de construcción

Factor	Ponderación
Estética	0,2
Facilidad de construcción	0,3
Facilidad de mantenimiento	0,1
Coste	0,4

La valoración numérica dada a cada uno de los factores es la siguiente:

**Tabla 4.3.** Valoración de los factores

Tipología de puente	Estética	FC	FM	Coste
Puente con arco	9	7	7	7
Puente con celosía	7	8	9	8
Puente tipo viga	5	9	9	9

FC= Facilidad de construcción

FM= Facilidad de mantenimiento

Una vez aplicados los criterios, los resultados obtenidos aplicando las ponderaciones correspondientes son:

**Tabla 4.4.** Valoración final

Tipo de puente	Valoración final
Puente con arco	7,4
Puente con celosía	7,9
Puente tipo viga	8,2

La tipología de puente escogida será el puente tipo viga. De puente tipo viga se pueden construir de diferentes maneras, ya sea un conjunto de vigas biapoyadas con tablero abierto o tablero de hormigón, una losa de hormigón con vigas armadas entre otras muchas opciones.

El puente a diseñar será una estructura isostática de un único vano, biapoyada en sus extremos, un apoyo fijo al inicio de puente y un apoyo móvil al final, y constará de juntas de dilatación en sus extremos.

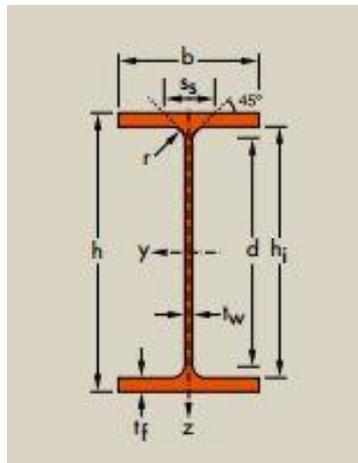
Para el diseño de vigas se elegirán dos vigas principales que cubran toda la luz del puente, vigas transversales de cuatro metros de longitud separadas entre sus ejes 2,86 metros y la colocación de arriostres para dar rigidez a la construcción. Dicha estructura poseerá tablero abierto para así aligerar la estructura y se puede realizar ya que no transitarán peatones por ella.

Al no tener datos de vigas utilizadas en puentes similares se ha hecho un predimensionamiento de cada una de las vigas que se usarán. Todas aquellas vigas que no cumplan serán substituidas por vigas de mayor tamaño o diferente perfil. Si alguna de las vigas utilizadas fuera demasiado grande también se disminuiría el perfil.

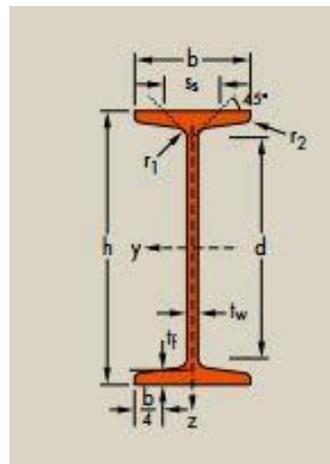
Los perfiles escogidos para las 3 vigas necesarias en nuestro puente serán perfiles doble T, de los cuales tanto arriostres como vigas transversales serán vigas normalizadas y las vigas principales serán de diseño propio. A continuación, se añade dos figuras y una tabla con los datos más relevantes de las vigas.

**Tabla 4.5.** Datos relevantes vigas

Viga	Perfil escogido	$h$ [mm]	$b$ [mm]	$t_w$ [mm]	$t_f$ [mm]
Viga principal	IPE	1200	800	25	50
V. transversal	IPN 600	600	215	8,6	13,5
Arriostre	IPE 400	400	180	21,6	32,4

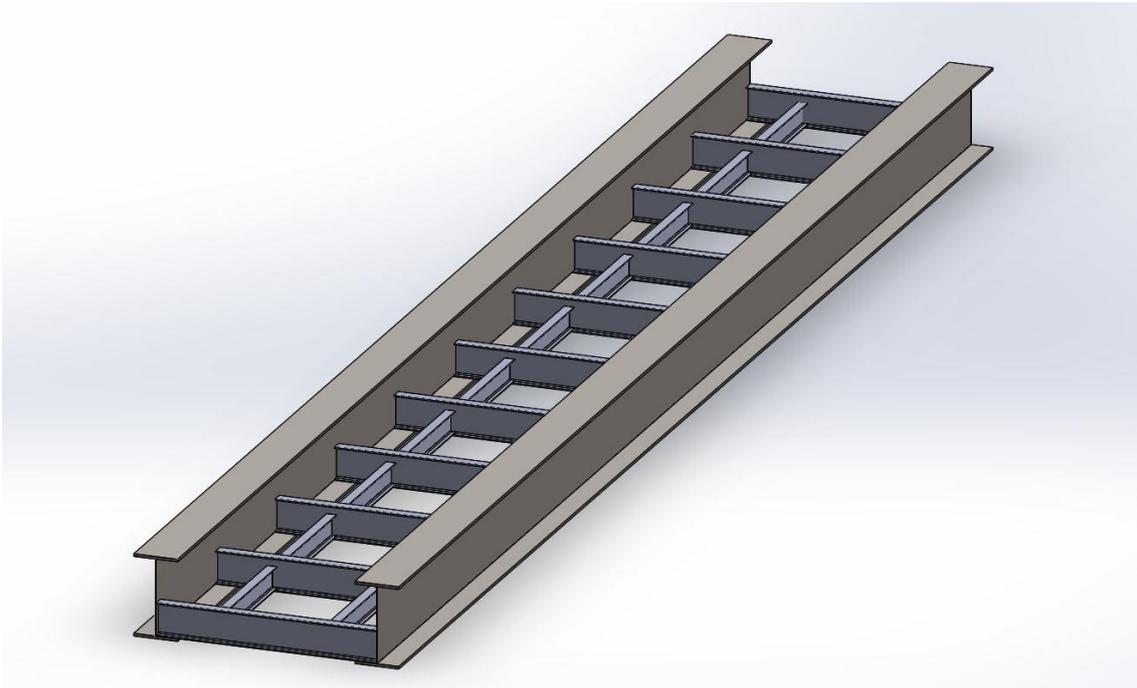


**Figura 4.1.** IPE



**Figura 4.2.** IPN

A continuación, se presenta una imagen en 3D realizada en SolidWorks representando el puente que se quiere construir.



**Figura 4.3.** Estructura predimensionada

#### 4.1.3 Material de construcción

El material constructivo es la otra gran elección a realizar. El material elegido para la construcción de nuestro puente será el acero. Para perfiles normalizados usaremos el acero S355.

Propiedades acero S355

- *Módulo de Elasticidad  $E = 210 \text{ Mpa}$*
- *Densidad =  $7850 \text{ kg/m}^3$*
- *Valor mínimo garantizado límite elástico =  $345/355 \text{ MPa}$*
- *Coficiente de Poisson  $\nu = 0,3$*
- *Coficiente dilatación térmica =  $1,2 \cdot 10^{-5} (\text{°C})^{-1}$*

A continuación, se presentarán las principales ventajas y desventajas para su utilización.

Ventajas

1. **Peso/Resistencia:** Es una de las grandes ventajas respecto el hormigón, ya que la relación peso resistencia es mucho mayor y eso permite tener construcciones con vanos más largos.
2. **Uniones:** La facilidad de unión entre piezas metálicas ya se mediante soldadura o tornillería. Esto permite por ejemplo transportar distintas piezas más pequeñas y unir las en la propia obra lo cual incide en la rapidez de construcción de la obra.

3. Ductilidad: El acero presenta gran ductilidad lo cual nos permite que la estructura no se agrete fácilmente. Gracias a ello si la estructura fallará sería más fácil de observar ya que no rompe de manera brusca y repentina.
4. Durabilidad: Poseen la gran ventaja que si se mantienen correctamente la estructura puede quedar en pie de por vida.
5. Perfiles normalizados: Debido que se puede laminar de manera económica permite que podamos disfrutar de perfiles normalizados que se adapten a nuestras necesidades sin perder sus propiedades.

#### Desventajas

1. Fuego y altas temperaturas: La aparición de fuego o de altas temperaturas repercute en sus propiedades, menguándolas de manera sustantiva y en las dimensiones de una viga provocando problemas si no poseen libertad para expandirse. Este problema se soluciona en los puentes con juntas de dilatación.
2. Pandeo: En algunos elementos metálicos al ser esbeltos, debido que con poco material tenemos una gran resistencia, se ven afectados por el pandeo pudiéndose aliviar el problema en algunos perfiles normalizados que posean grandes inercias.
3. Corrosión: El acero es un material sufre corrosión con facilidad y por ello se ve muy afectado por viento y agua entre otros. Es por eso que cualquier construcción metálica ha de ser pintada periódicamente con el fin de evitar la aparición de ella.

## 4.2. Vigas principales

La estructura constará de dos vigas principales apoyadas en sus extremos por un extremo fijo a la entrada del puente y un extremo móvil a la salida de él. A continuación, se calcularán todas aquellas acciones a las que estarán sometidas dichas vigas.

### 4.2.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes a las que deberá hacer frente el puente serán el peso propio de todas las vigas, el peso de los carriles y el peso de las traviesas.

#### 4.2.1.1. Carriles

La IAPF nos muestra en su Anejo D todos aquellos carriles estándares con sus principales características. El carril escogido será el UIC54. El peso propio de los carriles será ejecutado como una carga distribuida a lo largo de todo el puente.

**Tabla 4.6.** Carril UIC54

Sección [cm <sup>2</sup> ]	Masa [ $\frac{kg}{m}$ ]
69,34	59,43

Carga que produce el peso propio de un carril.

$$G_{carril} = 59,43 \frac{kg}{m} = 59,43 \frac{kg}{m} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 583,01 \frac{N}{m} \quad (20)$$

#### 4.2.1.2. Traviesas

Para el soporte de los carriles es necesario la colocación de traviesas. Dichas traviesas irán colocadas sobre las vigas longitudinales que harán de arriostres. La elección de las traviesas ha sido las traviesas de madera para ancho ibérico y sus características son las siguientes.

**Tabla 4.7.** Características traviesas de madera

Ancho de vía	Material	Masa [kg]	Longitud [m]	Ancho [m]	d1 [m]	d2 [m]
Ancho ibérico	Madera	180	2,6	0,24	0,6	0,14

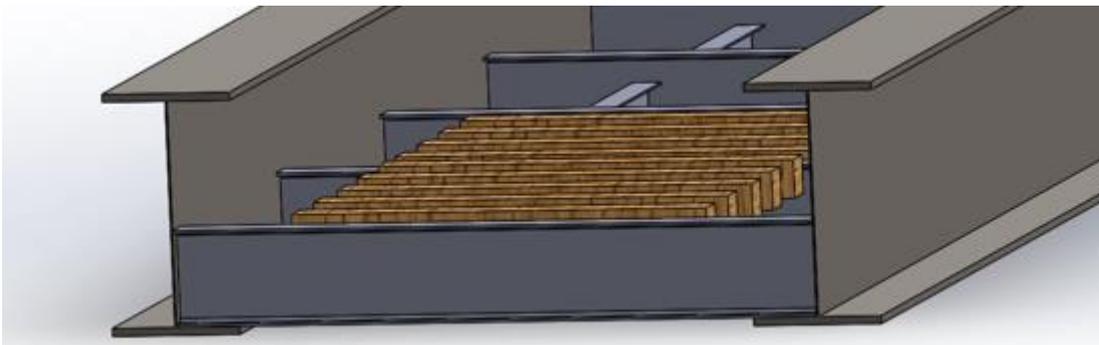
*d1= separación entre ejes de traviesas*

*d2=canto de la traviesa bajo el carril*

Como se observa en las características, la distancia máxima entre traviesas es 60 centímetros. En nuestro puente se colocarán 50 traviesas, 5 en cada una de las separaciones entre las vigas transversales y dichas cargas serán evaluadas como cargas puntuales.

$$G_{traviesa} = 180 \text{ kg} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 1765,80 \text{ N} = 1,77 \text{ kN} \quad (21)$$

Cada traviesa provocará una fuerza vertical y descendente de 1765,80 N.



**Figura 4.4.** Colocación de traviesas entre vigas transversales

#### 4.2.1.3. Peso propio de los arriostres

Para los arriostres se utilizarán vigas IPE 400 de acero s355. Toda viga escogida deberá después aguantar todos aquellos esfuerzos a los que está sometida, si no fuera así se debería cambiar por una viga de tamaño superior o diferente perfil. Cada uno de los arriostres será evaluado como una carga distribuida.

**Tabla 4.8. IPE 400**

Masa [ $\frac{kg}{m}$ ]	66,3
-------------------------	------

La carga vertical distribuida debido al peso propio de la viga IPE 400 es de valor:

$$G_{ipe400} = 66,3 \frac{kg}{m} = 650,40 \frac{N}{m} \quad (22)$$

#### 4.2.1.4. Peso propio viga transversal

Para la viga transversal se ha elegido el perfil IPN 600. Al igual que en el caso anterior si la viga no soportará alguno de los esfuerzos se cambiará por una de tamaño superior o perfil diferente.

**Tabla 4.9. IPN 600**

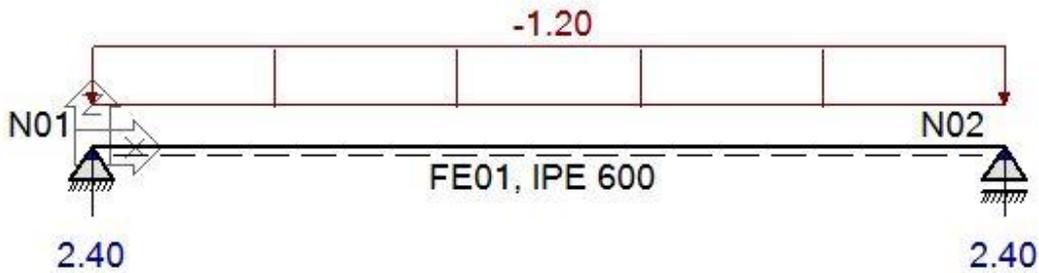
Masa [ $\frac{kg}{m}$ ]	122
-------------------------	-----

La carga vertical distribuida debido al peso propio de la viga IPE 600 es de valor:

$$G_{ipe600} = m \cdot g = 122 \frac{kg}{m} = 1,20 \frac{kN}{m} \quad (23)$$

A diferencia del arriostre las vigas transversales no están colocadas en la misma dirección que las vigas principales, por lo que la carga distribuida debido a la viga IPN 600 se aplicará sobre las vigas principales como una fuerza puntual de valor igual a las reacciones que genera en sus extremos.

$$G_{ipe600}(\text{Carga puntual}) = 2,4 \text{ kN}$$



**Figura 4.5.** Reacciones debido al peso propio

#### 4.2.1.5. Peso propio vigas principales

Las vigas principales serán de diseño propio por lo que no se tendrán valores normalizados de la masa por metro lineal. Se ha realizado una estimación sobre área de la sección de la viga y de ahí se sacará el valor de la masa. El perfil escogido a diseñar será un perfil doble T. Si los resultados estimados fueran inferiores a los reales se deberían modificar los cálculos.

$$\text{Area VP} = 2 \cdot b \cdot t_f + (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 107500 \text{ mm}^2 \quad (24)$$

Donde

$$b = \text{ancho de ala} = 80 \text{ mm}$$

$$t_f = \text{espesor ala} = 50 \text{ mm}$$

$$h = \text{altura perfil} = 1200 \text{ mm}$$

$$t_w = \text{espesor del alma} = 25 \text{ mm}$$

Por lo que la masa y el peso propio de la viga será:

$$\text{Masa} = \text{area} \cdot \rho = 107500 \text{ mm}^2 \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 843,88 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad (25)$$

Donde

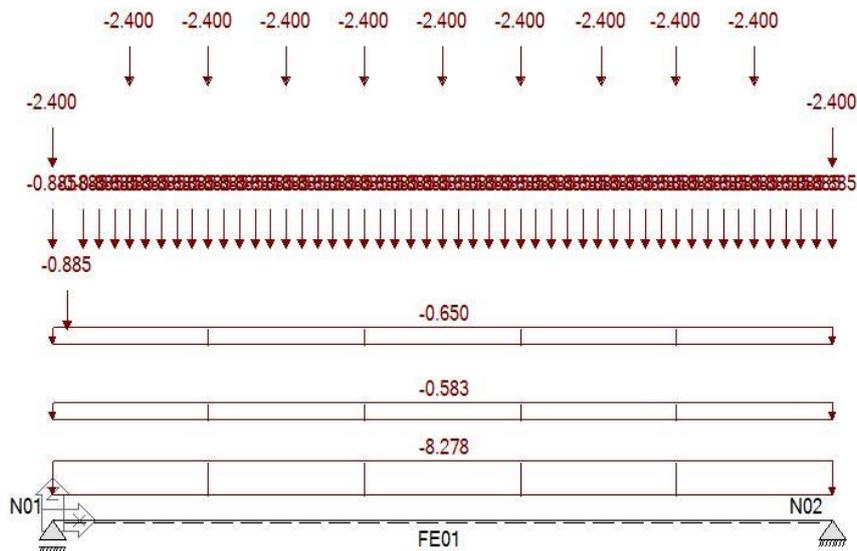
$$\rho(\text{acero}) = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$G_{VP} = 843,88 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 8278,41 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad (26)$$

#### 4.2.1.6. Diagramas

Una vez obtenidas las cargas que generan cada uno de los elementos, se debe recordar que se poseen dos vigas principales por lo que cada elemento aguantará la mitad de las cargas, es decir, que cada viga principal aguantará el peso de un carril, la mitad de cada traviesa, la mitad de cada viga transversal y 10 de los 20 arriostres. Dichas cargas permanentes generarán cortante y momento flector sobre las vigas principales y se muestran en los siguientes diagramas. Todas las cargas estarán en  $kN$  y  $kN \cdot m$  y los valores de los diagramas estarán aproximados para facilitar su visión.

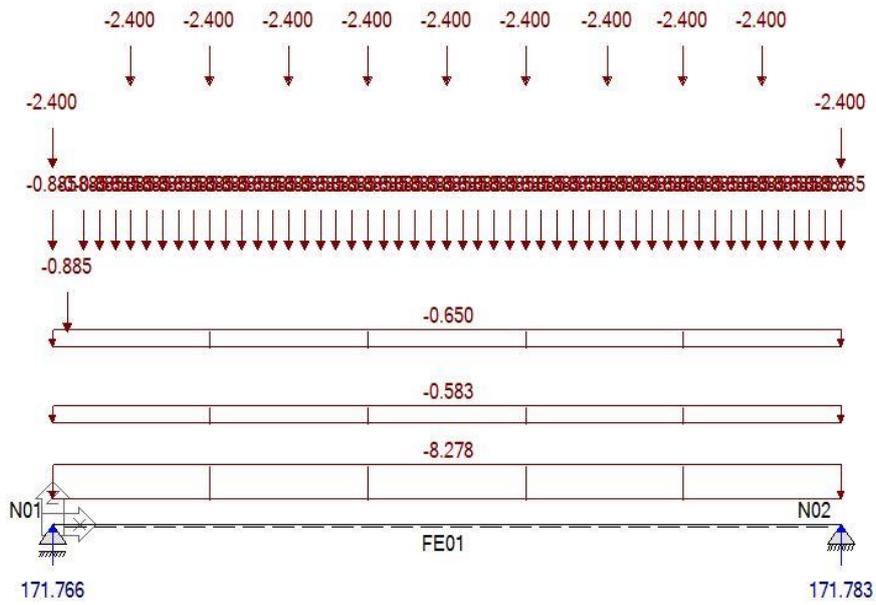
#### Diagrama de cargas y reacciones en los apoyos



**Figura 4.6.** Distribución de cargas

- 50 cargas puntuales de  $\frac{1,77}{2} kN$
- Carga variable debido a los arriostres de  $0,650 \frac{kN}{m}$
- Carga variable debido a un carril de  $583,01 \frac{kN}{m}$
- Carga puntal debido a las vigas transversales de  $2,40 kN$
- Peso propio de  $8,278 \frac{kN}{m}$

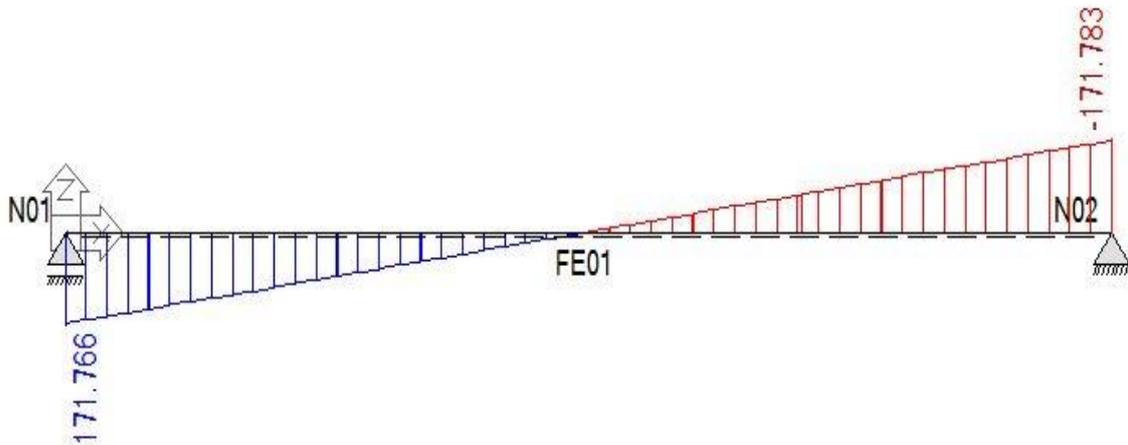
Reacciones en los apoyos



**Figura 4.7.** Reacciones cargas permanentes

$$R_a = R_b \cong 171,80 \text{ kN}$$

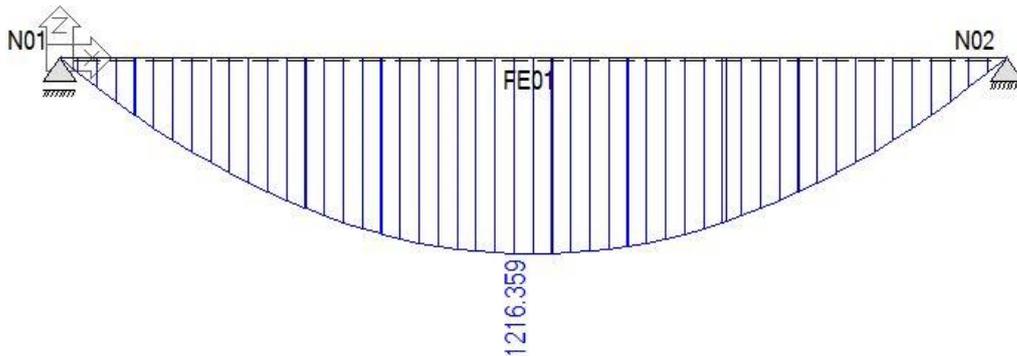
Cortante



**Figura 4.8.** Cortante cargas permanentes

$$V_{max} = 171,78 \text{ kN}$$

Momento flector



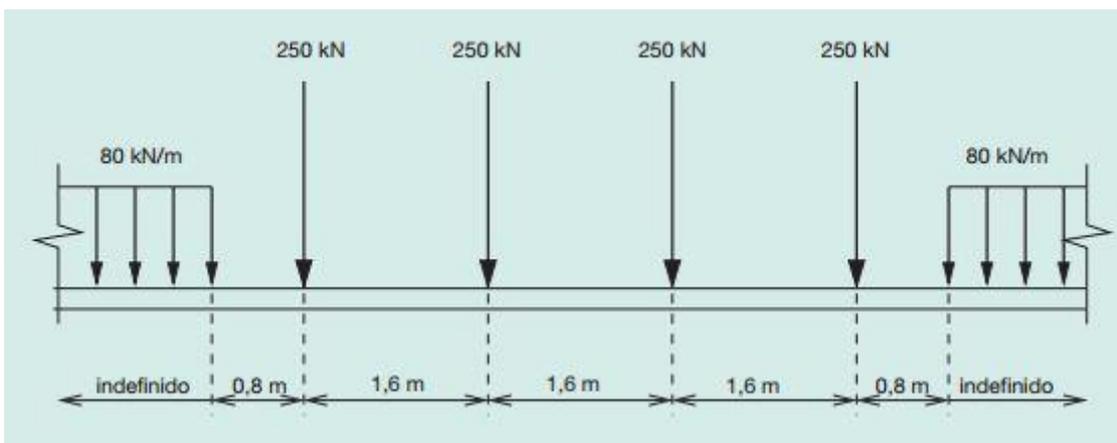
**Figura 4.9.** Momento flector cargas permanentes

$$M_{max} = 1216,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.2.2 Cargas variables

4.2.2.1 Cargas ferroviarias

Las cargas ferroviarias serán evaluadas mediante la distribución de cargas que nos presenta la IAPF. Las cargas serán soportadas por ambas vigas por lo que se dividirá la carga entre dos. La carga vertical deberá ser multiplicada por 1,21 por utilizar ancho de vía ibérico. Una vez aplicadas las cargas verticales se presentarán sus diagramas de cortante y momento flector.



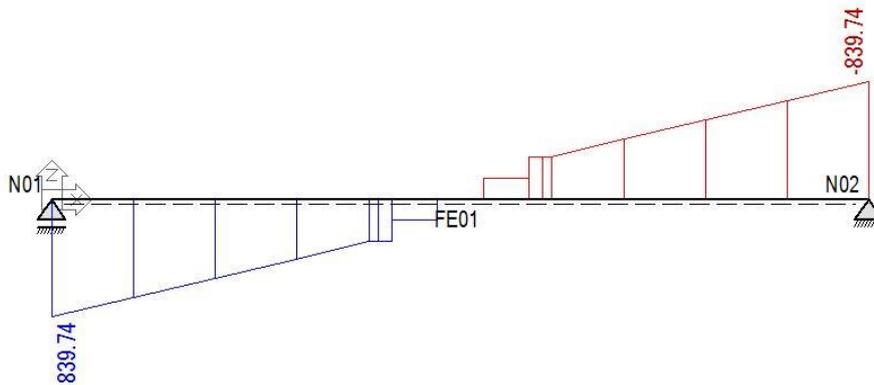
**Figura 4.10.** Tren de cargas UIC71

Dichas cargas provocarán un cortante y un momento flector que se evalúan a continuación:

$$\text{Carga distribuida por cada viga} = \frac{80}{2} \cdot 1,21 = 48,4 \frac{kN}{m} \quad (27)$$

$$\text{Cargas puntuales por cada viga} = \frac{250}{2} \cdot 1,21 = 151,25 kN \quad (28)$$

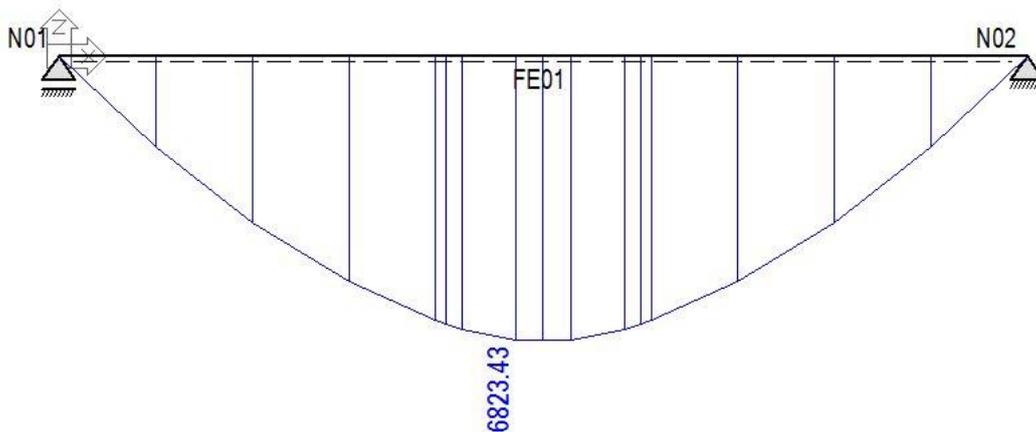
*Cortante*



**Figura 4.11.** Cortante carga ferroviaria

$$V_{max} = 839,74 kN$$

*Momento flector*



**Figura 4.12.** Momento flector carga ferroviaria

$$M_{max} = 6826,43 kN \cdot m$$

El momento máximo conseguido es por una distribución donde ambas cargas distribuidas son simétricas, pero lo que realmente no sabemos si es el momento máximo posible y se realizará mediante un proceso iterativo la búsqueda del momento flector máximo al que ambas vigas estarán sometidas. Para ello se cambiarán las dimensiones de las cargas distribuidas, siempre recordando que las cargas puntuales deben mantenerse con las mismas distancias preestablecidas. (1,6 m)

$$L_{\text{puente}} = 28,6 \text{ metros}$$

$$\text{Separación entre cargas distribuidas} = 6,4$$

$$L_{\text{cargasDistribuidas}} = 28,6 - 6,4 = 22,2 \text{ m}$$

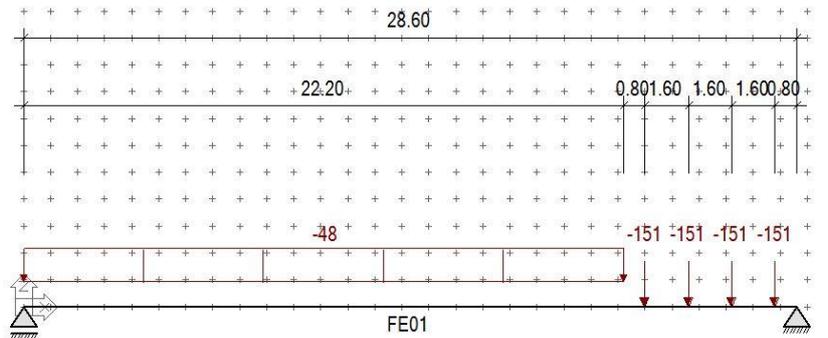
Una vez encontrada la dimensión de la suma de las dos longitudes de las cargas distribuidas, variaremos el tamaño de las cargas distribuidas desde 0 m y 22m hasta la distribución simétrica antes calculada.

**Tabla 4.10.** Cortante y momento flector crítico

$Lq_1$ [m]	$Lq_2$ [m]	$R_1$ [kN]	$R_2$ [kN]	$V_{\text{max}}$ [kN]	$M_{\text{max}}$ [kN · m]	$x \text{ del } M_{\text{max}}$ [m]
11,10	11,10	839,74	839,74	839,74	6826,43	14,30
22,20	0	725,15	954,33	954,33	5421,04	14,30
21,20	1	735,48	944,00	944,00	5568,66	14,30
20,20	2	745,80	933,68	933,68	5716,28	14,30
19,20	3	756,12	923,36	923,36	5863,90	14,30
18,20	4	766,46	913,03	913,03	6026,15	17,16
17,20	5	776,77	902,71	902,71	6203,29	17,20
16,20	6	787,09	892,39	892,39	6402,26	17,00
15,20	7	797,42	882,06	882,06	6578,93	16,00
14,20	8	807,74	871,74	871,74	6685,93	14,99
13,20	9	818,06	861,42	861,42	6769,84	15,60
12,20	10	828,38	841,10	841,10	6833,34	14,60
11,70	10,5	833,55	845,99	845,99	6839,19	14,10

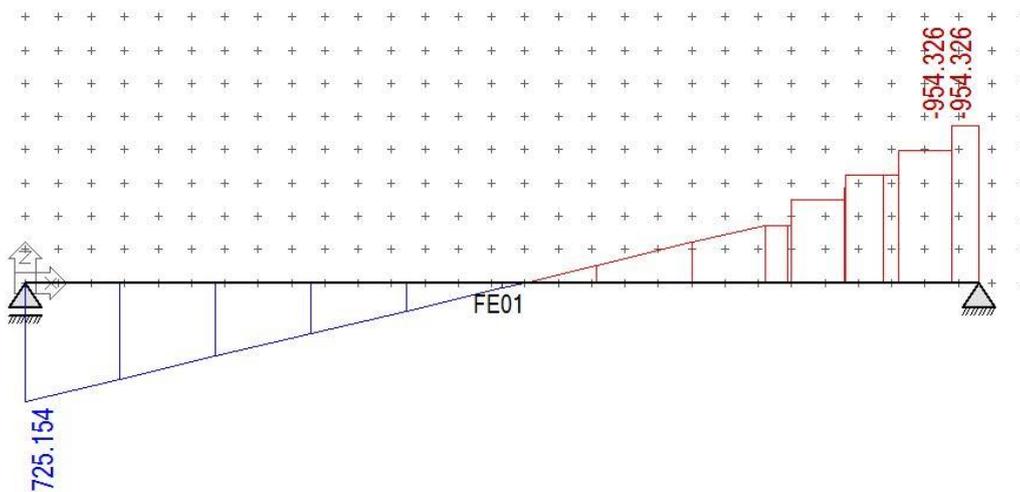
Se observa que la disposición más desfavorable a cortante es aquella en que hay una única carga distribuida de 22,20 metros. En cuanto a momento flector la disposición más desfavorable es aquella en que se poseen dos cargas distribuidas cada una de ellas de 11,70 metros y 10,50 metros, y el momento flector se aplica a 14,10 metros de un extremo.

*Disposición crítica cortante*



**Figura 4.13.** Disposición de cargas crítica

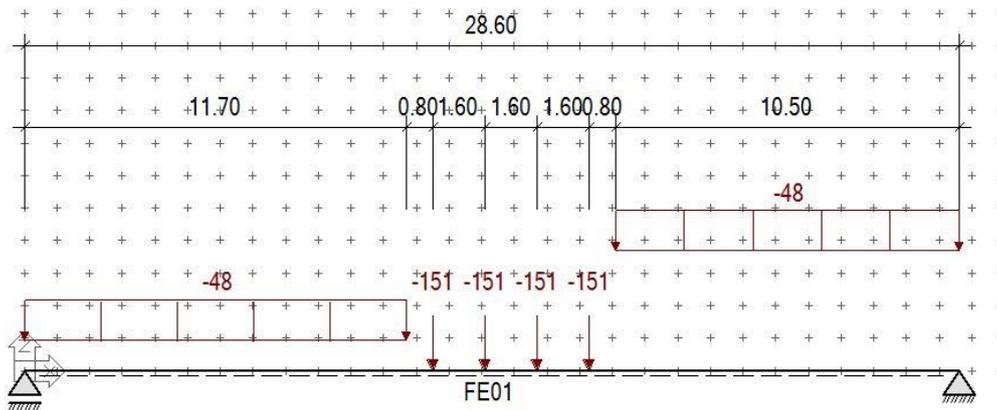
*Diagrama de cortante crítico*



**Figura 4.14.** Cortante crítica

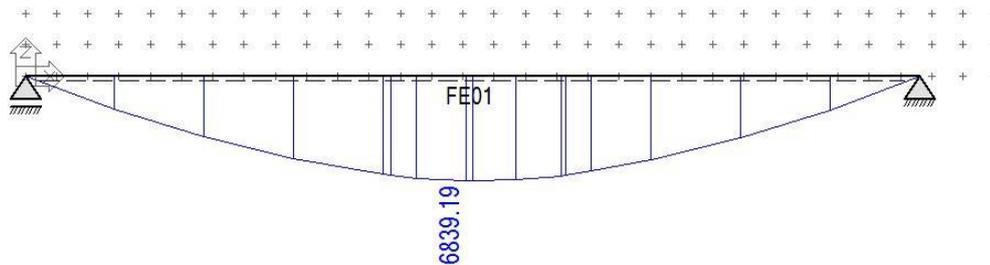
$$V_z(\max) = 954,326 \text{ kN}$$

Disposición crítica para momento flector



**Figura 4.15.** Disposición crítica momento flector

Diagrama de flectores



**Figura 4.16.** Momento flector crítico

$$M_{max} = 6839,19 \text{ kN} \cdot \text{m en } x = 14,10 \text{ m}$$

4.2.2.2. Carga de impacto

La carga de impacto como nos indica el IAPF solo se aplicará a las cargas verticales y vendrá determinado por un factor que será calculado dependiendo de la velocidad de la estructura y el tipo de puente que será construido. La carga de impacto puede ser calculada de manera más sencilla si se cumplen los siguientes 3 requisitos.

- $v \leq 220 \frac{km}{h}$  ;
- Que las vigas estén en las tablas B. 2, B. 3, B. 4, B .5 de la IAPF .
- Que la frecuencia propia de flexión cumpla ciertos paramteros.

1. El primer factor sí que lo cumple ya que no se trata de alta velocidad.
2. El segundo factor también lo cumple ya que en el cuadro B.2 del Anejo B encontramos nuestro caso.

5.1	Vigas y losas simplemente apoyadas (incluyendo vigas metálicas embebidas en el hormigón)	Luz del vano en la dirección principal de la viga										
5.2	Vigas y losas continuas de n vanos, con $L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = kL_m$ , pero no menor que $\max L_i (i = 1 \dots n)$ <table style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 0 10px;"><math>n=</math></td> <td style="padding: 0 10px;">2</td> <td style="padding: 0 10px;">3</td> <td style="padding: 0 10px;">4</td> <td style="padding: 0 10px;"><math>\geq 5</math></td> </tr> <tr> <td style="padding: 0 10px;"><math>k=</math></td> <td style="padding: 0 10px;">1,2</td> <td style="padding: 0 10px;">1,3</td> <td style="padding: 0 10px;">1,4</td> <td style="padding: 0 10px;">1,5</td> </tr> </table>	$n=$	2	3	4	$\geq 5$	$k=$	1,2	1,3	1,4	1,5
$n=$	2	3	4	$\geq 5$								
$k=$	1,2	1,3	1,4	1,5								
5.3	Estructuras porticadas —vano único	Se considera como una viga continua de tres vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes del dintel y las de los pilares)										
	—múltiples vanos	Se considera como una viga continua de múltiples vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes de los dinteles y de los pilares extremos)										

**Figura 4.17.** Cuadro B.4. Anejo B IAPF

3. El tercer factor se calcula de la siguiente manera, aunque la IAPF nos indica que no es necesario cumplir este tercer factor para poder realizar el cálculo de manera más sencilla.

$$f_{0max} = 94,76 \cdot L_\phi^{-0.748} = 7,72 \text{ Hz} ; L_\phi = \text{luz del vano}$$

$$f_{0min} = 23,58 \cdot L_\phi^{-0.592} = 3,238 \text{ Hz} ; L_\phi = \text{luz del vano}$$

En consecuencia, los dos métodos de este apartado son aplicables aunque no se cumplan los límites de frecuencias exigidos para el coeficiente de **impacto** envolvente descrito en B.2.1.1.

**Figura 4.18.** Extracto IAPF

Aunque no cumple el rango de la frecuencia, la IAPF permite seguir utilizando el método más sencillo para puentes como el nuestro, y la carga de impacto queda se calcula de la siguiente manera.

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 = 1,15 \tag{29}$$

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 = 1,09 \tag{30}$$

Donde

$L_\phi = \text{luz del vano}$  (Figura 4.18.)

Por lo que la carga de impacto será:

$$\phi = \frac{\phi_3 + \phi_2}{2} = 1,12 \tag{31}$$

Por lo tanto, tendremos que aplicar a nuestras cargas verticales este factor.

#### 4.2.2.3. Carga de viento

La carga de viento puede afectar tanto de manera transversal como longitudinal sobre las vigas, por lo que la IAPF nos muestra que valores puede tomar en cada uno de los casos.

Para conocer la carga de viento se requiere tener la velocidad de cálculo.

$$V_c = C_t \cdot C_z \cdot C_g \cdot C_r \cdot V_{ref} = 1 \cdot 0,875 \cdot 1,587 \cdot 1,04 \cdot 28 = 40,44 \frac{m}{s} \quad (32)$$

Donde cada variable se explica a continuación, y las constantes necesarias se encuentran en las figuras siguientes. Será necesario para poder encontrar las constantes, situar nuestro puente en uno de los 5 entornos que plantea la IAPF. Nuestro puente será de tipo II.

$C_t = 1$  ; No está situado en ningun valle con posibilidad de altas corrientes.

$$C_z = k_z \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{5}{0,05}\right) = 0,875 ; z = \text{altura de gálibo.}; z_0, k_z = \text{Figura 4.20.}$$

$$C_g = \sqrt{\left(1 + \frac{7 \cdot k_z}{C_z \cdot C_t}\right)} = \sqrt{\left(1 + \frac{7 \cdot 0,19}{0,875 \cdot 1}\right)} = 1,587 ; k_z = \text{Figura 4.20.} \quad (32^*)$$

$C_r = 1,04$  ; Construcción permanente

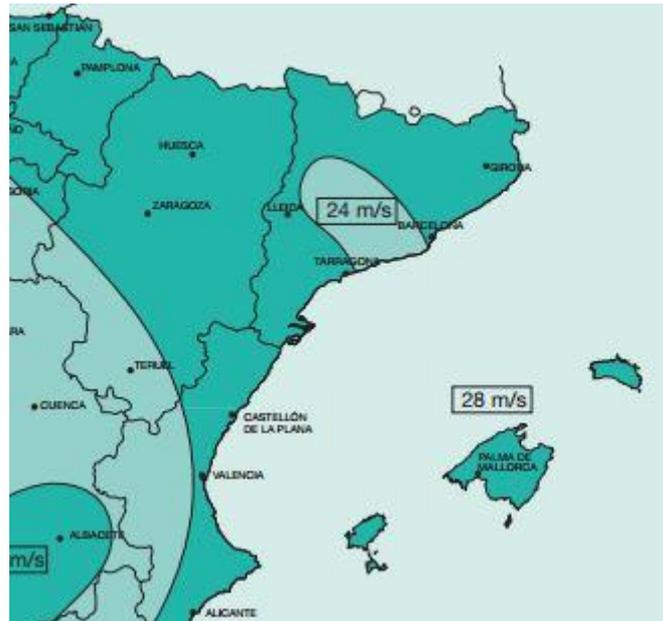
$$V_{ref} = 28 \frac{m}{s} ; \text{Figura 4.21.}$$

- 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).

**Figura 4.19.** Tipo de entorno

TIPO DE ENTORNO	$k_z$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\alpha$
0	0,16	0,003	1	0,38
I	0,17	0,01	1	0,44
II	0,19	0,05	2	0,52
III	0,22	0,30	5	0,61
IV	0,23	1,00	10	0,67

**Figura 4.20.**  $k_z, z_0$



**Figura 4.21.** Velocidad de referencia

Una vez conocida la velocidad de cálculo, calculamos las fuerzas que se aplicarán a nuestra estructura.

Carga horizontal en eje y (Eje transversal)

La carga de viento transversal afectará tanto a la viga como al tren, por lo que se calculará la carga de viento con el puente cargado ya que así encontraremos la situación más desfavorable.

$$F_t = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_c^2\right) ; [N] \quad (33)$$

Donde

$$A \text{ (AREA LATERAL TREN + VIGA)} = (4 + \frac{1,2}{2}) \cdot 28,6 = 131,56 \text{ m}^2 \quad (34)$$

$$\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad C_D = 1,1 ; \frac{b}{h} = 6,22 \text{ (Figura 4.22.)}$$

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,25$	0,33	0,50	0,67	1,00	1,50	2,00	3,00	$\geq 4,00$
	$C_D$	2,1	2,2	2,2	2,2	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1

**Figura 4.22.** Coeficiente  $C_D$

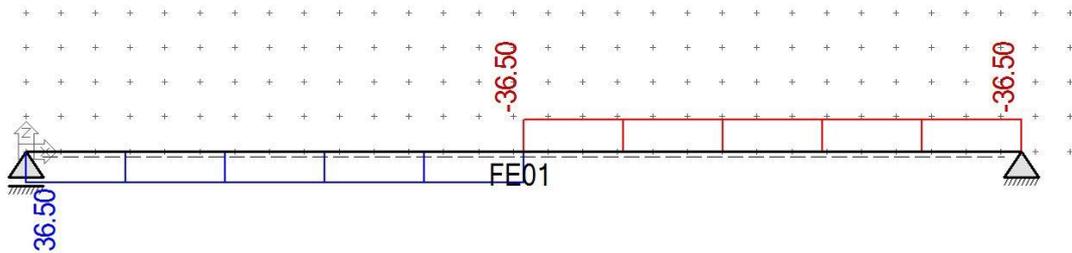
Aplicando la formula antes mostrada, y dividiéndola entre dos, obtenemos la carga de viento transversal en una solo viga.

$$F_t(Y) = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_C^2\right) = 147,92 \text{ kN} \quad (35)$$

$$F_{t1}(Y) = F_{t2}(Y) = 73,96 \text{ kN} \quad (36)$$

Dicha carga se aplicará en el centro de gravedad del elemento. Debido a la fuerza aplicada la viga sufrirá un cortante en "Y" y momento flector en el plano XY tal que así.

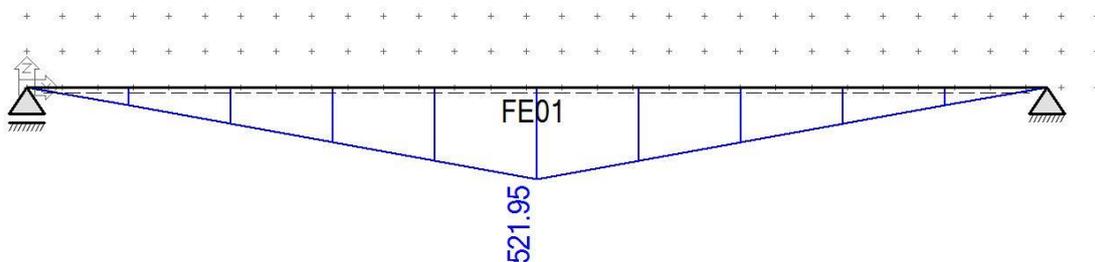
*Cortante*



**Figura 4.23.** Cortante en Y debido al viento

$$V_y = 36,50 \text{ kN}$$

*Momento flector*



**Figura 4.24.**  $M_z$  debido al viento

$$M_z = 521,95 \text{ kN}$$

Carga horizontal en eje x (Eje longitudinal)

La carga horizontal no podrá ser calculada a la vez como en caso anterior, ya que aquí la estructura no protege al tren. Por lo que se dividirá en 2 cargas distintas. Aplicaremos los mismos criterios que en el eje Y como indica la IAPF.

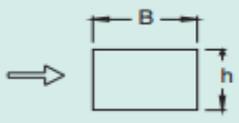
1. Carga de viento sobre el tren

$$F_h = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_C^2\right) ; [N] \quad (37)$$

Donde

$$A \text{ (AREA FRONTAL TREN)} = 4 \cdot 3 = 12 \text{ m}^2 \quad (38)$$

$$\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad C_D = 2,0 ; \frac{b}{h} = 1,33 \text{ (Figura 4.25.)}$$

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,25$	0,33	0,50	0,67	1,00	1,50	2,00	3,00	$\geq 4,00$
	$C_D$	2,1	2,2	2,2	2,2	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1

**Figura 4.25.** Coeficiente  $C_D$

$$F_h(X) = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_C^2\right) = 24,53 \text{ kN} \quad (39)$$

La carga horizontal en eje X repercutirá en la estructura como un esfuerzo axil y será soportada por ambas vigas principales

$$F_{h1}(X) = F_{h1}(X) = 12,27 \text{ kN} \quad (40)$$

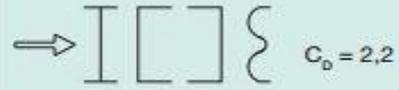
2. Carga de viento sobre una viga principal

$$F_h = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_C^2\right) ; [N] \quad (41)$$

Donde

$$A \text{ (AREA FRONTAL VIGA)} = 0,107 \text{ m}^2$$

$$\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad C_D = 2,2 ; \text{perfil doble T (Figura 4.26.)}$$

		
---	---	---

**Figura 4.26.** Coeficiente  $C_D$

$$F_h(X) = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_C^2\right) = 0,241 \text{ kN} \quad (42)$$

También se tratará de una carga axil sobre la viga.

#### 4.2.2.4. Nieve

La sobrecarga de nieve que se debe calcular es aquella que es capaz de actuar sobre elementos en las que no actúe el tráfico ferroviario como indica la IAPF. En nuestro caso será aquella que se acumule sobre las vigas principales ya que, al poseer tablero abierto, los otros lugares donde podría depositarse sería sobre vías y traviesas, y obviamente son lugares de paso ferroviario.

La carga de nieve vendrá dada por la siguiente ecuación:

$$q_k = s_k \cdot 0,8 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,40 \frac{kN}{m^2} \quad (43)$$

ALTITUD H [m]	ZONA I NORTE ATLÁNTICA $s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ZONA II NORTE MEDITERRÁNEA $s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ZONA III SUR PENINSULAR $s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	ZONA IV PENIBÉTICA E ISLAS CANARIAS $s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
400	0,4*	0,5	0,4*	0,4*
0 - 200	0,4*	0,4*	0,4*	0,4*

**Figura 4.27.** Valor de  $s_k$

Por lo que, en cada viga, la carga de nieve que sufrirá será:

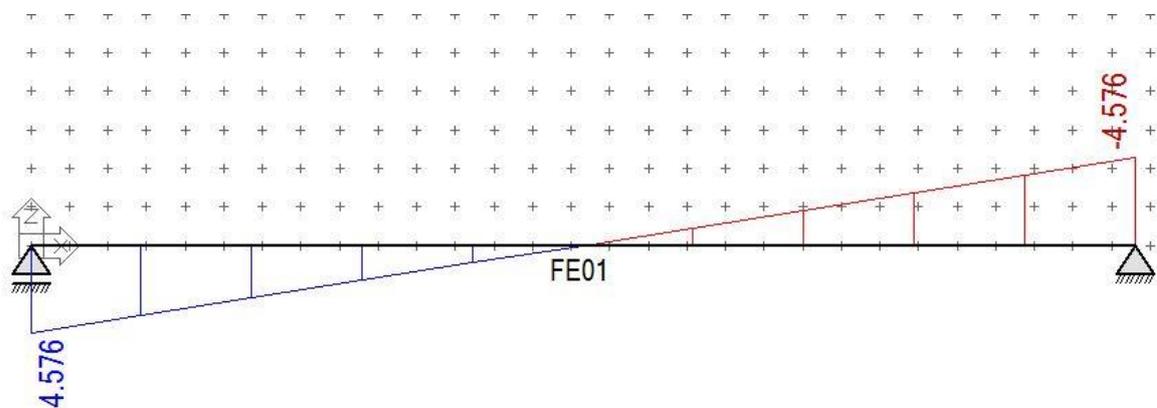
$$Q_k = q_k \cdot b = 0,40 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,8 m = 0,32 \frac{kN}{m} \quad (44)$$

Donde

$b =$  ancho de viga

Dicha carga distribuida se aplicará a lo largo de toda la viga, proporcionando un cortante y un momento flector sobre la viga.

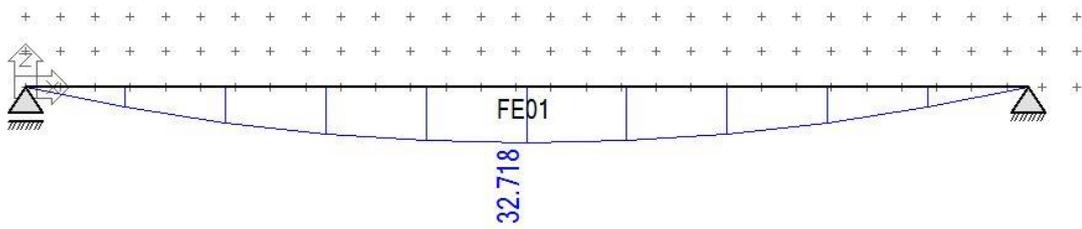
*Diagrama de cortante*



**Figura 4.28.** Cortante provocado por la carga de nieve

$$V_{z,max} = 4,576 kN$$

Diagrama Momento flector



**Figura 4.29.** Momento flector provocado por la nieve

$$M_{y,max} = 32,72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.2.2.5. Carga de arranque y frenada

La carga de arranque y frenada se transmitirán a las vigas principales en forma de esfuerzo axial, ya sea a compresión o tracción. Aunque se nos presentan ambas cargas, deberemos tener en cuenta sobretodo la frenada, ya que es la única de las dos que puede generarse en estado de emergencia. Un tren puede frenar de golpe apretando la "seta" y provocar dicha fuerza distribuida a lo largo del carril, en el caso del arranque, aunque la fuerza que genera es superior, es mucho más controlada.

Por lo que la carga de frenada que deberemos tener en cuenta será de valor:

$$Q_{l,k} = 20 \cdot \alpha \cdot L = 692,12 \text{ kN} \quad (45)$$

Por lo que cada viga soportará la mitad de la frenada.

$$Q_{l,k}(\text{cada viga}) = \frac{692,12}{2} = 346,06 \text{ kN} \quad (46)$$

4.2.2.6. Efecto lazo

El efecto lazo se aplicará como una carga puntual perpendicular a la vía y hacia el exterior. Dicha carga será repartida entre ambas vigas principales.

$$Q_{sk} = 100 \cdot \alpha = 100 \text{ kN} \quad (47)$$

El valor de  $\alpha$  aquí será igual a 1 como indica la IAPF.

$$Q_{sk}(V1) = Q_{sk}(V2) = 50 \text{ kN} \quad (48)$$

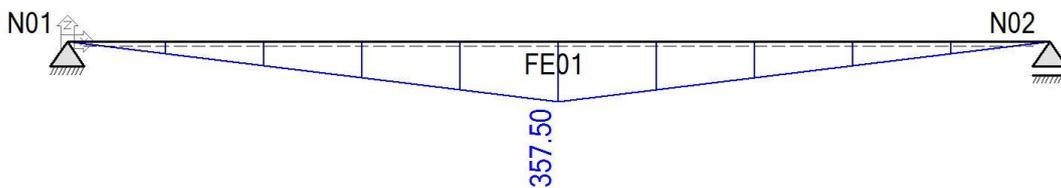
El efecto lazo se aplicará en aquel lugar en el que sea más desfavorable para la viga y se aplicará sobre el carril, por lo que estará desplazada en el eje Z.

$$z = \text{Distancia entre centro de la viga y carril} = \frac{H_{\text{viga}}}{2} + h_{\text{traviesa}} + h_{\text{carril}} \quad (49)$$

$$z = \frac{1,2}{2} + 0,24 + 0,159 = 0,99 \text{ m}$$

El efecto lazo provocará un momento flector en el plano XY. El efecto lazo será soportado por ambas vigas principales por lo que el momento flector en una viga será:

*Diagrama de flectores en plano XY*



**Figura 4.30.** Momento flector debido al efecto lazo

$$M_{zz} = 357,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### 4.2.3. Resumen de cargas sobre la viga principal

**Tabla 4.11.** Cargas verticales

Tipo de carga	Cortante máximo	Momento máximo (My)
Permanentes	171,78 kN	1216,36 kN·m
Cargas ferroviarias	954,33 kN	6839,19 kN·m
Sobrecarga de nieve	4,58 kN	32,72 kN·m

**Tabla 4.12.** Cargas longitudinales (eje x)

Tipo de carga	Fuerza longitudinal
Frenada	346,06 kN
Viento horizontal viga	0,241 kN
Viento horizontal sobre carga ferroviaria	12,27 kN

**Tabla 4.13.** Cargas transversales (eje y)

Tipo de carga	Fuerza dirección y	Momento flector (Mz)
Efecto lazo	50 kN	357,50 kN·m
Viento transversal	73,96 kN	521,95 kN·m

#### 4.2.4 Combinación de acciones

##### ELU (Momento Flector Y)

La comprobación ELU de flexión es la siguiente

$$M_{y,Rd} \geq M_d \text{ donde } M_d = \text{combinación de acciones a flexión} \quad (50)$$

$$M_{y,Rd} \geq M_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (51)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,12$  (Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo y se harán todas aquellas combinaciones para comprobar cuál de ellas es más desfavorable, en nuestro caso las más desfavorable queda tal que así:

##### Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 1,35 \cdot 1216,36 = 1642,086 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (52)$$

##### Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (53)$$

Carga variable dominante

- Aquí se aplicará también la carga de impacto calculada anteriormente.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 6839,19 \cdot 1,12 = 11489,84 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (54)$$

Otras cargas variables

- Se aplica el factor  $\Psi = 0,6$  a todas aquellas cargas no ferroviarias, si hubiera cargas ferroviarias no dominantes se aplicaría el factor  $\Psi = 0,8$

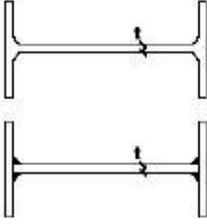
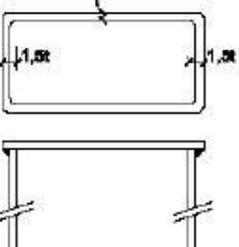
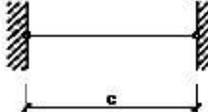
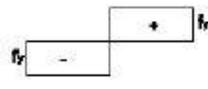
$$\sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot (32,72) = 29,49 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (55)$$

Momento flector máximo al que estará sometida la viga

$$M_d = 1642,086 + 11489,84 + 29,49 = 13161,42 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (56)$$

Una vez encontrado el momento máximo flector que producirán las cargas sobre una viga principal, se comprobará que el perfil escogido es capaz de soportar ese momento flector.

Para ello en primer lugar debemos comprobar que tipo de clase viga es, ya que, dependiendo de cada clase de viga se debe usar una formula distinta.

		Geometría		
				
				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		33ε	38ε	42ε
Flexión simple		72ε	83ε	
				124ε

**Figura 4.31.** Tipo de clase

Para ello se debe calcular  $c/t$  y observar bajo que límite está:

Para la viga principal

$$\frac{c}{t} = \frac{1,2}{0,025} = 48 \quad (57)$$

Límite clase 1

$$72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{345}} = 59,42 \quad (58)$$

3. Al estar por debajo del límite  $c/t$ , la viga es de clase 1.

Al ser una viga de clase 1, la ecuación de comprobación queda tal que así:

$$M_{y,rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq 13161,42 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (59)$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{345}{1,05} \text{ MPa} \quad (60)$$

Se aplica el factor corrector 1,05 debido a la normativa española como especifica el documento básico de seguridad estructural del acero. (DB SE-A)

Para poder realizar la comprobación se debe calcular el modulo resistente plástico de la sección bruta.

En secciones doble T

$$\frac{W_{pl}}{W_{el}} > 1 ; \text{En perfiles doble T} = 1,15 \quad (61)$$

El modulo resistente elástico se calcula tal que así:

$$W_{el} = \frac{I_y}{z} = \frac{\text{Inercia total viga (Eje fuerte)}}{\text{distancia entre centro de gravedad y punto más alejado}} \quad (62)$$

$$I_y = 2 \cdot I_{ala} + I_{alma} \quad (63)$$

Donde la inercia de un rectángulo es:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad (64)$$

La inercia del ala al no pasar por el eje neutro deberá aplicarse el teorema de Steiner.

$$I_{\text{ala}} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_f^3 + A \cdot d^2 = \frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 50^3 + 800 \cdot 50 \cdot 575^2 = 1,32 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (65)$$

Donde

$$b = \text{ancho de ala} = 800 \text{ mm}$$

$$t_f = \text{esesor del ala} = 25 \text{ mm}$$

$$d = \text{distancia entre centros de gravedad} = \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} = 575 \text{ mm}$$

$$I_{\text{alma}} = \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - 2t_f)^3 = \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 1100^3 = 2,77 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \quad (66)$$

Donde

$$t_w = \text{espesor del alma} = 25 \text{ mm}$$

La inercia total de la viga doble T

$$I_y = 2 \cdot 1,32 \cdot 10^{10} + 2,77 \cdot 10^9 = 2,91 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (67)$$

Y el modulo resistente elástico en el eje fuerte será

$$W_{el} = \frac{2,91 \cdot 10^{10}}{600} = 4,86 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (68)$$

$$W_{pl} = W_{el} \cdot 1,15 = 5,59 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (69)$$

Comprobación de flexión

$$M_{y,rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq 13161,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{345 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 5,59 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \geq 13161,42 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (70)$$
$$M_{y,Rd} = 18371,99 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 13161,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se observa que el perfil diseñado cumple.

### ELU (Cortante)

La comprobación para ELU a cortante es la siguiente

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \geq V_{max} \quad (71)$$

Donde el área neta para un perfil en doble T

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (2 + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad ; [mm] \quad (72)$$

Para el perfil diseñado obtenemos la siguiente área neta

$$A_v = 107500 - 2 \cdot 800 \cdot 50 + (2 + 2 \cdot 0) \cdot 50 = 27600 \text{ mm}^2 \quad (73)$$

Donde el cortante máximo que aguantará nuestra viga será:

$$V_{pl,rd} = 27600 \text{ mm}^2 \cdot \frac{345}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 5235,74 \text{ kN} \quad (74)$$

Una vez obtenido el cortante máximo debemos calcular el cortante que aplican nuestras cargas para poder comprobarlo.

$$V_{pl,rd} \geq \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (75)$$

#### Cargas permanentes

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 171,78 \cdot 1,35 = 231,90 \text{ kN} \quad (76)$$

#### Cargas permanentes no constantes

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \quad (77)$$

#### Carga variable dominante

- Se aplica el coeficiente de impacto a las cargas ferroviarias.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,50 \cdot 954,326 \cdot 1,15 = 1646,21 \text{ kN} \quad (78)$$

#### Otras cargas variables

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,50 \cdot 0,6 \cdot (4,57) = 4,11 \text{ kN} \quad (79)$$

Cortante máximo al que estará sometida la viga

$$V_{max} = 213,90 + 1646,21 + 4,11 = 1864,22 \text{ kN} \quad (80)$$

Y comprobando que cumple la ecuación 71

$$V_{pl,rd} \geq V_{max} \quad (81)$$

El perfil diseñado cumple a cortante.

*ELU (Flexión esviada)*

La comprobación a flexión esviada es la siguiente:

$$\frac{M_{yRd}}{W_{ely}} + \frac{M_{zRd}}{W_{elz}} \leq F_{yd} \quad (82)$$

Para calcular el momento flector ( $M_{zz}$ ) se realizará el mismo procedimiento que para el momento flector ( $M_{yy}$ ).

$$M_{z,Rd} \geq \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (83)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,12$  (Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo

Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 0 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (84)$$

Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (85)$$

Carga variable dominante

- La carga dominante será el viento transversal.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 521,95 = 782,93 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (86)$$

Otras cargas variables

$$\sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 357,50 = 321,75 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (87)$$

Flexión esviada máxima al que estará sometida la viga

$$M_{y,Rd} = 1104,68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Una vez encontrado el momento máximo flector en Z que producirán las cargas sobre la viga principal, se comprobara que el diseño realizado sea capaz de soportar flexión esviada. Para ello se necesitarán los módulos resistentes elásticos en el eje fuerte y en el eje débil. El modulo resistente elástico en eje fuerte ha sido calculado para la ELU a flexión.

$$\frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq F_{yd} \quad (89)$$

Al no tener el modulo resistente para el eje débil de nuestro perfil, debemos calcularlo mediante su Inercia.

$$W_{elz} = \frac{I_z}{y_{max}} = \frac{\text{Inercia total de la pieza sobre el eje z}}{\text{distancia entre el punto más alejado y el centro}} \quad (90)$$

$$I_z = I_{ala} \cdot 2 + I_{alma} \quad (91)$$

Donde

$$I_{ala} = \frac{1}{12} \cdot b^3 \cdot t_f = \frac{1}{12} \cdot 800^3 \cdot 50 = 2,13 \cdot 10^9 \quad (92)$$

$$I_{alma} = \frac{1}{12} \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 = \frac{1}{12} \cdot 1100 \cdot 25^3 = 1,43 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (93)$$

Por lo que el modulo resiste elástico es:

$$W_{elz} = \frac{2 \cdot 2,13 \cdot 10^9 + 1,43 \cdot 10^6}{400} = 1,07 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (94)$$

### Comprobación flexión esviada

$$\frac{13161,42 \text{ kN} \cdot \text{m}}{4,86 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} + \frac{1104,68 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1,07 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} \leq \frac{345}{1,05} \quad (95)$$

Aplicando los cálculos y los correspondientes cambios de unidades nos queda tal que así:

$$(270,1 + 107) \text{ MPa} \leq 328 \text{ MPa} \quad (96)$$

$$377,10 \text{ MPa} \leq 338 \text{ MPa}$$

Como podemos observar la viga previamente diseñada no cumple a flexión esviada, por lo que se deberá volver a diseñar.

### *ELU (compresión excéntrica)*

Se deberá comprobar que las vigas principales soporten la compresión excéntrica que se generará.

$$\frac{N_c}{A} + \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq f_{yd} \quad (97)$$

La carga axil que soportarán las vigas será el viento longitudinal y los efectos de una frenada de emergencia.

Para ello deberemos aplicar los mismos criterios que anteriormente:

$$N_c = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (98)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,12$  (Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo

### Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 0 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (99)$$

### Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (100)$$

Carga variable dominante

- La carga dominante será la frenada.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 346,06 = 519,09 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (101)$$

Otras cargas variables

$$\sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot (12,27 + 0,241) = 11,26 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (102)$$

Compresión máxima al que estará sometida la viga

$$N_c = 519,09 + 11,26 = 530,35 \text{ kN} \quad (103)$$

Comprobación compresión excéntrica

$$\frac{N_c}{A} + \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq f_{yd} \quad (104)$$

Y recordando que en perfiles doble t

$$W_{pl} = W_{el} \cdot 1,15$$

$$\frac{530,35 \text{ kN}}{107500 \text{ mm}^2} + \frac{13161,42 \text{ kN} \cdot \text{m}}{5,59 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} + \frac{1172,25 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1,23 \cdot 10^7} \leq \frac{345}{1,05} \quad (105)$$

$$(4,99 + 240,95 + 95,30) \text{ MPa} \leq 328 \text{ MPa}$$

$$341,24 \text{ MPa} \leq 328 \text{ MPa}$$

*ELS Comprobación a abolladura*

No deberá comprobarse la resistencia a abolladura en aquellas barras en las que se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon \quad (106)$$

Donde  $t_w$  es el espesor del alma y  $d$  el canto del alma y  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

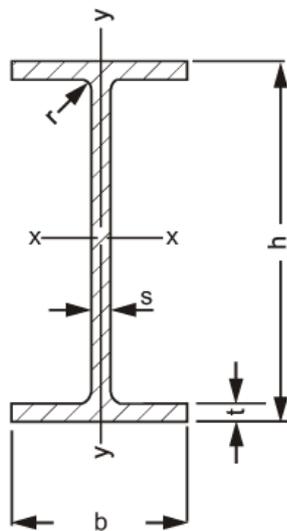
$$\frac{1100}{25} < 70 \cdot \sqrt{\frac{235}{345}} \rightarrow 44 < 57,77; \text{ CUMPLE} \quad (107)$$

#### 4.2.5. Nuevo diseño

Una vez realizados los cálculos de comprobación se ha observado que la sección escogida no cumple con las exigencias en flexión esviada sobretodo y tampoco en compresión excéntrica. Por ello se modificarán de la idea inicial la altura de la viga y el ancho del ala, manteniendo sus espesores de alma y ala. También se ha observado que a flexión y cortante la estructura aguantaba perfectamente, por lo que, con las nuevas dimensiones aún soportará mejor las cargas verticales y por ello se hará un cambio en la estructura del puente y se añadirá una losa de hormigón en forma de tablero.

Se había optado en un principio por la no colocación de un tablero debido al miedo que había en cargar demasiado la estructura, pero viendo que la estructura diseñada trabaja bien a flexión y cortante, se opta por la colocación de un tablero de hormigón para mejorar las vibraciones que se generaran en la estructura. Gracias a la colocación del tablero de hormigón el cambio que se produce entre la rigidez vertical del balasto (fuera del puente) y la rigidez vertical del hormigón no es significativa, provocando así un mejor paso del tráfico ferroviario por el puente.

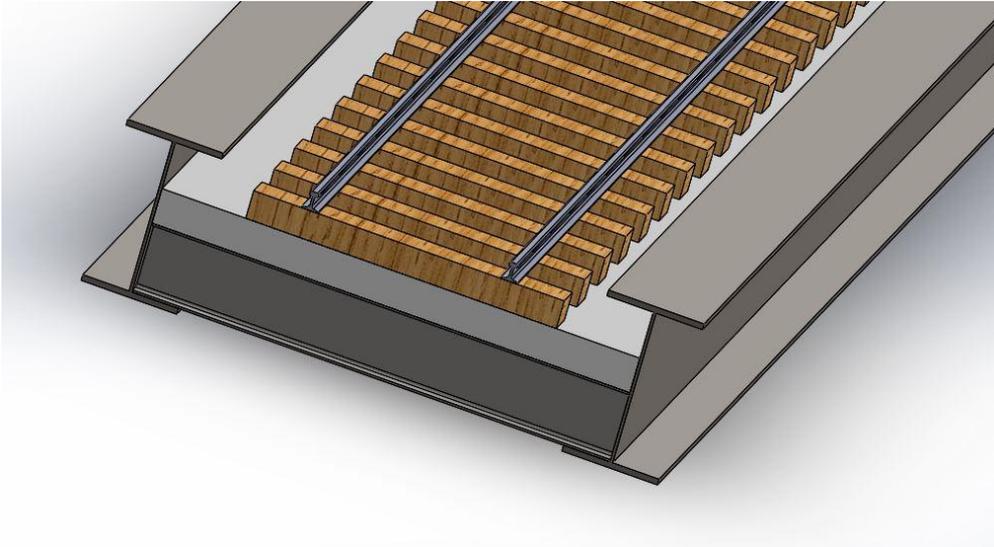
#### Nuevas dimensiones



$$b = 900 \text{ mm}$$
$$h = 1200 \text{ mm}$$
$$t = t_f = 50 \text{ mm}$$
$$s = t_w = 25 \text{ mm}$$

**Figura 4.32.** IPE

*Nueva disposición*



**Figura. 4.33.** *Nuevo diseño del puente.*

Debido a la nueva disposición, algunas de las cargas antes calculadas deberán ser modificadas ya que su valor ha cambiado. A continuación, se presentan todos los cambios realizados.

*4.2.5.1. Cargas permanentes*

Las cargas permanentes que se aplicarán sobre las vigas principales serán las mismas que en el diseño anterior con dos cambios significativos. El peso propio de la viga principal, ya que ha aumentado su sección y la inclusión del peso del tablero de hormigón.

*4.2.5.1.1. Peso propio viga principal*

El peso de la viga se calculará mediante el área como en la primera ocasión.

$$Area\ VP = 2 \cdot b \cdot t_f + (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 122500\ mm^2 \quad (108)$$

Por lo que, la masa y el peso propio de la viga serán

$$Masa = \rho \cdot area = 122500 \cdot \frac{7850\ kg}{m^3} = 961,62 \frac{kg}{m} \quad (109)$$

$$G_{vp} = 961,62 \cdot 9,81 = 9433,54 \frac{N}{m} \quad (110)$$

#### 4.2.5.1.2. Peso tablero de hormigón

Las dimensiones del tablero serán 0,25x4x28,6 m.

Por lo que el peso del tablero será:

$$G_{\text{tablero}} = A \cdot P_E = 0,25 \cdot 4 \cdot 25 = 25 \frac{kN}{m} \quad (111)$$

$P_e = \text{Peso específico del hormigón} = 25 \text{ kN/m}^3$

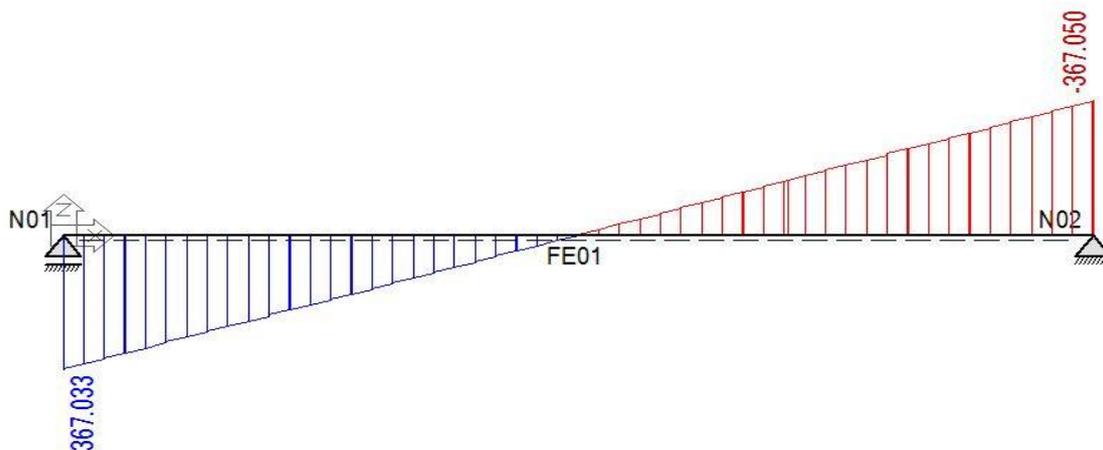
Cabe recordar que el peso del tablero será soportado por ambas vigas por lo que cada viga soportará 12,5 kN/m

Otras cargas permanentes que no se han modificado

- 50 cargas puntuales de  $\frac{1,77}{2} \text{ kN}$
- Carga variable debido a los arriostres de  $0,650 \frac{kN}{m}$
- Carga variable debido a un carril de  $583,01 \frac{kN}{m}$
- Carga puntal debido a las vigas transversales de 2,40 kN

Una vez obtenidas todas las cargas permanentes se obtienen el flector y el cortante.

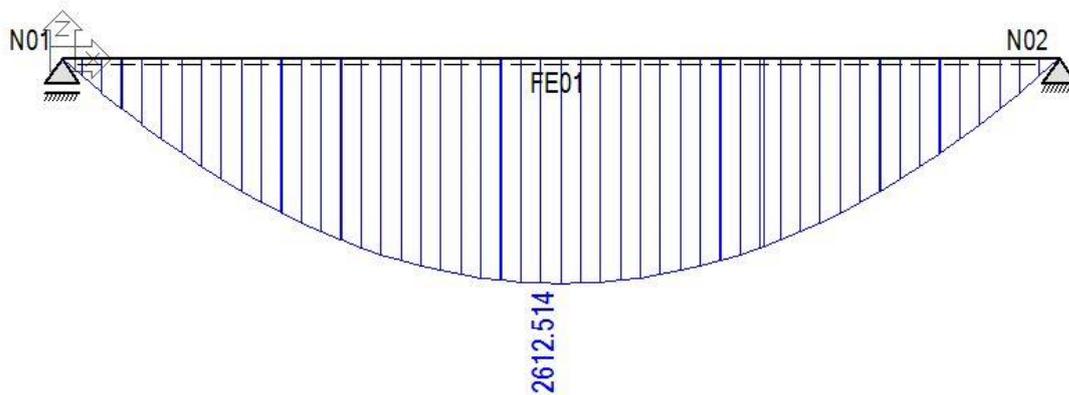
*Cortante*



**Figura 4.34.** Cortante cargas permanentes nuevo diseño

$$V_{max} = 367,50 \text{ kN}$$

Momento flector



**Figura 4.35.** Momento flector cargas permanentes

$$M_{max} = 2612,514 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.2.5.2 Cargas variables

4.2.5.2.1. Cargas ferroviarias

Las cargas ferroviarias no sufrirán ninguna modificación.

$$V_{max} = 954,326 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 6839,19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.2.5.2.2. Carga de impacto

La carga de impacto no sufrirá variaciones ya que los tableros de hormigón apoyados se clasifican en el mismo lugar que los tableros abiertos.

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 = 1,15 \quad (112)$$

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 = 1,09 \quad (113)$$

$L_\phi$  = luz del vano

Por lo que la carga de impacto será:

$$\phi = \frac{\phi_3 + \phi_2}{2} = 1,12 \quad (114)$$

#### 4.2.5.2.3. Carga de viento.

La carga de viento se verá modificada en el área de aplicación por lo que nos quedarán las cargas de viento tal que así: (Las otras variables seguirán siendo las mismas).

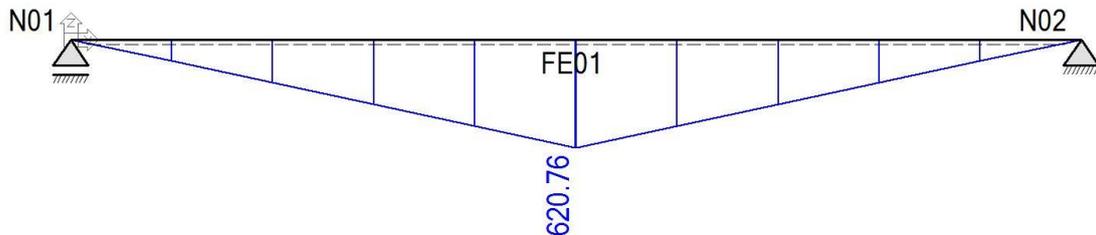
$$F_t(\text{viento}) = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2\right) = 1,1 \cdot 154,44 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 40,44^2 = 173,642 \text{ kN} \quad (115)$$

$$A(\text{AREA LATERAL TREN} + \text{VIGA}) = 28,6 \cdot (1,4 + 4) = 154,44 \text{ m}^2 \quad (116)$$

Cada viga soportará la mitad de la carga:

$$F_{t1}(\text{viento}) = 86,82 \text{ kN}$$

Dicha carga provocará un nuevo momento flector Z



**Figura 4.36.** Momento flector debido a viento transversal

$$M_{zzmax} = 620,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La carga de viento longitudinal sobre el vehículo seguirá siendo la misma y generará un esfuerzo axial.

$$F_{h1}(\text{viento}) = 12,27 \text{ kN}$$

Y la carga longitudinal sobre la viga será:

$$F_{hviga}(\text{viento}) = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2\right) = 2,2 \cdot 0,12 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 40,44^2 = 0,269 \text{ kN} \quad (117)$$

$$A(\text{SECCIÓN VIGA}) = 0,12 \text{ m}^2$$

#### 4.2.5.2.4. Empuje vertical

La inclusión de tablero provocará un empuje vertical de valor:

$$F_{vk} = 0,5 \cdot A' \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2 = 0,5 \cdot 28,6 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 40,44^2 = 58,46 \text{ kN} \quad (118)$$

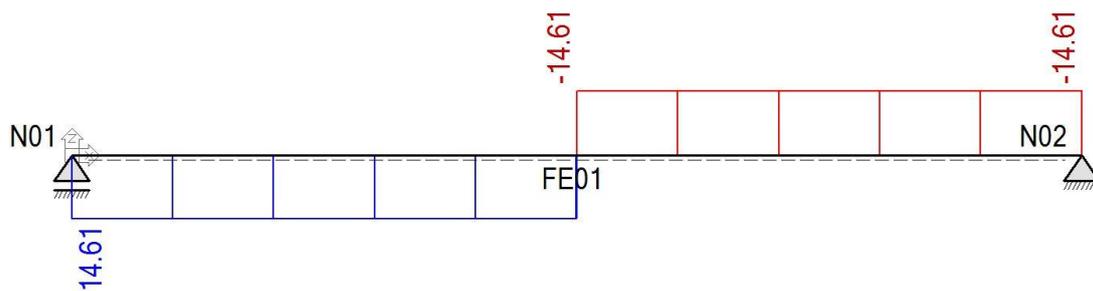
$A'$  = Area en planta

Cada viga soportará la mitad de dicha fuerza.

$$F_{vk1} = 29,23 \text{ kN} \quad (119)$$

No se aplicará ninguna fuerza transversal debida al viento sobre el tablero ya que está totalmente protegido del viento por las vigas.

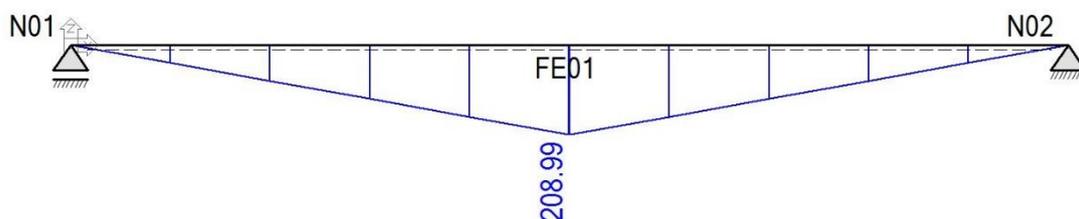
*Cortante*



**Figura 4.37.** Cortante empuje vertical

$$V_{max} = 14,61 \text{ kN}$$

*Momento flector*



**Figura 4.38.** Flector empuje vertical

$$M_{max} = 208,99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

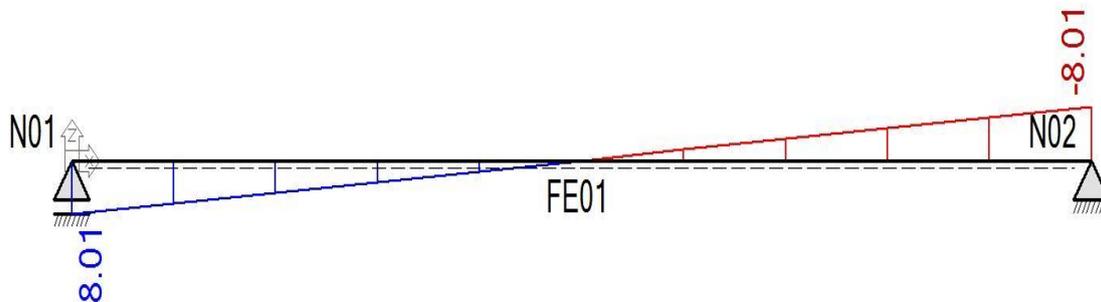
#### 4.2.5.2.5. Carga de nieve

La carga de nieve se verá modificada por la inclusión del tablero y el ensanchamiento de las vigas principales. Por lo que cada viga aguantará la nieve acumulada en su viga y la mitad de la que se disponga sobre el tablero el cual no afecte el tráfico ferroviario. El espacio de tablero no afectado por el tráfico ferroviario es de 1 m, medio metro por cada lado.

Con lo cual una viga principal soportará la siguiente carga de nieve.

$$q_k = 0,40 \frac{kN}{m^2} \cdot \left(b + \frac{t}{2}\right) m = 0,40 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,90 + 0,50) = 0,56 \frac{kN}{m} \quad (120)$$

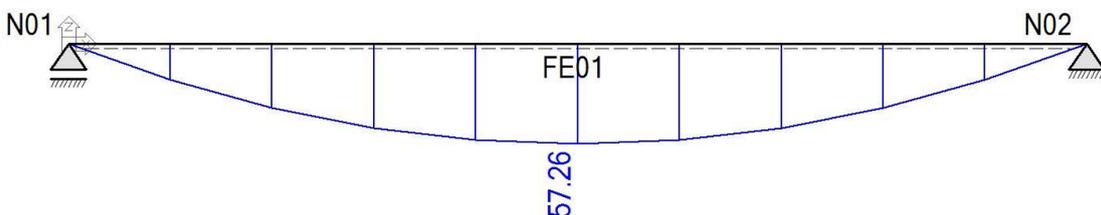
Cortante



**Figura 4.39.** Cortante sobrecarga de nieve

$$V_{max} = 8,01 \text{ kN}$$

Momento flector



**Figura 4.40.** Momento flector sobrecarga de nieve

$$M_{max} = 57,26 \text{ kN} \cdot m$$

**4.2.5.2.6. Efecto lazo**

Se aplicará el mismo efecto lazo que en el anterior diseño.

$$Q_{sk}(V) = 50 \text{ kN}$$

$$M_{zz} = 357,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**4.2.5.2.7. Frenada**

La frenada que se aplicará en el nuevo diseño será del mismo valor que en el anterior diseño.

$$\text{Frenada} = 346,06 \text{ kN}$$

**4.2.5.3. Resumen de cargas**

**4.14. Cargas verticales**

Tipo de carga	Cortante máximo	Momento máximo (Myy)
Permanentes	367,50 kN	2612,51 kN·m
Cargas ferroviarias	954,33 kN	6839,19 kN·m
Sobrecarga de nieve	8,01 kN	57,26 kN·m
Empuje vertical	14,61 kN	208,99 kN·m

**4.15. Cargas longitudinales**

Tipo de carga	Fuerza longitudinal
Frenada	346,06 kN
Viento horizontal viga	0,269 kN
Viento horizontal sobre carga ferroviaria	12,27 kN

**4.16. Cargas transversales**

Tipo de carga	Fuerza dirección y	Momento flector (Mzz)
Efecto lazo	50 kN	357,50 kN·m
Viento transversal	86,82 kN	620,76 kN·m

#### 4.2.5.4. Combinación de acciones

##### ELU (Momento Flector Y)

La comprobación ELU de flexión es la siguiente

$M_{y,Rd} \geq M_d$  donde  $M_d =$  combinación de acciones a flexión

$$M_{y,Rd} \geq \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (121)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,12$  (Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo y se harán todas aquellas combinaciones para comprobar cuál de ellas es más desfavorable, en nuestro caso las más desfavorable queda tal que así:

##### Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 1,35 \cdot 2612,51 = 3526,88 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (122)$$

##### Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (123)$$

##### Carga variable dominante

- Aquí se aplicará también la carga de impacto calculada anteriormente.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 6839,19 \cdot 1,12 = 11489,83 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (124)$$

##### Otras cargas variables

Se aplica el factor  $\Psi = 0,6$  a todas aquellas cargas no ferroviarias, si hubiera cargas ferroviarias no dominantes se aplicaría el factor  $\Psi = 0,8$ .

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot (208,99 + 57,26) = 239,62 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (125)$$

##### Momento flector máximo al que estará sometida la viga

$$M_d = 3526,88 + 11489,83 + 239,62 = 15256,33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (126)$$

Una vez encontrado el momento máximo flector que producirán las cargas sobre una viga principal, se comprobaba que el nuevo diseño soporta bien la flexión.

Para ello en primer lugar debemos comprobar que tipo de clase es nuestra nueva viga.

Para ello se debe calcular  $c/t$  y observar bajo que límite está:

Para la viga principal

$$\frac{c}{t} = \frac{1,4}{0,025} = 56 \quad (127)$$

Límite clase 1

$$72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{345}} = 59,42 \quad (128)$$

4. Al estar por debajo del límite  $c/t$ , la viga es de clase 1

Al ser una viga de clase 1, la ecuación de comprobación queda tal que así:

$$M_{y,rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq 15256,33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (129)$$

$$f_{yd} = \frac{345}{1,05} \text{ MPa}$$

Se aplica el factor corrector 1,05 debido a la normativa española.

Para poder realizar la comprobación se debe calcular el modulo resistente plástico de la sección bruta.

En secciones doble T

$$\frac{W_{pl}}{W_{el}} > 1 ; \text{En perfiles doble T} = 1,15 \quad (130)$$

$$W_{el} = \frac{I_y}{z} = \frac{\text{Inercia total viga (Eje fuerte)}}{\text{distancia entre centro de gravedad y punto más alejado}} \quad (131)$$

$$I_y = 2 \cdot I_{ala} + I_{alma}$$

La inercia del ala al no pasar por el eje neutro deberá aplicarse el teorema de Steiner.

$$I_{ala} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_f^3 + A \cdot d^2 = \frac{1}{12} \cdot 900 \cdot 50^3 + 900 \cdot 50 \cdot 675^2 = 2,05 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (132)$$

Donde

$$b = \text{ancho de ala} = 900 \text{ mm} \quad t_f = \text{esesor del ala} = 25 \text{ mm}$$

$$d = \text{distancia entre centros de gravedad} = \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} = 675 \text{ mm}$$

$$I_{alma} = \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - 2t_f)^3 = \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 1300^3 = 4,57 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \quad (133)$$

Donde

$$t_w = \text{espesor del alma} = 25 \text{ mm}$$

La inercia total de la viga doble T

$$I_y = 2 \cdot 2,05 \cdot 10^{10} + 4,57 \cdot 10^9 = 4,55 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (134)$$

Y el modulo resistente elástico en el eje fuerte será

$$W_{el} = \frac{4,55 \cdot 10^{10}}{700} = 6,51 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (135)$$

$$W_{pl} = W_{el} \cdot 1,15 = 7,48 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (136)$$

Comprobación de flexión

$$M_{y,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq 21411 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{345 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 7,48 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \geq 21411 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (137)$$

$$M_{y,Rd} = 24577,14 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 15256,33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se observa que el perfil diseñado cumple.

*ELU (Cortante)*

La comprobación para ELU a cortante es la siguiente

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \geq V_{max} \quad (138)$$

Donde el área neta para un perfil en doble T es el siguiente

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (2 + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad ; [mm] \quad (139)$$

Para el perfil diseñado obtenemos la siguiente área neta

$$A_v = 122500 - 2 \cdot 900 \cdot 50 + (2 + 2 \cdot 0) \cdot 50 = 32600 \text{ mm}^2 \quad (140)$$

Donde el cortante máximo que aguantará nuestra nueva viga será:

$$V_{pl,rd} = 32600 \text{ mm}^2 \cdot \frac{345}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 6184,24 \text{ kN} \quad (141)$$

Una vez obtenido el cortante máximo debemos calcular el cortante que aplican nuestras cargas para poder comprobarlo.

$$V_{pl,rd} \geq \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (142)$$

Cargas permanentes

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 367,50 \cdot 1,35 = 496,13 \text{ kN} \quad (143)$$

Cargas permanentes no constantes

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \quad (144)$$

Carga variable dominante

- Otra vez debemos aplicar el factor del coeficiente de impacto a las cargas ferroviarias.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,50 \cdot 954,326 \cdot 1,12 = 1603,25 \text{ kN} \quad (145)$$

Otras cargas variables

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,50 \cdot 0,6 \cdot (8,01 + 14,61) = 20,36 \text{ kN} \quad (146)$$

$$V_{max} = 496,13 + 1603,25 + 20,36 = 2119,74 \text{ kN} \quad (147)$$

$$V_{pl,rd} \geq V_{max} \quad (148)$$

El nuevo perfil sigue cumpliendo a cortante.

*ELU (Flexión esviada)*

La comprobación con flexión esviada es la siguiente:

$$\frac{M_{yRd}}{W_{ely}} + \frac{M_{zRd}}{W_{elz}} \leq F_{yd} \quad (149)$$

Para calcular el momento flector ( $M_{zz}$ ) se realizará el mismo procedimiento que para el momento flector ( $M_{yy}$ )

$$M_{z,Rd} \geq \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (150)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,12$  (Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo

Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 0 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (151)$$

Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (152)$$

Carga variable dominante

- La carga dominante será el viento transversal.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 620,76 = 931,14 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (153)$$

Otras cargas variables

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 357,50 = 321,75 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (154)$$

$$M_{y,Rd} = 931,14 + 321,75 = 1252,89 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (155)$$

Pasamos a comprobar la flexión esviada.

$$\frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq F_{yd} \quad (156)$$

Para ello debemos recalcular el modulo resistente elástico.

$$W_{elz} = \frac{I_z}{y_{max}} = \frac{\text{Inercia total de la pieza sobre el eje z}}{\text{distancia entre el punto más alejado y el centro}} \quad (157)$$

$$I_z = I_{ala} \cdot 2 + I_{alma} \quad (158)$$

Donde

$$I_{ala} = \frac{1}{12} \cdot b^3 \cdot t_f = \frac{1}{12} \cdot 900^3 \cdot 50 = 3,03 \cdot 10^9 \quad (159)$$

$$I_{alma} = \frac{1}{12} \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 = \frac{1}{12} \cdot 1300 \cdot 25^3 = 1,693 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (160)$$

Por lo que el modulo resistente elástico es

$$W_{elz} = \frac{2 \cdot 3,03 \cdot 10^9 + 1,693 \cdot 10^6}{450} = 1,35 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (161)$$

Comprobación flexión esviada

$$\frac{15256,33 \text{ kN} \cdot \text{m}}{6,51 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} + \frac{1252,89 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1,35 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} \leq \frac{345}{1,05} \quad (162)$$

Aplicando los cálculos y los correspondientes cambios de unidades nos queda tal que así:

$$234,34 + 92,80 \text{ MPa} \leq 328 \text{ MPa} \quad (163)$$

$$327,14 \text{ MPa} \leq 328 \text{ MPa}$$

Como podemos observar el nuevo diseño de la viga cumple la flexión esviada.

*ELU (compresión excéntrica)*

Se deberá comprobar que las vigas principales soporten la compresión excéntrica que se generará.

$$\frac{N_c}{A} + \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq f_{yd} \quad (164)$$

La carga axil que soportarán las vigas será el viento longitudinal y los efectos de una frenada de emergencia.

Para ello deberemos aplicar los mismos criterios que anteriormente:

$$N_c = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (165)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,12$  (Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo

#### Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 0 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (166)$$

#### Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (167)$$

#### Carga variable dominante

- La carga dominante será la frenada.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 346,06 = 519,09 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (168)$$

#### Otras cargas variables

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot (12,27 + 0,241) = 11,26 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (169)$$

$$N_c = 519,09 + 11,26 = 530,35 \text{ kN} \quad (170)$$

#### Comprobación compresión excéntrica

$$\frac{N_c}{A} + \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq f_{yd} \quad (171)$$

Y recordando que en perfiles doble t

$$W_{pl} = W_{el} \cdot 1,15 \quad (172)$$

$$\frac{530,35 \text{ kN}}{122500 \text{ mm}^2} + \frac{15256,33 \text{ kN} \cdot \text{m}}{7,48 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} + \frac{1252,89 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1,55 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} \leq \frac{345}{1,05}$$
$$4,32 + 203,90 + 80,80 \text{ MPa} \leq 328 \text{ MPa} \quad (173)$$

$$289,05 \text{ MPa} \leq 328 \text{ MPa}$$

### Comprobación a abolladura

No deberá comprobarse la resistencia a abolladura aquellas barras en las que se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon \quad (174)$$

Donde  $t_w$  es el espesor del alma y  $d$  el canto del alma y  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

$$\frac{1300}{25} < 70 \cdot \sqrt{\frac{235}{345}} \rightarrow 52 < 57,77; \text{ CUMPLE} \quad (175)$$

## 4.3. Vigas transversales

La estructura a evaluar constará de 11 vigas transversales con una separación de 2,86 metros. La primera elección para las vigas transversales ha sido el perfil normalizado IPN 600.

### 4.3.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes que tendrá que soportar cada viga transversal serán los arriostres, las traviesas, el carril y el tablero de hormigón. Al tener dos vigas transversales apoyadas en los extremos y que solamente reciben carga por una de sus costados a diferencia de las vigas centrales que reciben carga por ambos lados, se realizará el cálculo como si de 10 vigas transversales se tratara.



**Figura 4.41.** Vigas transversales

#### 4.3.1.1. Peso de las traviesas

La estructura constará de 50 traviesas, lo que significará que cada una de las vigas transversales aguantará un máximo de cinco a la vez.

**Tabla 4.17.** Traviesas de madera

Ancho de vía	Material	Massa [kg]	Longitud [m]	Ancho [m]	d1 [m]	d2 [m]
Ancho ibérico	Madera	180	2,6	0,24	0,6	0,14

*d1 = separación entre ejes de traviesas*

*d2 = canto de la traviesa bajo el carril*

$$G_{traviesa} = 180 \text{ kg} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1765,8 \text{ N} \quad (176)$$

Por lo que el peso de 5 traviesas será

$$G_{traviesas} = G_{traviesa} \cdot 5 = 1765,8 \cdot 5 = 8829 \text{ N} \quad (177)$$

Y dicha carga será transmitida a las vigas principales mediante los arriostres, los cuales están separados entre sí 2 metros.

#### 4.3.1.2. Carga del carril

Cada una de las vigas principales soportará 1/10 parte de cada carril, ya que las vigas transversales extremas solamente soportarán carga por uno de los costados, a diferencia de las centrales que soportarán por ambos lados.

**Tabla 4.18.** UIC54

Sección [cm <sup>2</sup> ]	Masa [ $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ ]
69,34	59,43

$$G_{carril} = 59,43 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 583,00 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad (178)$$

Recordando que hay una separación de 2,86 metros entre vigas transversales, se tendrá:

$$G_{carril}(\text{Sobre vigas transversal}) = 583,00 \frac{\text{N}}{\text{m}} \cdot 2,86 \text{ m} = 1,67 \text{ kN} \quad (179)$$

#### 4.3.1.3. Peso de los arriostres

Cada viga transversal deberá soportar el peso de medio arriostre por cada uno de sus lados. Como se observa en la figura 4.41. estará conectado con cuatro arriostres por lo que numéricamente soportará el peso de 2 arriostres.

Sabiendo que los arriostres son vigas IPE 400, se observa que:

**Tabla 4.19.** IPE 400

Masa [ $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ ]	66,3
---------------------------------------	------

$$G_{arriostre} = m \cdot g = 66,30 \cdot 9,81 = 650,40 \frac{\text{N}}{\text{m}} \quad (180)$$

Si cada arriostre mide 2,86 metros.

$$G_{arriostre} = 650,40 \cdot 2,86 = 1,86 \text{ N} \quad (181)$$

#### 4.3.1.4. Peso propio tablero de hormigón

Cada viga transversal soportará 1/10 parte del tablero de hormigón. El tablero de hormigón se transmitirá como una carga distribuida a lo largo de toda la viga. Recordando que las dimensiones del tablero son 0,25x4x28,6 m y que su peso específico es 25 kN/m<sup>3</sup>

$$G_{tablero} = A \cdot p_e = 0,25 \cdot 4 \cdot 25 = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (182)$$

La separación entre vigas transversales es 2,86 metros, así que la carga distribuida será:

$$G_{tablero} = 25 \cdot 2,86 = 71,5 \text{ kN} \quad (183)$$

#### 4.3.1.5. Peso propio de la viga

Las vigas utilizadas serán las IPN 600.

**Tabla 4.20.** IPN 600

$Masa \left[ \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right]$	199
--	-----

Por lo que el peso propio de la viga será el siguiente:

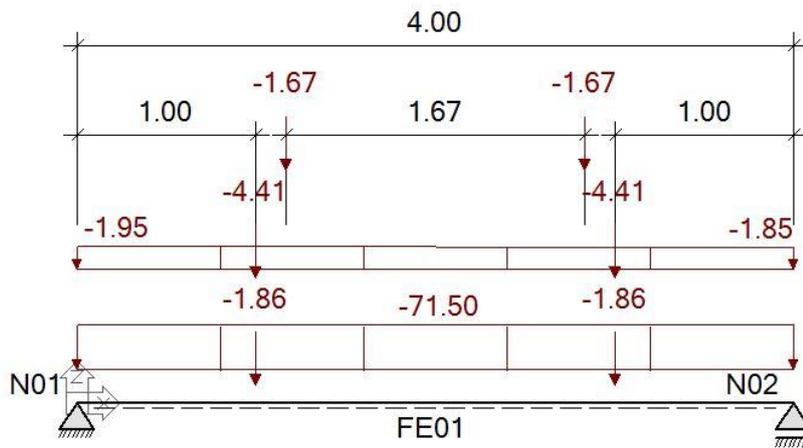
$$G_{viga} = 199 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1,952 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (184)$$

La carga producida por el peso propio se aplicará como una carga distribuida a lo largo de toda la viga.

#### Diagramas y reacciones

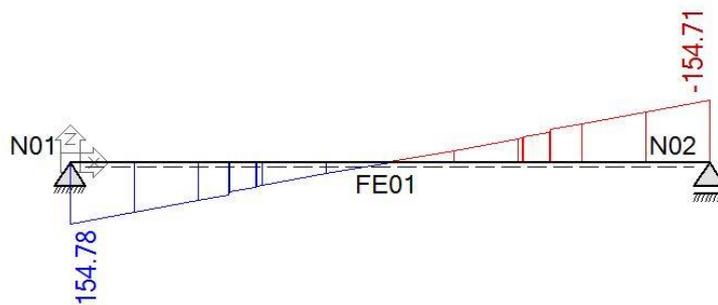
Una vez calculados todas aquellas cargas a las que está sometida la viga transversal, se calculan tanto el cortante como flector. Para facilitar de cálculo se trabajará como si de una viga biapoyada se tratara, sabiendo que tanto cortante como flector saldrán mayores de lo que realmente son.

Disposición de cargas



**Figura 4.42.** Cargas permanentes

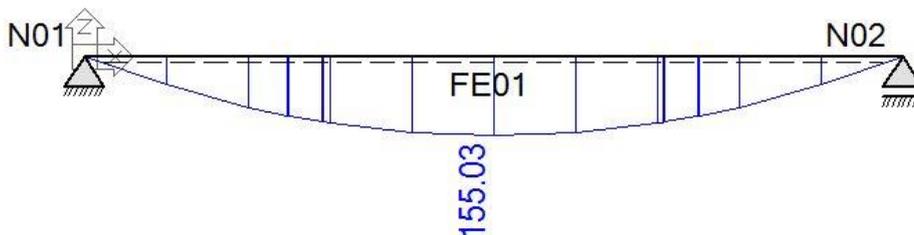
Cortante



**Figura 4.43** Cortante cargas permanentes

$$V_{max} = 154,78 \text{ kN}$$

Momento flector



**Figura 4.44.** Flector cargas permanentes

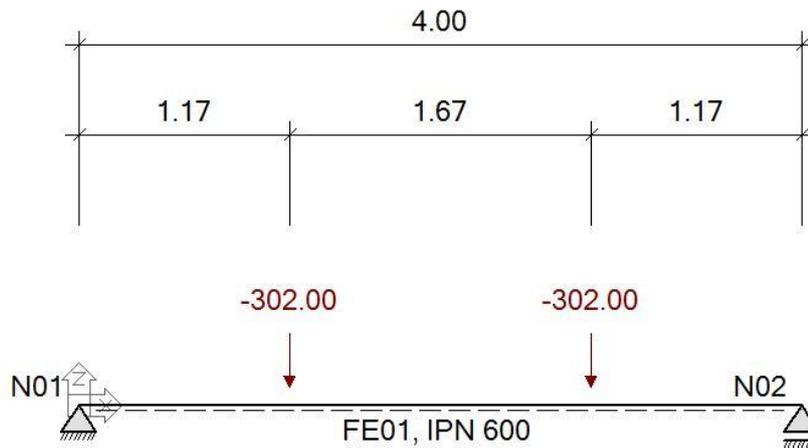
$$M_{max} = 155,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 4.3.2. Cargas variables

#### 4.3.2.1. Cargas ferroviarias

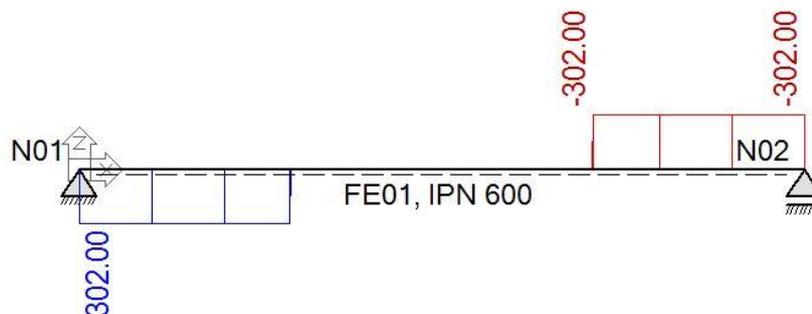
Las cargas ferroviarias vienen dadas por la distribución de cargas UIC71 de la IAPF. Para el cálculo del tráfico ferroviario se distribuirá la distribución de cargas más desfavorable entre las vigas transversales. Se observa que el caso más desfavorable es aquel donde las cargas puntuales de 250 kN se aplique sobre las vigas transversales. Al estar separadas dichas cargas 1,6 metros entre ellas y nuestra separación entre vigas transversales es de 2,86 metros, solamente podrá estar aguantando al mismo tiempo la misma viga 2 cargas puntuales. Por lo que cada viga transversal soportará un máximo de 500 kN distribuidos en los dos apoyos del tren. Recordamos que dichos valores deberán ser multiplicados por  $\alpha = 1,21$  debido al ancho ibérico.

#### Distribución de cargas



**Figura 4.45.** Cargas variables

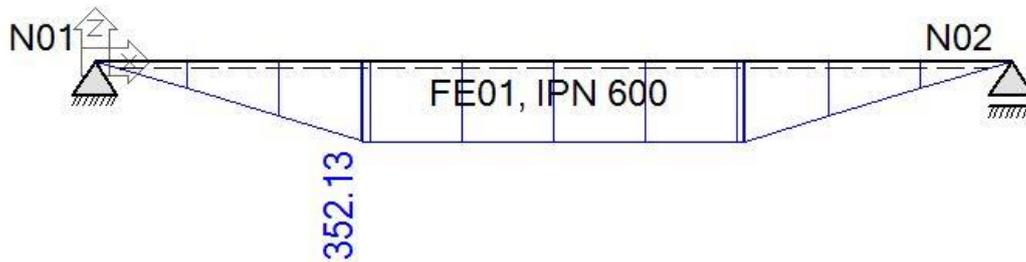
#### Cortante



**Figura 4.46.** Cortante cargas ferroviarias

$$V_{max} = 302,00 \text{ kN}$$

Momento flector



**Figura 4.47.** Momento flector cargas ferroviarias

$$M_{max} = 352,13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.3.2.2. Carga de impacto

La carga de impacto para vigas locales o transversales se ve modificada la obtención de la longitud determinante. La longitud determinante vendrá especificada en el cuadro B.3. del Anejo B de la IAPF.

CASO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	LONGITUD DETERMINANTE ( $L_\phi$ )
4.2	Losa continua en dirección de las vigas principales apoyada en viguetas transversales	2 veces la separación entre viguetas transversales

**Figura 4.48.** Cuadro B.3. Anejo B IAPF

Carga de impacto

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 = 1,72 \quad (185)$$

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 = 1,48 \quad (186)$$

$$L_\phi = 2 \text{ veces separación entre viguetas} = 2,86 \cdot 2 = 5,72$$

Por lo que la carga de impacto será:

$$\phi = \frac{\phi_3 + \phi_2}{2} = 1,60 \quad (187)$$

#### 4.3.2.3. Carga de viento

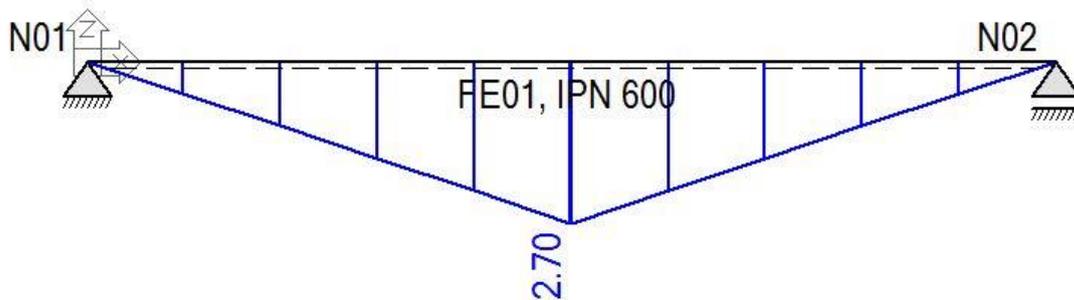
Las vigas transversales únicamente podrán recibir viento de manera longitudinal, ya que, de manera transversal están protegidas por las vigas principales.

El empuje que recibirá de manera longitudinal el viento seguirá la siguiente ecuación.

$$F_H(\text{viento}) = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_c^2\right) = 1,1 \cdot 2,4 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 40,44^2 = 2,70 \text{ kN} \quad (188)$$

$$A(\text{AREA LATERAL VIGA}) = 0,6 \cdot 4 = 2,4 \text{ m}^2 \quad (189)$$

Dicha carga provocará un nuevo momento flector Z



**Figura 4.49.** Momento flector z carga de viento

$$M_{z,max} = 2,70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### 4.3.2.4. Carga de nieve

Las vigas transversales únicamente soportarán aquella nieve que se acumule en el tablero donde no haya paso ferroviario. Dicha zona tiene una amplitud de 500 mm por cada lado y se aplica a lo largo de todo el puente. Cada viga transversal soportará 1/10 parte de toda la nieve acumulada.

La carga de nieve vendrá dada por la siguiente ecuación:

$$q_k = s_k \cdot 0,8 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (190)$$

Cada viga transversal soportará:

$$q_k = 0,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,86 \text{ m} = 1,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (191)$$

Esta carga repartida se aplicará a cada una de las zonas donde puede acumularse nieve.

Distribución de cargas

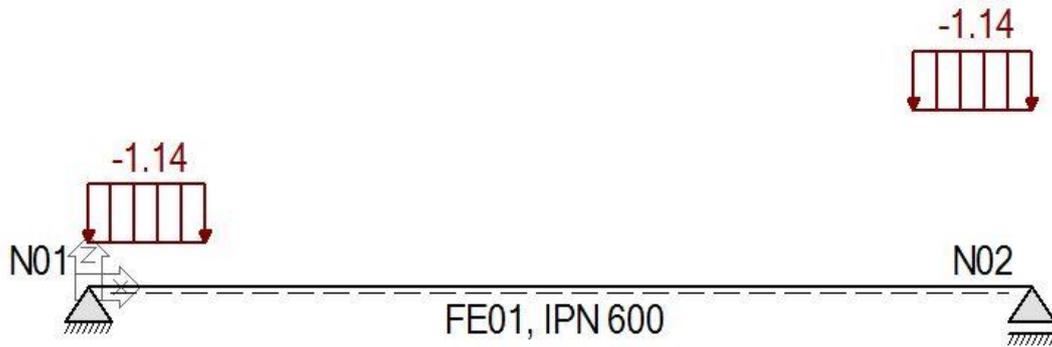


Figura 4.50. Sobrecarga de nieve

Cortante

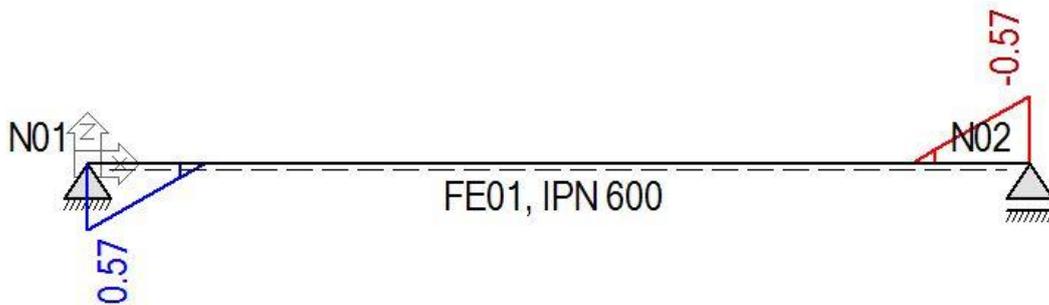


Figura 4.51. Cortante sobrecarga de nieve

$$V_{max} = 0,57 \text{ kN}$$

Momento flector

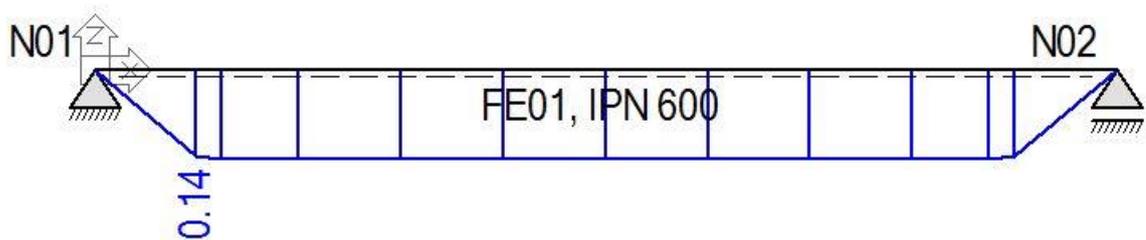


Figura 4.52. Flector debido a sobrecarga de nieve

$$M_{max} = 0,14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### 4.3.2.5. Efecto lazo

El efecto lazo se aplicará sobre las vigas transversales como una carga axial de valor predeterminado. Al tener 11 vigas transversales se dividirá en ellas la carga

$$\text{Efecto lazo} = \frac{100 \cdot \alpha}{11} = 9,10 \text{ kN} \quad (192)$$

Recordando que aquí  $\alpha = 1$

#### 4.3.3. Resumen de cargas

**Tabla 4.21.** Cargas verticales

Tipo de carga	Cortante máximo	Momento máximo (Myy)
Permanentes	154,71 kN	155,03 kN·m
Cargas ferroviarias	302,00 kN	352,13 kN·m
Sobrecarga de nieve	0,57 kN	0,14 kN·m

**Tabla 4.22.** Cargas transversales

Tipo de carga	Fuerza longitudinal
Efecto lazo	9,10 kN

**Tabla 4.23.** Cargas longitudinales

Tipo de carga	Fuerza dirección y	Momento flector (Mzz)
Viento transversal	2,70 kN	2,70 kN·m

#### 4.3.4. Combinación de acciones

Una vez declaradas todas las acciones que incurren sobre nuestra estructura debemos calcular el ELU y ELS de las vigas transversales.

##### *ELU (Cortante)*

La comprobación para ELU a cortante es la siguiente

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \geq V_{max} \quad (193)$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (2 + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad ; [mm] \quad (194)$$

Para el perfil IPN 600 obtenemos la siguiente área neta

$$A_v = 25400 - 2 \cdot 215 \cdot 32,4 + (2 + 2 \cdot 21,6) \cdot 32,4 = 12932,48 \text{ mm}^2 \quad (195)$$

Una vez calculamos el máximo cortante que aguanta nuestra viga IPN 600 lo compararemos con el máximo cortante que sufrirá la viga.

$$V_{pl,rd} = 12932,48 \cdot \frac{355}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 2524,42 \text{ kN} \quad (196)$$

Combinación acciones a cortante.

$$V_{pl,rd} \geq V_{max} = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (197)$$

##### Cargas permanentes

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 154,71 \cdot 1,35 = 208,85 \text{ kN} \quad (198)$$

##### Cargas permanentes no constantes

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \quad (199)$$

##### Carga variable dominante

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,50 \cdot 302 \cdot 1,60 = 724,80 \text{ kN} \quad (200)$$

##### Otras cargas variables

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,50 \cdot 0,6 \cdot 0,57 = 0,513 \text{ kN} \quad (201)$$

$$V_{max} = 208,85 + 724,80 + 0,513 = 934,16 \text{ kN} \quad (202)$$

$$V_{pl,rd} \geq V_{max} \quad (203)$$

El perfil escogido es admisible.

Una vez obtenido el cortante debemos comprobar que  $V_{pl,rd} \cdot 0,5 \geq V_{max}$  para poder desprestigiar el cortante en la flexión. Como así ha sido podemos calcular la flexión sin reducir el momento plástico.

### ELU (Momento Flector)

La comprobación ELU de flexión es la siguiente

$$M_{flex} \geq M_d \text{ donde } M_d = \text{combinación de acciones a flexión}$$

$$M_{flex} \geq \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (204)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,60$  (Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo

#### Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 1,35 \cdot 154,71 = 208,86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (205)$$

#### Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (206)$$

#### Carga variable dominante

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 352,13 \cdot 1,60 = 845,11 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (207)$$

#### Otras cargas variables

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot (0,14) = 0,126 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (208)$$

$$M_{flex} \geq 1054,98 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (209)$$

Una vez encontrado el momento máximo flector que producirán las cargas sobre la viga transversal, se comprobaba que la IPN seleccionada es capaz de soportarlo, sino fuera así se cambiaría por una de mayor. La viga IPN 600 es una viga normalizada por lo que, tanto los momentos resistentes como la clase ya vienen dados en los catálogos

Al ser una viga de clase 1, la ecuación de comprobación queda tal que así:

$$M_{flex} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq 1054,98 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (210)$$

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa} ; t \leq 16 \text{ mm} \quad (211)$$

$$W_{pl} = \frac{M_{flex}}{f_{yd}} = \frac{1054,98 \text{ kN} \cdot \text{m}}{355 \text{ MPa}/1,05} = 3,12 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad (212)$$

Se aplica el factor corrector 1,05 debido a la normativa española.

Una vez encontrado el módulo resistente al que estará sometido la viga transversal, la comparamos con el módulo resistente plástico máximo de la viga IPN 600.

$$W_{pl}(IPN 600) = 5452 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \geq W_{pl} \quad (213)$$

Por lo tanto, la viga escogida como viga transversal nos sirve para aguantar los momentos flectores.

### *ELU (Flexión esviada)*

La comprobación a flexión esviada es la siguiente:

$$\frac{M_{yRd}}{W_{ely}} + \frac{M_{zRd}}{W_{elz}} \leq F_{yd} \quad (214)$$

Para calcular el momento flector ( $M_{zz}$ ) se realizará el mismo procedimiento que para el momento flector ( $M_{yy}$ )

$$M_{z,Rd} \geq \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (215)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,60$  (Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo

Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (216)$$

Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (217)$$

Carga variable dominante

- La carga dominante será el viento transversal.

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 2,7 = 4,05 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (218)$$

Otras cargas variables

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (219)$$

$$M_{y,Rd} = 4,05 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (220)$$

Pasamos a comprobar la flexión esviada.

$$\frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq F_{yd} \quad (225)$$

Al ser un perfil normalizado los momentos resistentes elástico vienen dados en el catálogo.

Comprobación flexión esviada

$$\frac{1054,98 \text{ kN} \cdot \text{m}}{4,630 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} + \frac{4,05 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,434 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} \leq \frac{355}{1,05} \quad (226)$$

Aplicando los cálculos y los correspondientes cambios de unidades nos queda tal que así:

$$(227,64 + 9,33) \text{ MPa} \leq 338 \text{ MPa}$$

$$236,97 \text{ MPa} \leq 338 \text{ MPa}$$

Como podemos observar el diseño escogido cumple flexión esviada.

*ELU (compresión excéntrica)*

Se deberá comprobar que las vigas principales soporten la compresión excéntrica que se generará.

$$\frac{N_c}{A} + \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq f_{yd} \quad (227)$$

La carga axil que soportarán las vigas será el viento longitudinal y los efectos de una frenada de emergencia.

Para ello deberemos aplicar los mismos criterios que anteriormente:

$$N_c = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (228)$$

Donde

$\gamma_{G,i} = 1,35$  ; efecto desfavorable

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ; efecto desfavorable

$\Psi_{0,i} = 0,6$  ; acción variable que no sea carga de tráfico

$\phi = 1,60$  ( Carga de impacto)

Para cada carga se aplicará el momento flector máximo

Carga permanente

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} = 0 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (229)$$

Carga permanente no constante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} G_{k,j}^* = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (230)$$

Carga variable dominante

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,5 \cdot 9,10 = 13,65 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (231)$$

Otras cargas variables

$$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (232)$$

$$N_c = 13,65 \text{ kN} \quad (233)$$

### Comprobación compresión excéntrica

$$\frac{N_c}{A} + \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq f_{yd}$$
$$\frac{13,65 \text{ kN}}{25400 \text{ mm}^2} + \frac{1054,98 \text{ kN} \cdot \text{m}}{5,54 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} + \frac{4,05 \text{ kN} \cdot \text{m}}{7,52 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} \leq \frac{355}{1,05} \quad (234)$$
$$0,53 + 190,25 + 5,39 \text{ MPa} \leq 338 \text{ MPa}$$
$$196,17 \text{ MPa} \leq 338 \text{ MPa}$$

### *ELS (Comprobación a abolladura)*

No deberá comprobarse la resistencia a abolladura aquellas barras en las que se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon \quad (235)$$

Donde  $t_w$  es el espesor del alma y  $d$  el canto del alma y  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

$$\frac{514}{12} < 70 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} \rightarrow 42,83 < 56,95 \quad (236)$$

No se deberá comprobar la resistencia a abolladura

## 4.5. Acciones térmicas

Las acciones térmicas en las estructuras pueden dividirse en dos: La variación térmica y el gradiente. Para ambos casos la IAPF nos presenta métodos de cálculo para ambos factores.

### 4.5.1. Variación térmica

La variación térmica uniforme, es la diferencia de temperatura ambiente anual en todos aquellos elementos del puente. Para poder calcular esta diferencia entre la máxima y mínima temperatura durante el año la IAPF nos detalla una fórmula para cada tipo de elemento. A continuación, se calculará la variación térmica para el tablero y para una viga metálica.

#### 4.5.1.1. Variación de temperatura en el tablero

La variación de temperatura viene dada por:

$$\Delta T = K \cdot z^a \cdot h^b \cdot s^c \quad (236)$$

Donde

*Z*: Número arábigo correspondiente a la zona donde esta situado ; Figura 4.54.  
*h*: altura del tablero en metros = 0,25 m; si  $h < h_{min} \rightarrow h = h_{min}$   
*s*: separación entre vigas = 4 m → Para separación superior a 3,5 ,  $s = 3,5$   
*K, a, b, c* = vienen dados por la figura 4.53.

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

**Figura 4.53.** Zona climática

TIPOLOGÍA DEL TABLERO	K	a	b	c	$h_{\min}$ (m)	$h_{\max}$ (m)
Losa maciza de hormigón	23,89	0,292	-0,139	0	0,30	1,20
Losa aligerada de hormigón	24,91	0,292	-0,172	0	0,60	1,50
Cajón de hormigón	29,13	0,301	-0,148	0	1,70	4,00
Vigas de 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

**Figura 4.54.** Valores de  $k$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$

Por lo que la variación térmica del tablero será:

$$\Delta T = 23,89 \cdot 3^{0,292} \cdot 0,30^{-0,139} \cdot 3,5^0 = 38,92 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (237)$$

Una vez obtenida la variación térmica podríamos calcular la deformación que sufriría el tablero mediante su coeficiente de dilatación.

$$\delta_T = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 38,92 \cdot 28,6 = 0,013 \text{ m} = 13 \text{ mm} \quad (238)$$

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} = \text{coeficiente de dilatación térmica del hormigón}$$

$$L = \text{Longitud del tablero} = 28,6 \text{ m}$$

Al ser una estructura isostática, tanto las contracciones como las dilataciones no producirán ningún tipo de problema sobre la estructura, ya que, el tablero podrá deformarse libremente.

#### 4.5.1.2. Variación de temperatura en viga metálica

La variación de temperatura en viga metálica se calcula que con la misma fórmula que en el tablero. Se calculará la viga transversal ya que la viga principal es isostática y cualquier deformación que ocurra no afectará al funcionamiento del puente.

$$\Delta T = K \cdot z^a \cdot h^b \cdot s^c \quad (239)$$

Donde

$Z$ : Número arábigo correspondiente a la zona donde esta situado ; Figura 4.54.

$h$ : altura de las vigas inferior a 2 ;  $h_{\min} = 2$

$s$ : separación entre vigas = 2,8 m

$K, a, b, c$  = vienen dados por la figura 4.53.

Por lo que la variación térmica de la viga transversal será:

$$\Delta T = 40,11 \cdot 3^{0,228} \cdot 2^{-0,072} \cdot 2,8^0 = 52,48 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (240)$$

Una vez obtenida la variación térmica podríamos calcular la deformación que sufriría el tablero mediante su coeficiente de dilatación.

$$\delta_T = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 52,48 \cdot 4 = 0,002 \text{ m} = 2 \text{ mm} \quad (241)$$

$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} = \text{coeficiente de dilatación térmica del acero}$

$L = \text{Longitud de la viga transversal} = 4 \text{ m}$

La deformación que sufrirán las barras será mínima, por lo que no será preocupante.

#### 4.5.2. Gradiente térmico

El gradiente térmico es la diferencia de temperatura entre la parte inferior y la parte superior de un elemento debido al soleamiento.

Para el cálculo del gradiente térmico la IAPF presenta diferentes casos para cada una de las combinaciones posibles en la construcción de puentes (Losa de hormigón, Tablero cajón de hormigón...). En nuestro caso se evaluará de la siguiente forma.

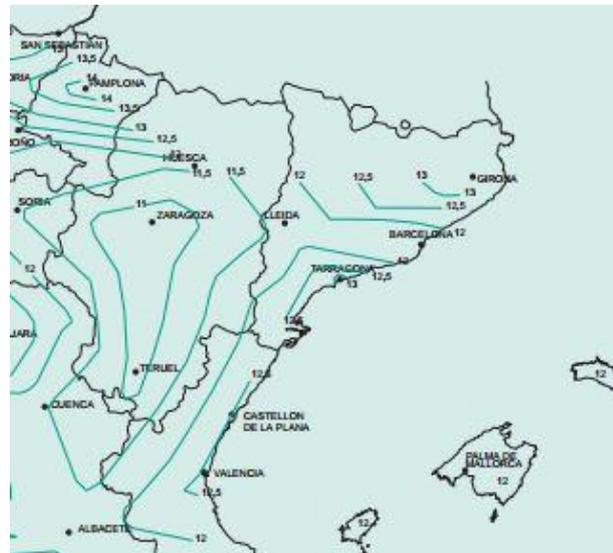
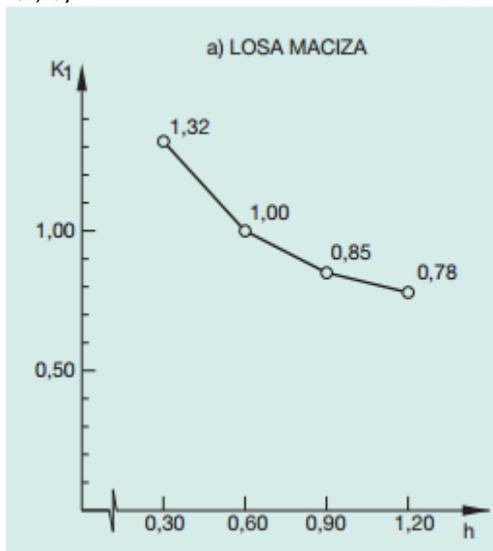
$$\Delta T_{SI} = (K_1 \cdot K_2) \cdot \Delta T_{SI,ref} \quad (242)$$

Donde

$k_1 = \text{Se obtiene de la figura 4.56.}$

$k_2 = 1(\text{Si no hay balasto}) \text{ ó } 0,6(\text{Con balasto})$

$\Delta T_{SI,ref} = \text{Se obtiene mediante la figura 4.57.}$



Por lo que el gradiente térmico será

$$\Delta T_{SI} = (1,32 \cdot 1) \cdot 12 = 15,84 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (243)$$

En términos de deformación del hormigón, donde su dilatación térmica es  $1,2 \cdot 10^{-5} (\text{°C})^{-1}$ , tenemos el siguiente resultado

$$\varepsilon_{ct} = 2,4 \cdot 10^{-4} \quad (244)$$

Al construir el tablero de hormigón se deberán tener en cuenta el gradiente obtenido.

### *Análisis de resultados*

Una vez obtenidos los cálculos de gradiente y variación térmica se observan que al ser una estructura isostática todos aquellos elementos apoyados podrán moverse libremente gracias al apoyo móvil.

También es preciso comentar que el rail es un elemento que por su función no podrá colocarse de manera móvil por obvias circunstancias, por lo que el fabricante del carril nos tendrá que proporcionar algún elemento que permita que el carril se expanda o se contraiga cuando lo necesite.

# CAPÍTULO 5: UNIONES

Una vez calculado el comportamiento de todas las vigas del puente se deberá estudiar de qué manera unir entre sí. En estructuras metálicas podemos unir las vigas mediante tornillería o soldadura. En este diseño se ha escogido la soldadura debido que tanto el precio como el peso de la estructura se ve disminuido en comparación a la unión mediante tornillos. Cabe destacar que, para poder realizar esta unión, deberá ser realizada por personal especializado.

## 5.1. Soldadura

La soldadura es la unión entre dos elementos mediante la fusión de material. Muchas veces esta unión se realiza gracias a un tercer material que posee un punto de fusión más bajo que los dos elementos a unir y que una vez enfriado garantiza la unión entre ambos. Dicha unión puede ser homogénea si tanto los materiales a unir como el aditivo son de la misma naturaleza o dicha unión será heterogénea cuando los materiales no sean de la misma naturaleza.

### *5.1.1. Procesos de soldadura*

Hay distintas formas de realizar la soldadura, pero en este apartado se hará hincapié a cuatro procedimientos concretos.

#### *1. Soldadura con arco eléctrico y electrodo revestido*

Es un proceso de soldadura en el que se forma un arco eléctrico entre el metal a soldar y el electrodo. Este proceso se puede realizar con corriente continua o alterna. Para evitar la influencia de la atmósfera sobre la unión se aplica el revestimiento de un material fundente.

#### *2. Soldadura a gas y arco metálico*

Es un proceso de soldadura semiautomático dado que el electrodo se alimenta a una velocidad constante y continua y el soldador produce el avance. El elemento protector en este proceso es un gas, que puede ser activo o inerte.

### 3. Arco sumergido

Es un proceso de soldadura automático en el que no se ve el arco quemándose entre el electrodo y la pieza. Eso es debido a que están cubiertas por un polvo granulado que cubre el proceso.

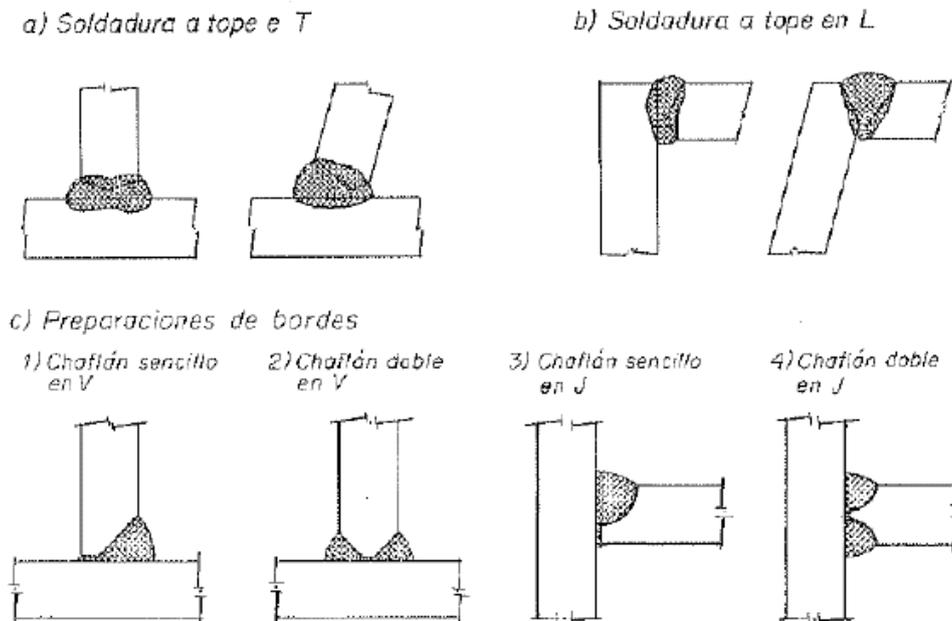
### 4. Soldadura por arco y núcleo fundente

En este proceso el arco eléctrico se forma entre el electrodo tubular y el charco de soldadura. El núcleo del electrodo tubular contiene materiales pulverizados para garantizar protección atmosférica a la unión.

#### 5.1.2. Tipos de uniones

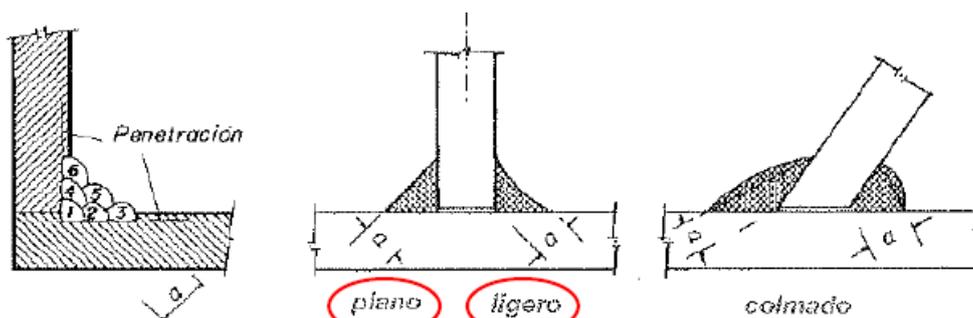
Las uniones soldadas pueden ir unidas de distintas maneras.

##### 1. Soldadura a tope



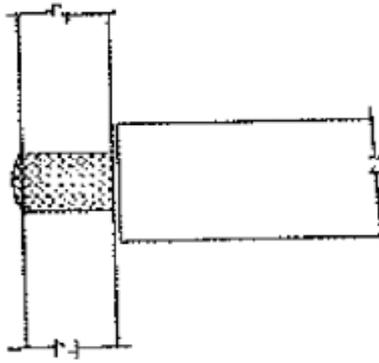
**Figura 5.1.** Tipos de soldadura a tope

##### 2. Soldadura en ángulo



**Figura 5.2.** Soldadura en ángulo

### 3. Soldadura en tapón



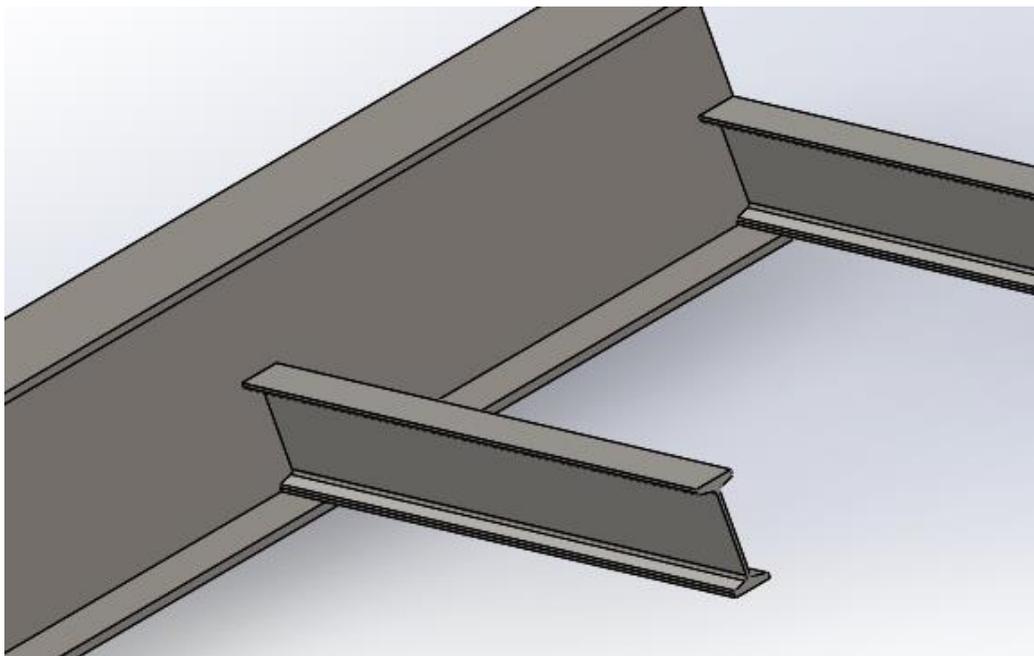
**Figura 5.3.** Soldadura en tapón

## 5.2. Cálculo de soldadura

Los elementos a soldar en nuestra estructura serán las vigas principales con las vigas transversales.

La soldadura elegida para unir ambas vigas será la soldadura con ángulo y se realizará en ambos lados del alma del larguero. Para la realización del cálculo, las comprobaciones numéricas se extraerán del Documento Básico de Seguridad Estructural del Acero (DB SE-A) que presenta el Código Técnico de la edificación (CTE).

Las vigas transversales irán soldadas en esta posición a las vigas principales.



**Figura 5.4.** Colocación de vigas

La primera comprobación a realizar es que los espesores de los elementos a unir tengan más de 4 milímetros.

$$t_w(\text{IPE}) = 25,00 \text{ mm}$$

$$t_w(\text{IPN 600}) = 21,60 \text{ mm}$$

Las dos vigas cumplen el espesor indicado.

Toda unión soldada tiene que cumplir la siguiente ecuación:

$$F_{W,Ed} \leq F_{W,Rd} = a \cdot f_{vW,d} \quad (245)$$

Donde

$F_{W,Ed}$  = resultante de todas las fuerzas transmitidas por el cordón

$F_{W,Rd}$  = valor de resistencia a cálculo

$a$  = espesor de garganta del cordón en angulo  $\geq 3 \text{ mm}$

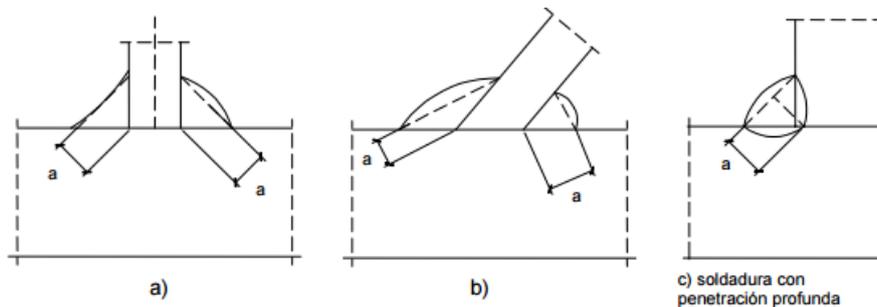
$$f_{vW,d} = (f_u / \sqrt{3}) / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$f_u$  = tensión de rotura

$\beta_w$  = coeficiente de correlación

$\gamma_{M2}$  = Factor de seguridad = 1,25

Espesor de garganta



**Figura 5.5.** Espesor de garganta

Coeficiente de correlación

Acero	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta_w$
S 235	360	0,80
S 275	430	0,85
S 355	510	0,90

**Figura 5.6.** Coeficiente de correlación  $\beta_w$

## Tensión de rotura

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			Tensión de rotura $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	3 ≤ t ≤ 100	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 <sup>(1)</sup>

Figura 5.7. Tensión de rotura

Observando la figura 5.6. el factor de correlación a escoger sería 0,90 y según la figura 5.7., fragmento extraído de la norma UNE EN 10025, nuestra tensión de rotura es 470 MPa.

Al no saber el espesor de la garganta ni su longitud se deberá escoger un valor de "a" y "Lef" y realizar un proceso iterativo. El mismo documento DB SE-A (Estructural del acero) nos indica sobre que valores de "a" se debe escoger y recordando siempre que "a" debe ser mayor o igual que 3.

$$0,3 \cdot t_f(\text{Viga}) \leq a \leq 0,7 \cdot t_w(\text{Viga}) \quad (246)$$

En nuestro caso el valor de "a" deberá estar comprendido entre los siguientes valores.

$$t_f(\text{IPN } 600) = 32,4 \text{ mm}$$

$$t_w(\text{IPN } 600) = 21,6 \text{ mm}$$

$$9,72 \leq a \leq 15,12 \quad (247)$$

## Comprobación para cortante.

La primera comprobación a realizar será el cortante y es por ello que debemos saber a qué cortante deberá hacer frente la soldadura. En nuestro caso será el cortante generado por la viga transversal sobre la viga principal.

$$V_{max} = 2119,74 \text{ kN}$$

Una vez conocido el cortante se deberá cumplir la siguiente comprobación

$$F_{W,Ed} \leq F_{W,Rd} = a \cdot f_{vW,d} \quad (248)$$

La siguiente comprobación también puede ser presentada tal que así:

$$\tau < f_{vW,d} \rightarrow \tau \cdot \sqrt{3} < \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} \quad (249)$$

Donde

$$\tau = \frac{V_{max}}{\text{Area del cordón}} \quad (250)$$

$$\text{Area del cordón} = a \cdot l_{ef} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot 2 \quad (251)$$

- El área esta multiplicado por 2 ya que se soldará por ambos lados del perfil.

$$L = L_{ef} + 2 \cdot a \quad (252)$$

Al no tener ni los valores de "a" ni de "Lef" se realizará un proceso iterativo para encontrar la mejor solución posible empezando por los valores de a=15 mm y Lef=500 mm. Una vez encontrado un valor que cumpla se calculará la longitud real de la soldadura.

$$\text{Area del cordón} = a \cdot l_{ef} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot 2 = 15 \cdot 500 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot 2 = 10606,60 \text{ mm}^2 \quad (253)$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{\text{Area del cordón}} = \frac{2119,74 \text{ kN}}{10606,60 \text{ mm}^2} = 199,85 \text{ MPa} \quad (254)$$

$$\frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} = \frac{470}{0,90 \cdot 1,25} = 417,77 \text{ MPa} \quad (255)$$

Por lo tanto, las medidas escogidas cumplen

$$\tau \cdot \sqrt{3} < \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} \quad (256)$$

$$346,15 < 417,77 \text{ MPa}$$

Se han realizado distintas opciones para el ancho del cordón y la longitud efectiva y estos han sido los resultados.

**Tabla 5.1.** Cálculo de soldadura

a [mm]	$l_{ef}$ [mm]	l [mm]	$\tau \cdot \sqrt{3}$ [MPa]	$\frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}}$ [MPa]	CUMPLE?
10	500	520	519,22	417,77	NO
15	400	430	432,69	417,77	NO
12	450	475	480,76	417,77	NO
13	475	501	420,42	417,77	NO
14	450	478	412,08	417,77	SI

De las opciones realizadas aquella que se acerca más a ser la óptima es aquella en que el espesor de garganta de 14 milímetros y la longitud real de soldadura es de 478 milímetros.

Una vez obtenido la longitud y el ancho del cordón debe comprobarse que

$$L_{ef} > 6 \cdot a \rightarrow 450 > 84; [mm] \quad (257)$$

$$l > 40 \text{ mm} \rightarrow 478 > 40; [mm] \quad (258)$$

Observamos que cumple ambas condiciones.

### **Comprobación momento flector**

El momento flector en la viga transversal será soportado por las alas del perfil. Dicho momento se traspa a la soldadura con la viga transversal mediante dos fuerzas, una a tracción en la parte superior y una a compresión en la parte inferior. La comprobación a realizar en el momento flector será la misma que en el cortante.

$$F_{W,Ed} \leq F_{W,Rd} = a \cdot f_{vW,d} \quad (259)$$

Para calcular dichas fuerzas resultantes se deberá hacer de la siguiente manera

$$M_{flector} = F \cdot d \quad (260)$$

Donde

*F* = fuerza de compresión o tracción que se genera

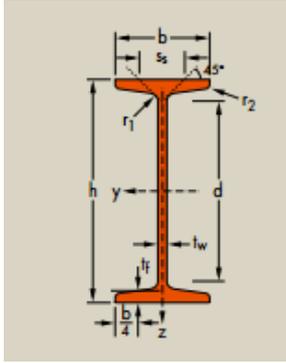
*d* = distancia entre los centro de gravedad de las alas

Y recordando que el momento flector que se genera en la viga transversal es:

$$M_{flector} = 1054,98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La ecuación antes presentada nos queda tal que así:

$$F = \frac{M_{flector}}{d} = \frac{1054,98 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\left(600 - 2 \cdot \frac{32,4}{2}\right) \text{ mm}} = 1858,66 \text{ kN} \quad (261)$$



$$h(\text{IPN } 600) = 600 \text{ mm}$$

$$t_f = 32,4 \text{ mm}$$

**Figura 5.8.** IPN

Una vez obtenida la fuerza que genera el momento flector se deberá realizar la comprobación pertinente.

$$F_{W,Ed} < F_{W,Rd} = a \cdot f_{vW,d} \quad (262)$$

Donde en este caso la ecuación quedaría tal que así

$$\sigma < \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}}$$

Donde

$$\sigma = \frac{F \cdot \sqrt{2}}{\text{area del cordón}} \quad (263)$$

$$\text{area del cordón} = t_f \cdot b \quad (264)$$

En este caso  $t_f$  será el mínimo espesor del ala y  $b$  es la anchura del ala. Se podría colocar menos longitud si la viga lo permitiese.

$$t_f(\text{IPN } 600) = 32,4 \text{ mm} \quad b(\text{IPE } 400) = 180 \text{ mm}$$

$$\text{area del cordón} = 32,6 \text{ mm} \cdot 215 \text{ mm} = 7009 \text{ mm}^2 \quad (265)$$

$$\sigma = \frac{F}{\text{area del cordón}} = \frac{1858,66 \text{ kN} \cdot \sqrt{2}}{7009 \text{ mm}^2} = 375,02 \text{ MPa} \quad (266)$$

$$\sigma < 417,77 \text{ Mpa} \quad \text{CUMPLE}$$

La soldadura en todo lo ancho de las alas no rompería.

# **CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES**

Una vez finalizado este proyecto se pueden extraer varias conclusiones, las cuales se comentan a continuación:

Para el diseño de la superestructura y su posterior cálculo se debe conocer de primera mano que tipo de puente se va a diseñar y como trabajan todos sus elementos, para así diseñar un puente acorde a las características necesarias y a las del entorno.

Una vez elegida la tipología de puentes, se debe trabajar con la normativa pertinente para poder ofrecer que todos sus elementos trabajen de forma segura y eficiente a lo largo de toda la vida de la estructura.

Una vez observado el comportamiento de las vigas propuestas, encontrar aquellas vigas que ofrecen una mejor opción para el soporte de cargas y si es preciso cambiar el planteamiento inicial del puente para conseguir que otros elementos del puente como vibraciones o uniones mejoren.

Una vez finalizado el proyecto observar que el diseño planteado cumple todos aquellos objetivos que requería dicha construcción.

A nivel personal, me ha permitido trabajar en un campo de la ingeniería menos conocido para mí durante el grado aplicando aquello que uno ha aprendido, mientras al mismo tiempo uno adquiere fundamentos tanto de resistencia de materiales y normativa legal, además de poder realizar un proyecto de estas dimensiones el cual me acerca más a la vida real.

# **CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA**

Chatterjee, Sukhen. The design of modern steel bridges. Oxford. Blackell Science. 2003

Fomento. "IAPF: Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril." Madrid. Centro de publicaciones. 2010. [www.fomento.gob.es](http://www.fomento.gob.es). (Accedido marzo 2016)

Fomento. "CTE: Documentos Básicos (DB SE-A)." [www.codigotecnico.org](http://www.codigotecnico.org). (Accedido abril 2016)

Unsworth, Jhon F. Design of modern steel railway bridges. New York. CRC Press. 2010.

Xanthakos, Petros P. Theory and design of bridges. New York. Jhon Wiley & Sons, Inc. 1994.



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

**Anexos**



# "DISEÑO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL"

TFG presentado para optar al título de GRADO en  
INGENIERÍA mecánica  
por **Adrià Torras Sánchez**

Barcelona, 11 de octubre de 2016

Director: Ferran Prats Bella  
Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras (RMEE)  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

# ANEXO 1: SIMULACIÓN

En el anexo 1 se ha realizado una simulación de las vigas antes calculadas y a la losa de hormigón. Para ello se ha utilizado el programa SolidWorks para el diseño de cada uno de los elementos y así poder comprobar que los resultados obtenidos se aproximan a los resultados calculados.

Primero de todo se han diseñado las vigas, donde se ha colocado el material S355 J0 y para la losa de hormigón se ha creado el material a falta de él con las siguientes características.

Property	Value	Units
Elastic Modulus	2.2e+010	N/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio	0.2	N/A
Shear Modulus		N/m <sup>2</sup>
Mass Density	2446.5	kg/m <sup>3</sup>
Tensile Strength	2900000	N/m <sup>2</sup>
Compressive Strength	30000000	N/m <sup>2</sup>
Yield Strength		N/m <sup>2</sup>
Thermal Expansion Coefficient		/K
Thermal Conductivity	0.35	W/(m·K)
Specific Heat	880	J/(kg·K)

**Figura A1.1.** Características hormigón SolidWorks

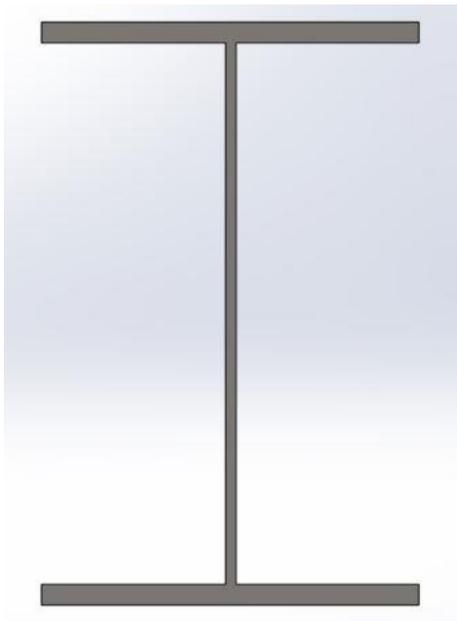
Las vigas diseñadas han quedado tal que así:



**Figura A1.2.** Viga IPE 400

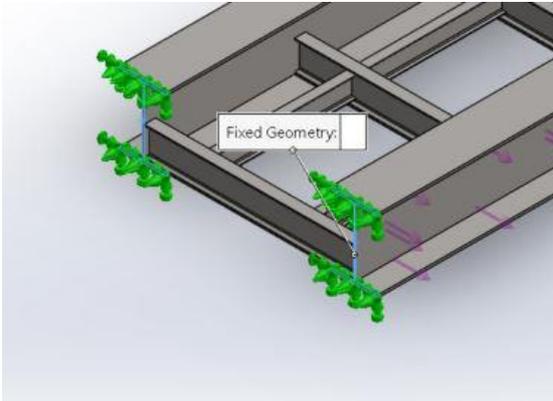


**Figura A1.3.** Viga IPN 600

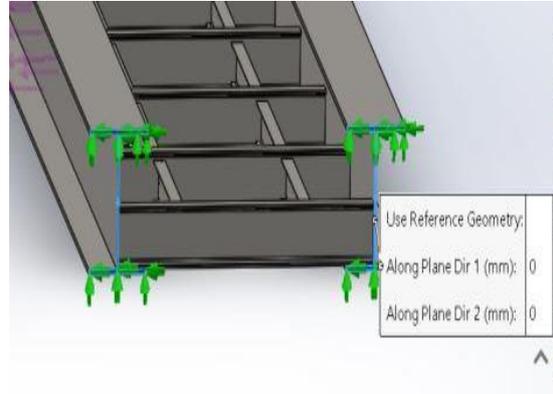


**Figura A1.4.** Viga IPE

Una vez diseñada las vigas se ha procedido a usar el programa SolidWorks Simulation para poder hacer una aproximación de cómo afectaría a la estructura las cargas aplicadas anteriormente. Para ello se ha dispuesto la estructura con apoyo fijo en uno de los costados y apoyo móvil en el sentido de las vías del tren.



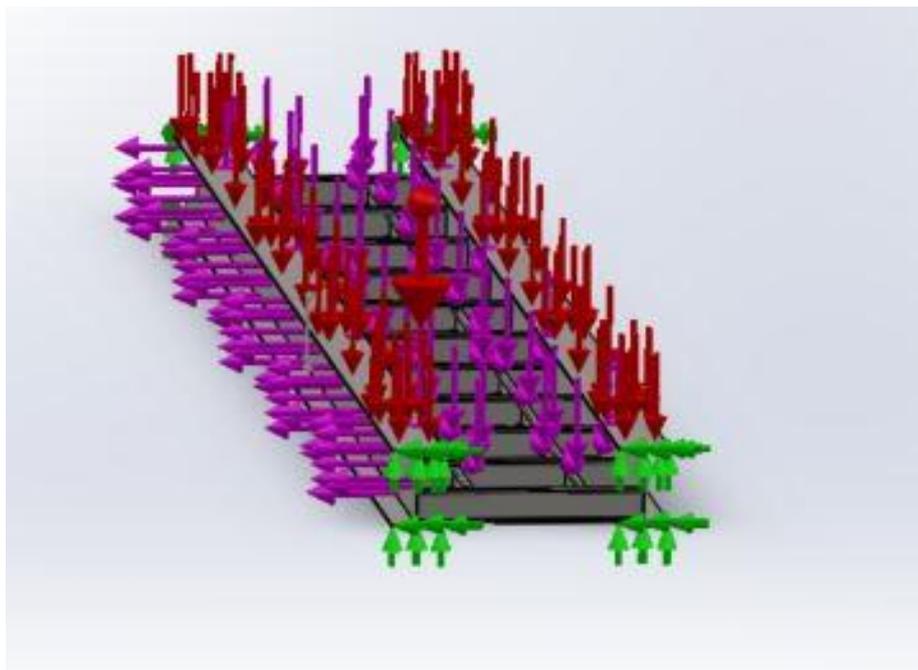
**Figura A1.5.** Apoyo fijo



**Figura A1.6.** Apoyo variable

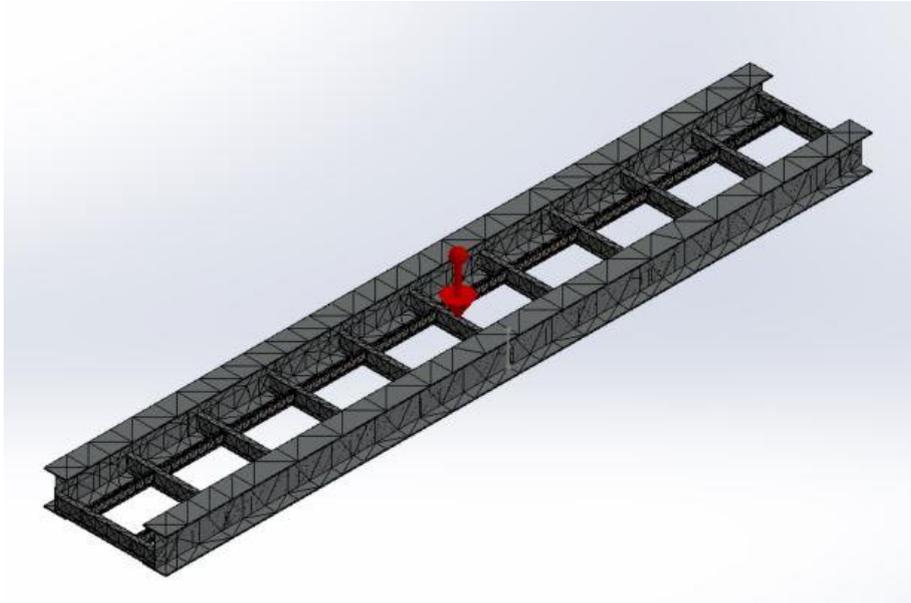
Una vez aplicados los apoyos en los costados, se ha configurado en SolidWorks para que ningún elemento pueda atravesar a otro y así ser más precisa la evaluación.

A continuación, se ha procedido a ejecutar tanto las cargas verticales como las horizontales quedando la estructura tal que así.



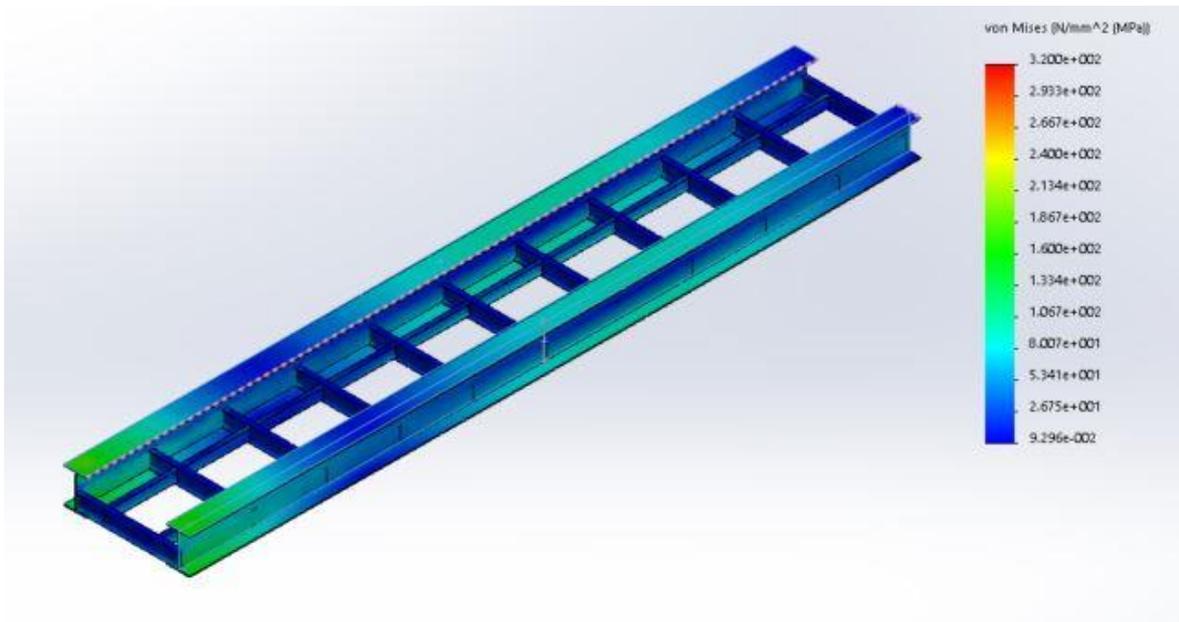
**Figura A1.7.** Distribución de cargas

Una vez dispuestas todas las cargas se ha procedido a mallar con el sistema de SolidWorks Simulation todos los elementos dispuestos, aplicando mallas de control en aquellos elementos con curvas para añadir precisión. La malla ha quedado tal que así:

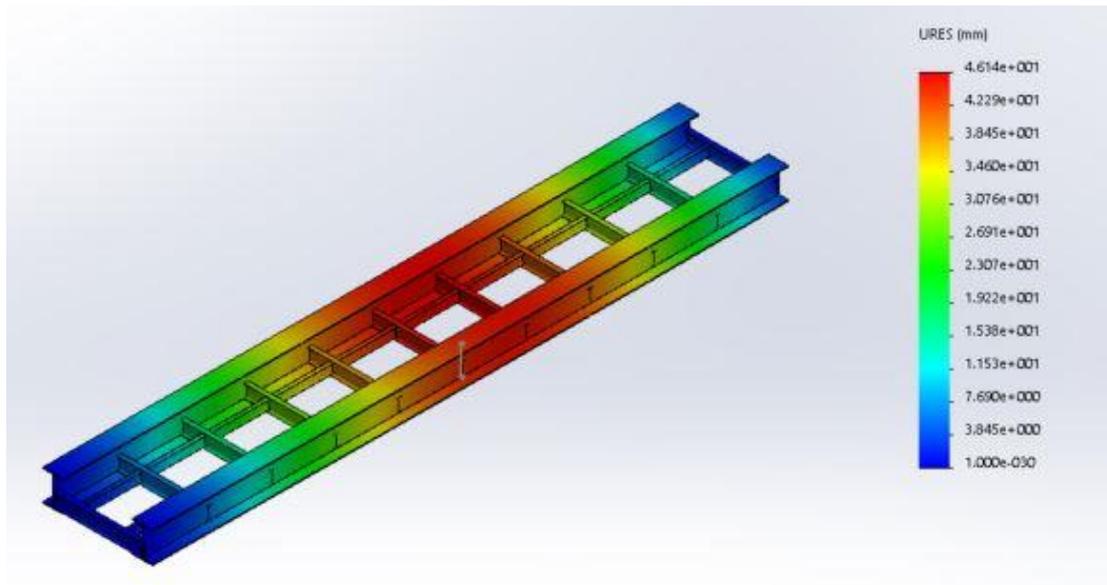


**Figura A1.8.** Puente mallado

Una vez realizada la malla se evalúan los resultados obtenidos que en nuestro caso han sido los siguientes:



**Figura A1.9.** Von Mises



**Figura A1.10.** Deflexión

### Análisis de resultados

Los resultados obtenidos en la simulación para Von Mises han sido:

$$\sigma_{MAX}(VIGA IPE) = 260 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{MAX}(VIGA IPN 600) = 190 \text{ MPa}$$

Los resultados obtenidos en la simulación para Von Mises han sido:

$$\sigma_{MAX}(VIGA IPE) = 280 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{MAX}(VIGA IPN 600) = 196 \text{ MPa}$$

Por lo que comparándolos con los obtenidos en los cálculos quedan bastante cerca por lo que el puente ha sido bien calculado.

También se ha podido extraer que la deformación en el puente sería 46 mm.

Por lo que la deflexión en el puente sería de:

$$\frac{Luz}{deflexión} = \frac{28600}{46} = 622$$

Por lo que la deflexión sería L/620.

# **ANEXO 2: ÍNDICES**

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b> Coalbrookdale .....	9
<b>Figura 1.2.</b> Puente Menai .....	9
<b>Figura 1.3.</b> Puente colgante Wheeling .....	11
<b>Figura 1.4.</b> Puente Eads .....	12
<b>Figura 1.5.</b> Puente de la bahía de Sídney.....	14
<b>Figura 1.6.</b> Tacoma Bridge .....	15
<b>Figura 2.1.</b> Golden Gate .....	22
<b>Figura 2.2.</b> Puente con celosía .....	23
<b>Figura 2.3.</b> Desplazamiento horizontal y su funcionamiento .....	27
<b>Figura 3.1.</b> Peso específico materiales.....	30
<b>Figura 3.2.</b> Relajación del acero .....	31
<b>Figura 3.3.</b> Valores de $k_z, z_0$ y $z_{min}$ .....	37
<b>Figura 3.4.</b> Velocidad de referencia.....	38
<b>Figura 3.5.</b> Coeficiente de arrastre .....	38
<b>Figura 3.6.</b> Coeficiente de ocultamiento .....	39
<b>Figura 3.7.</b> Valor de $s_k$ .....	40
<b>Figura 3.8.</b> Valor del coeficiente gamma en ELS .....	42
<b>Figura 3.9.</b> Valor del coeficiente $\psi_y$ en ELS.....	43
<b>Figura 3.10.</b> Valor del coeficiente gamma en ELU .....	44
<b>Figura 4.1.</b> IPE.....	48
<b>Figura 4.2.</b> IPN .....	48
<b>Figura 4.3.</b> Estructura predimensionada .....	51
<b>Figura 4.4.</b> Colocación de traviesas entre vigas transversales .....	51
<b>Figura 4.5.</b> Reacciones debido al peso propio .....	52
<b>Figura 4.6.</b> Distribución de cargas .....	53
<b>Figura 4.7.</b> Reacciones cargas permanentes .....	54
<b>Figura 4.8.</b> Cortante cargas permanentes.....	55
<b>Figura 4.9.</b> Momento flector cargas permanentes .....	55
<b>Figura 4.10.</b> Tren de cargas UIC71 .....	56
<b>Figura 4.11.</b> Cortante carga ferroviaria .....	57
<b>Figura 4.12.</b> Momento flector carga ferroviaria.....	57
<b>Figura 4.13.</b> Disposición de cargas críticas .....	59
<b>Figura 4.14.</b> Cortante crítica .....	59

<b>Figura 4.15.</b> Disposición crítica momento flector .....	60
<b>Figura 4.16.</b> Momento flector crítico .....	60
<b>Figura 4.17.</b> Cuadro B.4. Anejo B IAPF.....	61
<b>Figura 4.18.</b> Extracto IAPF .....	61
<b>Figura 4.19.</b> Tipo de entorno .....	62
<b>Figura 4.20.</b> $k_z, z_0$ .....	62
<b>Figura 4.21.</b> Velocidad de referencia.....	63
<b>Figura 4.22.</b> Coeficiente de arrastre .....	63
<b>Figura 4.23.</b> Cortante en Y debido al viento .....	64
<b>Figura 4.24.</b> Momento z debido al viento.....	64
<b>Figura 4.25.</b> Coeficiente $c_d$ .....	64
<b>Figura 4.26.</b> Coeficiente $c_d$ .....	65
<b>Figura 4.27.</b> Valor de $s_k$ .....	66
<b>Figura 4.28.</b> Cortante provocado por la nieve .....	66
<b>Figura 4.29.</b> Momento flector provocado por la nieve.....	67
<b>Figura 4.30.</b> Momento flector debido al efecto lazo .....	68
<b>Figura 4.31.</b> Tipo de clase .....	70
<b>Figura 4.32.</b> IPE.....	78
<b>Figura 4.33.</b> Nuevo diseño del puente.....	79
<b>Figura 4.34.</b> Cortante cargas permanentes nuevo diseño .....	80
<b>Figura 4.35.</b> Momento flector cargas permanentes nuevo diseño.....	81
<b>Figura 4.36.</b> Momento flector debido a viento transversal.....	82
<b>Figura 4.37.</b> Cortante empuje vertical.....	83
<b>Figura 4.38.</b> Flector empuje vertical .....	83
<b>Figura 4.39.</b> Cortante sobrecarga de nieve .....	84
<b>Figura 4.40.</b> Momento flector sobrecarga de nieve .....	84
<b>Figura 4.41.</b> Vigas transversales .....	94
<b>Figura 4.42.</b> Cargas permanentes .....	97
<b>Figura 4.43.</b> Cortante cargas permanentes.....	97
<b>Figura 4.44.</b> Flector cargas permanentes .....	97
<b>Figura 4.45.</b> Cargas variables .....	98
<b>Figura 4.46.</b> Cortante cargas ferroviarias .....	98
<b>Figura 4.47.</b> Flector cargas ferroviarias .....	99
<b>Figura 4.48.</b> Cuadro B.3. Anejo B IAPF.....	99
<b>Figura 4.49.</b> Momento flector z carga de viento.....	100

<b>Figura 4.50.</b> Sobrecarga de nieve.....	101
<b>Figura 4.51.</b> Cortante carga de nieve.....	101
<b>Figura 4.52.</b> Flector carga de nieve .....	101
<b>Figura 4.53.</b> Flector carga de nieve .....	109
<b>Figura 4.54.</b> Valores de k,a,b,c, .....	110
<b>Figura 4.55.</b> Zona climática .....	111
<b>Figura 4.56.</b> Variación de Tsi .....	111
<b>Figura 5.1.</b> Tipos de soldadura a tope .....	114
<b>Figura 5.2.</b> Soldaduras en angulo .....	114
<b>Figura 5.3.</b> Soldadadura tapón.....	115
<b>Figura 5.4.</b> Colocación de vigas.....	115
<b>Figura 5.5.</b> Espesor de garganta .....	116
<b>Figura 5.6.</b> Factor de correlación .....	116
<b>Figura 5.7.</b> Tensión de rotura.....	117
<b>Figura 5.8.</b> IPN .....	117
<b>Figura A1.1.</b> Características hormigón SolidWorks.....	126
<b>Figura A1.2.</b> IPE 400 .....	127
<b>Figura A1.3.</b> IPN 600.....	127
<b>Figura A1.4.</b> IPE.....	127
<b>Figura A1.5.</b> Apoyo fijo .....	128
<b>Figura A1.6.</b> Apoyo móvil .....	128
<b>Figura A1.7.</b> Distribución de cargas .....	128
<b>Figura A1.8.</b> Puente mallado.....	129
<b>Figura A1.9.</b> Von Mises .....	129
<b>Figura A1.10.</b> Deflexión .....	130

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 3.1.</b> Coeficiente alpha.....	33
<b>Tabla 3.2.</b> Valores de arranque y de frenada.....	34
<b>Tabla 3.3.</b> Tipos de entorno .....	36
<b>Tabla 4.1.</b> Datos principales.....	45
<b>Tabla 4.2.</b> Ponderación factores.....	47
<b>Tabla 4.3.</b> Valoración factores .....	47
<b>Tabla 4.4.</b> Valoración final .....	47
<b>Tabla 4.5.</b> Datos relevantes vigas.....	48
<b>Tabla 4.6.</b> Carril UIC54 .....	51
<b>Tabla 4.7.</b> Características traviesas de madera.....	51
<b>Tabla 4.8.</b> IPE 400.....	52
<b>Tabla 4.9.</b> IPN 600 .....	52
<b>Tabla 4.10.</b> Cortante y momento flector crítico.....	58
<b>Tabla 4.11.</b> Cargas verticales.....	68
<b>Tabla 4.12.</b> Cargas longitudinales.....	68
<b>Tabla 4.13.</b> Cargas transversales .....	69
<b>Tabla 4.14.</b> Cargas verticales.....	85
<b>Tabla 4.15.</b> Cargas longitudinales.....	85
<b>Tabla 4.16.</b> Cargas transversales .....	85
<b>Tabla 4.17.</b> Traviesas de madera.....	94
<b>Tabla 4.18.</b> Carril UIC54.....	95
<b>Tabla 4.19.</b> IPE 400.....	95
<b>Tabla 4.20.</b> IPN 600 .....	96
<b>Tabla 4.21.</b> Cargas verticales.....	102
<b>Tabla 4.22.</b> Cargas transversales .....	102
<b>Tabla 4.23.</b> Cargas transversales .....	102
<b>Tabla 5.1.</b> Cálculo de soldadura.....	118



Escola Universitària d'Enginyeria  
Tècnica Industrial de Barcelona  
Consorci Escola Industrial de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

**Presupuesto**



# "DISEÑO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL"

TFG presentado para optar al título de GRADO en  
INGENIERÍA mecánica  
por **Adrià Torras Sánchez**

Barcelona, 11 de octubre de 2016

Director: Ferran Prats Bella  
Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras (RMEE)  
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

Para aportar más realismo al proyecto se ha hecho una aproximación sobre cuánto podría costar la construcción entera de un puente de estas características. Se detallarán los precios tanto de materiales como el coste de contratación de los empleados.

Los elementos a comprar en cuanto materia prima serán las vigas normalizas, las chapas metálicas para la construcción de las vigas principales, el tablero de hormigón, los raíles y las traviesas. Para el perfil IPE diseñado se comprarán chapas de acero de las dimensiones adecuados para poder conformar las vigas principales.

- Vigas IPN 600. 11 vigas de 4 metros cada una.
- Vigas IPE 400. 20 vigas de 2,86 metro cada una.
- Traviesas de madera. 50 unidades
- Raíles UIC54. 2 raíles de 28,6 metros y 54,43 kg/m
- Tablero de hormigón (0,25x4x28,6) m. 28,6 m<sup>3</sup>
- Perfil IPE diseñado 28,6 de largo x 0,13m<sup>2</sup> de sección. 7850 kg/m<sup>3</sup>.

*Elementos para la construcción*

Elemento	Metros de material/ unidades	Coste	Total (€) Euros
Viga IPN 600	44 m	230,75 €/m	10153,00 €
Viga IPE 400	57,2m	75,81 €/m	4337,33 €
Acero para viga principal	28,06 kg	1,03 €/kg	28905,68 €
Traviesas	50 UD	21,5 (€/UD)	1075,00 €
Raíles UIC 54	3120 kg	500 €/Ton	1556,70 €
Hormigón prefabricado HB-25	28,6 m <sup>3</sup>	60,26 €/m <sup>3</sup>	1723,44
Total			47751,15 €

El montaje del puente se espera que dure 8 semanas, por lo que a continuación se especifican la cantidad de operarios y el coste que representan. Durante las 8 semanas de la construcción, no todo el personal trabajara todos los días, por lo que se detallarán las horas que trabajaran cada uno de los operarios. Previamente a las 8 semanas de construcción se ha estimado que el diseño de la estructura ha comportado 4 semanas de trabajo.

- El ingeniero civil se calcula que trabajará las 4 semanas dedicadas al diseño del puente más un día a la semana donde revisará la obra.
- El encargado de obra trabajará las 8 semanas de construcción.
- El soldador se calcula que trabajará 6 semanas del proyecto.
- Los peones se calcula que trabajarán las 8 semanas del proyecto.
- El operador de grúa se calcula que trabajará las 8 semanas del proyecto.

*Coste personal*

Operario	Cantidad de operarios	Coste empresa hora (€/h)	Horas de trabajo (h)	Coste total (€)
Ingeniero civil	1	40	224	8960
Soldador	3	17	240	12240
Peón	5	13	320	20800
Encargado de obra	1	20	320	6400
Operador de grúa	1	15	320	4800
Total	11			53200

A continuación, se presenta el total estimado para el diseño y construcción del puente de ferrocarril. Se estimará que la obra podrá desviarse un 10% del presupuesto.

Elementos de construcción	47751,15 €
Mano de obra	53200 €
Precio total proyecto	100951,15 €