



UNIVERSIDAD DE JAÉN

Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE UNA PASARELA PEATONAL PARA EL TÉRMINO MUNICIPAL DE ÚBEDA

Alumno: Juan Miguel Rodríguez Parrilla

Tutor: Prof. D. Javier Fernández Aceituno

Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Junio, 2018

TRABAJO FIN DE GRADO

TÍTULO DEL PROYECTO: CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE UNA PASARELA PEATONAL PARA EL TÉRMINO MUNICIPAL DE ÚBEDA

INSTITUCIÓN: ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES, UNIVERSIDAD DE JAÉN

CARRERA: GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

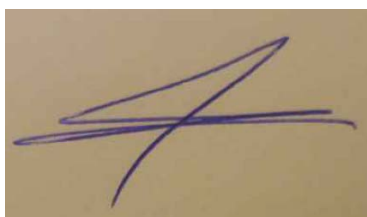
ALUMNO: JUAN MIGUEL RODRÍGUEZ PARRILLA

TUTOR: JAVIER FERNÁNDEZ ACEITUNO

DEPARTAMENTO: INGENIERÍA MECÁNICA Y MINERA

FIRMA DEL ALUMNO

FIRMA DEL TUTOR



Juan Miguel Rodríguez Parrilla

DNI: 26497230-B

20/06/2018

ÍNDICE

1	RESUMEN	9
1.1	Resumen	9
1.2	Abstract.....	9
2	INTRODUCCIÓN	11
2.1	Localización y objetivo de la estructura.....	11
2.2	Antecedentes	12
2.3	Solución propuesta	13
2.4	Puentes y pasarelas peatonales	14
2.4.1	Elementos de un puente o pasarela.....	14
2.4.2	Tipologías de puentes y pasarelas.....	22
2.4.3	Puente viga.....	23
2.4.4	Puente atirantado.....	25
2.4.5	Puente colgante	27
2.4.6	Puentes arco.....	27
2.5	Ejemplos de pasarelas peatonales en arco.....	33
2.6	Tipo de estructura elegida.....	35
2.6.1	Dimensiones generales y geometría de la estructura.....	35
3	CALCULO DE LAS CARGAS SEGÚN LA NORMATIVA.....	37
3.1	Definición de la vida útil de la estructura	38
3.2	Acciones permanentes de valor constante (G).....	38
3.2.1	Peso propio.....	39
3.2.2	Cargas muertas	39
3.3	Acciones variables (Q)	43
3.3.1	Sobrecarga de uso.....	43
3.3.2	Viento	44
3.3.3	Nieve	57
3.3.4	Acciones accidentales.....	59

4	ESTADOS LIMITE ULTIMOS.....	64
4.1	Estado límite de resistencia de las secciones	64
4.1.1	Esfuerzo axil de tracción	65
4.1.2	Esfuerzo axil de compresión	65
4.1.3	Momento flector	66
4.1.4	Esfuerzo cortante.....	67
4.1.5	Torsión.....	68
4.1.6	Interacción de esfuerzos	69
4.2	Estado límite de inestabilidad.....	73
4.2.1	Elementos sometidos a compresión.....	73
4.2.2	Elementos sometidos a flexión.....	78
4.2.3	Elementos sometidos a compresión y flexión.....	80
4.2.4	Abolladura del alma a cortante.....	85
4.2.5	Interacción cortante, flexión y esfuerzo axil	87
4.3	Estados límite de servicio en puentes	88
4.3.1	Estado límite de deformaciones en puentes y pasarelas.....	88
4.3.2	Estado límite de vibraciones en puentes y pasarelas	89
4.4	Combinaciones de acciones	90
4.4.1	Estado límite último, ELU	91
4.4.2	Estado límite de servicio, ELS.....	96
5	CALCULO DE LA ESTRUCTURA.....	99
5.1	Diseño de la estructura en Revit	99
5.2	Definición de la estructura en Robot	103
5.2.1	Definición de grupos de barras	103
5.2.2	Definición de los apoyos	103
5.2.3	Selección de los diferentes perfiles	104
5.3	Definición de cargas.....	107
5.3.1	Definición peso propio.....	107
5.3.2	Definición peso muerto pavimento	108

5.3.3	Definición peso muerto barandilla	109
5.3.4	Sobrecargas de uso	110
5.3.5	Viento	111
5.3.6	Nieve	112
5.3.7	Sismo.....	112
5.4	Cálculo de la estructura.....	118
5.4.1	Verificación de los perfiles elegidos	120
5.5	Comprobación de una de las secciones más desfavorables	127
5.5.1	Clasificación de la sección	129
5.5.2	Cálculo de la resistencia de la sección.....	132
6	PRESUPUESTO	144
7	PLANOS	155
8	BIBLIOGRAFIA	162

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1:	Vida útil nominal según el tipo de estructura	38
Tabla 3.2 :	Pesos específicos de los materiales $[kN/m^3]$	39
Tabla 3.3:	Coeficientes k_r, z_0 y z_{min} según el tipo de entorno	48
Tabla 3.4:	Coeficiente de fuerza c_f para las secciones mas habituales.	53
Tabla 3.5:	Coeficiente α según el tipo de entorno.....	56
Tabla 3.6:	Cargas de viento resultantes	57
Tabla 3.7:	Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, $s_k[kNm^2]$	58
Tabla 3.8:	Coeficientes del terreno.	60
Tabla 3.9. :	Factor de importancia.	60
Tabla 3.10:	Factor de comportamiento en puentes regulares.	62
Tabla 3.11:	Valores de la aceleración sísmica básica y del coeficiente de contribución.	63
Tabla 4.1:	Valores del coeficiente de imperfección	74
Tabla 4.2:	Elección de la curva de pandeo.	76
Tabla 4.3:	Valores del coeficiente de imperfección para pandeo lateral.....	79
Tabla 4.4:	Elección de la curva de pandeo lateral	80

Tabla 4.5: Valores de $NRk = f_y \cdot A_i$, $M_i, Rk = f_y \cdot W_i$ y $\Delta M_i, Ed$ en las expresiones de comprobación frente a pandeo.....	81
Tabla 4.6: Método 1. Coeficientes de interacción K_{ij}	82
Tabla 4.7: Método 1. Factores $C_{mi,0}$ para la obtención del momento equivalente uniforme.....	83
Tabla 4.8: Método 2. Coeficientes de interacción K_{ij} para elementos no susceptibles a deformaciones por torsión.	84
Tabla 4.9: Método 2. Coeficientes de interacción K_{ij} para elementos susceptibles a deformaciones por torsión.....	84
Tabla 4.10: Método 2. Factores C_{mi} para la obtención del momento equivalente uniforme.....	85
Tabla 4.11: factores de simultaneidad, Ψ	91
Tabla 4.12: Coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos.	92
Tabla 4.13: Coeficientes parciales para las acciones γF	93
Tabla 4.14: Coeficientes parciales para las acciones γF	94
Tabla 4.15: Coeficientes parciales para las acciones γF (ELS)	97
Tabla 4.16: Valores de referencia de aceleraciones para el confort de peatones.	98
Tabla 5.1: Perfiles resultantes	107
Tabla 5.2: Tabla de pesos de las diferentes secciones de la estructura	108
Tabla 5.3: Pesos resultantes	109
Tabla 5.4: Peso de la barandilla	109
Tabla 5.5: Sobrecargas de uso.....	110
Tabla 5.6: Cargas de viento.....	111
Tabla 5.7: Perfiles seleccionados	120
Tabla 5.8: Esbelteces máximas para paneles comprimidos interiores (Alas y Almas)	130
Tabla 5.9: Resultado en Robot del control de la resistencia de la sección.....	134
Tabla 5.10: Valores de $NRk = f_y \cdot A_i$, $M_i, Rk = f_y \cdot W_i$ y $\Delta M_i, Ed$ en las expresiones de comprobación frente a pandeo.....	135
Tabla 5.11: Valores del coeficiente de imperfección	136
Tabla 5.12: Elección de las curvas de pandeo.....	137
Tabla 5.13: Control de estabilidad realizado por Robot	143

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Situación de Úbeda en España	11
Figura 2.2 - Situación de Úbeda en la provincia de Jaén	11
Figura 2.3 - Vista aérea de la localización de la pasarela	12
Figura 2.4 - Posición aproximada de la pasarela sobre la carretera A-316	12
Figura 2.5 – Pasos a nivel actuales	13
Figura 2.6 – Croquis de la solución propuesta.....	14
Figura 2.7 – Croquis de una zapata.....	15
Figura 2.8 – Ejemplo real de la construcción de una zapata.....	15
Figura 2.9 – Croquis de cimentación por pilotes	16
Figura 2.10 – Ejemplo real de la cimentación por pilotes	16
Figura 2.11 - Pilas intermedias de un puente en ejecución.....	17
Figura 2.12 – Jabalcones	17
Figura 2.13 – Estribo durmiente o flotante	18
Figura 2.14 – Estribo cerrado de hormigón con aletas.....	18
Figura 2.15 – Estribo abierto	19
Figura 2.16 – Estribo de tierra armada	19
Figura 2.17 – Detalle de flejes	20
Figura 2.18: Tablero de hormigón armado en ejecución (aún tiene el encofrado).....	20
Figura 2.19 – Sección de tablero de hormigón armado aligerado	21
Figura 2.20 – Tablero nervado con vigas.....	21
Figura 2.21 - Tablero en cajón.....	22
Figura 2.22 – Tablero en cajón metálico en celosía.....	22
Figura 2.23 – Puente de Northumberland, Canadá.....	24
Figura 2.24 – Puente de Niteroi, Brasil	24
Figura 2.25 – Puente de Quebec.....	25
Figura 2.26 – Puente Real, Badajoz	26
Figura 2.27 – Puente del Alamillo, Sevilla.....	26
Figura 2.28 – Puente de los Tirantes, Pontevedra	26
Figura 2.29 – Golden Gate, San Francisco.....	27
Figura 2.30 - Detalle constructivo de un puente arco construido en piedra.....	28
Figura 2.31 – Croquis de transmisión de acciones	28
Figura 2.32- Puente de Sando, 264 metros de luz.....	29
Figura 2.33- Puente de Juan de Austria, Valladolid	29
Figura 2.34- Puente sobre el embalse de Ricobayo	30
Figura 2.35- Puente de Juan José Arenas en Santander	31

Figura 2.36- Puente de la Vicaria, Albacete.....	31
Figura 2.37- Puente de la Coudette.....	32
Figura 2.38- Arco con péndolas tipo Nielsen	33
Figura 2.39- Arco con péndolas convencionales	33
Figura 2.40 – Pasarela arco del Bioparc, Valencia	34
Figura 2.41 – Puente peatonal Zubizuri, Bilbao	34
Figura 2.42- Pasarela inicial de este proyecto	35
Figura 2.43- Configuración final de la pasarela de este proyecto con péndolas tipo Nielsen	35
Figura 2.44- Vista en 3D de la estructura resultante	36
Figura 3.1 – Croquis de la composición del tablero (cotas en centímetros).	41
Figura 3.2 – Croquis del área tributaria de la sección central de la pasarela (cotas en metros)	42
Figura 3.3 – Croquis del área tributaria del extremo de la pasarela (cotas en metros)	42
Figura 3.4 – Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $V_{b,0}$	46
Figura 3.5- Zonas climáticas de invierno.	57
Figura 3.6- Mapa de peligrosidad sísmica (según NCSE-02)	61
Figura 4.1- Curvas de pandeo	75
Figura 4.2- Criterio de clasificación del extremo del panel	86
Figura 5.1 – Rejilla de trabajo en Revit.	99
Figura 5.2 -Niveles de trabajo creados en Revit	100
Figura 5.3 – Longitud y ancho de la pasarela	100
Figura 5.4-Vista superior de las vigas longitudinales, viguetas transversales y tornapuntas.....	101
Figura 5.5- Vista en alzado del arco	101
Figura 5.6- Vista en de las péndolas tipo Nielsen	101
Figura 5.7- Vista en planta de las viguetas transversales superiores y tornapuntas	102
Figura 5.8- Vista en 3D de la estructura resultante	102
Figura 5.9- Grupos de barras que conforman la pasarela.....	103
Figura 5.10- Definición de los apoyos.....	104
Figura 5.11- Catálogo Europeo de perfiles normalizados TCAR 300x6	105
Figura 5.12- Catálogo Europeo de perfiles normalizados TREC 300x100x5.....	105
Figura 5.13- Catálogo Europeo de perfiles normalizados	106
Figura 5.14- Catálogo Europeo de perfiles normalizados TRON 114x5.....	106

Figura 5.15- Catálogo Europeo de perfiles normalizados TRON 139x4.....	107
Figura 5.16- Peso propio	108
Figura 5.17- Fuerza ejercida por el peso del pavimento	109
Figura 5.18- Fuerza ejercida por el peso de la barandilla	110
Figura 5.19- Sobrecarga de uso	110
Figura 5.20- Carga de viento transversal, longitudinal y vertical	111
Figura 5.21- Fuerza ejercida por el peso de la nieve	112
Figura 5.22- Tipos de análisis.....	113
Figura 5.23- Definición del análisis modal	114
Figura 5.24- Selección de la norma sismorresistente	115
Figura 5.25- Introducción de los parámetros del terreno.....	115
Figura 5.26- Selección de las combinaciones sísmicas	116
Figura 5.27- Combinaciones de cargas	116
Figura 5.28- Introducción de los parámetros establecidos en la IAP-11.....	117
Figura 5.29- Combinación de acciones según la norma IAP-11	117
Figura 5.30- Relaciones entre las acciones	118
Figura 5.31- Detalle arriostramiento de las viguetas transversales	119
Figura 5.32- Cálculo	119
Figura 5.33- Detalle del cálculo	120
Figura 5.34- Verificación de los perfiles, parte 1/5	121
Figura 5.35- Verificación de los perfiles, parte 2/5	122
Figura 5.36- Verificación de los perfiles, parte 3/5	123
Figura 5.37- Verificación de los perfiles, parte 4/5	124
Figura 5.38- Verificación de los perfiles, parte 5/5	125
Figura 5.39- Detalle de la deformación máxima en ELU	126
Figura 5.40- Detalle de la deformación máxima en ELS	126
Figura 5.41 – Detalle de la frecuencia básica de la estructura.....	127
Figura 5.42- Posición de la barra 143 en la estructura.....	127
Figura 5.43- Resultados obtenidos con Robot de la barra 143	128
Figura 5.44: Comprobaciones que realiza Robot Structural Analysis.....	128
Figura 5.45 – Leyes momento-curvatura de las secciones transversales	129
Figura 5.46 – Curvas de pandeo	137

1 RESUMEN

1.1 Resumen

Este proyecto se ha planteado como la posible solución para evitar los dos pasos a nivel que conectan dos carriles bici en el término municipal de Úbeda (Jaén), en concreto en la carretera A-316, con el cálculo de la superestructura que conformaría la solución.

En la fase de cálculos necesarios para el desarrollo del presente proyecto, se han utilizado las normativas vigentes, como es la "instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)" y la instrucción del "Acero estructural (EAE)" entre otras.

La fase de diseño de este proyecto se ha realizado con el programa "Revit 2017", un programa de modelado estructural.

La fase de comprobación de los cálculos realizados siguiendo las normativas, resistencia de los perfiles seleccionados e introducción de cargas se ha realizado con el programa "Robot Structural Analysis", programa de cálculo estructural. Además se ha realizado la comprobación manual de algunos de los elementos más solicitados siguiendo las normas de la EAE y comparándolos con las soluciones obtenidas en Robot Structural Analysis"

1.2 Abstract

This project has been proposed as the possible solution to avoid the two level crossings that connect two bicycle lanes in the municipality of Úbeda (Jaén), specifically on the A-316 road, with the calculation of the superstructure that would make up the solution.

At this stage, where calculations are required for the development of this project, the current regulations have been used, such as the instruction "of actions to be considered in the road bridge project (IAP-11)" and the instruction of the "Structural Steel Code (EAE)" among others.

The design phase of this project has been carried out with the "Revit 2017" program, a structural modeling program.

The verification phase, namely the phase where the calculations were carried out following the regulations, resistance of the selected profiles and loads introduction, was carried out with the program "Robot Structural Analysis", a structural calculation program.

In addition, it has been done the verification of some most requested elements manually calculated following the EAE code and comparing them with the results obtained in Robot Structural Analysis.

2 INTRODUCCIÓN

2.1 Localización y objetivo de la estructura

La estructura que se calcula y expone en el presente proyecto tiene como objetivo conectar dos carriles bicis existentes en la carretera A-316, antes de llegar al casco urbano del municipio de Úbeda (Jaén), los cuales actualmente están conectados con dos pasos a nivel.



Figura 2.1 - Situación de Úbeda en España



Figura 2.2 - Situación de Úbeda en la provincia de Jaén



Figura 2.3 - Vista aérea de la localización de la pasarela



Figura 2.4 - Posición aproximada de la pasarela sobre la carretera A-316

2.2 Antecedentes

Actualmente para poder entrar en el casco urbano de Úbeda (Jaén), desde el carril bici que se inicia en el municipio de Baeza (Jaén), es cruzando dos pasos a nivel en carreteras de gran tránsito, que son la A-316, carretera que conecta los municipios

Baeza y Úbeda, y la carretera A-401, carretera que conecta la localidad de Jodar con Úbeda.

En la siguiente imagen, señalados en rojo, se muestran los respectivos pasos a nivel:

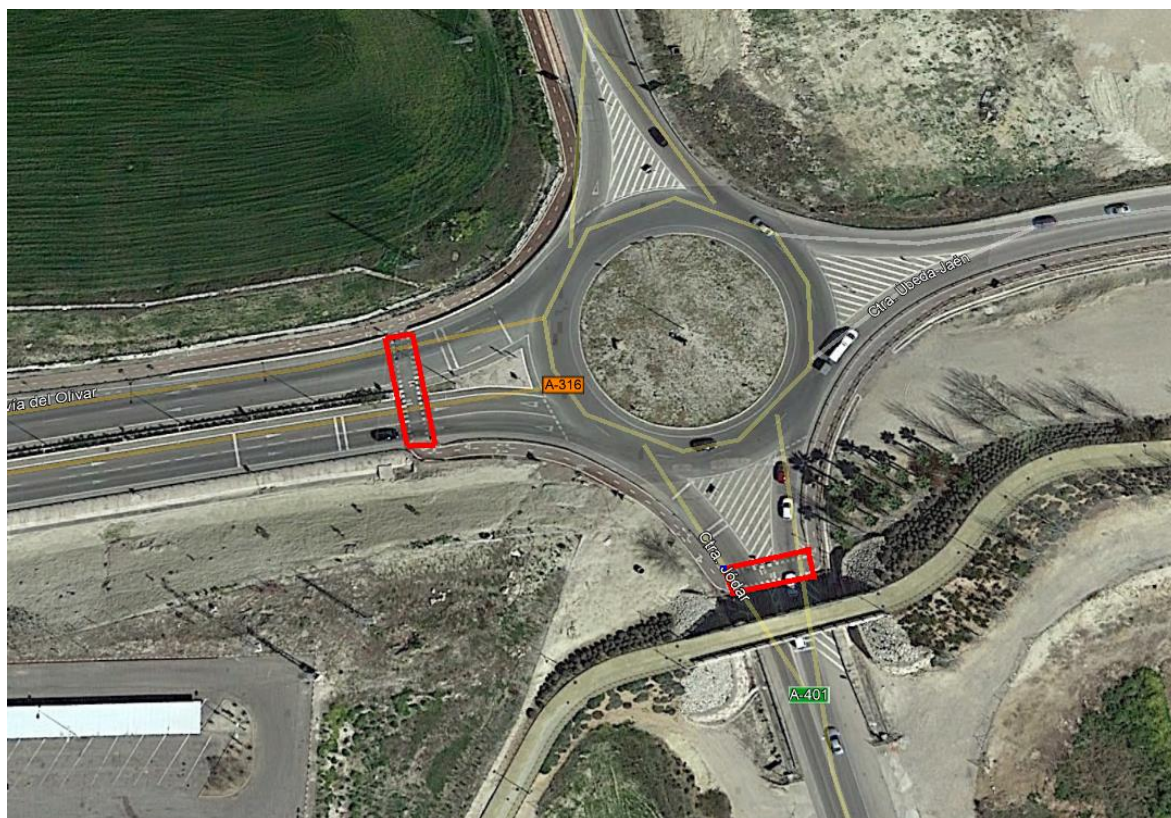


Figura 2.5 – Pasos a nivel actuales

2.3 Solución propuesta

La solución que se propone en el presente proyecto es crear una pasarela peatonal que una el carril bici que viene desde el municipio de Baeza, con un paso elevado existente sobre la carretera A-401 (carretera de Jodar), que es el paso que une Úbeda con su recinto ferial.

Por tanto la solución cuenta con la construcción de la pasarela peatonal y un camino asfaltado que una las estructuras citadas, como se puede apreciar en la siguiente imagen, en rojo el camino necesario para la conexión de las estructuras y en azul la pasarela.

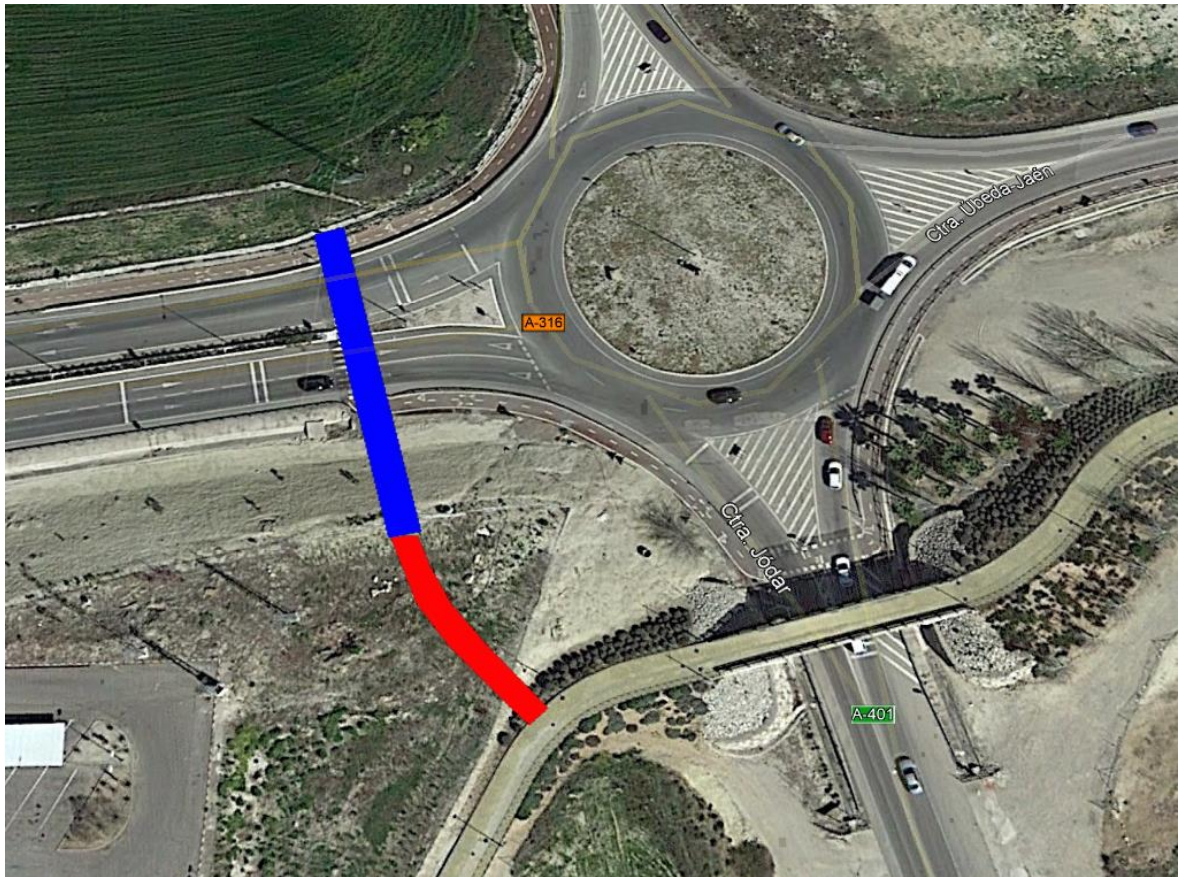


Figura 2.6 – Croquis de la solución propuesta

2.4 Puentes y pasarelas peatonales

2.4.1 Elementos de un puente o pasarela

Los puentes se dividen en infraestructura y superestructura.

- Infraestructura: es la compuesta por la cimentación, pilas o apoyos intermedios, estribos y aparatos de apoyo del tablero.
- Superestructura: compuesta por el tablero, impostas, barandillas, drenaje, barreras de seguridad, pavimento e iluminación.

2.4.1.1 Infraestructura

2.4.1.1.1 Cimentación

La cimentación es la parte fundamental y encargada de sujetar la estructura al terreno para asegurar un buen comportamiento de esta.

Puede ser por zapatas, que es un sistema de cimentación superficial o directa, que se emplea en terrenos homogéneos y de gran resistencia a compresión, consisten en la ejecución de un prisma de hormigón armado situado bajo la pila.

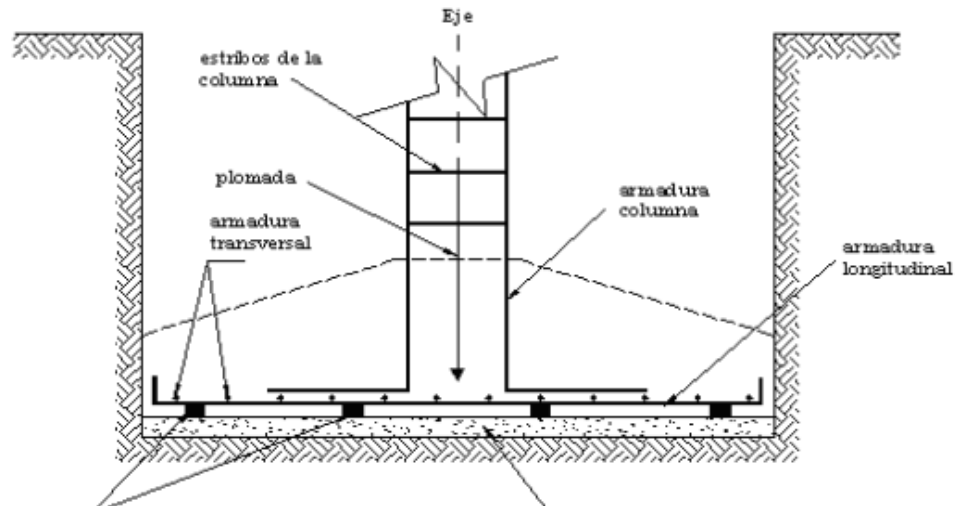


Figura 2.7 – Croquis de una zapata



Figura 2.8 – Ejemplo real de la construcción de una zapata

Pero lo más común en la ejecución de la cimentación de un puente es la construcción de pilotes de gran diámetro conectados a un encepado, para garantizar la resistencia necesaria para el sostenimiento de la pila y las cargas que esta le transmita.

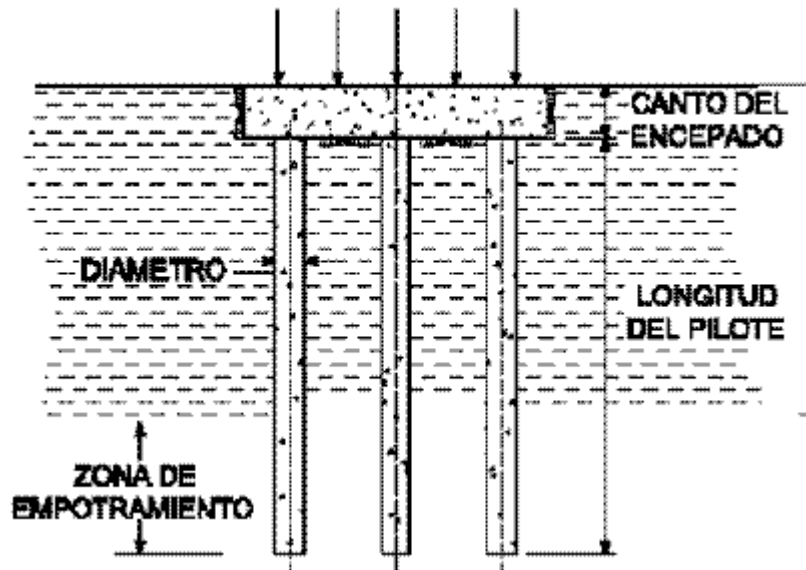


Figura 2.9 – Croquis de cimentación por pilotes



Figura 2.10 – Ejemplo real de la cimentación por pilotes

2.4.1.1.2 Pilas

Las pilas constituyen los apoyos intermedios de un puente, siendo un elemento de primordial importancia para los puentes de dos o más tramos. Soportan la carga permanente y sobrecargas, y deben ser inalterables bajo la acción de los agentes naturales. Las pilas pueden ser verticales o inclinadas (jabalcones).



Figura 2.11 - Pilas intermedias de un puente en ejecución



Figura 2.12 – Jabalcones

2.4.1.1.3 Estribos

Los estribos constituyen los apoyos en los extremos de los puentes, constituyen la transición entre el terraplén o el desmonte y el puente.

- Estribos flotantes o durmientes: Son los ejecutados sobre el terreno compactado del propio terraplén.

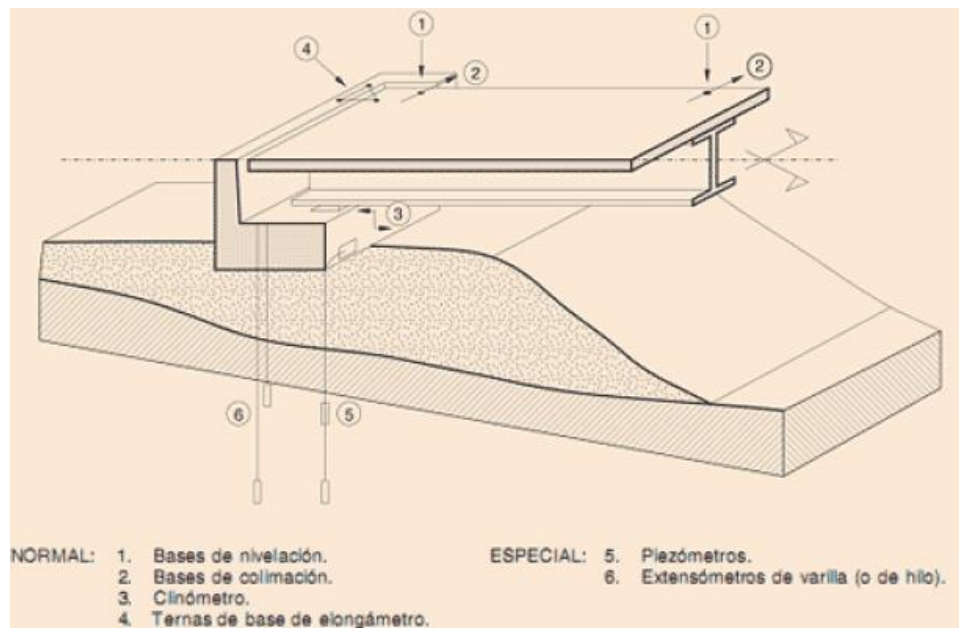


Figura 2.13 – Estribo durmiente o flotante

- Estribos cerrados con muro de hormigón con aletas



Figura 2.14 – Estribo cerrado de hormigón con aletas

- Estribos abiertos: en este tipo no existe el muro frontal, solo la estructura de apoyo del tablero mediante pantallas, las cuales quedan enterradas por el terraplén.

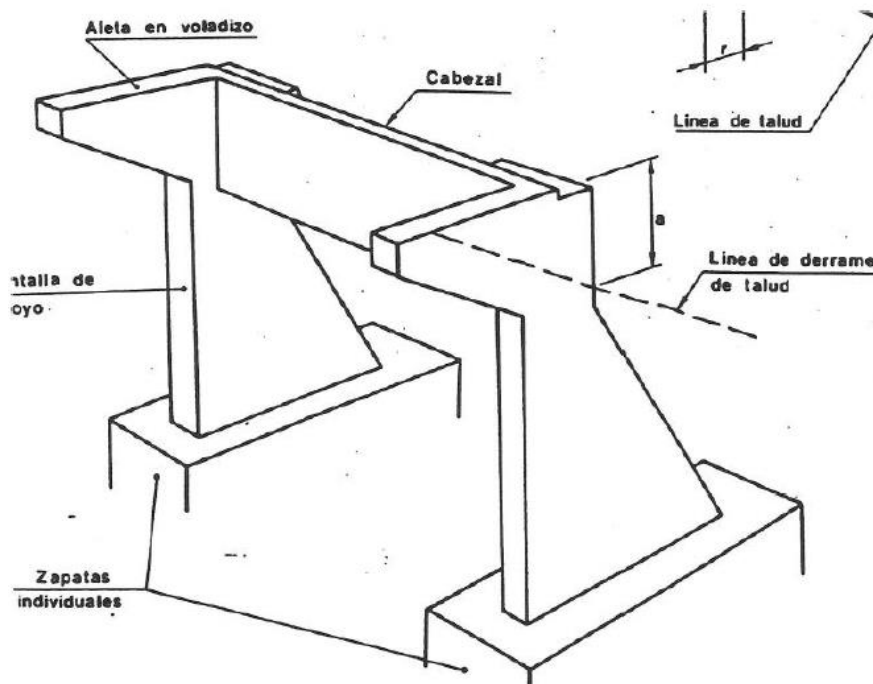


Figura 2.15 – Estribo abierto

- Muros de tierra armada: básicamente son estribos durmientes, en los cuales el terraplén está contenido por placas de hormigón conectadas a unos flejes, que son los que arman la tierra.



Figura 2.16 – Estribo de tierra armada



Figura 2.17 – Detalle de flejes

2.4.1.2 Superestructura

2.4.1.2.1 Tablero

Es el elemento estructural del puente que permite el tránsito de vehículos, personas, ferrocarriles, etc. sobre él. Existen diferentes tipos de tableros:

- Tablero de hormigón armado de losa maciza, este tipo de tableros solo abarca luces de 15 metros, si es de hormigón armado, pero si es de hormigón pretensado pueden llegar hasta luces de 25 metros.



Figura 2.18: Tablero de hormigón armado en ejecución (aún tiene el encofrado)

- Tablero de hormigón armado aligerado, estos tableros aligerados pueden abarcar luces de 15 a 20 metros, pero si es hormigón pretensado pueden llegar hasta los 30 o 35 metros de luz.



Figura 2.19 – Sección de tablero de hormigón armado aligerado

- Tablero nervado con vigas, pueden estar construido por vigas de hormigón armado pretensado o postesado in situ, así como por vigas metálicas y pueden llegar a alcanzar una luz de hasta 45 metros.



Figura 2.20 – Tablero nervado con vigas

- Tablero en cajón, pueden ser fabricados en hormigón armado o metálico, y alcanzan luces de 40 o 45 metros.

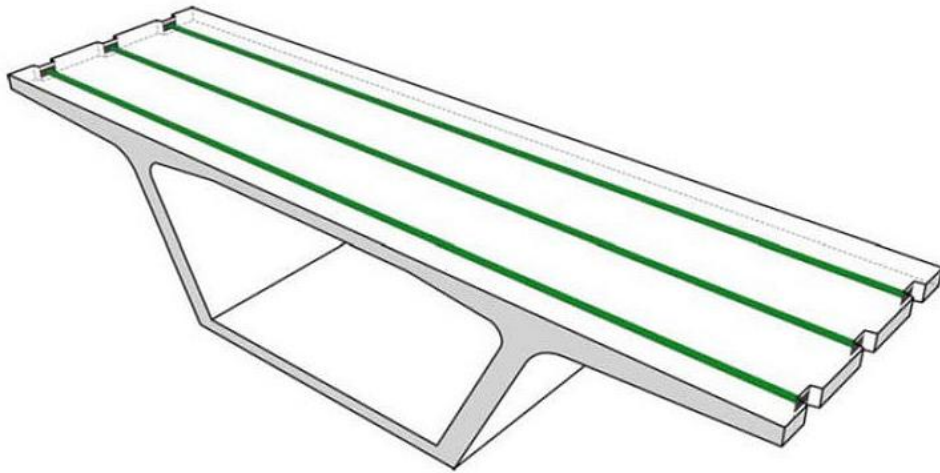


Figura 2.21 - Tablero en cajón

- Tablero con cajón metálico en celosía, conformados por perfiles metálicos conformando una celosía.



Figura 2.22 – Tablero en cajón metálico en celosía

2.4.2 Tipologías de puentes y pasarelas

Para poder elegir la tipología de la pasarela a construir se deben conocer las posibles tipologías que se pueden adoptar para ejecutar el presente proyecto.

Existen cuatro grandes tipologías de puentes y pasarelas peatonales son:

- Puentes viga
- Puentes atirantados
- Puentes colgantes
- Puentes arco

Los puentes peatonales o pasarelas pueden parecerse a los diversos tipos de estructuras de puentes, de hecho la metodología constructiva, restricciones y parámetros de seguridad son lo mismo mayormente, llegando incluso a ser más estrictos en las pasarelas peatonales con respecto al cálculo del estado límite de servicio.

La clasificación de los puentes se puede hacer en función del material, morfología, metodología constructiva, etc.

El presente proyecto se va a centrar en la clasificación según la morfología de estos, descritos en el libro “Puentes” de Javier Manterola [1]

2.4.3 Puente viga

Los puentes viga básicamente están contruidos como una viga biapoyada.

Los estribos establecen la transición entre la estructura y el terreno, además de contener las tierras que estén bajo la estructura para que no invadan el paso inferior a este.

La capa de rodadura se ejecuta sobre la estructura de la viga o en su interior. Las luces que pueden llegar a tener este tipo de estructuras son de 260 metros, como es el caso del puente de Northumberland en Canadá (Figura 2.23), para construcciones en hormigón y de 300 metros, como el puente de Niteroi en Brasil (Figura 2.24), para construcciones metálicas de alma llena.



Figura 2.23 – Puente de Northumberland, Canadá

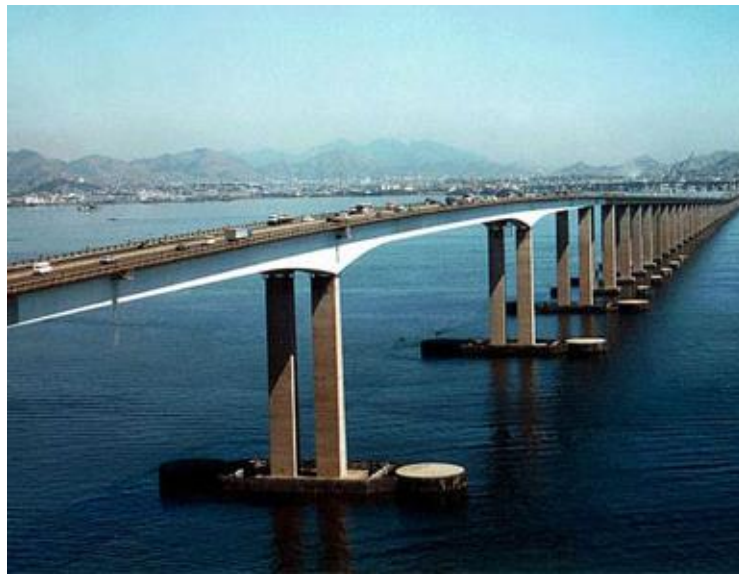


Figura 2.24 – Puente de Niteroi, Brasil

También se construyen en vigas en celosía metálica, como es el puente de Quebec con 549 metros de luz.



Figura 2.25 – Puente de Quebec

2.4.4 Puente atirantado

Este tipo de puentes constan de un elemento llamado pilono, que es básicamente una pila de gran altura que se eleva por encima del tablero los metros necesarios para poder anclar los tirantes que sujetan el tablero del puente.

Este tipo de puentes pueden tener un pilono central, en el que se ancla al tablero por los dos lados (Figura 2.26), un pilono en un extremo inclinado que hace de contrapeso y solo se ancla al tablero (Figura 2.27) o un pilono en un extremo que se ancla al tablero y al terreno por el otro extremo (Figura 2.28)



Figura 2.26 – Puente Real, Badajoz



Figura 2.27 – Puente del Alamillo, Sevilla



Figura 2.28 – Puente de los Tirantes, Pontevedra

2.4.5 Puente colgante

En este tipo de puentes el tablero se sostiene, en vez de estar apoyado sobre pilas o arcos, mediante un cable principal que une dos torres (pilonos).

Una de las variantes de estos puentes son los que sus cables principales forman una catenaria, de los cuales salen los cables secundarios.



Figura 2.29 – Golden Gate, San Francisco

2.4.6 Puentes arco

Los puentes utilizados desde hace más de 2000 años, son los puentes arco contruidos de piedra, que hasta el siglo XIX se mantienen como casi los únicos utilizados, es en el siglo XIX cuando se empiezan a construir de otros materiales, como es el hierro y el acero.

Los elementos básicos de un puente arco construido en piedra son, el arco formado por dovelas, la calzada, que es la que facilita el transito sobre el puente, el

relleno entre el arco y la calzada, que es el encargado de transmitir las cargas entre los diferentes elementos y por último los tímpanos laterales encargados de la contención lateral del terreno. Esta disposición de los elementos que conforman un puente arco no cambia apenas en más de 2000 años, al igual que la transmisión de las acciones al terreno como se puede observar en la siguiente imagen.



Figura 2.30 - Detalle constructivo de un puente arco construido en piedra

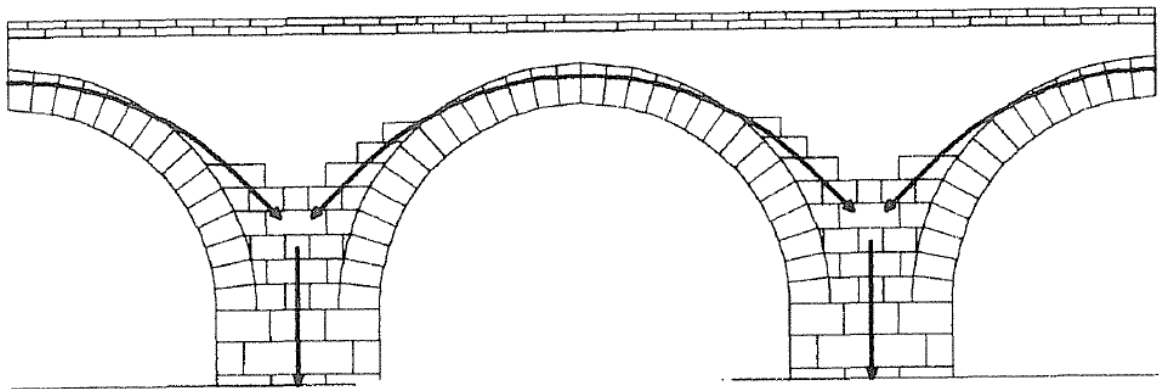


Figura 2.31 – Croquis de transmisión de acciones

2.4.6.1 Puentes arco de tablero superior

En las pasarelas y arcos de tablero superior, la transmisión de la carga del tablero al arco, se transmite mediante pilares que los unen, con una disposición en la cual la carga es transmitida lo más uniforme posible al arco.

El material clásico para la construcción de estos arcos ha sido el hormigón, por ser económico y con un nivel de conservación alto. El procedimiento constructivo ha

evolucionado en los últimos años, pasando desde las cimbras autoportantes hasta la construcción en avance en voladizo.

La forma de estos arcos no ha evolucionado especialmente, debido a que el puente de Sando, construido en Suecia, de 264 metros de luz, que obtuvo el record mundial en 1943, aun hoy en día se mantiene como arquetipo de lo que es un puente de este tipo.



Figura 2.32- Puente de Sando, 264 metros de luz

Otra configuración de este tipo de arcos, cada vez más frecuente, para luces intermedias, ya que resuelve bien la relación del tablero situado sobre el arco con los tramos de acceso. Es el caso del puente sobre el rio Pisuerga en Valladolid.



Figura 2.33- Puente de Juan de Austria, Valladolid

Este tipo de puentes también se construye en acero, con el arco metálico y el cajón mixto. Tiene la misma disposición que los de hormigón, pero la facilidad constructiva con la que se ejecutan están desbancado a los de hormigón.

Con la utilización del acero se moderniza el arco cambiando la configuración visual, además de poder cambiar la disposición tradicional de dos planos verticales donde se alojan dos arcos y los respectivos pilares de transmisión de cargas, para introducir una nueva configuración de un plano vertical con solo un arco que une se une al tablero formando una sección en cajón por el tejido triangulado de los tímpanos.



Figura 2.34- Puente sobre el embalse de Ricobayo

2.4.6.2 Puentes arco de tablero intermedio

Esta tipo de estructura transmite la carga en una zona intermedia, mediante tirantes, y en las zonas de los extremos mediante pilares.

Estas estructuras no tienen las ventajas de los arcos de tablero inferior, ya que introduce empujes horizontales al suelo, ni las ventajas de los arcos con tablero superior.

Este tipo de estructuras se realizan cuando en el planteamiento resistente, en el cual, la relación flecha/luz para realizar un arco con tablero superior que tenga suficientes garantías de cara a los movimientos horizontales de la cimentación. La solución para ganar flecha es pasar el arco por encima del tablero.



Figura 2.35- Puente de Juan José Arenas en Santander

Esta tipología de puentes también se construyen en acero, de hecho el desarrollo de estas estructuras en acero ha tenido mayor desarrollo que los construidos con hormigón.



Figura 2.36- Puente de la Vicaria, Albacete

2.4.6.3 Puentes arco de tablero inferior

El puente arco de tablero inferior tiene la característica especial de no introducir acciones horizontales en el terreno, por lo que se puede instalar en cualquier situación resistente del suelo. Otra característica de este tipo de estructura, es que, la relación flecha/luz se da a voluntad. Y como inconveniente, el proceso constructivo de estos es más complejo que los descritos anteriormente. La referencia de estas estructuras es el puente de la Coudette de 111 metros de luz.



Figura 2.37- Puente de la Coudette

Este tipo de arco puede absorber las cargas del tablero mediante péndolas flexibles o péndolas rígidas.

De forma convencional se usaban las péndolas flexibles o tirantes bow-string, se colocan perpendiculares al tablero pero en 1926 el ingeniero Octavius Nielsen patentó una nueva forma de disponer las péndolas, que consistía en cambiar los tirantes por barras de acero dispuestas en forma de V, donde estas barras pueden recoger las fuerzas cortantes derivadas de las distribuciones de cargas y sobrecargas, permitiendo así la reducción del nivel de flexiones en el arco y tablero, los cuales trabajan a compresión/tracción, por tanto se consigue la máxima eficiencia resistente de la estructura.

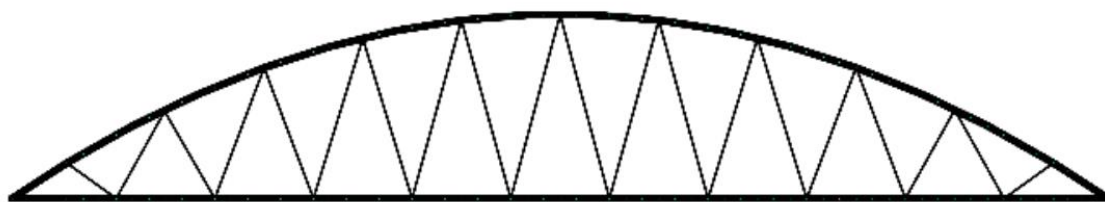


Figura 2.38- Arco con péndolas tipo Nielsen

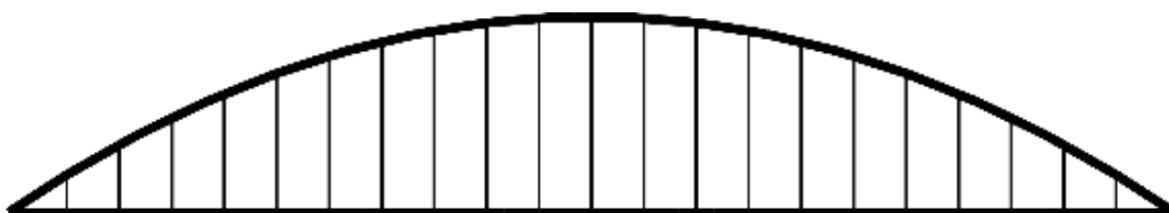


Figura 2.39- Arco con péndolas convencionales

2.5 Ejemplos de pasarelas peatonales en arco

La pasarela que se ve en la imagen, está situada en Valencia, en el Bioparc, es una pasarela en arco de tablero intermedio, con una luz de 90 metros, uniendo los dos márgenes del río Turia.

El tablero es el elemento atirantador de las péndolas formadas por barras lisas de acero de alto nivel elástico de $\varnothing 32$. El tablero está compuesto de dos vigas longitudinales principales (vigas armadas de 40 centímetros de canto), que se apoyan en los travesaños que sujetan las péndolas, estos travesaños son perfiles IPE-400, y están arriostrados con cruces de San Andrés formados por perfiles IPE-140. Los arcos son de trazado parabólico, en planos inclinados $11,5^\circ$ respecto a la vertical, sin llegar a juntarse en la clave. De los 90,2 metros de luz, son 73,8 metros los que se encuentran suspendidos por los arcos.



Figura 2.40 – Pasarela arco del Bioparc, Valencia

El siguiente puente peatonal se sitúa en Bilbao, es obra de Don Santiago Calatrava, es una estructura peatonal curvada soportada con cables de suspensión a partir de un arco inclinado.

El paso peatonal se eleva 8,5 metros sobre el nivel del río Nervión, tiene una luz de 75 metros y un ancho de la plataforma oscilante entre 6,5 y 7,5 metros. Está flanqueado por 39 cables de acero.



Figura 2.41 – Puente peatonal Zubizuri, Bilbao

2.6 Tipo de estructura elegida

Inicialmente en este proyecto se eligió una pasarela metálica en arco de tablero inferior tipo bow-string, con las péndolas verticales y rígidas, pero para dotar a la estructura de mayor rigidez se opta por introducir las péndolas tipo Nielsen y evitar problemas de inestabilidad y, aparte, conseguir una mayor eficiencia de la estructura y recoger las fuerzas cortantes derivadas de las distribuciones de las cargas y sobrecargas, para reducir el nivel de flexión del arco y el tablero.



Figura 2.42- Pasarela inicial de este proyecto

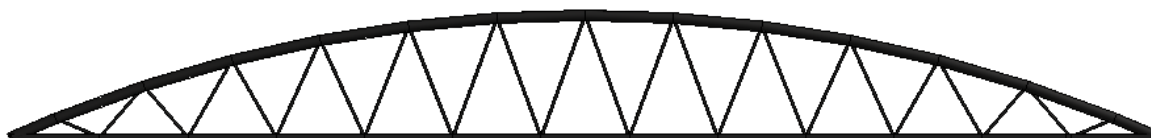


Figura 2.43- Configuración final de la pasarela de este proyecto con péndolas tipo Nielsen

2.6.1 Dimensiones generales y geometría de la estructura

La estructura definida en el presente proyecto deberá salvar una distancia de 52 metros.

La altura libre que hay bajo la pasarela es de 5,5 metros , cumpliéndose la Instrucción de carreteras, Norma 3.1-IC de trazado [2], la altura libre bajo pasos superiores sobre cualquier punto de una carretera será:

- En tramos interurbanos y periurbanos, mayor o igual a 5,3 metros
- En tramos urbanos mayor a 5 metros

La altura libre que se requiere en una pasarela según la instrucción de “pasarelas peatonales” [3] , para pasarelas consideradas anchas, con un ancho mayor a 4,5 metros, como es la del caso de este proyecto que mide 5 metros, la altura mínima que se permite sobre la pasarela es de 3 metros, teniendo la estructura una altura total de 6,5 metros en el centro del arco, quedándose libre 4,2 metros, debido al arriostramiento que se debe

integrar en la estructura. En la instrucción de pasarelas peatonales también se dice que la altura mínima para la barandilla debe ser de 1,15 metros si el uso es solo para peatones y de 1,25 si la pasarela también será para uso ciclista, en el caso de este proyecto se adoptará una altura de 1,25 metros de altura para la barandilla.

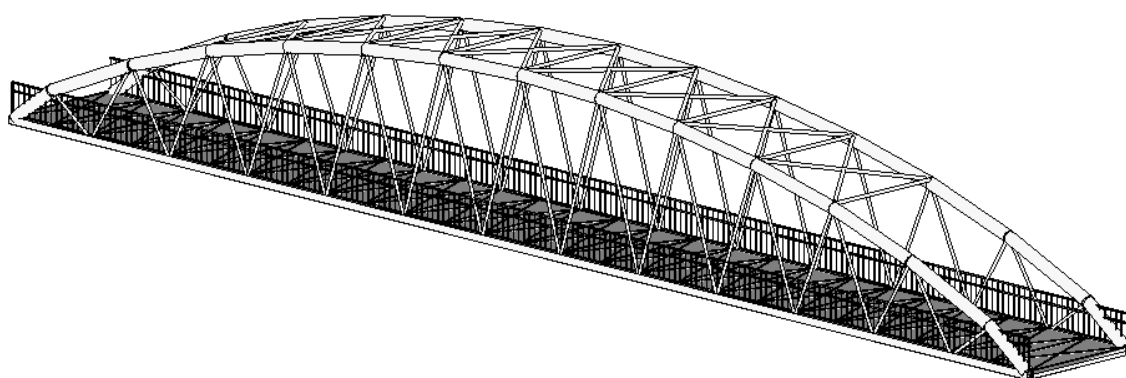


Figura 2.44- Vista en 3D de la estructura resultante

3 CALCULO DE LAS CARGAS SEGÚN LA NORMATIVA

Se adoptaran las cargas definidas en la IAP-11 [4] Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

Esta norma define como Acciones permanentes de valor constante (G) a las que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud, para una situación del proyecto determinada (peso propio de la estructura, del pavimento y elementos funcionales)

En este proyecto, las acciones permanentes de valor constante (G) son:

- Peso propio de la estructura
- Cargas muertas, son las debidas a elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales.
 - Peso del pavimento
 - Peso de la barandilla

Esta norma define como acciones variables (Q) a las acciones externas a la estructura que pueden actuar o no, y, si lo hacen, pueden tener diferentes valores (acciones climáticas, sobrecargas de uso, etc.)

Las acciones variables serán:

- Sobrecargas de uso
- Viento
- Nieve

Esta norma define como acciones accidentales (A) a las acciones de corta duración cuya probabilidad de actuación durante la vida útil de la estructura es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables (impactos de vehículos, sismos, avenidas de periodo de retorno importante, etc.)

Las acciones accidentales consideradas serán:

- Sismo
- Impactos

3.1 Definición de la vida útil de la estructura

Primeramente antes de iniciar los cálculos necesarios, es importante saber la vida útil nominal de la estructura, que no podrá sea inferior a lo que especifica la siguiente tabla, con el fin de garantizar la seguridad de las personas, animales y bienes, así como el bien estar de la sociedad, según dice el artículo 5 “Requisitos” de la EAE [5] .

Tabla 3.1: Vida útil nominal según el tipo de estructura.

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos estructurales reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías).	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas.	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media.	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial.	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta.	100 años

⁽¹⁾ Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.

⁽²⁾ En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años.

Como se puede apreciar en esta tabla, la vida util de un puente de longitud igual o superior a 10 metros tiene que tener una vida útil nominal, de como mínimo, 100 años.

3.2 Acciones permanentes de valor constante (G)

Siguiendo la norma citada anteriormente IAP-11 [4], en el apartado 3.1 “Acciones permanentes de valor constante”, se consideraran los parámetros necesarios para

- Peso propio de la estructura
- Cargas muertas:
 - Peso del pavimento
 - Peso de la barandilla

3.2.1 *Peso propio*

La norma IAP-11 [4] define el peso propio en su apartado 3.1.1. Como “la acción que corresponde al peso de los elementos estructurales” y su valor característico podrá deducirse de la tabla Tabla 3.2.

En este caso el Software utilizado procede con el cálculo del peso propio de manera automática, debido a que se le han introducido los tipos de perfiles y el material a usar, en este caso acero.

Tabla 3.2 : Pesos específicos de los materiales [kN/m³]

Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0
Elementos de granito o caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

3.2.2 *Cargas muertas*

La norma IAP-11 [4] define las cargas muertas en su apartado 3.1.2. como “las cargas debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: pavimento de calzada y aceras, elementos de contención, dotaciones viales y de la propia estructura, conductos de servicios, etc.”

En el caso del presente proyecto son:

- El peso propio del pavimento.
- El peso propio de la barandilla.

También nos informa de que el espesor máximo del pavimento bituminoso proyectado y construido sobre tableros de puentes, incluida la preceptiva capa de impermeabilización y la eventual capa de regularización, no será en ningún caso superior a diez centímetros (10 cm), salvo aprobación expresa de la Dirección General de Carreteras.

Para la determinación del valor característico de esta acción podrán adoptarse los pesos específicos indicados en la tabla anterior (Tabla 3.2) y, en su defecto, los recomendados en las normas específicas de cada material previsto en el proyecto, o los obtenidos por pesadas directas para aquellos en los que no es aplicable ninguno de los supuestos anteriores.

A efectos de cálculo, para la acción debida al pavimento se deberán considerar dos valores extremos:

- Valor inferior ($G_{k,inf}$), determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto.
- Valor superior ($G_{k,sup}$), obtenido incrementando un cincuenta por ciento (50%) los espesores teóricos definidos en el proyecto.

3.2.2.1 Pavimento

Para estar de parte de la seguridad, se procede a calcular el peso del pavimento con el incremento del 50% citado en la norma para el valor superior por posibles maniobras de reacondicionamiento del firme.

El tablero de esta pasarela estará compuesto por losas de hormigón de 10 centímetros de canto, 2 centímetros de hormigón de regulación y un recubrimiento de mezcla bituminosa de 2 centímetros.

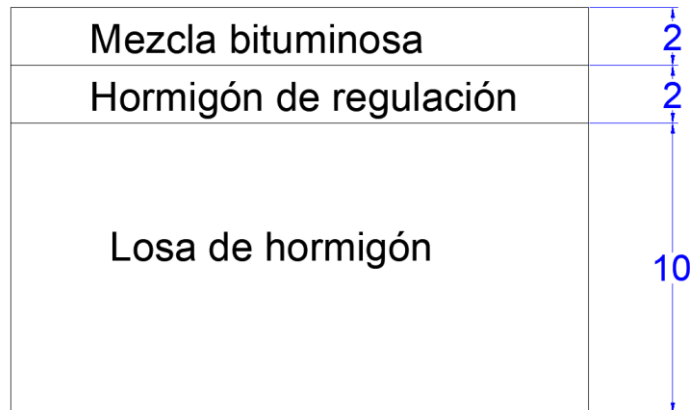


Figura 3.1 – Croquis de la composición del tablero (cotas en centímetros).

- *espesor losa de hormigón* = 10cm
- *espesor capa hormigón de regulación* = 2cm
- *espesor capa mezcla bituminosa* = $\left(2cm \cdot \frac{50}{100}\right) + 2cm = 3cm$

Por tanto el peso del pavimento de la pasarela será el peso de las losas de 10 cm de canto, la capa de 2 centímetros del hormigón de regulación, que según la Tabla 3.2 de este proyecto, tiene un peso específico de 23 a 24 kN/m³, y el peso específico para la capa de pavimento de mezcla bituminosa es de 23 kN/m³.

Como la carga del pavimento se transmite a las viguetas transversales, esta carga estará calculada con el área tributaria correspondiente a estas, en su vano central como en el de los extremos. Siendo el área tributaria el área que debe ser soportada por un elemento estructural.

- El área tributaria en un vano central será por tanto de 2 metros como se puede apreciar en la siguiente imagen.

AREA TRIBUTARIA

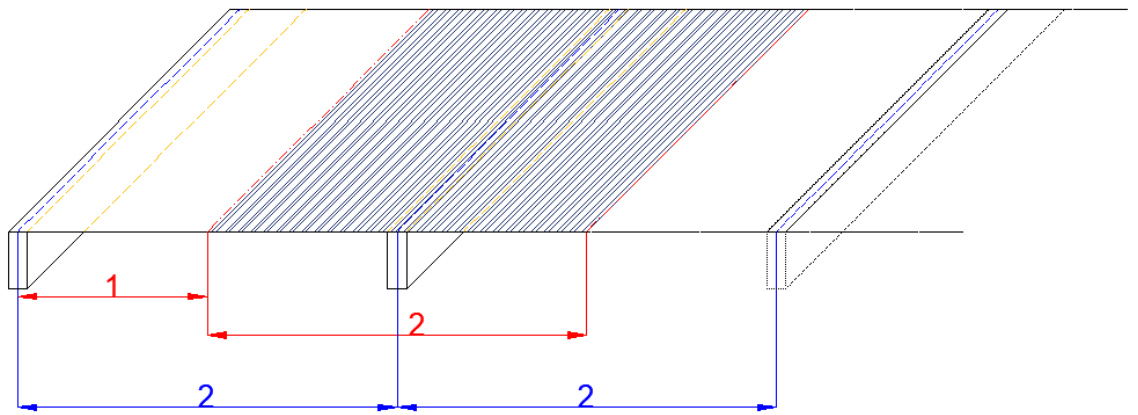


Figura 3.2 – Croquis del área tributaria de la sección central de la pasarela (cotas en metros)

- El área tributaria en los extremos será de 1 metro.

AREA TRIBUTARIA

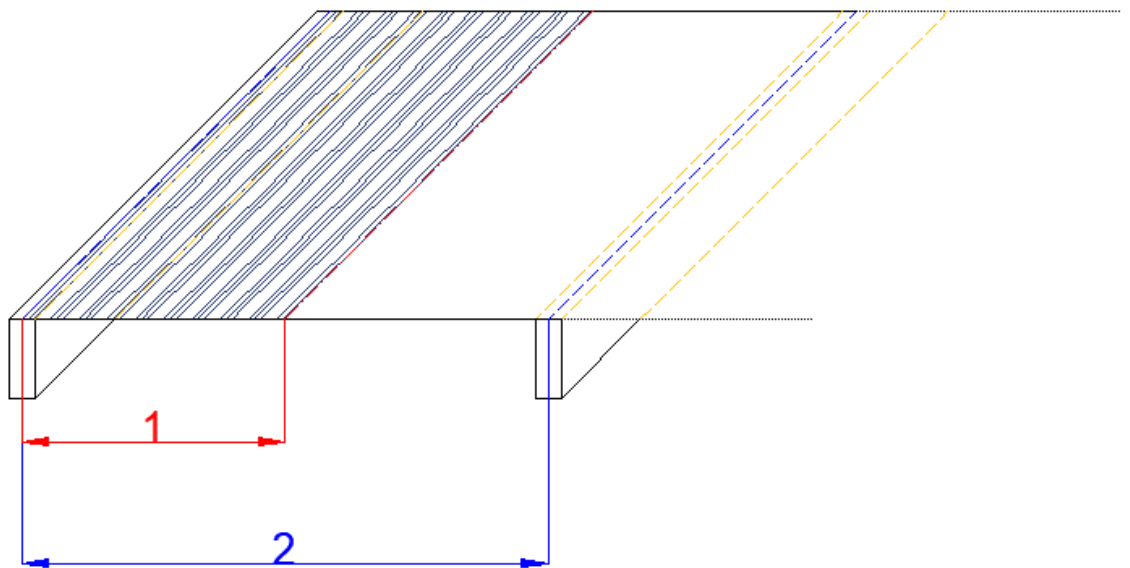


Figura 3.3 – Croquis del área tributaria del extremo de la pasarela (cotas en metros)

- Para la sección central de la pasarela:

- $\text{Peso losa de hormigón} = \frac{24 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0,1 \text{ m} = 4,8 \text{ kN/m}$
- $\text{Peso capa hormigón de regulación} = \frac{24 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0,02 \text{ m} = 0,96 \text{ kN/m}$
- $\text{Peso capa mezcla bituminosa} = \frac{23 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0,02 \text{ m} = 0,92 \text{ kN/m}$
- $\text{Peso total del tablero centro} = 4,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 6,68 \text{ kN/m}$

➤ Para la sección de los extremos de la pasarela:

- $\text{Peso losa de hormigón} = \frac{24\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1\text{m} \cdot 0,1\text{m} = 2,4\text{kN/m}$
- $\text{Peso capa hormigón de regulación} = \frac{24\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1\text{m} \cdot 0,02\text{m} = 0,48\text{kN/m}$
- $\text{Peso capa mezcla bituminosa} = \frac{23\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1\text{m} \cdot 0,02\text{m} = 0,46\text{kN/m}$
- $\text{Peso total del tablero extremo} = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 3,34\text{kN/m}$

3.2.2.2 Barandilla

La barandilla 1,25 m de altura, se coloca tras la ejecución del pavimento, habrá una a cada lado, por tanto se consideraran como carga linealmente hospedada en las vigas longitudinales de 52 metros que conforman la estructura, con un valor de 1,5kN/m.

- $\text{peso barandilla} = 1,5\text{kN/m}$

3.3 Acciones variables (Q)

Estas acciones están definidas en el apartado 4 de la norma IAP-11 [4] "Acciones variables (Q)". Las cuales se detallarán a continuación, en el siguiente orden:

- Sobrecarga de uso.
- Viento.
- Nieve.

3.3.1 Sobrecarga de uso

En el apartado 4.1.8. "Sobrecarga de uso en pasarelas" de la IAP-11 [4], se dice que para la determinación de los efectos estáticos de la sobrecarga de uso debida al tráfico de peatones, se considerará la acción simultanea de las cargas siguientes:

- Una carga vertical uniformemente distribuida q_{fk} de valor igual a 5 kN/m².
- Una fuerza horizontal longitudinal Q_{flk} de valor igual al 10% del total de la carga vertical uniformemente distribuida, actuando en el eje del tablero al nivel de la superficie del pavimento.

Por tanto, sabiendo que el ancho tributario de las barras transversales es de 2 metros, y la mitad en los extremos, 1 metro:

- En el cuerpo de la estructura:

$$q_{fk} = 5 \frac{kN}{m^2} \cdot 2m = 10 \text{ kN/m}$$

Atendiendo a la norma, la carga horizontal será entonces:

$$Q_{flk} = q_{fk} \cdot 10\% = 10 \frac{kN}{m} \cdot 10\% = 1 \text{ kN/m}$$

- En los extremos de la estructura:

$$q_{fk} = 5 \frac{kN}{m^2} \cdot 1m = 5 \text{ kN/m}$$

Y la carga horizontal es:

$$Q_{flk} = q_{fk} \cdot 10\% = 5 \frac{kN}{m} \cdot 10\% = 0,5 \text{ kN/m}$$

3.3.2 Viento

En el apartado 4.2. “viento” de la norma IAP-11 [4], se dice que la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que, de acuerdo con el apartado 4.2.9., sea necesario además considerar los efectos aerolásticos si tiene una luz

mayor a 80 metros, en el presente proyecto no será necesario, ya que tiene una luz inferior a la citada distancia.

3.3.2.1 Velocidad básica del viento

La velocidad básica fundamental del viento $V_{b,0}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno de 50 años, medida a una altura de 10 metros.

A partir de la velocidad básica fundamental del viento $V_{b,0}$, se obtiene la velocidad básica V_b mediante la expresión:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (1)$$

Dónde:

- V_b velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años (m/s)
- C_{dir} factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, se puede tomar como 1,0.
- C_{season} factor estacional del viento, que a falta de estudios más precisos, se puede tomar como 1,0.
- $V_{b,0}$ velocidad básica fundamental del viento (m/s), viene expresada en la Figura 3.4, que viene a continuación, según el lugar del proyecto.

Según la Figura 3.4 que se verá a continuación, la provincia de Jaén está en la zona A, donde la velocidad básica del viento es de 26 m/s.

Por tanto teniendo en cuenta las especificaciones citadas anteriormente por la norma, tenemos que, sustituyendo en la ecuación (1):

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 26 \text{ m/s} = 26 \text{ m/s}$$

Pero como el periodo de vida útil utilizado para el cálculo va a ser de 100 años, es el que se indica en la norma IAP-11 [4], la velocidad básica del viento $V_b(100)$ será, según la norma:

$$V_b(100) = V_b \cdot C_{prob} \quad (2)$$

Siendo:

C_{prob} factor de probabilidad ,tomando los parámetros $K=0,2$ y $n=0,5$.

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, la IAP-11 [4], establece que se considerará un periodo de retorno de 100 años.

$$C_{prob} = \left\{ \frac{1-K \cdot \ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{T}\right)\right]}{1-K \cdot \ln[-\ln(0,98)]} \right\}^n = \left\{ \frac{1-0,2 \cdot \ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{100}\right)\right]}{1-0,2 \cdot \ln[-\ln(0,98)]} \right\}^{0,5} = 1,04 \quad (3)$$

Por tanto, sustituyendo en la ecuación (2):

$$V_b(100) = V_b \cdot C_{prob} = 26 \frac{m}{s} \cdot 1,04 = 27,04 \frac{m}{s}$$

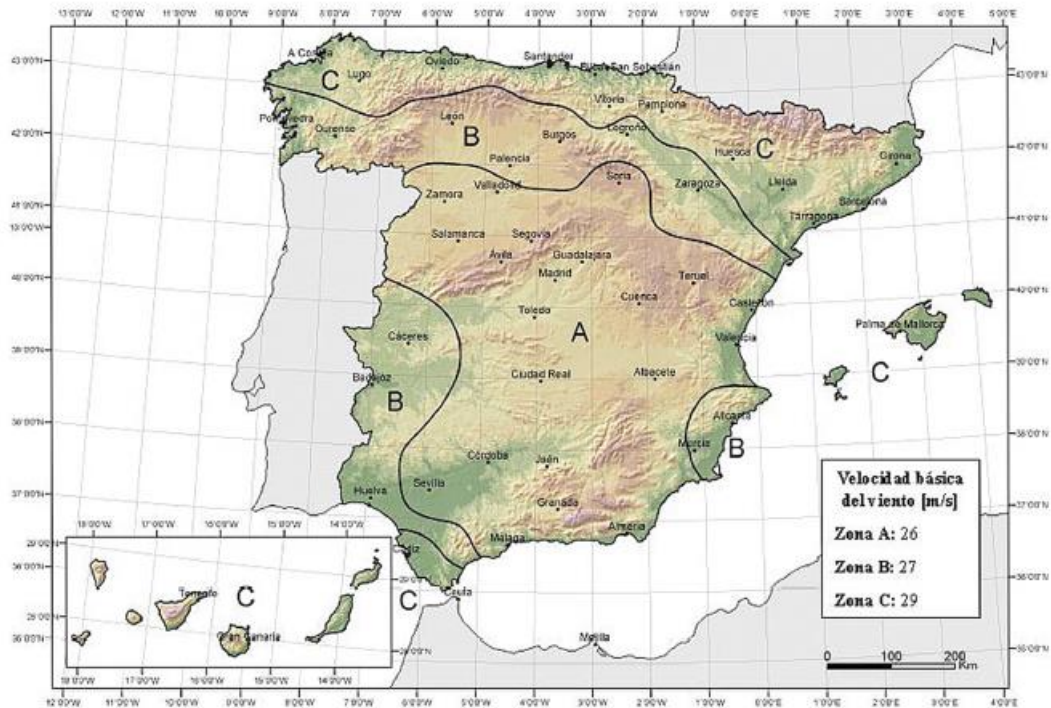


Figura 3.4 – Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $V_{b,0}$

3.3.2.2 Velocidad media del viento

En el apartado 4.2.2. "La velocidad media del viento" de la IAP-11 [4] , se establece que, la velocidad media del viento $V_m(Z)$ a una altura Z sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento V_b , y se determinará con la siguiente expresión:

$$V_m(Z) = C_r(Z) \cdot C_0 \cdot V_b(T) \quad (4)$$

Siendo:

- $V_b(T)$: velocidad básica del viento
- C_0 : factor de topografía, que se tomará como 1,0.
- $C_r(Z)$: factor de rugosidad obtenido de estas fórmulas, según el caso:

$$C_r(Z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{para } Z \geq Z_{min} \quad (5)$$

$$C_r(Z) = C_r(Z_{min}) \quad \text{para } Z < Z_{min} \quad (6)$$

Dónde:

- Z es la altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno (m).
- k_r : factor del terreno, según la tabla 4.2-b. de la IAP-11 [4], que se verá a continuación.
- Z_0 : longitud de la rugosidad, según la tabla 4.2-b. de la IAP-11 [4]
- Z_{min} : altura mínima, según la tabla 4.2-b. de la IAP-11 [4]

Para calcular los parámetros necesarios para la velocidad media del viento según la ecuación (4), (V_m), es necesario saber el tipo de entorno en el que nos encontramos, y la norma IAP-11 [4] define los siguientes:

- 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 separación de al menos 20 veces la altura del obstáculo.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislada con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de los 15 metros.

Tabla 3.3: Coeficientes k_r , z_0 y z_{min} según el tipo de entorno

TIPO DE ENTORNO	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Para la situación de este proyecto, al estar en un entorno Tipo II, tenemos que:

- $k_r = 0,190$
- $Z_0(m) = 0,05$
- $Z_{min}(m) = 2$
- $Z(m) = 5,5$

Por tanto según la ecuación (5), como $Z(m) = 5,5 > Z_{min}(m) = 2$ tenemos que:

$$C_r(Z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,190 \cdot \ln\left(\frac{5,5}{0,05}\right) = 0,89309$$

Y que la velocidad media del viento es, según la ecuación (4):

$$V_m(Z) = C_r(Z) \cdot C_0 \cdot V_b(T) = 0,89309 \cdot 1,0 \cdot 27,04 \text{ m/s} = 24,149 \text{ m/s}$$

3.3.2.3 Empuje del viento

Según el apartado 4.2.3 “Empuje del viento” de la norma IAP-11 [4], el empuje producido por el viento se calculará para cada elemento del puente.

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

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right] \cdot c_e(Z) \cdot c_f \cdot A_{ref} \quad (7)$$

Siendo:

- F_w : empuje horizontal del viento.
- $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$: presión de la velocidad básica del viento.
- ρ : densidad del aire, se tomará 1,25kg/m³
- $V_b(T)$: velocidad básica del viento, en este caso 27,04m/s
- c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado
- A_{ref} : área de referencia, que se obtendrá como la proyección de área solida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento (m²)
- $c_e(Z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula:

$$c_e(Z) = k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{Z}{Z_0} \right) + 7 \cdot k_l \cdot c_0 \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \right] \quad \text{para } Z \geq Z_{min} \quad (8)$$

$$c_e(Z) = c_e(Z_{min}) \quad \text{para } Z < Z_{min} \quad (9)$$

Por tanto, según la ecuación (8), como $Z(m) = 5,5 > Z_{min}(m) = 2$ se tiene que:

$$c_e(Z) = 0,190^2 \cdot \left[1,0^2 \cdot \ln^2\left(\frac{5,5}{0,05}\right) + 7 \cdot 1,0 \cdot \ln\left(\frac{5,5}{0,05}\right) \right] = 1,985$$

Y el empuje del viento será, según la ecuación (7):

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 1,985 \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

Esta es la fuerza que actuará de forma transversal sobre la pasarela, dependiendo del elemento.

Para calcular el área de referencia (A_{ref}), se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a:

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

Este efecto se tendrá en cuenta en el siguiente epígrafe sobre el empuje del viento sobre tableros.

3.3.2.4 Empuje del viento sobre tableros

3.3.2.4.1 Efectos provocados por el viento transversal

3.3.2.4.1.1 Empuje horizontal

En el apartado 4.2.5 “Empuje del viento sobre tableros” de la IAP-11 [4], en concreto, en el apartado 4.2.5.1.1 “Empuje horizontal” se distinguen dos tipos de tableros para poder ejecutar los cálculos:

- Tableros de alma llena
- Tableros en celosía

En el caso de esta pasarela, es un tablero de alma llena.

A falta de datos experimentales, la norma establece que, el coeficiente de fuerza en la dirección Y de determinará mediante la expresión:

$$c_{f,y} = 2,5 - 0,3(B/h_{eq}) \quad (10)$$

Dónde:

- B: anchura total del tablero (5 m)
- h_{eq} : altura equivalente (m) obtenida considerando, además del propio tablero (en el caso de un tablero de vigas o varios cajones, se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento o, si se tiene en cuenta la presencia de la sobrecarga de uso, la altura de esta, en caso de ser más desfavorable.

El coeficiente $c_{f,y}$, en cualquier caso está limitado por los siguientes valores:

$$1,3 \leq c_{f,y} \leq 2,4$$

Si los elementos no estructurales (sistemas de contención, barandillas o pantallas) son permeables al viento, no se consideraran en la determinación de esta altura equivalente h_{eq} .

En este proyecto la h_{eq} será por tanto la suma de 1,25 m que expone la norma en el apartado 4.2.3 “Empuje del viento” de la norma IAP-11 [4] y el canto de la viga longitudinal.

$$h_{eq} = 1,25m + 0,30m = 1,55m$$

Por tanto, según la ecuación (10):

$$c_{f,y} = 2,5 - 0,3 \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) = 2,5 - 0,3 \left(\frac{5}{1,55} \right) = 1,532$$

Que cumple la condición:

$$1,3 \leq c_{f,y} = 1,532 \leq 2,4$$

Y el empuje transversal horizontal que sufre el tablero es:

$$F_{w,y} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 1,985 \cdot c_{f,y} \cdot A_{ref}$$

Siendo el $A_{ref} = (1,25 + 0,30) \cdot 52 = 80,6 \text{ m}^2$, pero para la correcta introducción de los cálculos en el software, los cálculos se expondrán en kN/m

$$F_{w,y} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 1,985 \cdot 1,535 \cdot 1,55 = 2158,211 \text{ N/m} = 2,158 \text{ kN/m}$$

3.3.2.4.2 Empuje vertical

Según la norma IAP-11[4] se considerará como empuje vertical, dirección Z, sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, que se calcula de la siguiente forma:

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(Z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} \quad (11)$$

Siendo:

- $F_{w,z}$: empuje vertical del viento (N).
- $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$: presión de la velocidad básica del viento.
- $c_e(Z)$: coeficiente de exposición definido anteriormente.
- $c_{f,z}$: coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual a $\pm 0,9$.
- $A_{ref,z}$: área en planta del tablero (m^2)

Fuerza vertical que soporta el tablero, según la ecuación (11):

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 1,985 \cdot 0,9 \cdot (5 \cdot 52) = 212260,78 \text{ N} = 212,26 \text{ kN}$$

Para distribuir la fuerza de una manera más real, se calcula la carga que soportará cada vigueta transversal en el vano central con el área tributaria correspondiente y en los extremos.

- En el vano central:

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 1,985 \cdot 0,9 \cdot 2 = 1632,775 \text{ N/m} = 1,632 \text{ kN/m}$$

- En los extremos:

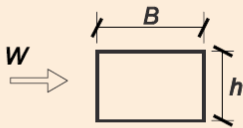
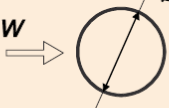
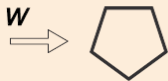
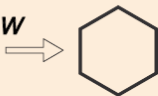
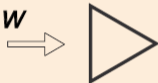
$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 1,985 \cdot 0,9 \cdot 1 = 816,38 \text{ N/m} = 0,816 \text{ kN/m}$$

3.3.2.5 Empuje del viento sobre arco y péndolas.

Según el apartado 4.2.7. de la IAP-11[4] dice que el cálculo del empuje de viento sobre los distintos elementos de la pasarela tales como cables, arcos, péndolas o los sistemas de iluminación y señalización, se realizarán también a partir de las áreas de referencia y los coeficientes de fuerza indicados en la figura 4.2-b de la IAP-11 [4].

Para proceder al cálculo de la fuerza que actúa sobre el arco y las péndolas es necesario obtener el c_f de la siguiente tabla:

Tabla 3.4: Coeficiente de fuerza c_f para las secciones mas habituales.

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
 $c_f = 1,4$	 sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$ sección circular con superficie rugosa^(*), o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$								
 $c_f = 1,8$	 $c_f = 1,6$		 $c_f = 1,45$			 $c_f = 1,3$			
 $c_f = 1,6$	 $c_f = 2,2$			 $c_f = 2,0$					

➤ ARCO:

Los perfiles que conforman el arco son de sección circular, con un diámetro de 0,470 m.

Según la tabla anterior:

- $c_{f,y} = 1,2$ para perfiles cilíndricos lisos de diámetro que cumpla con la condición $\rightarrow \emptyset \cdot V_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} < 6 m^2/s$
- $c_{f,y} = 0,7$ para perfiles cilíndricos lisos de diámetro que cumpla con la condición $\rightarrow \emptyset \cdot V_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} > 6 m^2/s$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\emptyset \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} = 0,470 \cdot 27,04 \cdot \sqrt{1,985} = 17.905 m^2/s > 6 m^2/s$$

Por tanto $c_{f,y}$ tiene un valor de 0,7 y la fuerza transversal del viento sobre las péndolas es de:

$$F_{w,y} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 1,985 \cdot 0,7 \cdot 0,470 = 298,435 N/m = 0,2984 kN/m$$

➤ PENDOLAS:

Los perfiles de las péndolas son de sección circular, con un diámetro de 0,114 m.

Según la tabla anterior:

- $c_{f,y} = 1,2$ para perfiles cilíndricos lisos de diámetro que cumpla con la condición $\rightarrow \emptyset \cdot V_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} < 6 m^2/s$
- $c_{f,y} = 0,7$ para perfiles cilíndricos lisos de diámetro que cumpla con la condición $\rightarrow \emptyset \cdot V_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} > 6 m^2/s$

Sustituyendo en la condición anterior:

$$\emptyset \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} = 0,114 \cdot 27,04 \cdot \sqrt{1,985} = 4,343 m^2/s < 6 m^2/s$$

Por tanto $c_{f,y}$ tiene un valor de 1,2 y la fuerza transversal del viento sobre las péndolas es de:

$$F_{w,y} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 1,985 \cdot 1,2 \cdot 0,114 = 124,09 N/m = 0,124 kN/m$$

3.3.2.5.1 Empuje provocado por el viento longitudinal

Según la norma IAP-11 [4], se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección Y) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, pretiles y barandillas).

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal, multiplicado por un coeficiente reductor. El valor será:

- 25% para los elementos solidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, etc.)
- 50% para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, sistemas de contención permeables, barandillas y, en su caso, sobrecargas de uso).

Este coeficiente de reducción está definido por la siguiente ecuación:

$$C_{reduccion} = 1 - \left[\frac{7}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) + 7} \right] \cdot \Phi \cdot \left[\frac{L}{L(Z)} \right] \quad (12)$$

Dónde:

- c_0 : es el factor de topografía definido anteriormente.
- $\Phi \cdot \left[\frac{L}{L(Z)} \right] = 0,230 + 0,182 \cdot \ln \left[\frac{L}{L(Z)} \right]$, siendo $0 \leq \Phi \cdot \left[\frac{L}{L(Z)} \right] \leq 1$
- L: longitud sobre la que actúa el empuje longitudinal (longitud total del puente).
- L(Z): longitud integral de la turbulencia definida por:

$$L(Z) = \begin{cases} 300 \cdot (Z_{min}/200)^\alpha & \text{para } Z < Z_{min} \\ 300 \cdot (Z/200)^\alpha & \text{para } Z_{min} \leq Z \leq 200 \\ 300 & \text{para } Z > 200 \end{cases}$$

- Z: altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto al terreno
- Z_{min}, Z_0 : coeficientes definidos anteriormente
- α : coeficiente definido en la siguiente Tabla 3.5: Coeficiente α según el tipo de entorno, que para este proyecto es de 0,52.

Tabla 3.5: Coeficiente α según el tipo de entorno

TIPO DE ENTORNO	α
0	0,38
I	0,44
II	0,52
III	0,61
IV	0,67

Por tanto tenemos que:

- Como $Z(m) = 5,5 > Z_{min}(m) = 2$ se tiene que:

$$L(Z) = 300 \cdot \left(\frac{5,5}{200}\right)^{0,52} = 46,3$$

$$\Phi \cdot \left[\frac{L}{L(Z)}\right] = 0,230 + 0,182 \cdot \ln\left[\frac{52}{46,3}\right] = 0,2511$$

Por lo que el coeficiente de reducción es:

$$C_{reduccion} = 1 - \left[\frac{7}{1 \cdot \ln\left(\frac{5,5}{0,05}\right) + 7}\right] \cdot 0,2511 = 0,8497$$

Ahora se calculará el empuje longitudinal que sufre cada vigueta transversal con los valores obtenidos:

$$F_{w,x} = 0,25 \cdot \sum F_{w,y} \cdot C_{reduccion} \quad (13)$$

Sustituyendo valores, en la ecuación (13):

$$F_{w,x} = 0,25 \cdot (2,158 + 0,2984 + 0,124) \cdot 0,8497 = 0,5481 \text{ kN/m}$$

Tabla 3.6: Cargas de viento resultantes

Tablero dirección Y (kN/m)	2,158
Arco dirección Y (kN/m)	0,2984
Péndolas dirección Y (kN/m)	0,124
Viguetas dirección X (kN/m)	0,5481
Viguetas centrales dirección -Z (kN/m)	1,632
Viguetas extremos dirección -Z (kN/m)	0,816

3.3.3 Nieve

Según el apartado 4.4. “Nieve” de la IAP-11 [4] , se debe conocer la zona climática en la que se ubicará la pasarela, en el caso de este proyecto, como se puede apreciar en la siguiente Figura 3.5, estamos en la zona 6.



Figura 3.5- Zonas climáticas de invierno.

Puesto que el proyecto de esta pasarela se sitúa en el municipio de Úbeda (Jaén), y esta localidad tiene una altura sobre el nivel del mar de 748 metros, se buscará en la tabla de zona de clima invernal, la sobrecarga de nieve de un terreno horizontal en la zona.

Tabla 3.7: Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m²]

ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)							
ALTITUD [M]	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Como estamos a 748 metros, será necesario interpolar las alturas de 700 metros y 800 metros con sus correspondientes sobrecargas de 0,5 y 0,7 kN/m², para obtener el valor para la zona que resulta ser:

$$s_k = 0,596 \text{ kN/m}^2$$

Según el apartado 4.4.2. "Sobrecarga de nieve en tableros" de la IAP-11[4], sabemos que la sobrecarga de nieve en tableros se expresa con la fórmula:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k \quad (14)$$

Sustituyendo en la anterior formula (14), obtenemos:

$$q_k = 0,8 \cdot 0,596 = 0,4768 \text{ kN/m}^2$$

Y al multiplicarlo por el área tributaria de cada una de las barras transversales, tenemos que:

$$q_{k,interiores} = 0,4768 \cdot 2 = 0,9536 \text{ kN/m}$$

Y en los extremos:

$$q_{k,extremos} = 0,4768 \cdot 1 = 0,4768 \text{ kN/m}$$

3.3.4 Acciones accidentales

3.3.4.1 Sismo

La norma IAP-11 [4] dice que se consideraran las prescripciones recogidas en la vigente norma de Construcción Sismoresistente de Puentes NCSP-07 [6] u otra que la sustituya, en este proyecto se usará la citada anteriormente.

Aunque el programa de cálculo "Robot Structural Analysis" introduce todos los parámetros necesarios para la aplicación de esta norma, es necesario atender a ciertos parámetros previamente, como conocer la peligrosidad sísmica del lugar, la aceleración básica del lugar de proyecto y el coeficiente de contribución.

Tenemos un terreno tipo III según el capítulo III "Acción Sísmica" de la NCSP-07 [6], concretamente en el apartado 3.2. "Caracterización del Terreno", que clasifica los terrenos de la siguiente forma:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400 \text{ m/s}$.
- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.

- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200\text{m/s}$

A cada uno de estos terrenos le corresponde un valor del coeficiente C, que es el coeficiente del terreno.

Tabla 3.8: Coeficientes del terreno.

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

En el apartado 3.4. "Aceleración sísmica horizontal de cálculo" de la NCSP-07 [6] se define un cociente, ρ , que es el coeficiente adimensional de riesgo.

$$\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II} \quad (15)$$

Dónde:

- γ_I : es el factor de importancia, función de la importancia del puente, cuyo valor viene en la siguiente tabla.

Tabla 3.9. : Factor de importancia.

Importancia del puente	γ_I
Normal	1,0
Especial	1,3

- γ_{II} : es el factor modificador para considerar un periodo de retorno diferente de 500 años.

$$\gamma_{II} = (P_R/500)^{0,4} \quad (9)$$

Teniendo estos valores y tomando $\gamma_I = 1$ y $\gamma_{II} = 1$ ya que se va a calcular para un periodo de retorno de 500 años, obtenemos que:

$$\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II} = 1 \cdot 1 = 1$$

En la Figura 3.6, que corresponde al apartado 3.5. “Espectros de respuesta elástica” de la norma sismorresistente NCSE-02, vemos las zonas de peligrosidad sísmica de España.

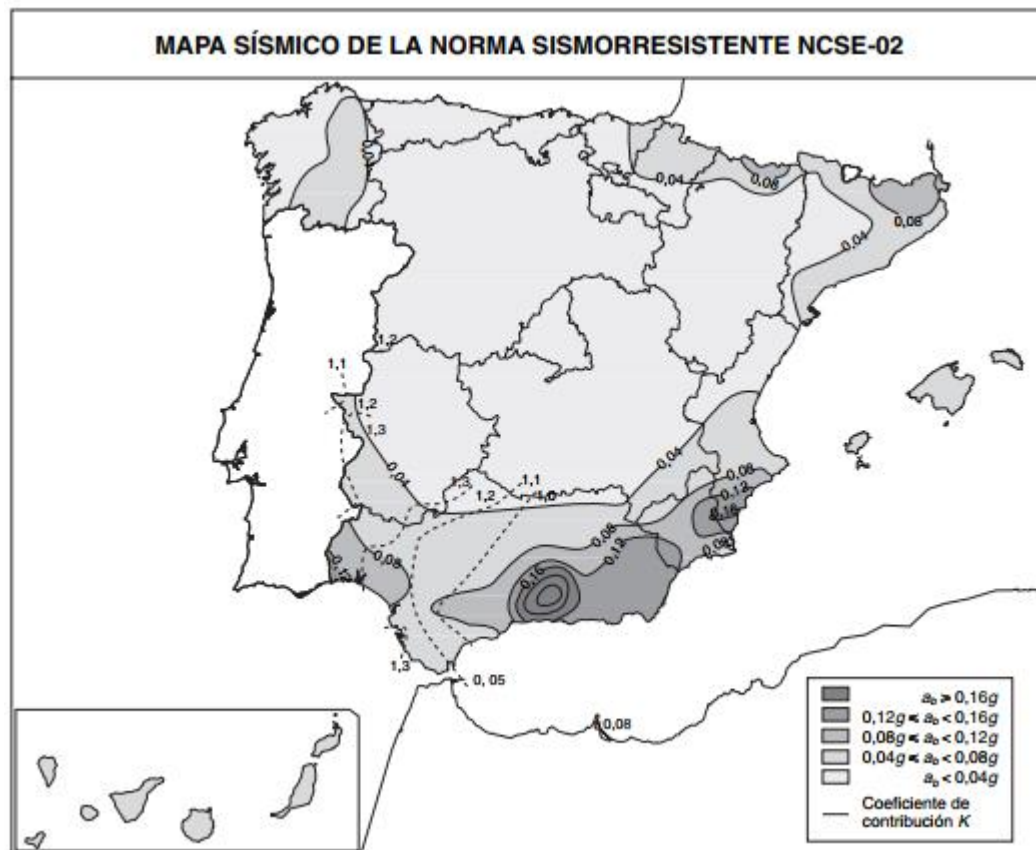


Figura 3.6- Mapa de peligrosidad sísmica (según NCSE-02)

En el capítulo IV “Métodos de cálculo” de la NCSP-07 [6], en concreto en el apartado 4.2.2.1. “Factor de comportamiento en puentes regulares” podemos observar los valores máximos del factor de comportamiento (Tabla 3.10), aplicables a cada componente horizontal de la acción sísmica, que se especifican en la siguiente tabla:

Tabla 3.10: Factor de comportamiento en puentes regulares.

Tipo de elemento dúctil	Tipo de comportamiento	
	Ductilidad limitada	Dúctil
Pilas de hormigón armado: Pilas verticales trabajando a flexión ⁽¹⁾ Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,5 1,2	3,5 $\lambda (\alpha_s)$ 2,1 $\lambda (\alpha_s)$
Pilas de acero Pilas verticales trabajando a flexión Pilas inclinadas trabajando a flexión Pilas con arriostramientos centrados Pilas con arriostramientos descentrados ⁽²⁾	1,5 1,2 1,5 —	3,5 2,0 2,5 3,5
Estribos rígidamente unidos al tablero En general Marcos encajados en el terreno	1,5 1,0	1,5 1,0
Arcos	1,2	2,0

Esta pasarela es en arco y dúctil, por tanto tomaremos el valor de 2.

Por último la aceleración sísmica básica y el coeficiente de contribución lo obtendremos del Anejo 1 “Valores de la aceleración sísmica básica, a_b , y del coeficiente de contribución, K, de los términos municipales con $a_b \geq 0,04g$.

Tabla 3.11: Valores de la aceleración sísmica básica y del coeficiente de contribución.

Municipio	a_b/g	K
Iznatoraf	0,05	(1,0)
Jabalquinto	0,05	(1,0)
Jaén	0,07	(1,0)
Jamilena	0,07	(1,0)
Jimena	0,06	(1,0)
Jódar	0,06	(1,0)
Lahiguera	0,05	(1,0)
Larva	0,07	(1,0)
Linares	0,05	(1,0)
Lopera	0,05	(1,0)
Lupión	0,06	(1,0)
Mancha Real	0,07	(1,0)
Marmolejo	0,05	(1,0)
Martos	0,07	(1,0)
Mengíbar	0,06	(1,0)
Navas de San Juan	0,04	(1,0)
Noalejo	0,11	(1,0)
Peal de Becerro	0,06	(1,0)
Pegalajar	0,07	(1,0)
Porcuna	0,06	(1,0)
Pozo Alcón	0,08	(1,0)
Quesada	0,07	(1,0)
Rus	0,05	(1,0)
Sabiote	0,05	(1,0)
Santiago de Calatrava	0,06	(1,0)
Santiago Pontones	0,05	(1,0)
Santisteban del Puerto	0,04	(1,0)
Santo Tomé	0,06	(1,0)
Sorihuela del Guadalimar	0,04	(1,0)
Torre del Campo	0,07	(1,0)
Torreblascopedro	0,06	(1,0)
Torredonjimeno	0,07	(1,0)
Torreperojil	0,05	(1,0)
Torres	0,07	(1,0)
Úbeda	0,06	(1,0)
Valdepeñas de Jaén	0,09	(1,0)

Observamos que la aceleración básica es $a_b/g = 0,06$ y el coeficiente de contribución $K=1,0$.

Con los datos obtenidos tendríamos que calcular los neoprenos para el apoyo de la estructura, siguiendo la norma NCSP-07[6].

3.3.4.2 Impactos

Este proyecto se basa en el estudio de la superestructura, no se incluyen cálculo de pilas o pilares que serían los que recibieran el impacto, no se realizaran estos cálculos.

4 ESTADOS LIMITE ULTIMOS

4.1 Estado límite de resistencia de las secciones

El estado límite de resistencia de las secciones vienen definido en el artículo 34 de la norma EAE [5]. En este artículo se contempla la resistencia de las secciones transversales de los elementos. Esta resistencia depende de la clasificación de la sección transversal.

Para comprobar, frente al agotamiento, la resistencia de las secciones de acuerdo con criterios elásticos, se emplea el siguiente criterio para el punto crítico de la sección transversal, pero este es un criterio de agotamiento para un estado de tensión plana:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (10)$$

Dónde:

- $\sigma_{x,Ed}$ valor de cálculo de la tensión normal en la dirección longitudinal al punto considerado.
- $\sigma_{z,Ed}$ valor de cálculo de la tensión normal en la dirección transversal al punto considerado.
- τ_{Ed} valor de cálculo de la tensión tangencial en el punto considerado.

El siguiente método más aproximado para verificar la resistencia de las secciones transversales, de acuerdo con los criterios plásticos, es a través de la obtención de una distribución de tensiones que equilibre los esfuerzos de sollicitación sin que se supere el límite elástico del material. Este método es una suma lineal de la contribución de los esfuerzos resultantes.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (11)$$

Donde:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ Son los valores a los que estará sometida la sección.
- N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ y $M_{z,Rd}$ Son los valores de cálculo de la resistencia de la sección frente a los esfuerzos axil y flector.

4.1.1 Esfuerzo axil de tracción

El apartado 34.2 de la EAE [5] se dice que valor de cálculo del esfuerzo axil de tracción N_{Ed} que debe cumplir cualquier sección transversal es el siguiente:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

Donde:

- N_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo axil.
- $N_{t,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a tracción.

4.1.2 Esfuerzo axil de compresión

En el apartado 34.3 de la EAE [5] se dice que el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión N_{Ed} que debe cumplir cualquier sección transversal es el siguiente:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

Donde:

- N_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo axil.
- $N_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a compresión.

Según sea la clase de la sección que se está estudiando, el valor $N_{c,Rd}$ se obtendrá con una de las dos siguientes formulas:

- Para secciones de clase 1, 2 o 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

- Para secciones de clase 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{ef} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (13)$$

4.1.3 Momento flector

En el apartado 34.4 de la EAE [5] se dice que el valor de cálculo del momento flector M_{Ed} debe cumplir:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Donde:

- M_{Ed} Valor de cálculo del momento flector.
- $M_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a flexión.

La resistencia a flexión $M_{c,Rd}$ de la sección transversal alrededor de un eje principal se obtiene mediante las expresiones siguientes, en función de la clase de la sección:

- Para secciones de clase 1 y 2:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14)$$

- Para secciones de clase 3:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (15)$$

- Para secciones de clase 4:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ef,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (16)$$

Donde:

- W_{pl} Es el módulo resistente plástico.
- $W_{el,min}$ y $W_{ef,min}$ Son los módulos resistentes correspondientes a la fibra más solicitada, adoptando una distribución elástica de tensiones, considerando la sección bruta y la sección reducida respectivamente.

4.1.4 Esfuerzo cortante

En el apartado 34.5 de la EAE [5] se dice que el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} para cualquier sección transversal debe cumplir:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Donde:

- V_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo cortante.
- $V_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección cortante.

Para el dimensionamiento plástico, en ausencia de torsión, $V_{c,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo a cortante $V_{pl,Rd}$ que viene definida en la siguiente expresión:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (17)$$

Donde A_v es el área a cortante que variará en función del perfil que se estudie.

Para la comprobar cualquier punto crítico de la sección transversal frente a esfuerzo cortante se puede aplicar el siguiente criterio elástico:

$$\frac{\frac{\tau_{Ed}}{f_y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (18)$$

Sabiendo que el teorema de Collignon es:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t} \quad (19)$$

Donde:

- τ_{Ed} Tensión tangencial de cálculo en el punto considerado.
- V_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo cortante.
- S Momento estático del área de la sección transversal por encima del punto considerado.
- I Momento de inercia de la sección transversal.
- t espesor en el punto considerado.

4.1.5 Torsión

En el apartado 34.6 de la EAE [5] se dice que para elementos sometidos a torsión para los cuales las deformaciones de distorsión puedan ser despreciadas, el valor de cálculo del momento torsor T_{Ed} cualquier sección transversal deberá cumplir:

$$T_{Ed} \leq T_{c,Rd}$$

Donde:

- T_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo momento torsor.
- $T_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a torsión.

El esfuerzo torsor T_{Ed} en cualquier sección transversal puede dividirse en dos componentes:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (20)$$

Donde:

- $T_{t,Ed}$ Componente de esfuerzo torsor correspondiente a la torsión uniforme de Saint-Venant.
- $T_{w,Ed}$ Componente de esfuerzo torsor correspondiente a la torsión de alabeo.

Para determinar la resistencia de cálculo de una sección transversal sometida a flexión y torsión solo se tienen en cuenta los efectos de la torsión que produce el bimomento B_{Ed} que resulta del análisis plástico y se comprueba con la siguiente ecuación:

$$M_{c,T,Rd} = \left[1 - \frac{\sigma_{w,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right] \cdot M_{c,Rd} \quad (21)$$

Donde:

- $M_{c,Rd}$ Es la resistencia de cálculo de la sección a flexión (explicado en el apartado 4.1.3)
- $\sigma_{w,Ed}$ Tensión máxima normal obtenida de la siguiente ecuación:

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{B_{Ed} \cdot \omega}{I_w} \quad (22)$$

Donde ω es la coordenada sectorial normalizada e I_w el módulo de alabeo de la sección transversal.

Bajo la acción combinada de esfuerzo cortante y esfuerzo torsor se debe aplicar el siguiente criterio:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,T,Rd}$$

Donde:

- V_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo cortante.
- $V_{pl,T,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección frente a esfuerzo cortante y momento torsor, que dependerá del tipo de sección transversal.

4.1.6 Interacción de esfuerzos

4.1.6.1 Flexión y cortante

En el apartado 34.7 de la EAE [5] se dice que en los casos en que la sección se vea sometida a un efecto combinado de flexión y cortante, la comprobación frente a este

efecto se llevará a cabo considerando su interacción, realizando una reducción de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

- No se reduce la resistencia de cálculo de la sección a flexión cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} no supere el 50% de la resistencia plástica $V_{pl,Rd}$ de la sección
- Se reduce cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} exceda del 50% de la resistencia plástica de la sección a cortante $V_{pl,Rd}$, asignándose al área de cortante un límite elástico reducido de valor $(1 - \rho) \cdot f_y$ para la determinación de la resistencia de cálculo de la sección a flexión, donde:

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (23)$$

Con $V_{pl,Rd}$ obtenido siguiendo las indicaciones del apartado 4.1.4

En el caso de secciones sometidas a cortante y torsión, cuando V_{Ed} exceda del 50% de la resistencia plástica de la sección a cortante $V_{pl,T,Rd}$, se le asignará al área de cortante un límite elástico reducido de valor $(1 - \rho) \cdot f_y$ para la determinación de la resistencia de cálculo de la sección a flexión, donde:

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (24)$$

Con $V_{pl,Rd}$ obtenido siguiendo las indicaciones del apartado 4.1.5

4.1.6.1.1 Flexión y esfuerzo axial

En el apartado 34.7.2 de la EAE [5] se dice que en los casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de solicitaciones a flexión y esfuerzo axial, la comprobación frente a este efecto se hará según sea la clase de la sección transversal:

- Para las secciones transversales de clase 1 y 2, en presencia de un esfuerzo axial hay que aplicar una reducción de la resistencia plástica de cálculo a flexión, satisfaciendo el siguiente criterio:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Donde $M_{N,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo a flexión reducida, que se calculará de una forma concreta en función de la geometría de la sección, debido a la existencia del esfuerzo axial N_{Ed} .

- Para las secciones transversales de clase 3, bajo la acción combinada de flector y esfuerzo axial, y en ausencia de esfuerzo cortante, la tensión normal máxima $\sigma_{x,Ed}$ deberá satisfacer:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

La expresión anterior se traduce para el punto más solicitado de la siguiente manera:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}}{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (25)$$

Donde:

- A Área de la sección transversal.
- W_{el} Modulo resistente elástico a flexión alrededor del eje que se estudia.
- Para las secciones de clase 4, bajo la acción combinada de flector y axial, y en ausencia de esfuerzo cortante, la tensión normal máxima calculada utilizando los anchos reducidos de los elementos comprimidos debe satisfacer:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde $\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal máxima debida al momento flector y el esfuerzo axil.

La expresión anterior se traduce para el punto más solicitado de la siguiente manera:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{\frac{W_{ef,y,f_y}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{\frac{W_{ef,z,f_y}}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (26)$$

Donde:

- A_{ef} Área reducida de la sección cuando está sometida a compresión uniforme.
- W_{ef} Modulo resistente de la sección reducida cuando la sección transversal está sometida a flexión alrededor del eje estudiado.
- e_N Desplazamiento del centro de gravedad de la sección reducida respecto al de la sección bruta, cuando dicha sección transversal se ve sometida solamente a compresión uniforme.

4.1.6.1.2 Flexión, cortante y esfuerzo axil

En el apartado 34.7.3 de la EAE [5] se expone que en los casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado d solicitaciones de flexión, cortante y esfuerzo axil, la comprobación se hará reduciendo la resistencia de cálculo de la sección a flexión y axil.

- Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} sea menor que el 50% de la resistencia plástica de cálculo $V_{pl,Rd}$ de la sección , no será n no será necesario aplicar ninguna de las reducciones de las resistencias de cálculo establecidas en el apartado anterior 4.1.6.1.1
- Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} sea mayor que el 50% de la resistencia plástica de cálculo $V_{pl,Rd}$ de la sección, se asignará al área de cortante un límite elástico reducido de valor $(1 - \rho) \cdot f_y$ para la determinación de la resistencia de cálculo de la sección frente a la acción combinada de un momento flector y esfuerzo axil, donde:

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (27)$$

Con $V_{pl,Rd}$ obtenido de acuerdo al apartado 4.1.4.

4.2 Estado límite de inestabilidad

4.2.1 Elementos sometidos a compresión

4.2.1.1 Pandeo de elementos de sección constante

En el apartado 35.1.1 de la EAE [5] se dice que para los elementos sometidos a compresión, el valor de cálculo del esfuerzo axial a compresión N_{Ed} deberá verificar:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Donde:

- N_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión.
- $N_{b,Rd}$ Resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido.

La resistencia de cálculo a pandeo de un elemento sometido a compresión se determina de la siguiente manera:

- Para secciones transversales de clase 1, 2 y 3:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (28)$$

- Para secciones transversales de clase 4:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (29)$$

Donde χ es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo considerado.

4.2.1.2 Curvas de pandeo

En el apartado 35.1.2. de la EAE [5] se dice que para elementos con sección transversal constante sometidos a un esfuerzo axial de compresión de valor constante, el valor de χ para la esbeltez adimensional se determinará conforme a:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (30)$$

Siendo:

- $\chi \leq 1,0$
- $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$
- α Cociente de imperfección.
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$ para secciones de clase 1, 2 y 3.
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_{cr}}}$ para secciones de clase 4.
- N_{cr} Esfuerzo axial crítico elástico para el modo de pandeo considerado, obtenido con las características de la sección transversal bruta.

El valor del coeficiente de imperfección α para cada una de las curvas de pandeo se obtiene de la siguiente tabla (Tabla 4.1):

Tabla 4.1: Valores del coeficiente de imperfección

Curva de pandeo	a_0	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

La elección de la curva de pandeo para cada sección transversal se obtendrá de la Tabla 4.2: Elección de la curva de pandeo..

Los valores del coeficiente de reducción χ , en función de la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$, pueden obtenerse también a partir de la siguiente figura (Figura 4.1):

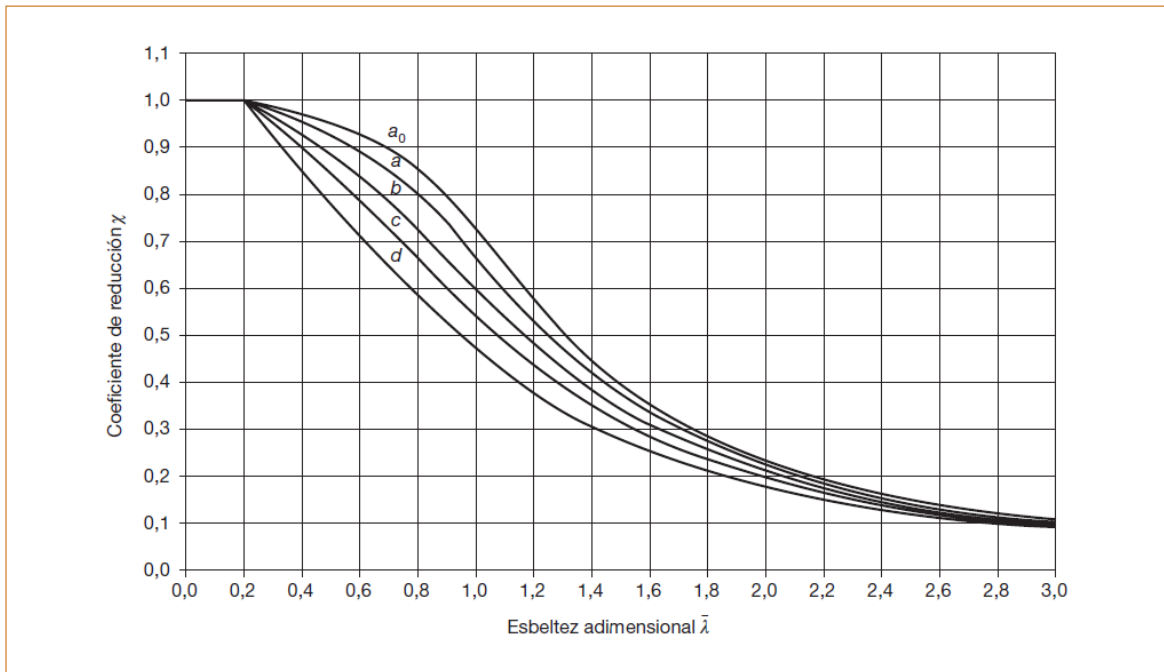
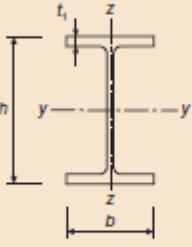
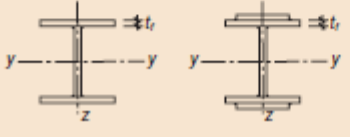
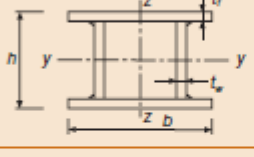
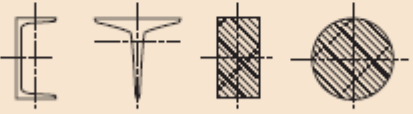


Figura 4.1- Curvas de pandeo

Para esbelteces $\bar{\lambda} \leq 0,2$ o para relaciones $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ podrá omitirse la comprobación frente a pandeo, teniéndose que llevar a cabo únicamente la comprobación resistente de la sección transversal.

Tabla 4.2: Elección de la curva de pandeo.

Sección transversal	Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secciones de perfiles laminados 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	a a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	b c
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	b c
		$t_f > 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	d c
Secciones de vigas en I armadas soldadas 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$		Y-Y Z-Z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$		Y-Y Z-Z	c d
Secciones de perfiles huecos 	Acabados en caliente		Cualquiera	a a ₀
	Conformados en frío		Cualquiera	c c
Secciones de vigas en cajón armadas soldadas 	En general (excepto caso recuadro inferior)		Cualquiera	b b
	Soldadura gruesa $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		Cualquiera	c c
Secciones de perfiles en U, en T y macizas 			Cualquiera	c c
Secciones de perfiles angulares 			Cualquiera	b b

4.2.1.3 Esbeltez para pandeo por flexión

En el apartado 35.1.3 de la EAE [5], la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$ para la comprobación frente a pandeo por flexión de elementos comprimidos viene dada por:

- Para secciones de clase 1, 2 y 3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_E} \quad (31)$$

➤ Para secciones de clase 4:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{ef}}{A}} \quad (32)$$

Donde:

- L_{cr} Longitud de pandeo en el plano de pandeo por flexión considerado.
- i Es el radio de giro alrededor del eje considerado, determinado este a partir de las características de la sección transversal bruta.
- $\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en } N/mm^2)$

Para la comprobación del elemento frente a pandeo, deberá elegirse la curva de pandeo apropiada de acuerdo a la tabla 3.2

4.2.1.4 Esbeltez para pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión

En el apartado 35.1.4 de la EAE [5] se dice los elementos comprimidos con secciones transversales abiertas con débil rigidez torsional se deberán comprobarse frente a pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión, que vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

- Para secciones de clase 1, 2 y 3:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (33)$$

- Para secciones de clase 4:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (34)$$

Donde $N_{cr} = N_{cr,TF}$ siendo $N_{cr} < N_{cr,T}$.

Los valores $N_{cr,TF}$ y $N_{cr,T}$ son los esfuerzos axiales críticos elásticos de pandeo por torsión y flexión y pandeo por torsión respectivamente. La curva de pandeo apropiada puede obtenerse de la tabla 3.2.

4.2.2 Elementos sometidos a flexión

4.2.2.1 Pandeo lateral de elementos de sección constante

En el apartado 35.2.1 de la EAE [5], se dice que para elementos arriostrados lateralmente sometidos a flexión alrededor del eje fuerte, el valor de cálculo del momento flector M_{Ed} deberá verificar:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

Donde:

- M_{Ed} Valor de cálculo del momento flector.
- $M_{b,Rd}$ Resistencia de cálculo a flexión frente a pandeo lateral.

En elementos de sección transversal tales como los perfiles huecos de sección circular o cuadrada, podrá omitirse la comprobación frente a pandeo lateral.

La resistencia de cálculo a pandeo lateral de un elemento no arriostrado lateralmente sometido a flexión alrededor del eje fuerte, viene dada por la siguiente expresión:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (35)$$

Siendo:

- W_y Módulo resistente de la sección:

$$W_y = W_{pl,y} \text{ para secciones de clase 1 y 2.}$$

$$W_y = W_{el,y} \text{ para secciones de clase 3.}$$

$$W_y = W_{ef,y} \text{ para secciones de clase 4.}$$

- χ_{LT} Coeficiente de reducción para el pandeo lateral

4.2.2.2 Curvas de pandeo lateral. Caso general

En el apartado 35.2.2 de la EAE [5] viene que para elementos con sección transversal constante sometidos a un momento flector alrededor del eje fuerte, el valor de χ_{LT} para la correspondiente esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_{LT}$ se determinará conforme:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (36)$$

Donde:

- $\chi_{LT} \leq 1,0$
- $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$
- α_{LT} Coeficiente de imperfección. Obtenido de la tabla siguiente Tabla 4.3.
- $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$
- M_{cr} Momento flector crítico elástico de pandeo lateral, el cual se obtiene considerando las características de la sección transversal bruta y teniendo en cuenta los estados de carga, la distribución real de momentos flectores y los arriostramientos laterales.

Tabla 4.3: Valores del coeficiente de imperfección para pandeo lateral

Curva de pandeo	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

La elección de la curva de pandeo adecuada para cada sección transversal se obtiene de la siguiente tabla (Tabla 4.4):

Tabla 4.4: Elección de la curva de pandeo lateral

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones de perfiles laminados en doble T	$h/b \leq 2$	<i>a</i>
	$h/b > 2$	<i>b</i>
Secciones soldadas en doble T	$h/b \leq 2$	<i>c</i>
	$h/b > 2$	<i>d</i>
Otras secciones	—	<i>d</i>

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} , en función de la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_{LT}$, se obtienen a partir de la Figura 4.1.

4.2.3 Elementos sometidos a compresión y flexión

Según el apartado 35.3. de la EAE [5] la estabilidad de elementos sometidos a flexión y compresión con sección transversal uniforme doblemente simétrica, no susceptibles a deformación por distorsión, deberá verificarse del modo que se presenta a continuación, donde se distinguirá entre:

- Elementos que no son susceptibles a deformaciones por torsión, tales como elementos con secciones huecas circulares o secciones con torsión impedida.
- Elementos que son susceptibles a deformaciones por torsión, tales como elementos con secciones abiertas y con torsión no impedida.

Para elementos sometidos a flexión y compresión, se deberán verificar estas condiciones:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (37)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (38)$$

Donde:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ Valores de cálculo del esfuerzo axial de compresión y de los momentos flectores máximos a lo largo del elemento, alrededor de los ejes y-y y z-z respectivamente.
- $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ Momentos adicionales debidos al desplazamiento del eje baricéntrico del área reducida A_{ef} con respecto al eje baricéntrico de la sección transversal bruta.
- χ_y, χ_z Coeficientes de reducción para pandeo por flexión.
- χ_{LT} Coeficiente de reducción para pandeo lateral. Para elementos no susceptibles a deformaciones por torsión $\chi_{LT} = 1$.
- $K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}$ Coeficientes de interacción, que se obtienen mediante dos métodos alternativos. Método 1 Tabla 4.6 y Tabla 4.7. Método 2 Tabla 4.8, Tabla 4.9 y Tabla 4.10.

Tabla 4.5: Valores de $N_{Rk} = f_y \cdot A_i$, $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$ y $\Delta M_{i,Ed}$ en las expresiones de comprobación frente a pandeo

Clase	1	2	3	4
A	A	A	A	A_{ef}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{ef,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{ef,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$

Tabla 4.6: Método 1. Coeficientes de interacción K_{ij}

Coeficiente de interacción	Supuesto de diseño	
	Propiedades elásticas secciones clase 3 o 4	Propiedades plásticas secciones clase 1 o 2
k_{yy}	$C_{my}C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my}C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{W_z}{W_y}}$
k_{zy}	$C_{my}C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my}C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{W_y}{W_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Términos auxiliares		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{cr}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,y}}$ con $b_{LT} = 0,5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$	
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{14}{w_z^5} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{W_z}{W_y} \frac{W_{pl,z}}{W_{pl,y}}}$ con $c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$	
$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{a,y}} \leq 1,5$	$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{14}{w_y^5} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{W_y}{W_z} \frac{W_{pl,y}}{W_{pl,z}}}$ con $d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$	
$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{a,z}} \leq 1,5$	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{cr}^2 - e_{LT} \right) n_{pl} \right] \geq \frac{W_{pl,z}}{W_{pl,z}}$ con $e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$	
$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M0}}$		
$a_{LT} = 1 - \frac{l_y}{l_y} \geq 0$		
$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$. $\bar{\lambda}_0$ = Esbeltez adimensional de pandeo lateral cuando actúa un momento uniforme, es decir, cuando $\psi_y = 1,0$ en la tabla 35.3.b (b). $\bar{\lambda}_{LT}$ = Esbeltez adimensional de pandeo lateral. Para $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}$ $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$		

$$\text{Para } \bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$$

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

$C_{mi,0}$ Ver tabla 35.3.b (b).

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{para secciones de clase 1, 2 y 3.}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{ef}}{W_{ef,y}} \quad \text{para secciones de clase 4.}$$

$N_{cr,y}$ Esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje y-y.

$N_{cr,z}$ Esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje z-z.

$N_{cr,T}$ Esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por torsión.

I_t Módulo de torsión uniforme.

I_y Inercia a flexión alrededor del eje y-y.

C_1 De manera aproximada, C_1 puede obtenerse de la siguiente expresión:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2}$$

Tabla 4.7: Método 1. Factores $C_{mi,0}$ para la obtención del momento equivalente uniforme.

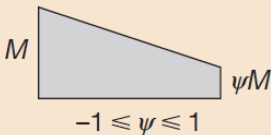
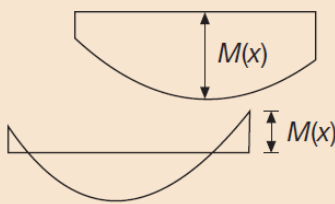
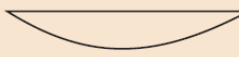
Diagrama de momento	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot EI_i \cdot \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $M_{i,Ed}(x)$ Es el máximo momento $M_{y,Ed}$ o $M_{z,Ed}$ de acuerdo con un análisis en primer orden δ_x Es la máxima flecha a lo largo de la pieza
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

Tabla 4.8: Método 2. Coeficientes de interacción K_{ij} para elementos no susceptibles a deformaciones por torsión.

Coeficiente de interacción	Tipo de sección	Supuesto de diseño	
		Propiedades elásticas secciones clase 3 ó 4	Propiedades plásticas secciones clase 1 ó 2
k_{yy}	En doble T (I) Huecas rectangulares (SHR)	$C_{my} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	I SHR	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	I SHR	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{zz}	I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	SHR		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Nota: Para secciones en doble T (perfiles I o H) y para secciones huecas rectangulares sometidas a axil y a flexión uniaxial $M_{y,Ed}$ el coeficiente k_{zy} puede tomarse igual a cero.

Tabla 4.9: Método 2. Coeficientes de interacción K_{ij} para elementos susceptibles a deformaciones por torsión.

Coeficiente de interacción	Supuesto de diseño	
	Propiedades elásticas secciones clase 3 ó 4	Propiedades plásticas secciones clase 1 ó 2
k_{yy}	Se adopta el valor de la tabla 35.3.c (a)	Se adopta el valor de la tabla 35.3.c (a)
k_{yz}	Se adopta el valor de la tabla 35.3.c (a)	Se adopta el valor de la tabla 35.3.c (a)
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ Para $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq$ $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	Se adopta el valor de la tabla 35.3.c (a)	Se adopta el valor de la tabla 35.3.c (a)

Tabla 4.10: Método 2. Factores C_{mi} para la obtención del momento equivalente uniforme.

Diagrama de momento	Rango		C_{my} y C_{mz} y C_{myLT}	
			Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$-0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	$0,2 \cdot (-\psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$	$0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$	$0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$

Utilizando el método 2, para elementos con modo de pandeo traslacional se adoptará: $C_{my} = 0,9$ o $C_{mz} = 0,9$.
Utilizando el método 2, C_{my} , C_{mz} y C_{miLT} deberían obtenerse de acuerdo con el diagrama de momentos flectores existente entre los correspondientes puntos de arriostramiento:

Factor de momento equivalente	Eje de flexión	Puntos arriostrados en la dirección
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{miLT}	y-y	y-y

4.2.4 Abolladura del alma a cortante

En el apartado 35.5. de la EAE [5] se consideran los efectos de la abolladura de paneles ocasionados por las tensiones tangenciales, que cumplan las siguientes condiciones:

- Los paneles son rectangulares (un panel inclinado se considerará a estos efectos como rectangular si el ángulo de inclinación es menor de 10°).
- Pueden existir rigidizadores en la dirección longitudinal o transversal.
- Todos los agujeros son pequeños.
- Los elementos son de sección constante.

En los paneles sometidos a cortante se deberá comprobar la resistencia a abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$ Para paneles de almas no rigidizadas.
- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$ Para paneles de almas rigidizadas.

Donde:

- h_w Altura del panel del alma.
- t_w Espesor del alma.
- k_τ Coeficiente de abolladura por cortante.
- η Coeficiente que permite considerar la resistencia adicional que ofrece en régimen plástico el endurecimiento por deformación del material.

4.2.4.1 Resistencia a la abolladura por cortante

En el apartado 35.5.2. de la EAE [5], se dice que para almas sometidas a cortante, con o sin rigidizadores, el valor de cálculo del esfuerzo cortante que discurre por el alma $V_{w,Ed}$ debe verificar:

$$V_{Ed} \leq V_{b,Rd}$$

Donde:

- V_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo cortante incluyendo el cortante inducido por torsión.
- $V_{b,Rd}$ Resistencia de cálculo frente a abolladura del alma.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \quad (39)$$

Donde $V_{bf,Rd}$ representa la contribución de las alas a la resistencia frente a abolladura por cortante del elemento.

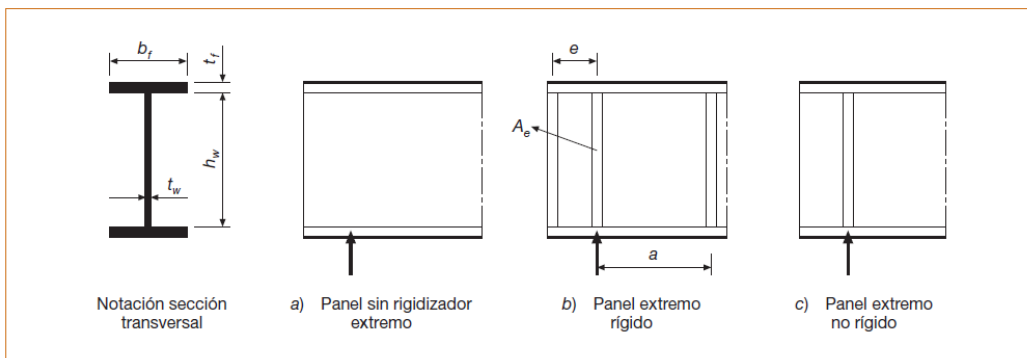


Figura 4.2- Criterio de clasificación del extremo del panel.

4.2.5 Interacción cortante, flexión y esfuerzo axial

Según el apartado 35.7.1. de la EAE [5] , en los casos en los que $V_{Ed}/V_{bw,Rd}$ sea menor o igual que 0,5 no será necesario reducir la resistencia de la sección a flexión y a esfuerzo axial para tener en cuenta el efecto del esfuerzo cortante.

Si por el contrario $V_{Ed}/V_{bw,Rd}$ es mayor que 0,5 la combinación de los efectos de flexión y esfuerzo axial y de cortante, en el alma de una viga en doble T o en cajón se debe satisfacer:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left[\left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \leq 1 \quad \text{siendo } M_{Ed} \geq M_{f,Ed} \quad (40)$$

Donde:

- M_{Ed} Valor de cálculo del momento flector.
- $M_{f,Rd}$ Resistencia plástica de cálculo de la sección a flexión considerando solamente la sección reducida de las alas.
- $M_{pl,Rd}$ Resistencia plástica de cálculo de la sección a flexión considerando la sección reducida de las alas y la totalidad del alma.

Además debe satisfacerse la expresión que viene en el apartado 4.2.4.1 de este proyecto y la siguiente expresión:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{A_{ef} \cdot f_y}}{\gamma_{M0}} + \frac{\frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{W_{ef} \cdot f_y}}{\gamma_{M0}} \leq 1 \quad (41)$$

En el caso de que el axial existente sea muy elevado y provoque un estado de compresión en toda el alma, la verificación de la interacción en el ala de una sección en cajón se realiza tomando $M_{f,Rd} = 0$ y adoptando como tensión tangencial de cálculo τ_{Ed} el valor de la tensión tangencial media en el ala, y se comprobará:

$$\left(\frac{\frac{N_{Ed}}{A_{ef} \cdot f_y}}{\gamma_{M0}} + \frac{\frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{W_{ef} \cdot f_y}}{\gamma_{M0}} \right) + \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} - 1 \right) \leq 1 \quad (42)$$

4.3 Estados límite de servicio en puentes

En el apartado 36.2. de la EAE [5], se dice que en el caso de puentes o pasarelas es siempre necesario comprobar el estado límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos y el estado límite de plastificaciones locales.

4.3.1 Estado límite de deformaciones en puentes y pasarelas

En el apartado 37.3. de la EAE [5], se dice que el control de deformaciones en puentes y pasarelas debe garantizar la adecuada apariencia y funcionalidad de la obra, evitando:

- Efectos dinámicos amplificados, o no deseados, debidos a impactos del tráfico circulante.
- Daños en la capa de rodadura de puentes de carretera o en el balasto y sistemas de vía de puentes ferroviarios.
- Alteraciones en correcto funcionamiento del sistema de drenaje.
- Impresiones visuales no adecuadas de la geometría final de la estructura.
- Sensaciones que afecten al confort de los usuarios.
- Alteraciones en condiciones finales de la rasante respecto de las alineaciones previstas en el proyecto.
- Afecciones al funcionamiento y durabilidad de juntas, apoyos, barandillas, instalaciones, etc.

En el apartado 37.3.1. “Puentes de carretera y pasarelas” de la EAE [5], los criterios específicos para la comprobación en servicio de puentes y pasarelas se podrán ajustar a lo establecido en la instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP[4].

En la IAP[4] se recomienda que en puentes de carretera la rigidez del tablero sea tal que, bajo la actuación del valor frecuente de las sobrecargas de trafico establecido por la instrucción, la flecha correspondiente a dichas sobrecargas no supere estos valores:

- $L/1000$ en puentes de carretera.
- $L/1200$ en puentes urbanos con aceras transitables.

Siendo L la longitud del vano.

En el caso de las pasarelas, se debe comprobar la flecha debida a la actuación del valor frecuente de las sobrecargas debidas al paso de peatones, establecidas en la IAP[4].

Esta flecha no debe superar el valor de $L/1200$, siendo L la longitud del vano.

4.3.2 Estado límite de vibraciones en puentes y pasarelas

Las vibraciones pueden afectar a la funcionalidad y durabilidad de una estructura bajo las condiciones de servicio.

Se debe garantizar:

- El confort de los usuarios.
- La ausencia de deterioro en la propia estructura, o en elementos no resistentes soportados por ella, originados por los efectos dinámicos.
- El correcto funcionamiento y durabilidad de posibles maquinarias, servicios, instalaciones, etc., sensibles a estos fenómenos.

4.3.2.1 Comprobación de vibraciones en puentes y pasarelas

En el apartado 38.3. de la EAE [5], se dice que en los puentes y pasarelas se deben cumplir los requisitos de los estados límite de servicio bajo los efectos dinámicos debidos a las cargas de tráfico, ferrocarriles, peatones, bicicletas y viento.

Las vibraciones en puentes y pasarelas no deben causar inquietud en los pasajeros de vehículos, circulando o detenidos sobre el tablero, ni en los peatones.

También es necesario y conveniente limitar el ruido que producen las vibraciones, especialmente si están situados en entornos urbanos.

En el apartado 38.3.2 de la EAE [5] vienen expresadas las siguientes limitaciones de vibraciones en pasarelas.

En general, resultan susceptibles de fenómenos vibratorios que pueden afectar al confort de los peatones las pasarelas cuyas frecuencias fundamentales estén comprendidas en los siguientes rangos:

- Para oscilaciones en el plano vertical: entre 1,25y 4,60 Hz.
- Para oscilaciones en el plano horizontal o en torsión: entre 0,50 y 1,20 Hz.

En pasarelas cuyas frecuencias fundamentales se sitúen fuera de dichos rangos críticos no suele resultar necesario efectuar ningún análisis dinámico de vibraciones.

En el caso de pasarelas convencionales, cuyas frecuencias fundamentales para vibraciones en el plano vertical estén comprendidas en el rango antes citado, no suele ser necesario efectuar un análisis dinámico de vibraciones.

Si es necesario verificar la adecuada respuesta vibratoria de las pasarelas, mediante estudios dinámicos específicos, en ciertos casos:

- Estructuras singulares no convencionales.
- Pasarelas ubicadas en zonas donde puede esperarse un tráfico intenso de peatones o exista el riesgo de concentraciones de gente sobre la propia pasarela.
- Pasarelas cuyas frecuencias fundamentales para oscilaciones, en el plano horizontal o de torsión, se sitúen en el rango crítico anteriormente citado.

4.3.2.1.1 Vibraciones inducidas por el viento

En el apartado 38.4. de la EAE [5], se expone que en general, las estructuras convencionales tienen la suficiente rigidez como para no ser susceptibles a los efectos debidos a la acción del viento. Pero, cuando esta acción pueda originar fenómenos vibratorios importantes, se deberán considerar los efectos aeroelásticos en las estructuras que cumplan las siguientes condiciones:

- Cubiertas de gran luz.
- Edificios esbeltos de gran altura, próxima o superior a 100m.
- Puentes y pasarelas con luces superiores a 200m o 100m respectivamente.
- Pilas esbeltas con alturas superiores a 100m.
- Puentes o sistemas colgantes o atirantados, con frecuencias fundamentales de torsión y flexión relativamente próximas.
- Elementos flexibles tales como cables, barras o tirantes de estructuras colgadas o atirantadas, especialmente si su esbeltez geométrica.

4.4 Combinaciones de acciones

Para el desarrollo de este apartado usaremos indicaciones y procedimientos expresados en la normativa EAE "Instrucción de Acero Estructural" [5]

Los coeficientes de simultaneidad necesarios para los siguientes apartados vienen definidos en la siguiente tabla.

Tabla 4.11: factores de simultaneidad, ψ .

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

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

4.4.1 Estado límite último, ELU

Los estados límite últimos vienen definidos en la norma EAE [5] en el apartado 12.1 “Estados límite últimos”

En este apartado se definen una serie de coeficientes que habrá que aplicar en función de cual sea la naturaleza de la acción a estudiar.

El programa de cálculo introduce de forma automática estas combinaciones, en función de la norma que se quiera seguir para el cálculo del proyecto.

Tabla 4.12: Coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos.

Tipo de acción	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones accidentales	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Por tanto se tendrán que realizar las comprobaciones en:

- Situaciones persistentes o transitorias
- Situaciones accidentales (sismo e impactos)

4.4.1.1 Situaciones persistentes o transitorias

En este caso de situaciones persistentes o transitorias deberemos aplicar la combinación de acciones siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot G_{k,i} \quad (43)$$

Donde:

- $G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ es el valor característico de las acciones permanentes de valor constante.
- $Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} \cdot G_{k,i}$ es el valor representativo de combinación de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.

4.4.1.1.1 Comprobaciones de equilibrio (EQU)

Según el artículo 33 “Estado límite de equilibrio” de la EAE [5], deberá comprobarse que bajo la hipótesis más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio de la estructura, es decir:

$$E_{d,estabilizador} \geq E_{d,desestabilizador}$$

Donde:

- $E_{d,estabilizador}$ valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras
- $E_{d,desestabilizador}$ valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras

Para el cálculo de esto, será necesaria la aplicación de los siguientes coeficientes (Tabla 4.13)

*Tabla 4.13: Coeficientes parciales para las acciones γ_F
(Para la comprobación de ELU de equilibrio)*

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

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

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

4.4.1.1.2 Comprobaciones resistentes (SRT)

Se adoptan los coeficientes parciales de γ_F indicados en la siguiente tabla (Tabla 4.14).

*Tabla 4.14: Coeficientes parciales para las acciones γ_F
(Para las comprobaciones resistentes)*

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

- (1) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,2$ será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.
- (2) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
- (3) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_{G*} = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

4.4.1.2 En situación accidental

Las comprobaciones de equilibrio (EQU) y las resistentes (SRT), se consideran directamente como valores de cálculo definidos para las acciones debidas a impactos y para otras acciones accidentales.

La combinación de acciones accidentales se hará de la siguiente manera:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + A_d \quad (44)$$

Donde:

- $G_{k,j}$ es el valor representativo de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$ es el valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- $\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental
- $\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ valor cuasi-permanente del resto de las acciones concomitantes
- A_d valor de cálculo de la acción accidental.

No se considerara como situación accidental la actuación del viento ni de la nieve.

4.4.1.3 En situación sísmica

La combinación de acciones será:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + A_{Ed} \quad (45)$$

Donde:

- $G_{k,j}$ es el valor representativo de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$ es el valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $\Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ valor cuasi-permanente de la sobrecarga de uso.
- A_{Ed} es el valor de cálculo de la acción sísmica

4.4.2 Estado límite de servicio, ELS

Como se cita en el apartado 6.3.2. de la IAP-11[4], según el estado límite de servicio que se vaya a verificar, se adoptara uno de los tres tipos de acciones indicados a continuación:

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (46)$$

Esta combinación se usa en general para la verificación de ELS irreversibles.

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (47)$$

Esta se usa para la verificación de ELS reversibles.

- Combinación casi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (48)$$

Esta combinación se utiliza para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos.

Los coeficientes para aplicar a las formulas anteriormente citadas vienen expresadas en la siguiente tabla (Tabla 4.15).

Tabla 4.15: Coeficientes parciales para las acciones γ_F (ELS)

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G^*)	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

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

4.4.2.1 Estado límite de vibraciones.

En las pasarelas peatonales es necesario comprobar el Estado límite de vibraciones como indica el apartado 7.2.2. “ Estado límite de vibraciones en pasarelas peatonales” de la IAP-11 [4]. Esta norma da unos valores indicativos de las frecuencias recomendadas en estructuras abiertas al público.

Tabla 4.16: Valores de referencia de aceleraciones para el confort de peatones.

GRADO DE CONFORT	RANGOS DE ACELERACIONES	
	VERTICALES	LATERALES
Máximo	$< 0,50 \text{ m/s}^2$	$< 0,10 \text{ m/s}^2$
Medio	$0,50 \text{ a } 1,00 \text{ m/s}^2$	$0,10 \text{ a } 0,30 \text{ m/s}^2$
Mínimo	$1,00 \text{ a } 2,50 \text{ m/s}^2$	$0,30 \text{ a } 0,80 \text{ m/s}^2$
No aceptable	$> 2,50 \text{ m/s}^2$	$> 0,80 \text{ m/s}^2$

Según el apartado citado anteriormente, se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones en pasarelas peatonales si sus frecuencias naturales se sitúan fuera de los siguientes rangos:

- Rango crítico para vibraciones verticales y longitudinales: de 1,25 a 4,60 Hz.
- Rango crítico para vibraciones laterales: de 0,50 a 1,20 Hz

5 CALCULO DE LA ESTRUCTURA

La estructura se diseñarán en el programa Revit 2017 y se calculará con el programa de Autodesk "Robot Structural Analysis 2017", introduciendo en este todos los valores calculados previamente en el apartado 3 "CALCULO DE LAS CARGAS SEGÚN LA NORMATIVA"

5.1 Diseño de la estructura en Revit

Para poder desarrollar el diseño de la estructura en Revit es necesaria la creación de una rejilla de trabajo, la cual se usará como referencia para la introducción de las diferentes barras que forman la estructura.

La rejilla estará formada por 27 líneas verticales, que distan entre si 2 metros, y dos horizontales con una separación de 5 metros.

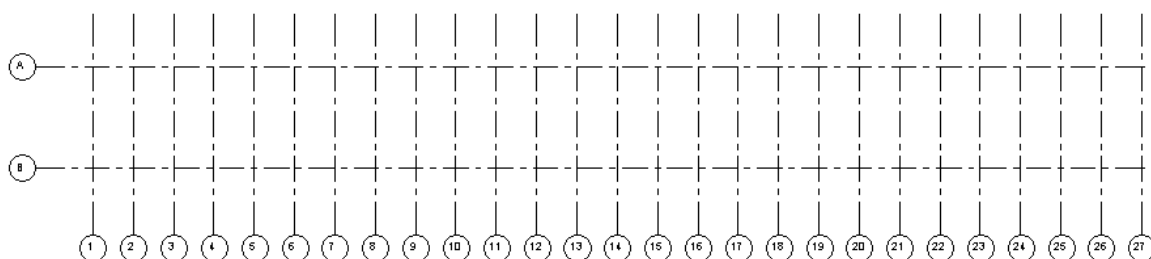


Figura 5.1 – Rejilla de trabajo en Revit.

Seguidamente se crean los niveles que formaran la estructura, el nivel 0, que corresponde a la cota del terreno, que será 0 metros, el nivel 1, que corresponde al tablero de la pasarela, que estará a 5,5 metros de la vía que pasa bajo la pasarela, el nivel 2 que corresponde con la altura de la barandilla, que será el nivel situado a 6,75 metros de la vía que pasa bajo ella, y el nivel 6 que corresponde con la altura máxima del arco que es de 6,5 metros, estando este último nivel a 12 metros de la rasante.

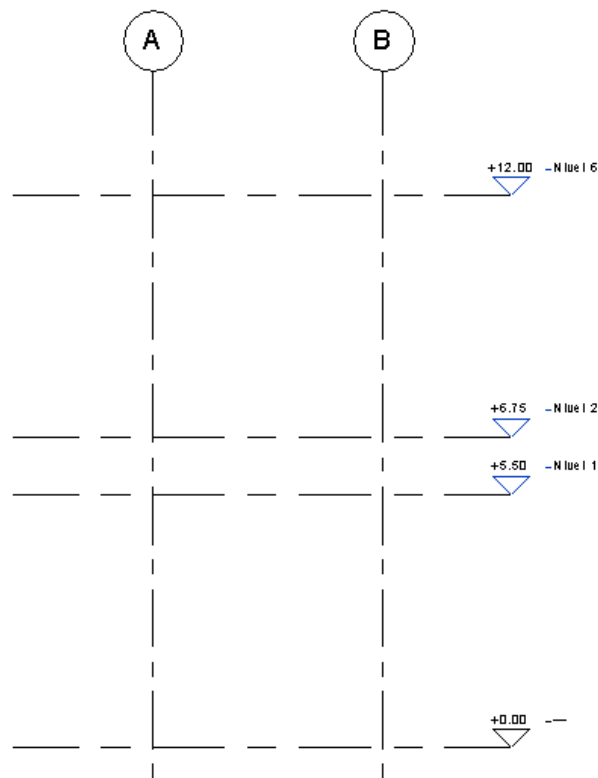


Figura 5.2 -Niveles de trabajo creados en Revit

La pasarela tendrá una longitud total de 52 metros y un ancho de 5 metros.

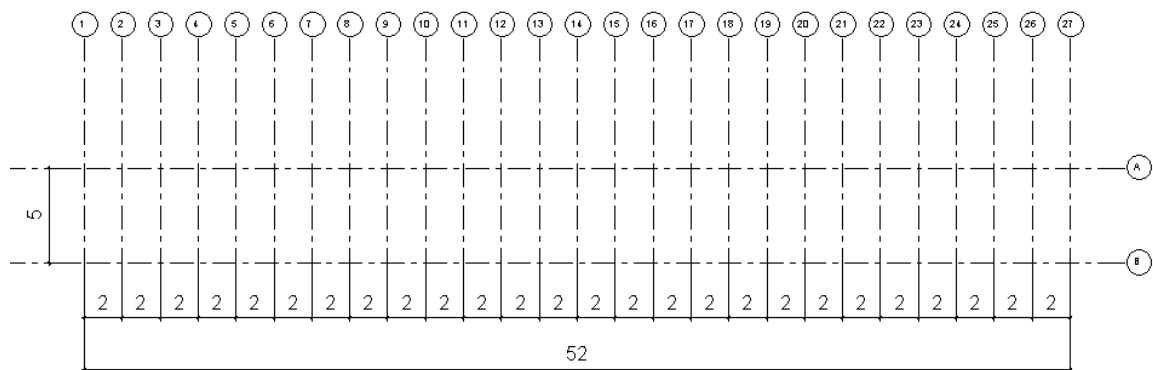


Figura 5.3 – Longitud y ancho de la pasarela

Una vez definidas las rejillas y los niveles de trabajo de la estructura se procede a la modelización. Lo primero que se introducen son las vigas longitudinales y las viguetas transversales, con tornapuntas arriostrando toda la pasarela.

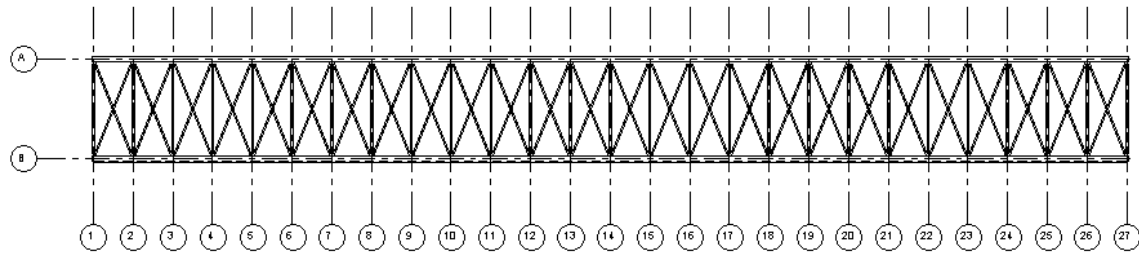


Figura 5.4-Vista superior de las vigas longitudinales, viguetas transversales y tornapuntas

Seguidamente se procede a introducir el arco con sus correspondientes perfiles, formado con secciones rectas soldadas de sección circular del tipo TRON 470x8.

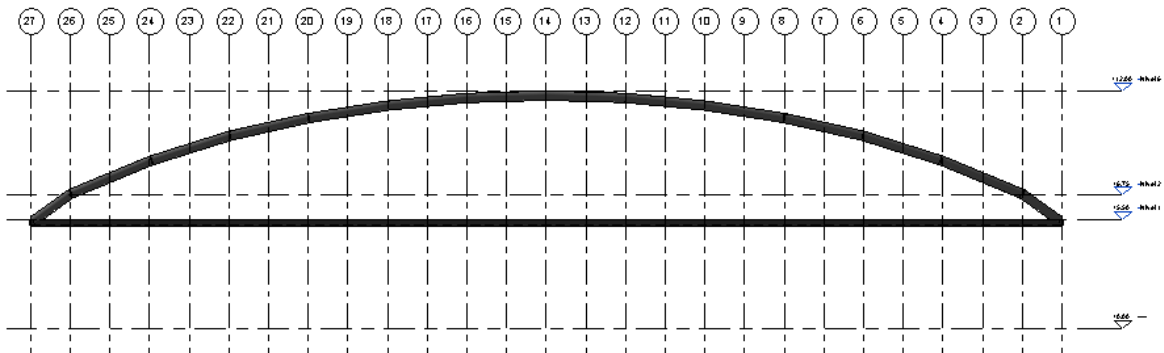


Figura 5.5- Vista en alzado del arco

Ahora se procede a introducir los perfiles que conformaran las péndolas, puestas con la configuración tipo Nielsen (formando triángulos).

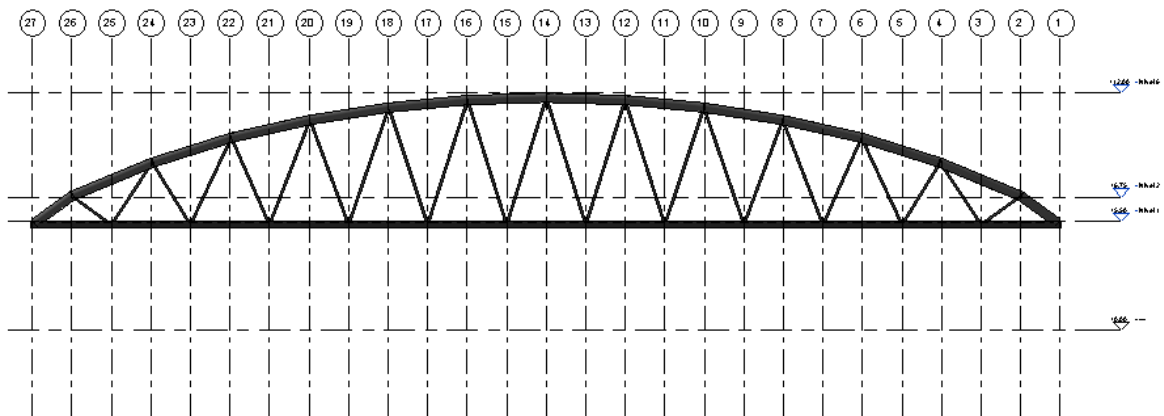


Figura 5.6- Vista en de las péndolas tipo Nielsen

Viguetas transversales superiores y sus tornapuntas en el nivel 3.

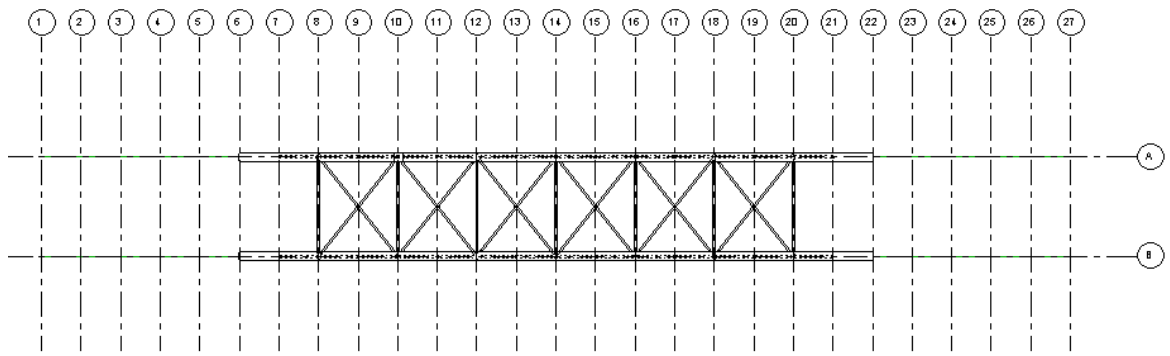


Figura 5.7- Vista en planta de las viguetas transversales superiores y tornapuntas

Por último el pavimento de la pasarela y las barandillas.

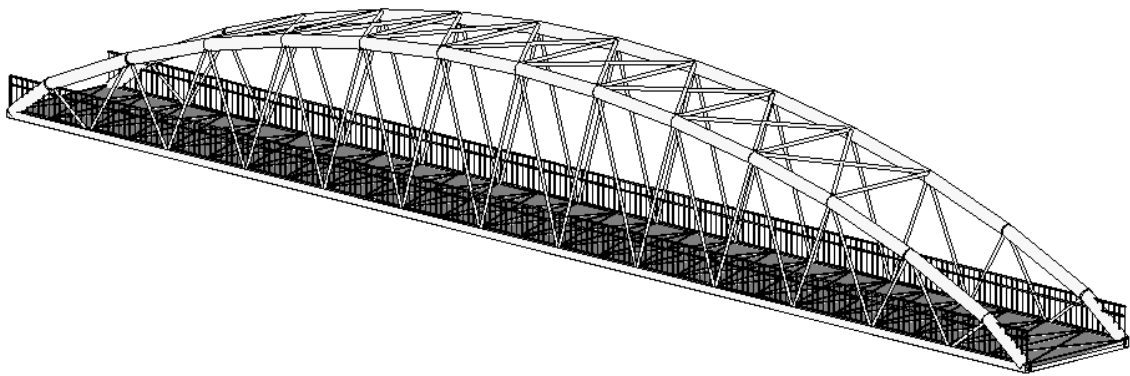


Figura 5.8- Vista en 3D de la estructura resultante

5.2 Definición de la estructura en Robot

5.2.1 Definición de grupos de barras

Primeramente se exporta del programa Revit 2017 la estructura generada al programa Robot Structural Analysis, y se generan los grupos con los distintos tipos de barras para agilizar los redimensionamientos posteriormente.



Figura 5.9- Grupos de barras que conforman la pasarela

5.2.2 Definición de los apoyos

Los apoyos definidos para el cálculo de esta estructura solo permiten el giro en el eje "Y" en el programa de cálculo, es el eje perpendicular a la longitud total de la pasarela.

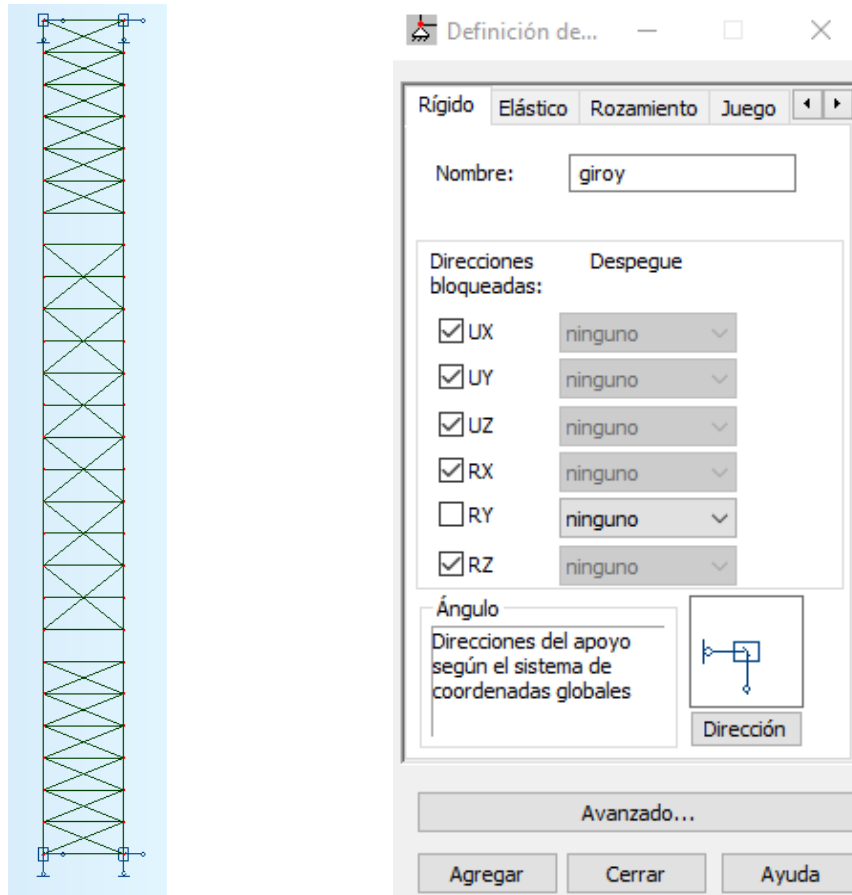
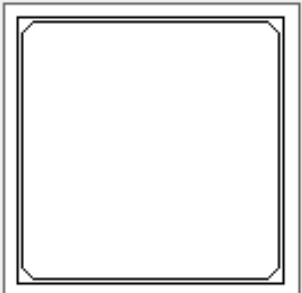


Figura 5.10- Definición de los apoyos

5.2.3 Selección de los diferentes perfiles

Los perfiles utilizados en este proyecto, son perfiles normalizados, en este caso se usan los normalizados por la unión Europea, el catálogo, como se puede apreciar en la siguiente imagen, incluye todos los valores de cada perfil.

Detalles de la sección

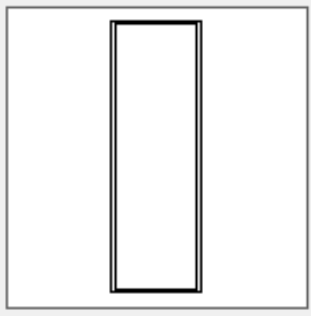


h =	30	(cm)	Vy =	15	(cm)
bf =	30	(cm)	Vpy =	15	(cm)
tw =	0,6	(cm)	Vz =	15	(cm)
tf =	0,6	(cm)	Vpz =	15	(cm)
ra =	1,38	(cm)	Ix =	15460	(cm ⁴)
ri =	0	(cm)	Wx =	1037,232	(cm ³)
Peso =	54,5163	(kG/m)	Iy =	9922	(cm ⁴)
Ax =	69,4475	(cm ²)	Wqy =	30,6065	(cm ²)
			Iz =	9922	(cm ⁴)
			Wqz =	30,6065	(cm ²)

Ayuda Cerrar

Figura 5.11- Catálogo Europeo de perfiles normalizados TCAR 300x6

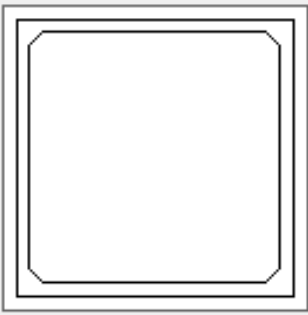
Detalles de la sección



h =	30	(cm)	Vy =	5	(cm)
bf =	10	(cm)	Vpy =	5	(cm)
tw =	0,5	(cm)	Vz =	15	(cm)
tf =	0,5	(cm)	Vpz =	15	(cm)
ra =	0	(cm)	Ix =	2044	(cm ⁴)
ri =	0	(cm)	Wx =	870,25	(cm ³)
Peso =	30	(kG/m)	Iy =	4036	(cm ⁴)
Ax =	38,23	(cm ²)	Wqy =	8,84178	(cm ²)
			Iz =	719,5	(cm ⁴)
			Wqz =	22,5632	(cm ²)

Figura 5.12- Catálogo Europeo de perfiles normalizados TREC 300x100x5

Detalles de la sección

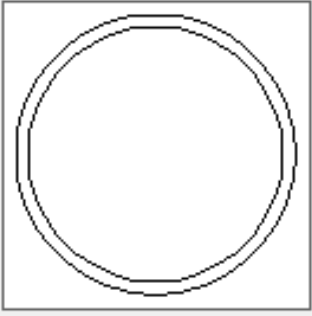


$h = 8$ (cm)	$V_y = 4$ (cm)
$bf = 8$ (cm)	$V_{py} = 4$ (cm)
$tw = 0,4$ (cm)	$V_z = 4$ (cm)
$tf = 0,4$ (cm)	$V_{pz} = 4$ (cm)
$ra = 0,4$ (cm)	$I_x = 179,7$ (cm ⁴)
$ri = 0$ (cm)	$W_x = 46,208$ (cm ³)
$Peso = 9,43778$ (kG/m)	$I_y = 115,8$ (cm ⁴)
$A_x = 12,08$ (cm ²)	$W_{qy} = 5,34133$ (cm ²)
	$I_z = 115,8$ (cm ⁴)
	$W_{qz} = 5,34133$ (cm ²)

Figura 5.13- Catálogo Europeo de perfiles normalizados

TCAR 80x4

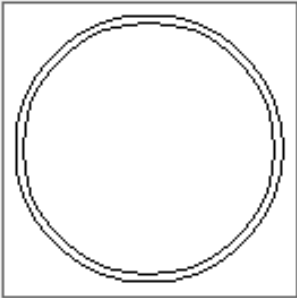
Detalles de la sección



$h = 11,43$ (cm)	$V_y = 5,715$ (cm)
$bf = 11,43$ (cm)	$V_{py} = 5,715$ (cm)
$tw = 0,5$ (cm)	$V_z = 5,715$ (cm)
$tf = 0,5$ (cm)	$V_{pz} = 5,715$ (cm)
$ra = 0$ (cm)	$I_x = 513,84$ (cm ⁴)
$ri = 0$ (cm)	$W_x = 89,9108$ (cm ³)
$Peso = 13,4775$ (kG/m)	$I_y = 256,92$ (cm ⁴)
$A_x = 17,1688$ (cm ²)	$W_{qy} = 8,59637$ (cm ²)
	$I_z = 256,92$ (cm ⁴)
	$W_{qz} = 8,59637$ (cm ²)

Figura 5.14- Catálogo Europeo de perfiles normalizados TRON 114x5

Detalles de la sección



$h =$	13,97	(cm)	$V_y =$	6,985	(cm)
$bf =$	13,97	(cm)	$V_{py} =$	6,985	(cm)
$tw =$	0,4	(cm)	$V_z =$	6,985	(cm)
$tf =$	0,4	(cm)	$V_{pz} =$	6,985	(cm)
$ra =$	0	(cm)	$I_x =$	785,717	(cm ⁴)
$ri =$	0	(cm)	$W_x =$	112,486	(cm ³)
Peso =	13,3863	(kG/m)	$I_y =$	392,859	(cm ⁴)
$A_x =$	17,0526	(cm ²)	$W_{qy} =$	8,53122	(cm ²)
			$I_z =$	392,859	(cm ⁴)
			$W_{qz} =$	8,53122	(cm ²)

Figura 5.15- Catálogo Europeo de perfiles normalizados TRON 139x4

Siendo los perfiles seleccionados para conformar la pasarela los siguientes:

Tabla 5.1: Perfiles resultantes

BARRA	PERFILES
VIGA LONGITUDINAL	TCAR 300x6
VIGUETAS INFERIORES	TREC 300x100x5
TORNAPUNTAS INFERIORES	TCAR 80x4
ARCO	TRON 470x8
PENDOLAS	TRON 114x5
VIGUETAS SUPERIORES	TRON 139x4
TORNAPUNTAS SUPERIORES	TRON 139x4

5.3 Definición de cargas

5.3.1 Definición peso propio

El software introduce el valor del peso de los perfiles automáticamente según la sección de los materiales y el tipo de material.

Según la sección elegida del catálogo Europeo de perfiles que trae el Software de cálculo, el programa hace el cálculo de la sección por su longitud y es pesor, y lo multiplica por la densidad del tipo de material usado, para obtener el peso exacto de los diferentes perfiles.

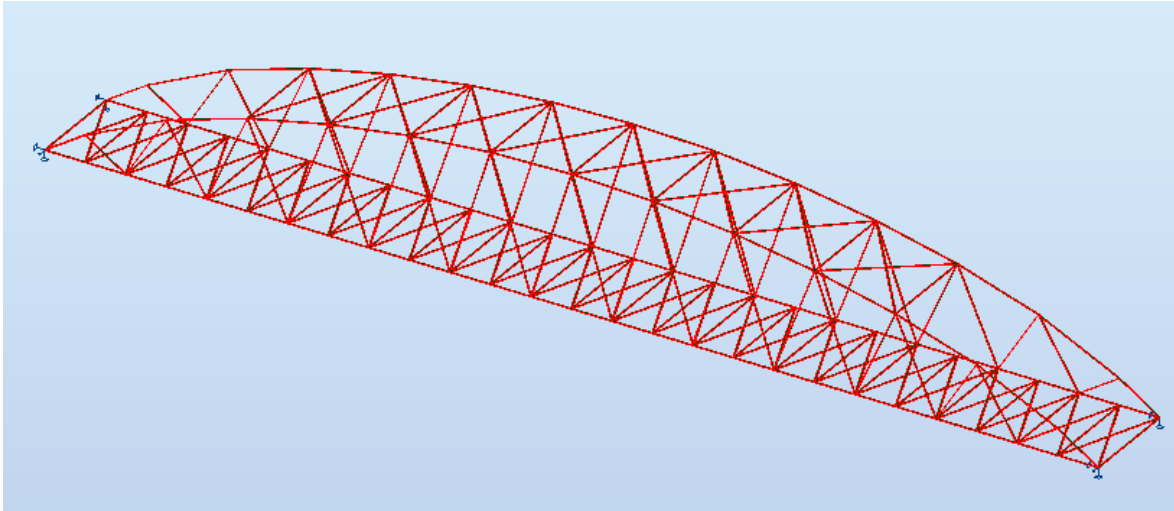


Figura 5.16- Peso propio

Tabla 5.2: Tabla de pesos de las diferentes secciones de la estructura

Tipo	Número	Longitud (m)	Peso por unidad (kg/m)	Peso de la barra (kg)	Peso total (kg)	Superficie pintada (m2)
TCAR 80x4	52	280,28	9,49	2658,80	2659	87,76
TCAR 300x6	52	104,00	54,54	5671,74	5672	122,34
TREC 300x100x5	27	135,00	30,02	4052,89	4053	108,00
TRON 114x5	48	256,28	13,48	3455,26	3455	92,03
TRON 139x4	25	147,96	13,39	1981,35	1981	64,94
TRON 470x8	28	108,84	91,18	9924,23	9924	160,71
Total:					27744	635,77

5.3.2 Definición peso muerto pavimento

Los valores obtenidos e introducidos en el programa de calculo que se aprecian en el apartado 3.2.2.1" Pavimento" de este proyecto:

Tabla 5.3: Pesos resultantes

	Viguetas centrales	Viguetas extremos
Losa de hormigón (kN/m)	4,8	2,4
Hormigón de regulación (kN/m)	0,96	0,48
Mezcla bituminosa (kN/m)	0,92	0,46
Total (kN/m)	6,68	3,34

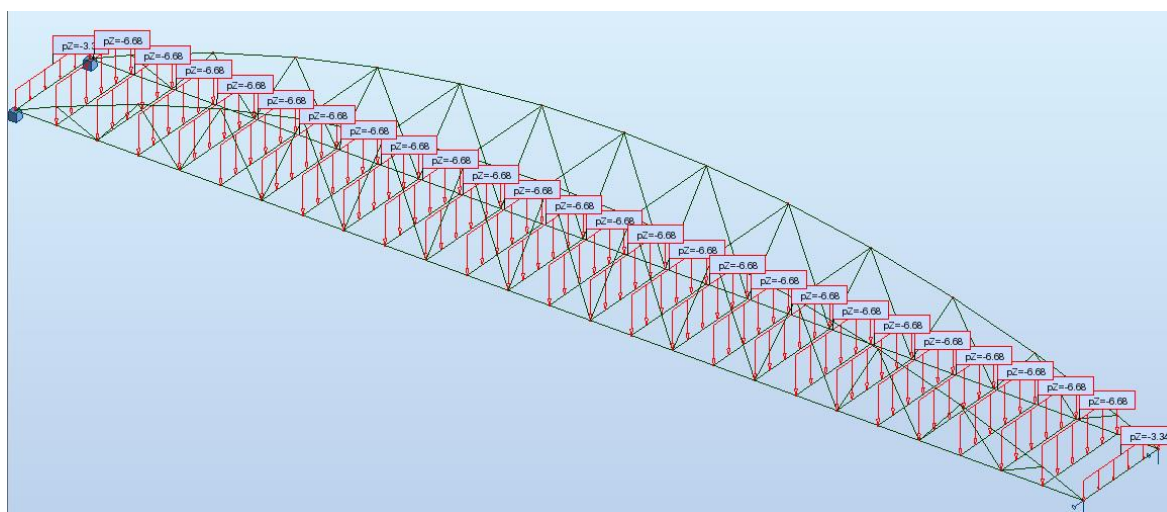


Figura 5.17- Fuerza ejercida por el peso del pavimento

5.3.3 Definición peso muerto barandilla

El valor del peso de la barandilla obtenida en el apartado 3.2.2.2 de este proyecto es:

Tabla 5.4: Peso de la barandilla

	Viga longitudinal
Barandilla (kN/m)	1,5

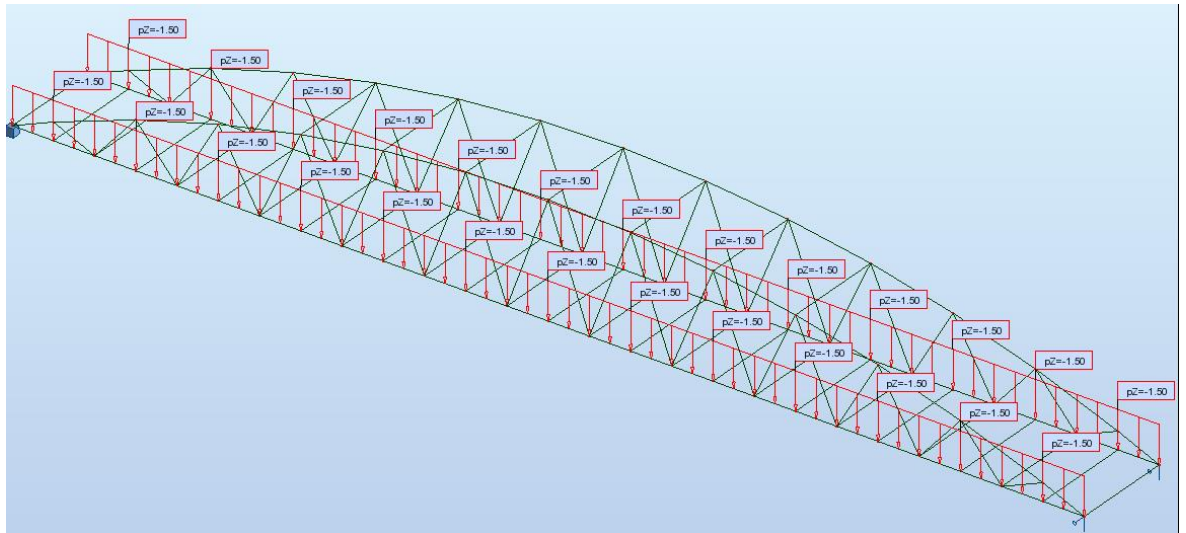


Figura 5.18- Fuerza ejercida por el peso de la barandilla

5.3.4 Sobrecargas de uso

La sobrecarga de uso obtenida en el apartado 3.3.1 de este proyecto son:

Tabla 5.5: Sobrecargas de uso

	Viguetas centrales	Viguetas extremos
Carga vertical(kN/m)	10	5
Carga horizontal (kN/m)	1	0,5

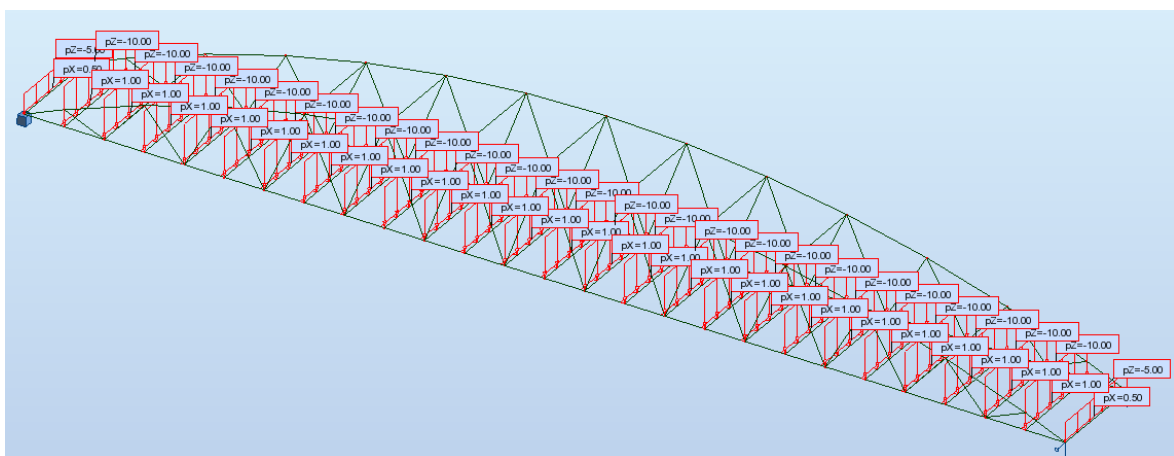


Figura 5.19- Sobrecarga de uso

5.3.5 Viento

El empuje de viento calculado en el apartado 3.3.2.3 de este proyecto es:

Tabla 5.6: Cargas de viento

Tablero dirección Y (kN/m)	2,158
Arco dirección Y (kN/m)	0,2984
Péndolas dirección Y (kN/m)	0,124
Viguetas dirección X (kN/m)	0,5481
Viguetas centrales dirección -Z (kN/m)	1,632
Viguetas extremos dirección -Z (kN/m)	0,816

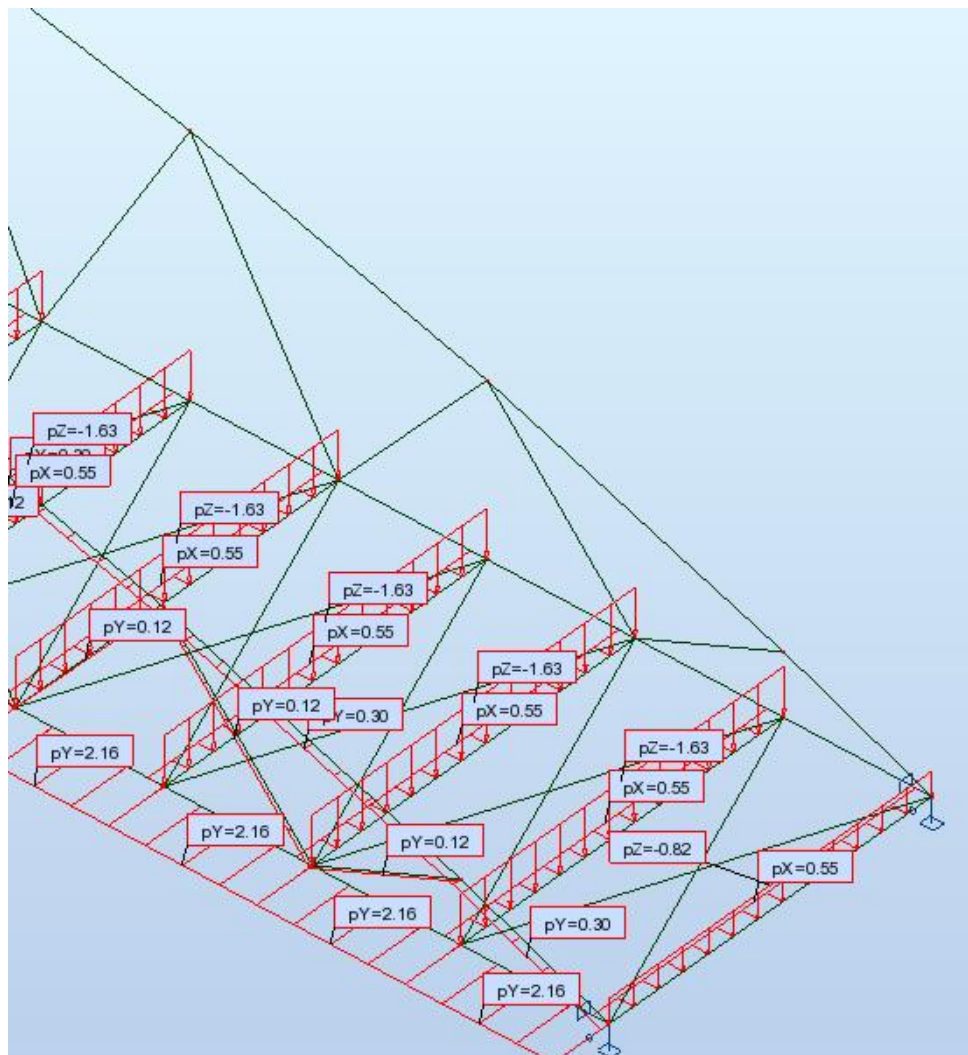


Figura 5.20- Carga de viento transversal, longitudinal y vertical

5.3.6 Nieve

La fuerza ejercida por la nieve calculada en el apartado 3.3.3 de este proyecto es:

	Viguetas centrales	Viguetas extremos
Nieve (kN/m)	0,9536	0,4768

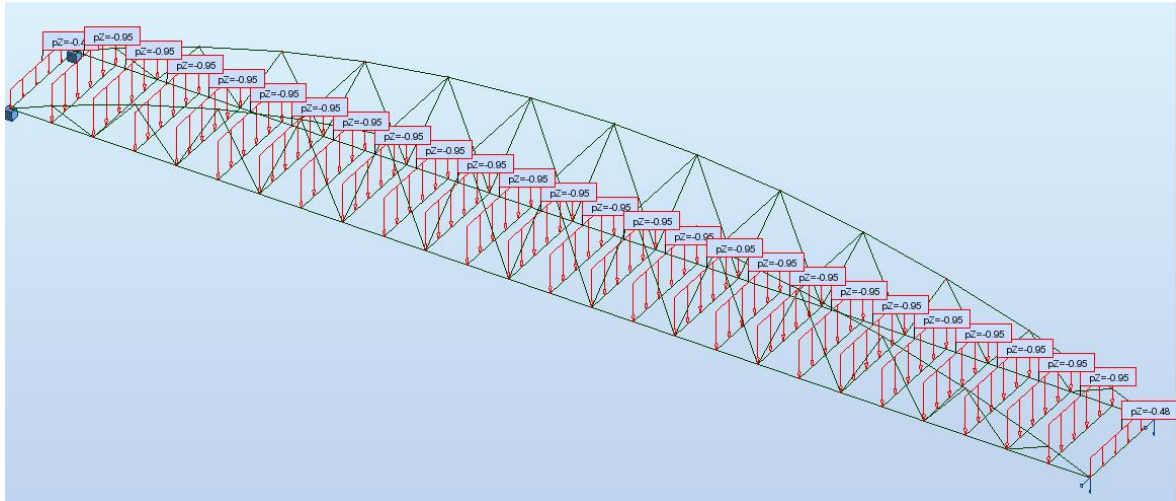


Figura 5.21- Fuerza ejercida por el peso de la nieve

5.3.7 Sismo

Para la introducción del sismo es necesaria la creación de un análisis modal, con el cual el programa realizará tantos modos de vibración como se requiera para las diferentes direcciones de movimiento de la estructura.

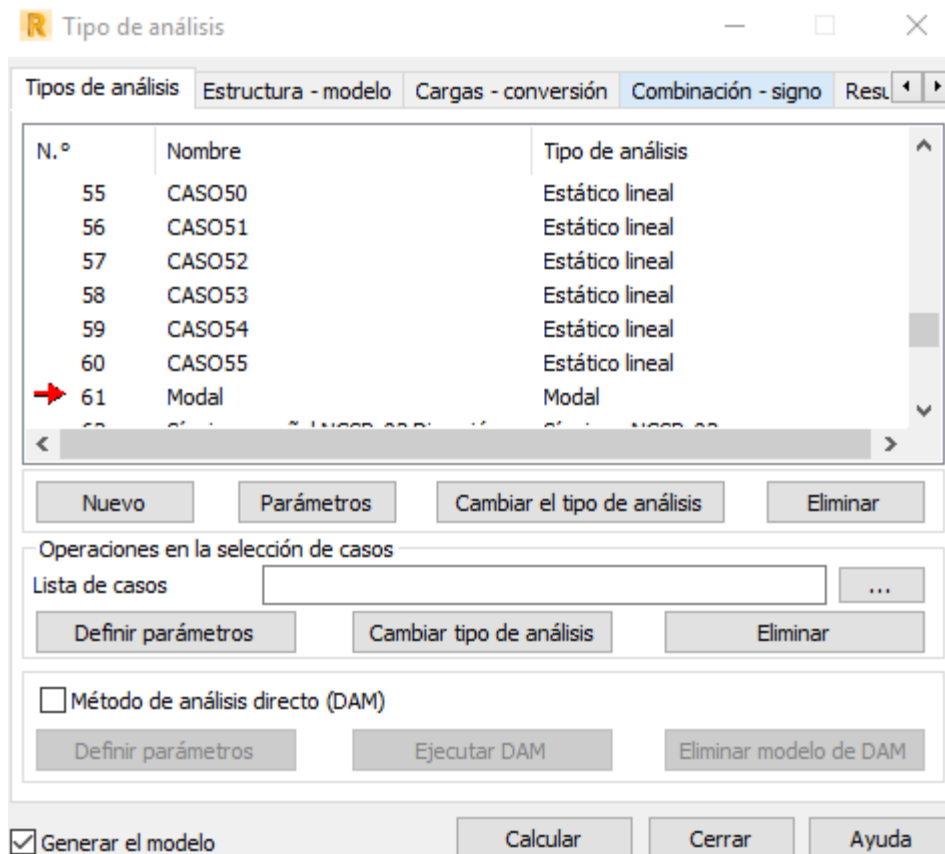


Figura 5.22-Tipos de análisis

Según el artículo 38.3 de la EAE [5] "Comprobación de vibraciones en puentes y pasarelas", para cálculos dinámicos en servicio de puentes o pasarelas de acero se adoptara un factor de amortiguamiento crítico entre el 0,2% y el 0,4%. En este caso se ha optado por introducir un valor de amortiguamiento de 0,35%. Se aplicarán 40 modos de vibración.


Parámetros del análisis modal
✕

Caso: Modal

Parámetros
 Número de modos: 40
 Tolerancia: 0,0001
 Número de iteraciones: 40
 Aceleración: 9,80665

Matriz de masas
☐ Coherentes
☐ Concentradas con rotaciones
☒ Concentradas sin rotaciones

Direcciones activas de la masa
☒ X ☒ Y ☒ Z

☐ Ignorar densidad
☐ Verificación de Sturm
 Parámetros simplificados <<

OK Cancelar Ayuda

Modo de análisis
☒ Modal
☐ Sísmico
☐ Sísmico (pseudomodal)
 Tolerancia: 0.01

Método
☐ Iter. en el subespacio por bloques Definir parámetros
☒ Iteración en el subespacio
☐ Bloquear algoritmo de Lanczos
☐ Lanczos
☐ Reducción de la base Definición de la base

Límites
☒ Inactivo Definir límites
☐ Periodo, frecuencia, pulsación
☐ Por ciento de masas participantes 0 (%)

Parámetros para el análisis sísmico
 Amortiguamiento: 0,035
☐ Tener en cuenta el amortiguamiento (según PS92)

Definición de excentricidades

Figura 5.23- Definición del análisis modal

Una vez se ha definido el análisis modal, que es la base para poder general el análisis sísmico, se procede a la introducción de los valores necesarios, como es elegir la norma y coeficientes para la combinación de las acciones.

Definición de un nuevo caso

Nombre:

Tipo de análisis

☐ Modal
☐ Modal con definición automática de casos sísmicos
☐ Sísmica (Método del esfuerzo lateral equivalente)
☒ Sísmico
☐ Espectral
☐ Armónico
☐ Temporal
☐ Push over
☐ Análisis armónico en el dominio de frecuencia (FRF)
☐ Excitación dinámica por pasantes (Footfall)

OK Cancelar Ayuda

Figura 5.24- Selección de la norma sismorresistente

Se introducen los valores calculados en el apartado 3.3.4 “Acciones accidentales” de este proyecto.

Parámetros de la norma española NCSR-02

Caso:

☐ Caso auxiliar

Acceleración sísmica básica	ab/g	0,06
Coeficiente de contribución	K	1
Coeficiente de riesgo	p	1
Coeficiente de terreno	C	1.6
Coeficiente de comportamiento por ductilidad	μ	2

☒ Horizontal
☐ Vertical

Definición de la excentricidad

Definición de la dirección

Filtros

OK Cancelar Ayuda

Figura 5.25- Introducción de los parámetros del terreno

Figura 5.26- Selección de las combinaciones sísmicas

En el programa de cálculo vienen por defecto tres normas para la combinación de acciones, pero en el caso del presente proyecto se van a utilizar las combinaciones expresadas en la norma IAP-11[4], aunque en la siguiente imagen aparezca en el apartado de combinaciones según la norma EHE99, tiene los parámetros de la norma IAP-11[4], como se aprecia en la Figura 5.28.

Figura 5.27- Combinaciones de cargas

File Preferences Help

Code: IAP-11 Version: 30.0

	Nature	Subnature	γ_{max}	γ_{min}	γ_s	γ_a	$\Psi_{0,1}$	$\Psi_{0,2}$	$\Psi_{0,3}$	$\Psi_{0,n}$	Ψ_1	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{2,n}$	Ψ_K	ξ_l	ξ_z
1	Dead		1.35	1	1	1										
2	Live		1.5		1		0.4				0.4					
3	Wind		1.5		1		0.3				0.2					
4	Snow		1.5		1		0.8									
5	Temperature		1.5		1		0.6				0.6	0.5				
6	Accidental					1										
7	Seismic					1										
8																

	Combination type	User-defined type	Loads		
			Dead	Live	Accidental
1	ULS	STD	$(4) \sum_{i \geq 1} G_i \cdot \begin{cases} \gamma_{max}^{(i)} \\ \gamma_{min}^{(i)} \end{cases}$	$(19) Q_i \cdot \gamma_i + \sum_{j \geq 1, j \neq i} Q_j \cdot \gamma_j \cdot \Psi_{0,1}$	$(0) \text{ ————— }$
2	SLS	RAR	$(1) \sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)}$	$(21) Q_i + \sum_{j \geq 1, j \neq i} Q_j \cdot \Psi_{0,1}$	$(0) \text{ ————— }$
3	SLS	FRE	$(1) \sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)}$	$(20) Q_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j > 1, j \neq i} Q_j \cdot \Psi_{2,1}$	$(0) \text{ ————— }$

Figura 5.28- Introducción de los parámetros establecidos en la IAP-11

Combinaciones según norma IAP-11

Casos Combinaciones Grupos Relaciones

Coef. multiplicador para la nieve

Combinaciones calculadas según los modelos seleccionados:

☒ ELU	☒ ELU estándar
☒ ELS	☒ ELS característica (CHR)
☒ ACC	☒ ELS frecuente (FRE)
☐ ESP	☒ ELS casi permanente (QPR)
	☒ ACC accidental
	☒ ACC sísmica

☒ Completas ☐ Simplificadas

< Precedente Nota Ayuda **Generar**

Figura 5.29- Combinación de acciones según la norma IAP-11



Figura 5.31- Detalle arriostramiento de las viguetas transversales

- El ala o cordón comprimido está arriostrado de forma puntual, a distancias inferiores a $40 \cdot i_z$. Donde i_z es el radio de giro de la sección formada por el ala comprimida más la tercera parte de la altura del alma comprimida.

Para las vigas longitudinales que tienen un perfil cuadrado de 300 milímetros de lado y un espesor de 6 milímetros, están arriostradas cada 2 metros por las viguetas transversales:

$$i_z = \frac{300}{6} + 6 = 56 \text{ mm}$$

$$40 \cdot i_z = 40 \cdot 56 = 2240 \text{ mm} > 2000 \text{ mm}$$

→ no es necesaria la comprobación a pandeo lateral

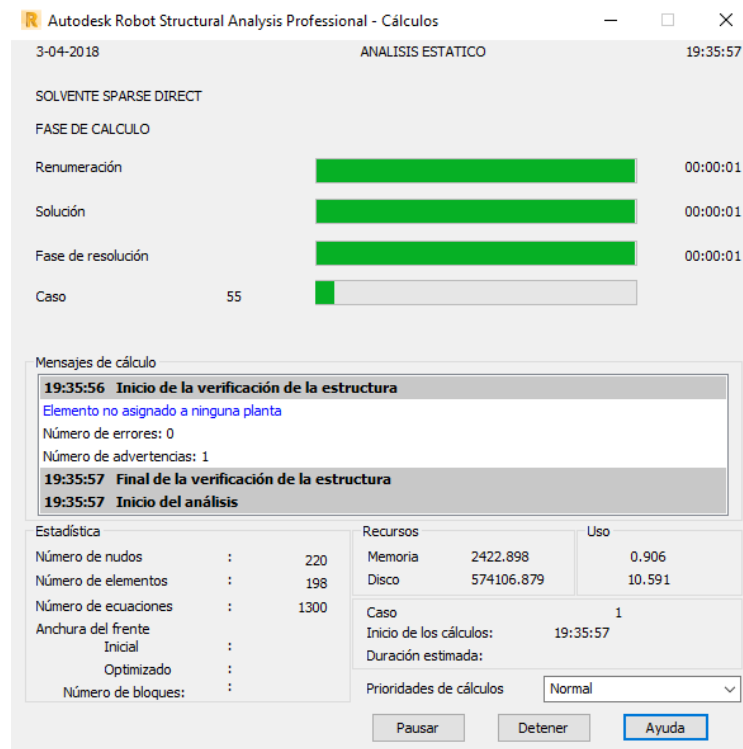


Figura 5.32- Cálculo

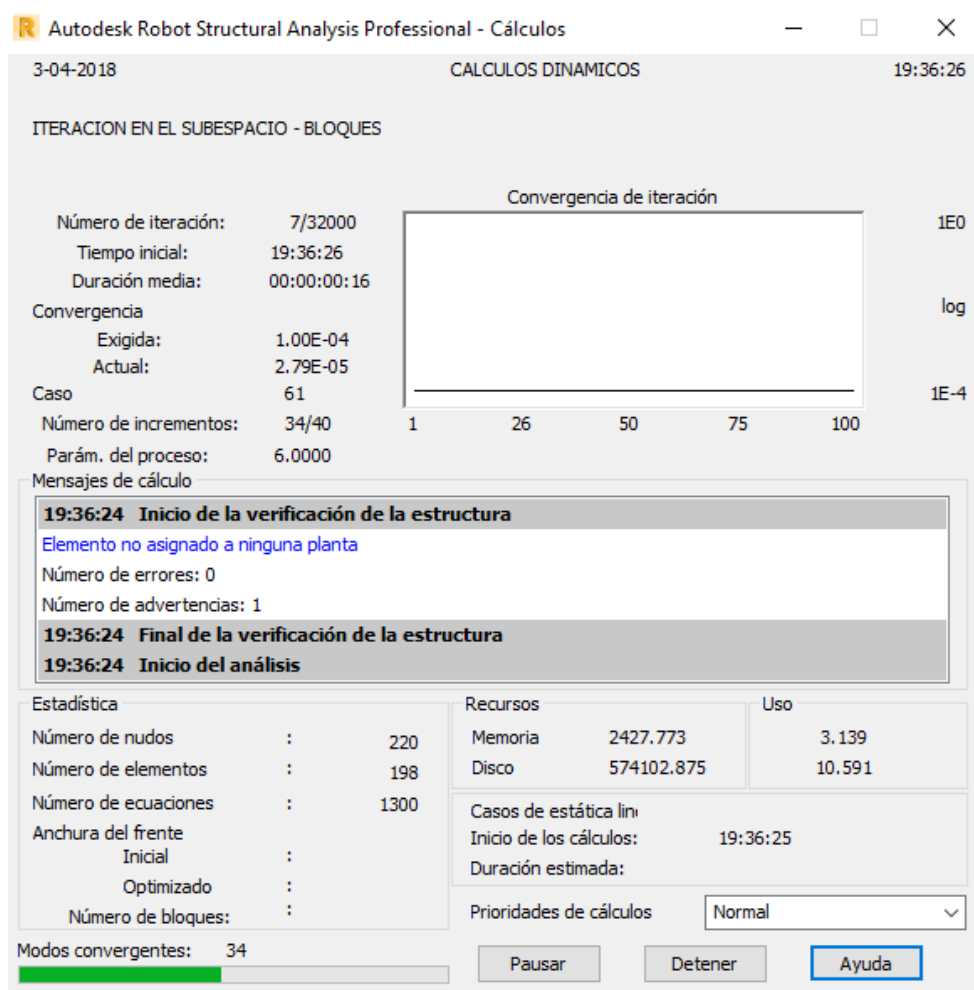


Figura 5.33- Detalle del cálculo

5.4.1 Verificación de los perfiles elegidos

Una vez se han realizado los cálculos vamos a verificar los perfiles que conforman la estructura, si cumplen o no con las exigencias de los cálculos establecidos. Los perfiles que conforman la estructura son los siguientes:

Tabla 5.7: Perfiles seleccionados

BARRA	PERFILES
VIGA LONGITUDINAL	TCAR 300x6
VIGUETAS INFERIORES	TREC 300x100x5
TORNAPUNTAS INFERIORES	TCAR 80x4
ARCO	TRON 470x8
PENDOLAS	TRON 114x5
VIGUETAS SUPERIORES	TRON 139x4
TORNAPUNTAS SUPERIORES	TRON 139x4

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)
1 BarraELS_1	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.56	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /230/	0.01	81 ELS /46/
2 BarraELS_2	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.42	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.02	81 ELS /194/
3 BarraELS_3	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.33	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.02	81 ELS /170/
4 BarraELS_4	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.32	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /309/	0.02	81 ELS /170/
5 BarraELS_5	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.24	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*51	0.01	81 ELS /150/
6 BarraELS_6	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.22	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /299/	0.02	81 ELS /150/
7 BarraELS_7	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.30	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*47	0.02	81 ELS /158/
8 BarraELS_8	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.30	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /303/	0.02	81 ELS /158/
9 BarraELS_9	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.33	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*43	0.02	81 ELS /122/
10 BarraELS_10	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.33	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /284/	0.02	81 ELS /122/
11 BarraELS_11	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.35	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*39	0.02	81 ELS /102/
12 BarraELS_12	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.35	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /274/	0.02	81 ELS /102/
13 BarraELS_13	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.35	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*35	0.02	81 ELS /78/
14 BarraELS_14	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.35	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*33	0.02	81 ELS /78/
15 BarraELS_15	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.34	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /258/	0.02	81 ELS /66/
16 BarraELS_16	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.34	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*29	0.02	81 ELS /66/
17 BarraELS_17	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.31	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /260/	0.02	81 ELS /50/
18 BarraELS_18	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.31	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*25	0.02	81 ELS /50/
19 BarraELS_19	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.27	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /241/	0.02	81 ELS /42/
20 BarraELS_20	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.26	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*21	0.02	81 ELS /42/
21 BarraELS_21	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.24	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /235/	0.02	81 ELS /18/
22 BarraELS_22	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.28	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*17	0.01	81 ELS /18/
23 BarraELS_23	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.37	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /229/	0.02	81 ELS /214/
24 BarraELS_24	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.38	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.02	81 ELS /214/
25 BarraELS_25	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.48	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.02	81 ELS /180/
26 BarraELS_26	TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.63	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /246/	0.02	81 ELS /46/
27 BarraELS_27	TRON 470x8	S 275	14.60	14.60	0.65	78 ELU /361/	0.02	1*3 + 0.7*4 + 0.7*21	0.02	81 ELS /48/
28 BarraELS_28	TRON 470x8	S 275	27.13	27.13	0.62	78 ELU /361/	0.01	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /212/
29 BarraELS_29	TRON 470x8	S 275	25.67	25.67	0.64	78 ELU /361/	0.02	1*3 + 0.7*19	0.01	81 ELS /46/
30 BarraELS_30	TRON 470x8	S 275	25.10	25.10	0.65	78 ELU /361/	0.01	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
31 BarraELS_31	TRON 470x8	S 275	24.79	24.79	0.65	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*13	0.01	81 ELS /46/
32 BarraELS_32	TRON 470x8	S 275	24.59	24.59	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
33 BarraELS_33	TRON 470x8	S 275	24.50	24.50	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /272/	0.02	81 ELS /46/
34 BarraELS_34	TRON 470x8	S 275	24.50	24.50	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /266/	0.02	81 ELS /46/
35 BarraELS_35	TRON 470x8	S 275	24.59	24.59	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
36 BarraELS_36	TRON 470x8	S 275	24.79	24.79	0.65	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*53	0.02	81 ELS /46/
37 BarraELS_37	TRON 470x8	S 275	25.09	25.09	0.65	78 ELU /361/	0.01	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
38 BarraELS_38	TRON 470x8	S 275	25.67	25.67	0.64	78 ELU /361/	0.02	1*3 + 0.7*47	0.01	81 ELS /46/
39 BarraELS_39	TRON 470x8	S 275	27.13	27.13	0.63	78 ELU /361/	0.01	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /48/
40 BarraELS_40	TRON 470x8	S 275	14.60	14.60	0.65	78 ELU /361/	0.02	1*3 + 0.7*4 + 0.7*45	0.02	81 ELS /46/
41 BarraELS_41	TRON 114x5	S 275	61.67	61.67	0.50	78 ELU /361/	0.01	63 Sísmico español	0.02	81 ELS /46/
42 BarraELS_42	TRON 114x5	S 275	97.77	97.77	0.08	78 ELU /1856/	0.03	81 ELS /226/	0.03	81 ELS /46/
43 BarraELS_43	TRON 114x5	S 275	97.77	97.77	0.53	78 ELU /361/	0.02	81 ELS /243/	0.02	81 ELS /214/
44 BarraELS_44	TRON 114x5	S 275	126.59	126.59	0.45	78 ELU /361/	0.03	81 ELS /242/	0.02	81 ELS /18/
45 BarraELS_45	TRON 114x5	S 275	126.59	126.59	0.44	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /243/	0.02	81 ELS /20/
46 BarraELS_46	TRON 114x5	S 275	148.13	148.13	0.42	78 ELU /361/	0.03	81 ELS /242/	0.03	81 ELS /42/
47 BarraELS_47	TRON 114x5	S 275	148.13	148.13	0.35	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /242/	0.02	81 ELS /42/
48 BarraELS_48	TRON 114x5	S 275	163.49	163.49	0.19	78 ELU /521/	0.03	81 ELS /242/	0.03	81 ELS /50/
49 BarraELS_49	TRON 114x5	S 275	163.49	163.49	0.26	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /270/	0.02	81 ELS /50/
50 BarraELS_50	TRON 114x5	S 275	172.84	172.84	0.09	78 ELU /632/	0.03	81 ELS /270/	0.03	81 ELS /66/

Figura 5.34- Verificación de los perfiles, parte 1/5

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)
51 BarraELS_51	OK TRON 114x5	S 275	172.84	172.84	0.20	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /270/	0.03	81 ELS /66/
52 BarraELS_52	OK TRON 114x5	S 275	175.80	175.80	0.13	78 ELU /361/	0.03	81 ELS /270/	0.03	81 ELS /78/
53 BarraELS_53	OK TRON 114x5	S 275	175.81	175.81	0.13	78 ELU /361/	0.03	81 ELS /278/	0.03	81 ELS /78/
54 BarraELS_54	OK TRON 114x5	S 275	172.84	172.84	0.20	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /278/	0.03	81 ELS /102/
55 BarraELS_55	OK TRON 114x5	S 275	172.84	172.84	0.09	78 ELU /632/	0.03	81 ELS /278/	0.03	81 ELS /102/
56 BarraELS_56	OK TRON 114x5	S 275	163.49	163.49	0.26	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /278/	0.02	81 ELS /122/
57 BarraELS_57	OK TRON 114x5	S 275	163.49	163.49	0.19	78 ELU /809/	0.03	81 ELS /292/	0.03	81 ELS /122/
58 BarraELS_58	OK TRON 114x5	S 275	148.13	148.13	0.35	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /292/	0.02	81 ELS /158/
59 BarraELS_59	OK TRON 114x5	S 275	148.13	148.13	0.42	78 ELU /361/	0.03	81 ELS /292/	0.03	81 ELS /158/
60 BarraELS_60	OK TRON 114x5	S 275	126.59	126.59	0.44	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /292/	0.02	81 ELS /150/
61 BarraELS_61	OK TRON 114x5	S 275	126.59	126.59	0.45	78 ELU /361/	0.03	81 ELS /292/	0.02	81 ELS /150/
62 BarraELS_62	OK TRON 114x5	S 275	97.77	97.77	0.53	78 ELU /361/	0.02	81 ELS /293/	0.02	81 ELS /170/
63 BarraELS_63	OK TRON 114x5	S 275	97.77	97.77	0.09	78 ELU /2384/	0.03	81 ELS /310/	0.03	81 ELS /46/
64 BarraELS_64	OK TRON 114x5	S 275	61.67	61.67	0.51	78 ELU /361/	0.01	63 Sísmico español	0.02	81 ELS /46/
65 BarraELS_65	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.44	78 ELU /361/	0.01	1*3 + 0.7*47	0.01	81 ELS /48/
66 BarraELS_66	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.37	78 ELU /363/	0.00	1*3 + 0.7*55	0.02	81 ELS /1/
67 BarraELS_67	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.29	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /246/	0.02	81 ELS /174/
68 BarraELS_68	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.29	78 ELU /363/	0.00	1*3 + 0.7*4 + 0.7*53	0.02	81 ELS /174/
69 BarraELS_69	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.26	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /300/	0.01	81 ELS /182/
70 BarraELS_70	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.22	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*4 + 0.7*49	0.02	81 ELS /182/
71 BarraELS_71	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.28	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /296/	0.02	81 ELS /138/
72 BarraELS_72	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.27	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*4 + 0.7*45	0.02	81 ELS /138/
73 BarraELS_73	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.30	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /288/	0.02	81 ELS /118/
74 BarraELS_74	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.29	78 ELU /363/	0.00	1*3 + 0.7*41	0.02	81 ELS /118/
75 BarraELS_75	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.31	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /276/	0.02	81 ELS /110/
76 BarraELS_76	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.30	78 ELU /363/	0.00	1*3 + 0.7*37	0.02	81 ELS /110/
77 BarraELS_77	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.31	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /280/	0.02	81 ELS /82/
78 BarraELS_78	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.31	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /262/	0.02	81 ELS /82/
79 BarraELS_79	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.30	78 ELU /363/	0.00	1*3 + 0.7*31	0.02	81 ELS /94/
80 BarraELS_80	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.30	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /256/	0.02	81 ELS /94/
81 BarraELS_81	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.28	78 ELU /363/	0.00	1*3 + 0.7*27	0.02	81 ELS /62/
82 BarraELS_82	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.28	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /248/	0.02	81 ELS /62/
83 BarraELS_83	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.25	78 ELU /363/	0.00	1*3 + 0.7*4 + 0.7*23	0.02	81 ELS /38/
84 BarraELS_84	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.25	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /244/	0.02	81 ELS /38/
85 BarraELS_85	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.24	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*4 + 0.7*19	0.02	81 ELS /26/
86 BarraELS_86	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.26	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /232/	0.01	81 ELS /26/
87 BarraELS_87	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.34	78 ELU /361/	0.00	1*3 + 0.7*4 + 0.7*15	0.02	81 ELS /6/
88 BarraELS_88	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.33	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.02	81 ELS /6/
89 BarraELS_89	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.41	78 ELU /363/	0.00	1*3 + 0.7*11	0.02	81 ELS /206/
90 BarraELS_90	OK TCAR 300x6	S 275	16.73	16.73	0.51	78 ELU /361/	0.01	1*3 + 0.7*19	0.01	81 ELS /48/
91 BarraELS_91	OK TRON 470x8	S 275	14.60	14.60	0.64	78 ELU /361/	0.02	81 ELS /245/	0.02	81 ELS /46/
92 BarraELS_92	OK TRON 470x8	S 275	27.13	27.13	0.62	78 ELU /361/	0.01	1*3 + 0.7*23	0.01	81 ELS /332/
93 BarraELS_93	OK TRON 470x8	S 275	25.67	25.67	0.63	78 ELU /361/	0.02	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
94 BarraELS_94	OK TRON 470x8	S 275	25.10	25.10	0.65	78 ELU /361/	0.01	1*3 + 0.7*21	0.01	81 ELS /46/
95 BarraELS_95	OK TRON 470x8	S 275	24.79	24.79	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
96 BarraELS_96	OK TRON 470x8	S 275	24.59	24.59	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
97 BarraELS_97	OK TRON 470x8	S 275	24.50	24.50	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /258/	0.01	81 ELS /46/
98 BarraELS_98	OK TRON 470x8	S 275	24.50	24.50	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /280/	0.01	81 ELS /46/
99 BarraELS_99	OK TRON 470x8	S 275	24.59	24.59	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
100 BarraELS_100	OK TRON 470x8	S 275	24.79	24.79	0.66	78 ELU /361/	0.00	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/

Figura 5.35- Verificación de los perfiles, parte 2/5

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)
101 BarraELS_10	TRON 470x8	S 275	25.09	25.09	0.65	78 ELU /361/	0.01	1°3 + 0.7°45	0.01	81 ELS /46/
102 BarraELS_10	TRON 470x8	S 275	25.67	25.67	0.63	78 ELU /361/	0.02	81 ELS /246/	0.01	81 ELS /46/
103 BarraELS_10	TRON 470x8	S 275	27.13	27.13	0.62	78 ELU /361/	0.01	1°3 + 0.7°43	0.01	81 ELS /246/
104 BarraELS_10	TRON 470x8	S 275	14.60	14.60	0.64	78 ELU /361/	0.02	81 ELS /303/	0.02	81 ELS /46/
105 BarraELS_10	TRON 114x5	S 275	61.67	61.67	0.51	78 ELU /361/	0.01	81 ELS /331/	0.02	81 ELS /48/
106 BarraELS_10	TRON 114x5	S 275	97.77	97.77	0.09	78 ELU /1888/	0.02	63 Sísmico español	0.03	81 ELS /46/
107 BarraELS_10	TRON 114x5	S 275	97.77	97.77	0.53	78 ELU /361/	0.03	81 ELS /245/	0.02	81 ELS /6/
108 BarraELS_10	TRON 114x5	S 275	126.59	126.59	0.42	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /244/	0.02	81 ELS /26/
109 BarraELS_10	TRON 114x5	S 275	126.59	126.59	0.43	78 ELU /361/	0.05	81 ELS /245/	0.02	81 ELS /26/
110 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	148.13	148.13	0.38	78 ELU /361/	0.06	81 ELS /244/	0.03	81 ELS /38/
111 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	148.13	148.13	0.34	78 ELU /361/	0.06	81 ELS /245/	0.02	81 ELS /40/
112 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	163.49	163.49	0.18	78 ELU /747/	0.08	81 ELS /245/	0.03	81 ELS /62/
113 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	163.49	163.49	0.26	78 ELU /361/	0.08	81 ELS /256/	0.02	81 ELS /62/
114 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	172.84	172.84	0.09	78 ELU /664/	0.09	81 ELS /256/	0.03	81 ELS /94/
115 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	172.84	172.84	0.20	78 ELU /361/	0.09	81 ELS /256/	0.03	81 ELS /94/
116 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	175.80	175.80	0.13	78 ELU /361/	0.09	81 ELS /256/	0.03	81 ELS /82/
117 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	175.81	175.81	0.13	78 ELU /361/	0.09	81 ELS /274/	0.03	81 ELS /82/
118 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	172.84	172.84	0.20	78 ELU /361/	0.09	81 ELS /274/	0.03	81 ELS /110/
119 BarraELS_11	TRON 114x5	S 275	172.84	172.84	0.09	78 ELU /664/	0.09	81 ELS /274/	0.03	81 ELS /110/
120 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	163.49	163.49	0.26	78 ELU /361/	0.08	81 ELS /274/	0.02	81 ELS /118/
121 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	163.49	163.49	0.18	78 ELU /875/	0.08	81 ELS /303/	0.03	81 ELS /118/
122 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	148.13	148.13	0.34	78 ELU /361/	0.06	81 ELS /303/	0.02	81 ELS /138/
123 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	148.13	148.13	0.38	78 ELU /361/	0.06	81 ELS /302/	0.03	81 ELS /138/
124 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	126.59	126.59	0.43	78 ELU /361/	0.05	81 ELS /303/	0.02	81 ELS /182/
125 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	126.59	126.59	0.42	78 ELU /361/	0.04	81 ELS /302/	0.02	81 ELS /182/
126 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	97.77	97.77	0.53	78 ELU /361/	0.03	81 ELS /303/	0.02	81 ELS /174/
127 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	97.77	97.77	0.09	78 ELU /2512/	0.02	63 Sísmico español	0.03	81 ELS /46/
128 BarraELS_12	TRON 114x5	S 275	61.67	61.67	0.51	78 ELU /361/	0.01	81 ELS /309/	0.01	81 ELS /48/
129 BarraELS_12	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.52	78 ELU /361/	0.19	1°3 + 0.7°4 + 0.7°6	0.36	81 ELS /46/
130 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.81	78 ELU /369/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
131 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.81	78 ELU /369/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
132 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.81	78 ELU /369/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
133 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.81	78 ELU /369/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
134 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.93	78 ELU /369/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
135 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.93	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
136 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
137 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
138 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
139 BarraELS_13	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
140 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
141 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.95	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
142 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
143 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.95	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
144 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.95	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
145 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
146 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
147 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
148 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
149 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /361/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/
150 BarraELS_15	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.94	78 ELU /369/	0.29	0.6°3 + 0.7°4 + 1°6	0.72	81 ELS /46/

Figura 5.36- Verificación de los perfiles, parte 3/5

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)
151 BarraELS_15	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.93	78 ELU /369/	0.29	0.6*3 + 0.7*4 + 1*6	0.72	81 ELS /46/
152 BarraELS_15	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.81	78 ELU /369/	0.29	0.6*3 + 0.7*4 + 1*6	0.72	81 ELS /46/
153 BarraELS_15	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.81	78 ELU /369/	0.29	0.6*3 + 0.7*4 + 1*6	0.72	81 ELS /46/
154 BarraELS_15	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.81	78 ELU /369/	0.29	0.6*3 + 0.7*4 + 1*6	0.72	81 ELS /46/
155 BarraELS_15	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.52	78 ELU /361/	0.19	1*3 + 0.7*4 + 0.7*6	0.36	81 ELS /46/
156	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.19	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.05	81 ELS /118/
157 BarraELS_15	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.19	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	81 ELS /46/
158 BarraELS_15	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.19	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	81 ELS /34/
159 BarraELS_15	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.19	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	81 ELS /276/
160 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.19	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	1 DL1
161 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.20	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	1 DL1
162 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.20	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	81 ELS /70/
163 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	134.05	134.05	0.39	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.11	81 ELS /48/
164 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	134.05	134.05	0.41	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.11	81 ELS /46/
165 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	133.63	133.63	0.40	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.11	1 DL1
166 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	133.63	133.63	0.42	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.11	81 ELS /249/
167 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	133.43	133.43	0.40	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.11	81 ELS /57/
168 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	133.43	133.43	0.41	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.11	81 ELS /126/
169 BarraELS_16	TRON 139x4	S 275	133.43	133.43	0.41	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.11	81 ELS /96/
170 BarraELS_17	TRON 139x4	S 275	133.43	133.43	0.40	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.11	81 ELS /68/
171 BarraELS_17	TRON 139x4	S 275	133.63	133.63	0.40	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.11	81 ELS /246/
172 BarraELS_17	TRON 139x4	S 275	133.63	133.63	0.42	78 ELU /361/	0.00	64 Sísmico español	0.11	81 ELS /48/
173 BarraELS_17	TRON 139x4	S 275	134.05	134.05	0.41	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.11	81 ELS /46/
174 BarraELS_17	TRON 139x4	S 275	134.05	134.05	0.39	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.11	1 DL1
175 BarraELS_17	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.16	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /326/
176 BarraELS_17	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.70	78 ELU /1961/	0.00	1*3 + 0.7*12	0.16	81 ELS /181/
177 BarraELS_17	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.79	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /246/	0.05	81 ELS /326/
178 BarraELS_17	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.13	78 ELU /2648/	0.01	3 WIND1	0.05	81 ELS /312/
179 BarraELS_17	TRON 139x4	S 275	134.71	134.71	0.45	78 ELU /363/	0.00	63 Sísmico español	0.11	81 ELS /46/
180 BarraELS_18	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.11	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	1 DL1
181 BarraELS_18	TRON 139x4	S 275	134.71	134.71	0.54	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.11	81 ELS /46/
182 BarraELS_18	TRON 139x4	S 275	134.71	134.71	0.54	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.11	81 ELS /246/
183 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.52	78 ELU /2505/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /19/
184 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.10	78 ELU /1849/	0.00	1*3 + 0.7*18	0.16	81 ELS /28/
185 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.11	78 ELU /1832/	0.00	3 WIND1	0.06	81 ELS /331/
186 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.63	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /246/	0.07	81 ELS /227/
187 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.67	78 ELU /1961/	0.00	1*3 + 0.7*56	0.16	81 ELS /197/
188 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.13	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /222/
189 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.48	78 ELU /2512/	0.00	1*3 + 0.7*17	0.08	81 ELS /236/
190 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.09	78 ELU /1864/	0.00	81 ELS /234/	0.07	81 ELS /233/
191 BarraELS_19	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.11	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	81 ELS /10/
192 BarraELS_19	TRON 139x4	S 275	134.71	134.71	0.45	78 ELU /363/	0.00	63 Sísmico español	0.11	1 DL1
193 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.66	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /246/	0.06	81 ELS /308/
194 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.12	78 ELU /2408/	0.01	3 WIND1	0.06	81 ELS /310/
195 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.10	78 ELU /1961/	0.00	1*3 + 0.7*52	0.16	81 ELS /184/
196 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.51	78 ELU /1888/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /151/
197 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.35	78 ELU /2512/	0.00	1*3 + 0.7*21	0.09	81 ELS /242/
198 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.06	78 ELU /1865/	0.00	81 ELS /240/	0.08	81 ELS /244/
199 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.29	78 ELU /1888/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /123/
200 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.06	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /120/

Figura 5.37- Verificación de los perfiles, parte 4/5

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)
184 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.10	78 ELU /1849/	0.00	1*3 + 0.7*18	0.16	81 ELS /28/
185 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.11	78 ELU /1832/	0.00	3 WIND1	0.06	81 ELS /331/
186 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.63	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /246/	0.07	81 ELS /227/
187 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.67	78 ELU /1961/	0.00	1*3 + 0.7*56	0.16	81 ELS /197/
188 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.13	78 ELU /363/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /222/
189 BarraELS_18	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.48	78 ELU /2512/	0.00	1*3 + 0.7*17	0.08	81 ELS /236/
190 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.09	78 ELU /1864/	0.00	81 ELS /234/	0.07	81 ELS /233/
191 BarraELS_19	TRON 139x4	S 275	104.17	104.17	0.11	78 ELU /361/	0.00	63 Sísmico español	0.05	81 ELS /10/
192 BarraELS_19	TRON 139x4	S 275	134.71	134.71	0.45	78 ELU /363/	0.00	63 Sísmico español	0.11	1 DL1
193 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.66	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /246/	0.06	81 ELS /308/
194 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.12	78 ELU /2408/	0.01	3 WIND1	0.06	81 ELS /310/
195 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.10	78 ELU /1961/	0.00	1*3 + 0.7*52	0.16	81 ELS /184/
196 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.51	78 ELU /1888/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /151/
197 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.35	78 ELU /2512/	0.00	1*3 + 0.7*21	0.09	81 ELS /242/
198 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.06	78 ELU /1865/	0.00	81 ELS /240/	0.08	81 ELS /244/
199 BarraELS_19	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.29	78 ELU /1888/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /123/
200 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.06	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /120/
201 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.23	78 ELU /2512/	0.00	81 ELS /248/	0.09	81 ELS /254/
202 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.04	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /260/	0.09	81 ELS /248/
203 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.06	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /64/
204 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.29	78 ELU /2448/	0.00	81 ELS /248/	0.16	81 ELS /51/
205 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.12	78 ELU /2512/	0.00	81 ELS /258/	0.09	81 ELS /270/
206 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.02	78 ELU /1961/	0.00	1*3 + 0.7*31	0.09	81 ELS /256/
207 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.07	78 ELU /1824/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /78/
208 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.02	77 1 * X 1 * Y 1 * Z	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /85/
209 BarraELS_20	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.02	77 1 * X 1 * Y 1 * Z	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /84/
210 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.07	78 ELU /1840/	0.00	81 ELS /246/	0.16	81 ELS /79/
211 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.02	78 ELU /1961/	0.00	1*3 + 0.7*16	0.09	81 ELS /274/
212 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.11	78 ELU /1888/	0.00	81 ELS /246/	0.09	81 ELS /278/
213 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.08	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /296/	0.08	81 ELS /292/
214 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.41	78 ELU /1888/	0.00	1*3 + 0.7*18	0.08	81 ELS /302/
215 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.05	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /284/	0.09	81 ELS /284/
216 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.23	78 ELU /1888/	0.00	81 ELS /288/	0.09	81 ELS /282/
217 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.17	78 ELU /1888/	0.00	81 ELS /276/	0.09	81 ELS /274/
218 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.03	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /276/	0.09	81 ELS /278/
219 BarraELS_21	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.07	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /302/	0.08	81 ELS /302/
220 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.34	78 ELU /1888/	0.00	81 ELS /297/	0.09	81 ELS /292/
221 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.17	78 ELU /2512/	0.00	81 ELS /256/	0.09	81 ELS /256/
222 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.03	78 ELU /1961/	0.00	81 ELS /256/	0.09	81 ELS /270/
223 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.47	78 ELU /1888/	0.00	1*3 + 0.7*49	0.08	81 ELS /314/
224 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.09	78 ELU /2392/	0.00	81 ELS /298/	0.07	81 ELS /299/
225 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.61	78 ELU /1881/	0.01	81 ELS /246/	0.07	81 ELS /311/
226 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.11	78 ELU /2472/	0.00	3 WIND1	0.06	81 ELS /309/
227 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.08	78 ELU /1945/	0.00	81 ELS /244/	0.08	81 ELS /242/
228 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.41	78 ELU /2512/	0.00	1*3 + 0.7*21	0.08	81 ELS /244/
229 BarraELS_22	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.77	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /246/	0.05	81 ELS /222/
230 BarraELS_23	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.13	78 ELU /2472/	0.01	3 WIND1	0.05	81 ELS /320/
231 BarraELS_23	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.12	78 ELU /1832/	0.01	3 WIND1	0.06	81 ELS /226/
232 BarraELS_23	TCAR 80x4	S 275	173.93	173.93	0.69	78 ELU /1961/	0.01	81 ELS /246/	0.06	81 ELS /330/

Figura 5.38- Verificación de los perfiles, parte 5/5

Como se aprecia en las imágenes anteriores, todos los perfiles cumplen las exigencias de los cálculos, observándose que el ELU es el que más solicita a las secciones.

La deformación máxima de la estructura como se puede apreciar en la siguiente imagen, para el estado límite último (ELU), es de 37 mm en la dirección del eje Z, que comparándolo con el estado límite de deformaciones de puentes y pasarelas, explicado en el apartado 4.3.1 de este proyecto que dice que la deformación máxima de flecha no debe superar el valor de $L/1200$, siendo L la longitud de la pasarela en milímetros.

Por tanto tenemos que:

$$\frac{L}{1200} = \frac{52000}{1200} = 43,3 \text{ mm} > 37 \text{ mm}$$

La pasarela cumple el estado límite de servicio (ELS) y el estado límite de deformaciones establecidas por la IAP-11 [4]

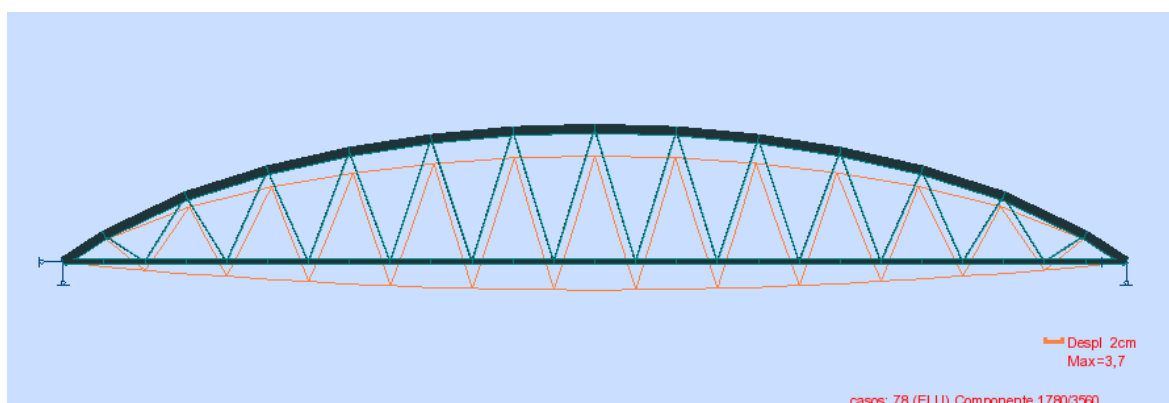


Figura 5.39- Detalle de la deformación máxima en ELU

En la siguiente imagen se puede apreciar que la pasarela cumple el estado límite de deformaciones para el estado límite de servicio (ELS), teniendo una deformación máxima de 25 mm.

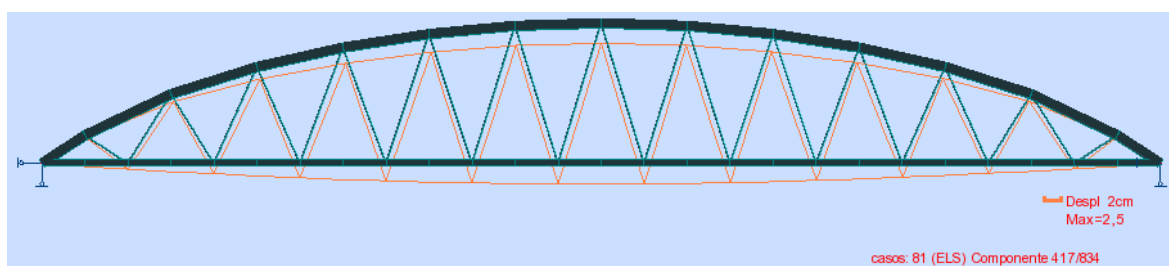


Figura 5.40- Detalle de la deformación máxima en ELS

El estado límite de vibraciones citado en el apartado 4.4.2.1 de este proyecto también se cumple, ya que la frecuencia fundamental de la estructura es de 1,23 hercios, estando fuera del rango crítico que se cita.

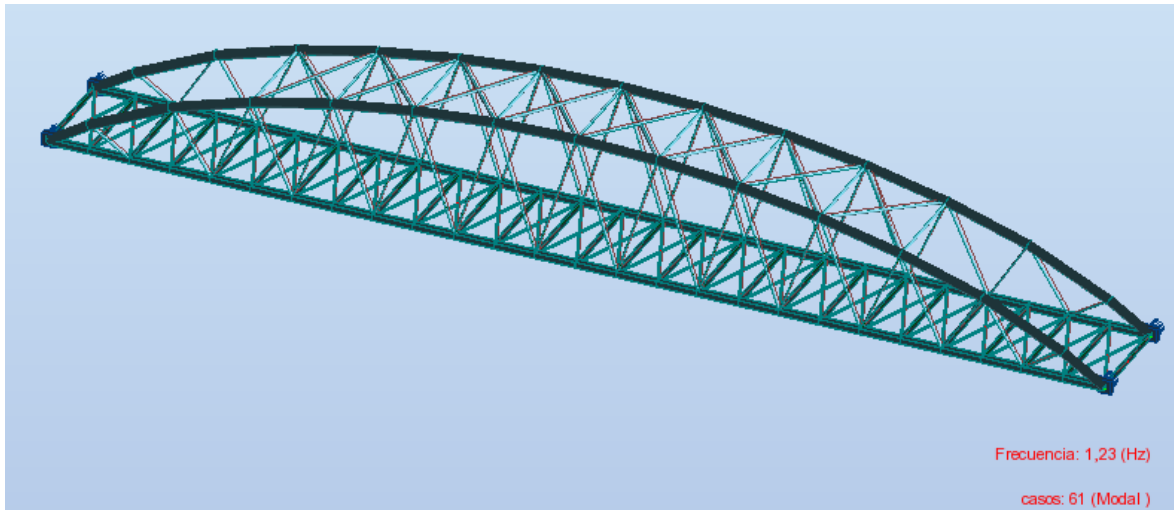


Figura 5.41 – Detalle de la frecuencia básica de la estructura

5.5 Comprobación de una de las secciones más desfavorables

La sección más desfavorable que se va a comprobar es una vigueta transversal número 143 que tiene una sección TREC 300 x 100 x 5 y es biarticulada, que tiene una sollicitación de un 95% en el estado limite ultimo (ELU), para el estado límite último.

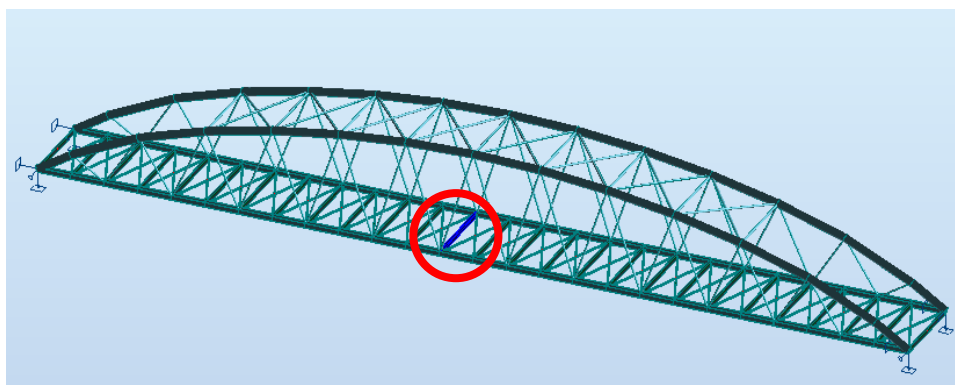


Figura 5.42- Posición de la barra 143 en la estructura

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)
143 BarraELS_14	TREC 300x10	S 275	48.66	115.25	0.95	78 ELU /361/	0.29	0.6*3 + 0.7*4 + 1*6	0.72	81 ELS /46/



Barra: 143 BarraELS_143

Punto / Coordenada: 2 / x = 0.50 L = 2.50 m

Caso de carga: 78 ELU /361/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*0.90 + 4*1.05 + 5*1.35 + 6*1

Resultados simplificados

Desplazamientos

Resultados detallados

FUERZAS

N,Ed = 8.84 kN	My,Ed = 84.02 kN*m	Mz,Ed = 6.23 kN*m
Nc,Rd = 1051.33 kN	My,Ed,max = 84.02 kN*m	Mz,Ed,max = 6.23 kN*m
Nb,Rd = 478.51 kN	My,c,Rd = 98.38 kN*m	Mz,c,Rd = 44.76 kN*m
	MN,y,Rd = 98.38 kN*m	MN,z,Rd = 44.76 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 2

Figura 5.43- Resultados obtenidos con Robot de la barra 143

PANDEO EN Y



Ly = 5.00 m

Lcr,y = 5.00 m

Lamy = 48.66

Lam_y = 0.56

Xy = 0.90

kyy = 1.01

PANDEO EN Z



Lz = 5.00 m

Lcr,z = 5.00 m

Lamz = 115.25

Lam_z = 1.33

Xz = 0.46

kyz = 0.57

CONTROL DE LA SECCIÓN

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.66} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.66} = 0.81 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

CONTROL DE LA ESTABILIDAD DE LA BARRA

Lamy = 48.66 < Lam,max = 210.00 Lamz = 115.25 < Lam,max = 210.00 ESTABLE

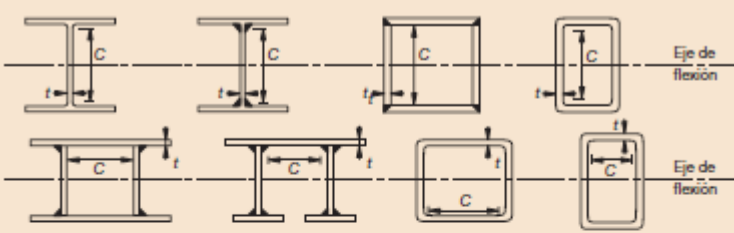
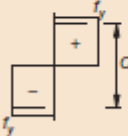
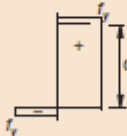
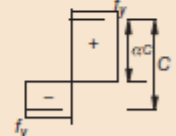
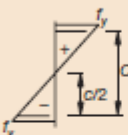
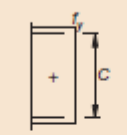
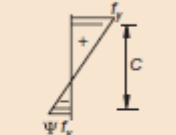
$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

Figura 5.44: Comprobaciones que realiza Robot Structural Analysis

Datos de la sección más desfavorable:

- Área $\rightarrow A = 38,23 \text{ cm}^2$
- Altura de la sección $\rightarrow h = 30 \text{ cm}$
- Ancho de la sección $\rightarrow b_f = 10 \text{ cm}$
- Espesor de del ala $\rightarrow t_f = 0,5 \text{ cm}$
- Espesor de del alma $\rightarrow t_w = 0,5 \text{ cm}$
- Módulo de torsión uniforme $\rightarrow I_t = 2044 \text{ cm}^4$
- Momento de inercia respecto del eje Y $\rightarrow I_y = 4036 \text{ cm}^4$
- Momento de inercia respecto del eje Z $\rightarrow I_z = 719,5 \text{ cm}^4$
- Modulo plástico de la sección respecto al eje Y $\rightarrow W_{pl,y} = 357,75 \text{ cm}^3$
- Modulo plástico de la sección respecto al eje Z $\rightarrow W_{pl,z} = 162,75 \text{ cm}^3$
- Resistencia característica del material $\rightarrow f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero $\rightarrow E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Tabla 5.8: Esbelteces máximas para paneles comprimidos interiores (Alas y Almas)

						
Clase	Panel flectado	Panel comprimido	Panel flexocomprimido			
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
1	$\frac{c}{t} \leq 72\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 33\epsilon$	Cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ Cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$\frac{c}{t} \leq 83\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 38\epsilon$	Cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ Cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
3	$\frac{c}{t} \leq 124\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 42\epsilon$	Cuando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ Cuando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y (N/mm^2)$	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

* $\psi \leq -1$ se aplica cuando la deformación en la fibra comprimida es menor que la deformación en la fibra traccionada, pudiendo esta última estar parcialmente plastificada. En este caso, ψ es la relación algebraica entre la deformación plástica en la fibra traccionada ($> f_y/E$) y la deformación elástica en la fibra comprimida ($< f_y/E$).

➤ Clasificación del alma

Sabiendo que se tiene un axil de $N_{Ed} = 8,84 \text{ kN}$, se considerará como un panel flexocomprimido en el cual los valores necesarios para la comprobación son:

Sabiendo que C_N será la parte del alma que absorberá la compresión, se puede deducir que:

$$C_w = 300\text{mm} - (2 \cdot 5\text{mm}) = 290\text{mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 0,92$$

$$N_{Ed} = C_N \cdot t_w \cdot f_y \rightarrow C_N = \frac{N_{Ed}}{t_w \cdot f_y}$$

$$\alpha \cdot C = \frac{C + C_N}{2}$$

$$\alpha = \frac{C + C_N}{2 \cdot C} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{C_N}{C}\right)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{N_{Ed}}{t_w \cdot f_y \cdot C}\right) = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{8840}{5 \cdot 275 \cdot 290}\right) = 0,51108$$

Para comprobar de que clase es, se empezará por la clase uno y si no se cumple la condición se pasará a la clase dos, así de forma sucesiva hasta que se cumpla.

- Comprobación de clase 1, cuando $\alpha > 0,5$:

$$\frac{C}{t_w} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$$

Se cumple que:

$$\frac{C}{t_w} = \frac{290}{5} = 58 \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 0,92}{13 \cdot 0,51108 - 1} = 64,54$$

Tenemos que la clasificación del alma es de clase 1.

➤ Clasificación del ala:

Entonces los valores C_f y t_f necesarios para el cálculo son:

$$C_f = 100mm - (2 \cdot 5mm) = 90mm$$

$$t_f = 5mm$$

- Comprobación de clase 1:

$$\frac{C_f}{t_f} \leq 33 \cdot \varepsilon$$

Sabiendo que la resistencia del acero de la sección es $f_y = 275 N/mm^2$, se tiene $\varepsilon = 0,92$ y sustituyendo se obtiene que:

$$\frac{C_f}{t_f} = \frac{90}{5} = 18 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,36 \rightarrow \text{es de clase 1}$$

5.5.2 Cálculo de la resistencia de la sección

Para la comprobación de la sección para elementos sometidos a compresión y flexión es necesario ir a los artículos 34 y 35 de la EAE [5] y seguir las indicaciones establecidas.

5.5.2.1 Cálculo del esfuerzo axial de compresión

Siguiendo el apartado 34.3. de la EAE [5], citado anteriormente en el apartado 4.1.2 de este proyecto, se dice que se debe cumplir:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,c,Rd}$$

Donde:

- N_{Ed} Valor de cálculo del esfuerzo axial. $\rightarrow N_{Ed} = 8,84 \text{ kN}$
- $N_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a compresión, que para las secciones de clase 1, 2, o 3, sabiendo $A = 3823 \text{ mm}^2$, $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ y $\gamma_{M0} = 1,05$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3823 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 1001261,905 \text{ N} = 1001,261 \text{ kN}$$

Se cumple que $N_{Ed} = 8,84 \text{ kN} \leq N_{pl,c,Rd} = 1051,325 \text{ kN}$

5.5.2.2 Cálculo del momento flector

En el apartado 4.1.3 de este proyecto se dice que se debe cumplir que:

$$M_{y,Ed} \leq M_{y,c,Rd}$$

Donde, para el eje Y:

- $M_{y,Ed}$ Valor de cálculo del momento flector. $\rightarrow M_{y,Ed} = 84,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- $M_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a flexión, sabiendo que $W_{pl,y} = 357,75 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$, $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ y $\gamma_{M0} = 1,05$, y que para las secciones de clase 1 o 2 $M_{y,c,Rd}$ es:

$$M_{y,c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{357,75 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 93696428,57 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 93,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se cumple que $M_{y,Ed} = 84,02 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{y,c,Rd} = 93,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Donde, para el eje Z:

- $M_{z,Ed}$ Valor de cálculo del momento flector. $\rightarrow M_{z,Ed} = 6,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_{z,c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a flexión, sabiendo que $W_{pl,z} = 162,75 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$, $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ y $\gamma_{M0} = 1,05$, y que para las secciones de clase 1 o 2 $M_{z,c,Rd}$ es:

$$M_{z,c,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{162,75 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 42625000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 42,625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se cumple que $M_{z,Ed} = 6,23 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{z,c,Rd} = 42,625 \text{ kN} \cdot \text{m}$

5.5.2.3 Cálculo de la interacción flexión esviada y esfuerzo axial

En el apartado 34.7.2.1 de la EAE [5], se dice que para las secciones transversales de clase 1 y 2 deberá cumplirse:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Sabiendo que para secciones huecas rectangulares:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} \quad \text{con } \alpha = \beta \leq 6$$

Donde:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{8,84}{1001,261} = 0,008828$$

Por tanto:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} = \alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot 0,008828^2} = 1,6601$$

$$\left[\frac{84,02}{98,38} \right]^{1,6601} + \left[\frac{6,23}{44,76} \right]^{1,6601} \leq 1$$

$$0,76956 + 0,037869 = 0,80743 \leq 1 \rightarrow \text{cumple}$$

El resultado obtenido en robot en el control de la resistencia de la sección se aprecia en la siguiente Tabla 5.9 es de 0,81.

Tabla 5.9: Resultado en Robot del control de la resistencia de la sección

Control de la resistencia de la sección:			
UFS[Nc]	0.01		N,Ed/Nc,Rd
UFS[NcMyMz]	0.81		(My,Ed/MN,y,Rd)^1.66 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.66

5.5.2.4 Comprobación de la estabilidad de la barra

Para comprobar la estabilidad de la barra se seguirán las indicaciones del artículo 35 de la EAE [5], el cual se ha citado en este proyecto en el apartado 4.2.3. en el cual se dice que los elementos sometidos a flexión y compresión se debe verificar:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Donde:

- $N_{Ed} = 8,84 \text{ kN}$
- $M_{y,Ed} = 84,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_{z,Ed} = 6,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_{y,Rk} = f_y \cdot W_{pl,y} = 275 \text{ N/mm}^2 \cdot 357,75 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 98381250 \text{ N} \cdot \text{mm} = 98,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_{z,Rk} = f_y \cdot W_{pl,z} = 275 \text{ N/mm}^2 \cdot 162,75 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 44756250 \text{ N} \cdot \text{mm} = 44,756 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $\Delta M_{z,Ed}$ y $\Delta M_{y,Ed}$ que son los momentos adicionales debidos a los desplazamientos del eje baricéntrico, se extraen de la siguiente tabla (Tabla 5.10.), donde se puede apreciar que para ambos vale 0.

Tabla 5.10: Valores de $N_{Rk} = f_y \cdot A_i$, $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$ y $\Delta M_{i,Ed}$ en las expresiones de comprobación frente a pandeo

Clase	1	2	3	4
A	A	A	A	A_{ef}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{ef,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{ef,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$

- χ_y y χ_z que son los coeficientes de reducción para pandeo por flexión, se extraen del apartado 35.1.2 de la EAE[5] como se explica en el:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Donde:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La elección de la curva de pandeo se hace de acuerdo a la siguiente tabla (Tabla 5.12), en la cual se puede observar que para un perfil rectangular como el que se está estudiando, laminado en caliente, alrededor de cualquier eje es la curva "a", por tanto el coeficiente de imperfección es $\alpha = 0,21$, extraído de la tabla 6.3

Tabla 5.11: Valores del coeficiente de imperfección

Curva de pandeo	a_0	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabla 5.12: Elección de las curvas de pandeo

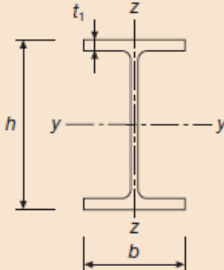
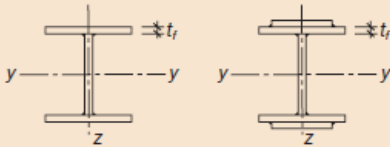
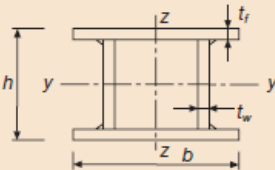
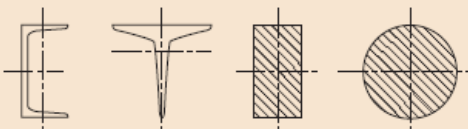
Sección transversal		Límites		Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secciones de perfiles laminados		h/b > 1,2	t_f ≤ 40 mm	Y-Y Z-Z	a b	a_0 a_0
			40 mm < t_f ≤ 100 mm	Y-Y Z-Z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	t_f ≤ 100 mm	Y-Y Z-Z	b c	a a
			t_f > 100 mm	Y-Y Z-Z	d d	c c
Secciones de vigas en I armadas soldadas		t_f ≤ 40 mm		Y-Y Z-Z	b c	b c
		t_f > 40 mm		Y-Y Z-Z	c d	c d
Secciones de perfiles huecos		Acabados en caliente		Cualquiera	a	a_0
		Conformados en frío		Cualquiera	c	c
Secciones de vigas en cajón armadas soldadas		En general (excepto caso recuadro inferior)		Cualquiera	b	b
		Soldadura gruesa a > 0,5t_f b/t_f < 30 h/t_w < 30		Cualquiera	c	c
Secciones de perfiles en U, en T y macizas				Cualquiera	c	c
Secciones de perfiles angulares				Cualquiera	b	b

Figura 5.46 – Curvas de pandeo

Sabiendo que la longitud de pandeo del plano que se está considerando es $L_{cr} = 5m$, ya que es una barra biarticulada, y que N_{cr} se obtiene de la siguiente expresión:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 4036 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{5000^2 \text{ mm}^2} = 3346032,76 \text{ N} = 3346,03 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 719,5 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{5000^2 \text{ mm}^2} = 596499,15 \text{ N} = 596,49 \text{ kN}$$

Entonces las esbelteces adimensionales, para la comprobación frente a pandeo por flexión, son:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{3823 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{3346032,76 \text{ N}}} = 0,5605$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{3823 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{596499,15 \text{ N}}} = 1,327$$

Una vez obtenidos los valores necesarios podemos calcular χ_y y χ_z

○ Para χ_y :

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,5605 - 0,2) + 0,5605^2] = 0,6949$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,6949 + \sqrt{0,6949^2 - 0,5605^2}} = 0,9044$$

○ Para χ_z :

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,327 - 0,2) + 1,327^2] = 1,498$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,498 + \sqrt{1,498^2 - 1,327^2}} = 0,4556$$

- $K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}$ son los coeficientes de interacción, que se obtendrán con el método 1.

Lo primero es obtener el valor de los factores $C_{my,0}$ y $C_{mz,0}$ con la Tabla 4.6

Siendo:

$$C_{my,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = 1 + 0,03 \frac{8,84 \text{ kN}}{3346,03 \text{ kN}} = 1,0000792$$

$$C_{mz,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} = 1 + 0,03 \frac{8,84 \text{ kN}}{596,49 \text{ kN}} = 1,000444$$

Con esto valores se vuelve a la Tabla 4.6, a la parte de términos auxiliares, donde se tiene que:

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{8,84 \text{ kN}}{3346,03 \text{ kN}}}{1 - 0,9044 \cdot \frac{8,84 \text{ kN}}{3346,03 \text{ kN}}} = 0,99974$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{8,84 \text{ kN}}{596,49 \text{ kN}}}{1 - 0,4456 \cdot \frac{8,84 \text{ kN}}{596,49 \text{ kN}}} = 0,991729$$

$$W_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{357750 \text{ mm}^3}{269066,6 \text{ mm}^3} = 1,3298 \leq 1,5$$

$$W_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = \frac{162750 \text{ mm}^3}{143900 \text{ mm}^3} = 1,131 \leq 1,5$$

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M0}} = \frac{8,84 \text{ kN}}{1051,325/1,05} = 0,00882$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} = 1 - \frac{20440000 \text{ mm}^4}{40360000 \text{ mm}^4} = 0,4935 \geq 0$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \max(0,5605, 1,327) = 1,327$$

Ahora, dependiendo del valor de $\bar{\lambda}_0$ se obtendrán unas ecuaciones u otras para calcular C_{my} , C_{mz} y C_{mLT} con la Tabla 4.7, siendo $\bar{\lambda}_0 = 0,5$ valor recomendado por la norma.

$$\bar{\lambda}_0 = 0,5 \leq 0,2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$$

$$C_{my} = C_{my,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = 1 + 0,03 \cdot \frac{8,84}{3346,03} = 1,000079$$

$$C_{mz} = C_{mz,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} = 1 + 0,03 \cdot \frac{8,84}{596,49} = 1,00044$$

$$C_{mLT} = 1$$

Ahora, en la tabla Tabla 4.6 en el apartado de términos auxiliares para calcular C_{yy} , C_{yz} , C_{zy} y C_{zz} .

Antes se deben calcular los términos auxiliares de estos.

$$b_{LT} = 0,5 \cdot a_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0^2 \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} = 0,5 \cdot 0,4935 \cdot 0,5^2 \cdot \frac{84,02}{1 \cdot 98,38} \cdot \frac{6,23}{44,76} = 0,00733$$

$$\begin{aligned} c_{LT} &= 10 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + 1,327^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \\ &= 10 \cdot 0,4935 \cdot \frac{0,5^2}{5 + 1,327^4} \cdot \frac{84,02}{1,0000792 \cdot 1 \cdot 98,38} = 0,130057 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{LT} &= 2 \cdot a_{LT} \cdot \frac{0,5}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \\ &= 2 \cdot 0,4935 \cdot \frac{0,5}{0,1 + 1,327^4} \cdot \frac{84,02}{1,0000792 \cdot 1 \cdot 98,38} \cdot \frac{6,23}{1,00044 \cdot 44,76} \\ &= 0,01831 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{LT} &= 1,7 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \\ &= 1,7 \cdot 0,4935 \cdot \frac{0,5}{0,1 + 1,327^4} \cdot \frac{84,02}{1,0000792 \cdot 1 \cdot 98,38} = 0,1119 \end{aligned}$$

Se sustituye en las siguientes expresiones los valores obtenidos anteriormente:

$$C_{yy} = 1 + (W_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{W_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{W_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \leq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

$$C_{yy} = 1 + (1,3298 - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{1,3298} \cdot 1,000079^2 \cdot 1,327 - \frac{1,6}{1,3298} \cdot 1,000079^2 \cdot 1,327^2 \right) \cdot 0,00882 - 0,00733 \right] = 0,99915 \geq \frac{269066,6}{357750} = 0,75211$$

$$C_{yy} = 0,43408$$

$$C_{yz} = 1 + (W_y - 1) \left[\left(2 - \frac{14}{W_z^5} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 - \frac{1,6}{W_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{W_z}{W_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$$

$$C_{yz} = 1 + (1,3298 - 1) \left[\left(2 - \frac{14}{1,131^5} \cdot 1,00044^2 \cdot 1,327^2 - \frac{1,6}{1,3298} \cdot 1,000079^2 \cdot 1,327^2 \right) \cdot 0,00882 - 0,130057 \right] = 1,5378 \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{1,131}{1,3298}} \frac{143900}{162750} = 0,48925$$

$$C_{yz} = 1,5378$$

$$C_{zy} = 1 + (W_y - 1) \left[\left(2 - \frac{14}{W_y^5} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{W_y}{W_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

$$C_{zy} = 1 + (1,3298 - 1) \left[\left(2 - \frac{14}{1,3298^5} \cdot 1,00044^2 \cdot 1,327^2 \right) \cdot 0,00882 - 0,01831 \right] = 1,01229$$

$$\geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{1,3298}{1,131}} \frac{269066,6}{357750} = 0,48932$$

$$C_{zy} = 1,01229$$

$$C_{zz} = 1 + (W_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{W_z} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{W_z} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 - e_{LT} \right) n_{pl} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$$

$$C_{zz} = 1 + (1,3298 - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{1,131} \cdot 1,00044^2 \cdot 1,327 - \frac{1,6}{1,131} \cdot 1,00044^2 \cdot 1,327^2 - 0,1119 \right) \cdot 0,00882 \right] = 0,9927 \geq \frac{143900}{162750} = 0,88417$$

$$C_{zz} = 0,9927$$

Ahora se procede al cálculo de los coeficientes de interacción:

$$K_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{yy}} = 1,000079 \cdot 1 \cdot \frac{0,99974}{1 - \frac{8,84}{3346,03}} \cdot \frac{1}{0,999156} = 1,003314$$

$$K_{yz} = C_{mz} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{yz}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{W_z}{W_y}} = 1,00044 \cdot \frac{0,99974}{1 - \frac{8,84}{596,49}} \cdot \frac{1}{1,5378} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{1,131}{1,3298}} = 0,3653$$

$$K_{zy} = C_{mz} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{zy}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{W_y}{W_z}} = 1,00044 \cdot 1 \cdot \frac{0,991729}{1 - \frac{8,84}{3346,03}} \cdot \frac{1}{1,01229} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{1,3298}{1,131}} = 0,63766$$

$$K_{zz} = C_{mz} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{zz}} = 1,00044 \cdot \frac{0,991729}{1 - \frac{8,84}{596,49}} \cdot \frac{1}{0,9927} = 1,01449$$

Una vez obtenidos todos los valores necesarios, se sustituyen en las formulas iniciales de este apartado, que son:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{8,84}{\frac{0,9044 \cdot 1051,325}{1,05}} + 1,003314 \cdot \frac{84,02 + 0}{1 \cdot \frac{98,38}{1,05}} + 0,3653 \cdot \frac{6,23 + 0}{\frac{44,756}{1,05}} = 0,96286 \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + K_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{8,84}{\frac{0,4556 \cdot 1051,325}{1,05}} + 0,63766 \cdot \frac{84,02 + 0}{1 \cdot \frac{98,38}{1,05}} + 1,01449 \cdot \frac{6,23 + 0}{\frac{44,756}{1,05}} = 0,7394 \leq 1$$

Como se puede observar en los resultados anteriores, las dos condiciones cumplen, de hecho se puede apreciar como el programa de cálculo ajusta más los resultados en la Tabla 5.13.

Tabla 5.13: Control de estabilidad realizado por Robot

Control de estabilidad global de la barra:			
UFB[Lambda]	0.55		Max(Lambda,y/Lambda,max ; Lambda,z/Lambda,max)
UFB[NyMyMz]	0.95		N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) +
UFB[NzMyMz]	0.71		N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) +

Se puede decir que el dimensionamiento hecho por programa es correcto y más ajustado que el que se podría realizar a mano, realizando las mismas comprobaciones.

6 PRESUPUESTO

[illegible]

D05AA025 kg ACERO PERF. TUBULARES CERCHAS

1.004

Kg. Acero en perfiles tubulares cuadrados o rectangulares tipo S 275 soldados formando cerchas o vigas en celosía i/p.p. de despuntes y dos manos de minio de plomo totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.

TRON 470x8	91,18	2,39	217,92
TRON 470x8	91,18	4,43	403,93
TRON 470x8	91,18	4,19	382,04

Pasarela

MEDICIONES Y PRESUPUESTOS

Código	Descripción	Uds.	Longitud	Anchura	Altura	Parciales	Medición	Precio	Presupuesto
	TRON 470x8	91,18	4,10			373,84			
	TRON 470x8	91,18	4,05			369,28			
	TRON 470x8	91,18	4,02			366,54			
	TRON 470x8	91,18	4,00			364,72			
	TRON 470x8	91,18	4,00			364,72			
	TRON 470x8	91,18	4,02			366,54			
	TRON 470x8	91,18	4,05			369,28			
	TRON 470x8	91,18	4,10			373,84			
	TRON 470x8	91,18	4,19			382,04			
	TRON 470x8	91,18	4,43			403,93			
	TRON 470x8	91,18	2,39			217,92			
	TRON 470x8	91,18	2,39			217,92			
	TRON 470x8	91,18	4,43			403,93			
	TRON 470x8	91,18	4,19			382,04			
	TRON 470x8	91,18	4,10			373,84			
	TRON 470x8	91,18	4,05			369,28			
	TRON 470x8	91,18	4,02			366,54			
	TRON 470x8	91,18	4,00			364,72			
	TRON 470x8	91,18	4,00			364,72			
	TRON 470x8	91,18	4,02			366,54			
	TRON 470x8	91,18	4,05			369,28			
	TRON 470x8	91,18	4,10			373,84			
	TRON 470x8	91,18	4,19			382,04			
	TRON 470x8	91,18	4,43			403,93			
	TRON 470x8	91,18	2,39			217,92			
							9.913,08	3,18	31.523,59

D05AA022 kg ACERO PERF. TUBULARES ESTRUCTURA

1.005

Kg. Acero en perfiles tubulares cuadrados o rectangulares tipo S 275 soldados en cualquier elemento estructural (vigas, pilares y correas, unidas entre sí mediante soldadura) i/p.p. de despuntes y dos manos de minio de plomo totalmente montado, según CTE/DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.

TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	5,00			66,95
TRON 139x4	13,39	6,43			86,10
TRON 139x4	13,39	6,43			86,10
TRON 139x4	13,39	6,43			86,10
TRON 139x4	13,39	6,43			86,10
TRON 139x4	13,39	6,41			85,83
TRON 139x4	13,39	6,41			85,83
TRON 139x4	13,39	6,41			85,83
TRON 139x4	13,39	6,41			85,83
TRON 139x4	13,39	6,40			85,70
TRON 139x4	13,39	6,40			85,70
TRON 139x4	13,39	6,40			85,70
TRON 139x4	13,39	6,40			85,70
TRON 139x4	13,39	6,47			86,63
TRON 139x4	13,39	6,47			86,63
TRON 139x4	13,39	6,47			86,63
TRON 139x4	13,39	6,47			86,63

1.979,59 2,84 5.622,04

Código	Descripción	Uds.	Longitud	Anchura	Altura	Parciales	Medición	Precio	Presupuesto
D05AA040	kg ACERO LAMINADO TUBO PILARES								
1.006	Kg. Acero laminado S275 en perfiles circulares huecos para pilares, con una tensión de rotura de 410 N/mm ² , i/p.p. de despuntes y dos manos de minio, totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.								
	TRON 114x5	13,48	2,39			32,22			
	TRON 114x5	13,48	3,78			50,95			
	TRON 114x5	13,48	3,78			50,95			
	TRON 114x5	13,48	4,90			66,05			
	TRON 114x5	13,48	4,90			66,05			
	TRON 114x5	13,48	5,73			77,24			
	TRON 114x5	13,48	5,73			77,24			
	TRON 114x5	13,48	6,32			85,19			
	TRON 114x5	13,48	6,32			85,19			
	TRON 114x5	13,48	6,69			90,18			
	TRON 114x5	13,48	6,69			90,18			
	TRON 114x5	13,48	6,80			91,66			
	TRON 114x5	13,48	2,39			32,22			
	TRON 114x5	13,48	3,78			50,95			
	TRON 114x5	13,48	3,78			50,95			
	TRON 114x5	13,48	4,90			66,05			
	TRON 114x5	13,48	4,90			66,05			
	TRON 114x5	13,48	5,73			77,24			
	TRON 114x5	13,48	5,73			77,24			
	TRON 114x5	13,48	6,32			85,19			
	TRON 114x5	13,48	6,32			85,19			
	TRON 114x5	13,48	6,69			90,18			
	TRON 114x5	13,48	6,69			90,18			
	TRON 114x5	13,48	6,80			91,66			
	TRON 114x5	13,48	2,39			32,22			
	TRON 114x5	13,48	3,78			50,95			
	TRON 114x5	13,48	3,78			50,95			
	TRON 114x5	13,48	4,90			66,05			
	TRON 114x5	13,48	4,90			66,05			
	TRON 114x5	13,48	5,73			77,24			
	TRON 114x5	13,48	5,73			77,24			
	TRON 114x5	13,48	6,32			85,19			
	TRON 114x5	13,48	6,32			85,19			
	TRON 114x5	13,48	6,69			90,18			
	TRON 114x5	13,48	6,69			90,18			
	TRON 114x5	13,48	6,80			91,66			
	TRON 114x5	13,48	2,39			32,22			
	TRON 114x5	13,48	3,78			50,95			
	TRON 114x5	13,48	3,78			50,95			
	TRON 114x5	13,48	4,90			66,05			
	TRON 114x5	13,48	4,90			66,05			
	TRON 114x5	13,48	5,73			77,24			
	TRON 114x5	13,48	5,73			77,24			
	TRON 114x5	13,48	6,32			85,19			
	TRON 114x5	13,48	6,32			85,19			
	TRON 114x5	13,48	6,69			90,18			
	TRON 114x5	13,48	6,69			90,18			
	TRON 114x5	13,48	6,80			91,66			
							3.452,40	1,56	5.385,74

TOTAL CAPÍTULO C01 ELEMENTOS ESTRUCTURALES. 132.836,27

Código	Descripción	Uds.	Longitud	Anchura	Altura	Parciales	Medición	Precio	Presupuesto
--------	-------------	------	----------	---------	--------	-----------	----------	--------	-------------

CAPÍTULO C02 PAVIMENTO

D19AE008 2.001	m² SLURRY COLOR ROJO C 1/2/3 m². Pavimento continuo tipo Slurry, de 2 cm de espesor, sobre solera de hormigón (no incluida), constituido por: imprimación asfáltica Curidan (0,5 kg/m²), dos capas de Slurry en color negro de 1,50 kg/m² de rendimiento cada una, una capa de Slurry en color rojo de 1,50 kg/m², aplicado con rastras de goma, totalmente terminado y nivelado, con una resistencia al deslizamiento Rd (s/ UNE-ENV 12633) en función de la ubicación interior (CLASE 1, 2 ó 3) o exterior (CLASE 3) de acuerdo a CTE-DB-SU-1. Pavimento	260,00				260,00	260,00	12,95	3.367,00
D05DP105 2.002	m² FORJADO PLACA PREF. FARLAP 10+2 m². Forjado 10+2 cm, formado a base de placas prefabricadas FARLAP de 2 m de anchura y 10cm de canto s/ detalle y capa de compresión de 2 cm de HA-25/P/15/ Ila N/mm², con tamaño máximo del árido de 15 mm, elaborado en central, con p.p. i/armadura con acero B-500 S en refuerzo de zona de negativos (3,36 Kg/m².), conectores y mallazo de reparto, encofrado y desencofrado, totalmente terminado según EHE-08. (Carga total 650 Kg/m².).						260,00	68,66	17.851,60

TOTAL CAPÍTULO C02 PAVIMENTO. 21.218,60

Código	Descripción	Uds.	Longitud	Anchura	Altura	Parciales	Medición	Precio	Presupuesto
--------	-------------	------	----------	---------	--------	-----------	----------	--------	-------------

CAPÍTULO C03 BARANDILLA

D23IA001	m BARANDA PROTECCIÓN EXT. TUBO 50								
3.001	m. Barandilla de protección exterior sobre pavimento, de 1,25 metros de altura, realizada con pasamanos y tubos horizontales de acero de 50 mm de diámetro separados 40 cm y pilastras del mismo tubo cada 1,5 m.								
		104,00				104,00			
							104,00	31,67	3.293,68

TOTAL CAPÍTULO C03 BARANDILLA. 3.293,68

Código	Cantidad	Ud.	Descripción	Precio	Importe
--------	----------	-----	-------------	--------	---------

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CAPÍTULO C01 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

1.001 D05AA030 kg ACERO PERFILES HUECOS CERCHAS

Kg. Acero S275 en perfiles conformados para cerchas, con una tensión de rotura de 410 N/mm², i/p.p. de despuntes y dos manos de minio de plomo totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.

U01FG405	0,094	h	Montaje estructura metálica	16,00	1,50
U06SA420	1,000	m	Acero en tubular S275J0	6,61	6,61
U36IA010	0,010	L	Minio electrolítico	9,50	0,10
%CI	8,210	%	Costes indirectos..(s/total)	0,07	0,57
TOTAL PARTIDA					8,78

1.003 D05AA010 kg ACERO S275 EN CERCHAS

Kg. Acero laminado S275 en cerchas, con una tensión de rotura de 410 N/mm², i/p.p. de despuntes y dos manos imprimación con pintura de minio de plomo, totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.

U01FG405	0,042	h	Montaje estructura metálica	16,00	0,67
U06JA001	1,000	kg	Acero laminado S275J0	0,96	0,96
U36IA010	0,010	L	Minio electrolítico	9,50	0,10
%CI	1,730	%	Costes indirectos..(s/total)	0,07	0,12
TOTAL PARTIDA					1,85

1.004 D05AA025 kg ACERO PERF. TUBULARES CERCHAS

Kg. Acero en perfiles tubulares cuadrados o rectangulares tipo S 275 soldados formando cerchas o vigas en celosía i/p.p. de despuntes y dos manos de minio de plomo totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.

U01FG405	0,080	h	Montaje estructura metálica	16,00	1,28
U06SA610	1,050	kg	Acero en tubular S275J0	1,51	1,59
U36IA010	0,010	L	Minio electrolítico	9,50	0,10
%CI	2,970	%	Costes indirectos..(s/total)	0,07	0,21
TOTAL PARTIDA					3,18

1.005 D05AA022 kg ACERO PERF. TUBULARES ESTRUCTURA

Kg. Acero en perfiles tubulares cuadrados o rectangulares tipo S 275 soldados en cualquier elemento estructural (vigas, pilares y correas, unidas entre sí mediante soldadura) i/p.p. de despuntes y dos manos de minio de plomo totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.

U01FG405	0,060	h	Montaje estructura metálica	16,00	0,96
U06SA610	1,050	kg	Acero en tubular S275J0	1,51	1,59
U36IA010	0,010	L	Minio electrolítico	9,50	0,10
%CI	2,650	%	Costes indirectos..(s/total)	0,07	0,19
TOTAL PARTIDA					2,84

1.006 D05AA040 kg ACERO LAMINADO TUBO PILARES

Kg. Acero laminado S275 en perfiles circulares huecos para pilares, con una tensión de rotura de 410 N/mm², i/p.p. de despuntes y dos manos de minio, totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.

U01FG405	0,025	h	Montaje estructura metálica	16,00	0,40
U06JA001	1,000	kg	Acero laminado S275J0	0,96	0,96
U36IA010	0,010	L	Minio electrolítico	9,50	0,10
%CI	1,460	%	Costes indirectos..(s/total)	0,07	0,10
TOTAL PARTIDA					1,56

Código	Cantidad	Ud.	Descripción	Precio	Importe
--------	----------	-----	-------------	--------	---------

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CAPÍTULO C02 PAVIMENTO

2.001 D19AE008 m² SLURRY COLOR ROJO C 1/2/3

m². Pavimento continuo tipo Slurry, de 2 cm de espesor, sobre solera de hormigón (no incluida), constituido por: imprimación asfáltica Curidan (0,5 kg/m²), dos capas de Slurry en color negro de 1,50 kg/m² de rendimiento cada una, una capa de Slurry en color rojo de 1,50 kg/m², aplicado con rastras de goma, totalmente terminado y nivelado, con una resistencia al deslizamiento Rd (s/ UNE-ENV 12633) en función de la ubicación interior (CLASE 1, 2 ó 3) o exterior (CLASE 3) de acuerdo a CTE-DB-SU-1.

U01AA007	0,260	h	Oficial primera	16,57	4,31
U01AA009	0,260	h	Ayudante	14,67	3,81
U16AD003	0,500	kg	Imprimación asfáltica Curidán	1,02	0,51
U18RA108	3,000	kg	Slurry negro	0,48	1,44
U18RA113	1,500	kg	Slurry rojo	1,35	2,03
%CI	12,100	%	Costes indirectos..(s/total)	0,07	0,85
TOTAL PARTIDA					12,95

2.002 D05DP105 m² FORJADO PLACA PREF. FARLAP 10+2

m². Forjado 10+2 cm, formado a base de placas prefabricadas FARLAP de 2 m de anchura y 10cm de canto s/ detalle y capa de compresión de 2 cm de HA-25/P/15/ IIa N/mm², con tamaño máximo del árido de 15 mm, elaborado en central, con p.p. i/armadura con acero B-500 S en refuerzo de zona de negativos (3,36 Kg/m².), conectores y mallazo de reparto, encofrado y desencofrado, totalmente terminado según EHE-08. (Carga total 650 Kg/m².).

U01AA007	0,450	h	Oficial primera	16,57	7,46
U01AA011	0,450	h	Peón suelto	14,48	6,52
U08CC105	1,000	m ²	m ² Placa Farlap 10+2	36,80	36,80
A02FA723	0,095	m ³	HORM. HA-25/P/15/ IIa CENTRAL	72,84	6,92
D05AC050	1,000	m ²	ENCOFRADO MADERA EN FORJADOS	3,35	3,35
U06GJ001	3,360	kg	Acero corrugado B 500-S prefor.	0,93	3,12
%CI	64,170	%	Costes indirectos..(s/total)	0,07	4,49
TOTAL PARTIDA					68,66

Código	Cantidad	Ud.	Descripción	Precio	Importe
--------	----------	-----	-------------	--------	---------

PRECIOS DESCOMPUESTOS

CAPÍTULO C03 BARANDILLA

3.001 D23IA001 m BARANDA PROTECCIÓN EXT. TUBO 50

m. Barandilla de protección exterior sobre pavimento, de 1,25 metros de altura, realizada con pasamanos y tubos horizontales de acero de 50 mm de diámetro separados 40 cm y pilastras del mismo tubo cada 1,5 m.

U01FX001	0,100	h	Oficial cerrajería	16,00	1,60
U22AI005	1,000	m	Baranda quitamiedos tubo D=50	28,00	28,00
%CI	29,600	%	Costes indirectos..(s/total)	0,07	2,07
TOTAL PARTIDA					31,67

RESUMEN GENERAL DEL PRESUPUESTO

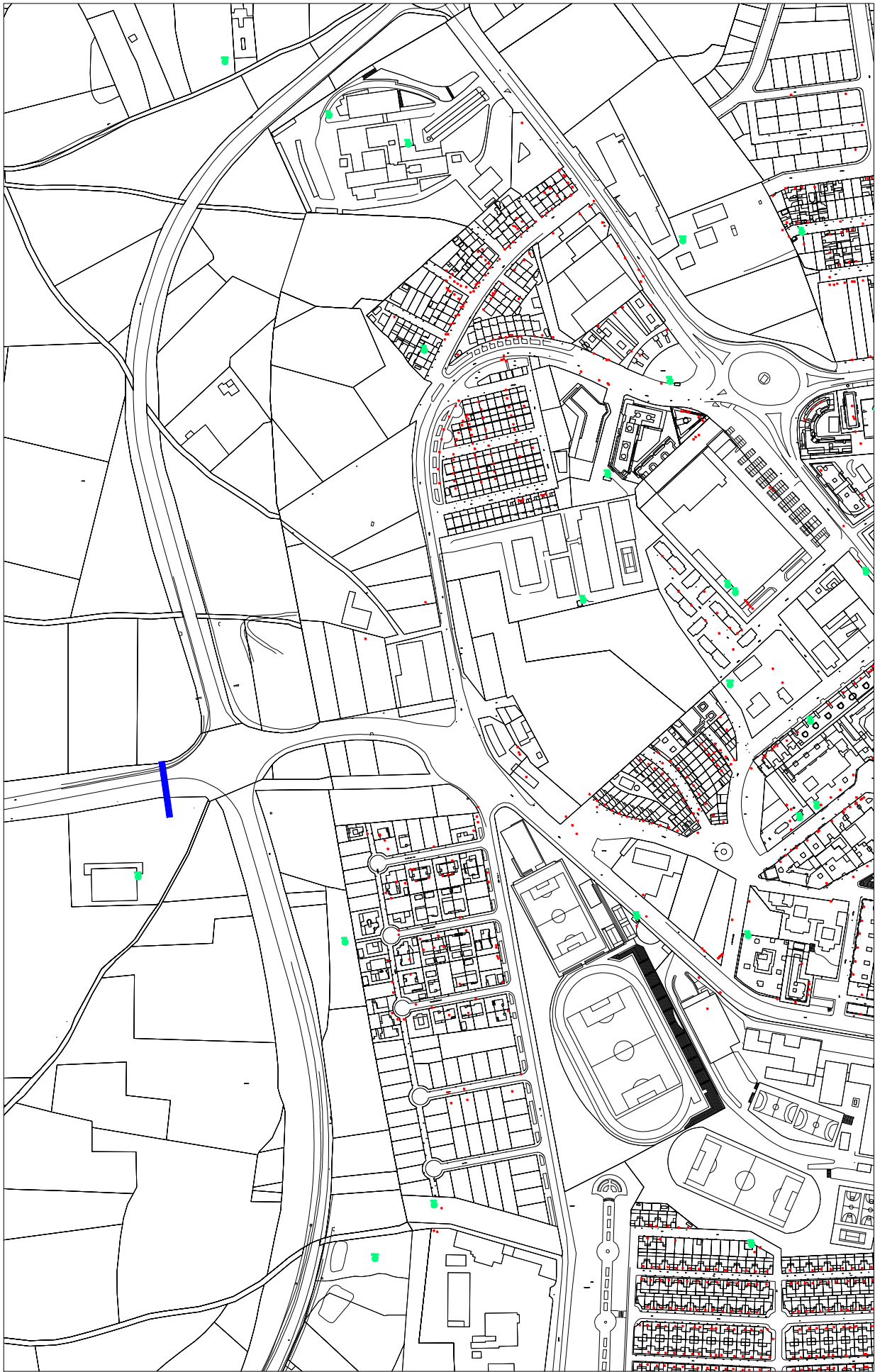
Código	Capítulo	Total €	
C01	ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	132.836,27	84%
C02	PAVIMENTO.	21.218,60	13%
C03	BARANDILLA.	3.293,68	2%
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL.		157.348,55	
=====			

12 de Junio de 2018

7 PLANOS

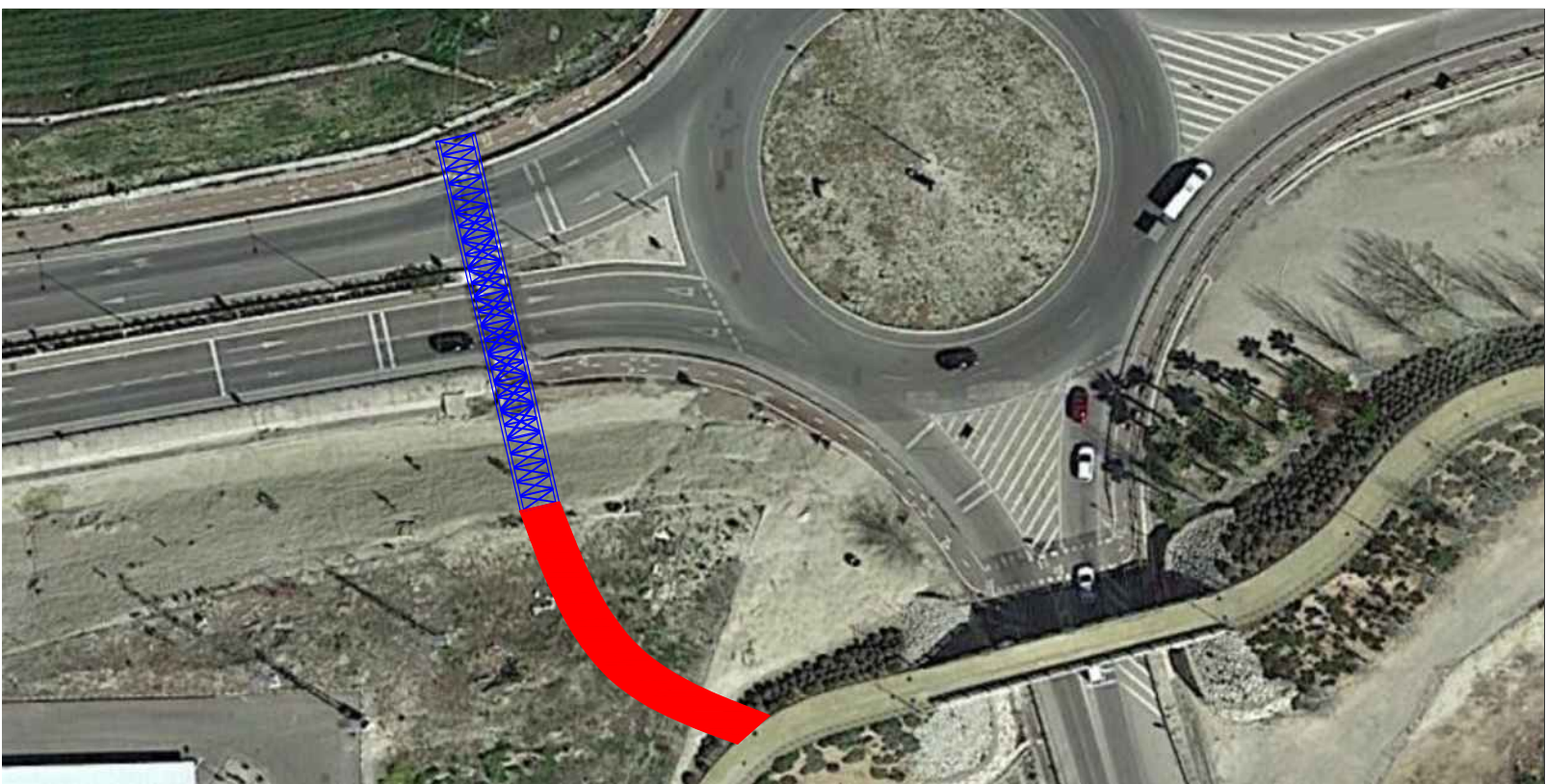
Situación general

Escala 1:5000



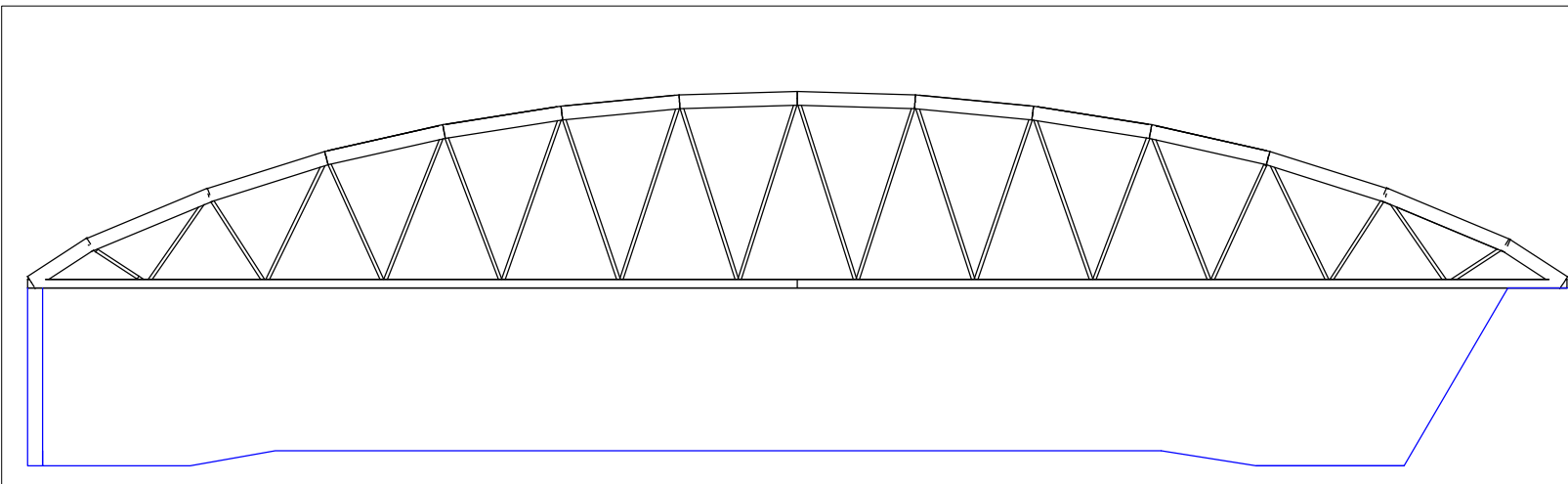
Situación en planta

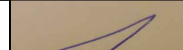
Escala 1:1000



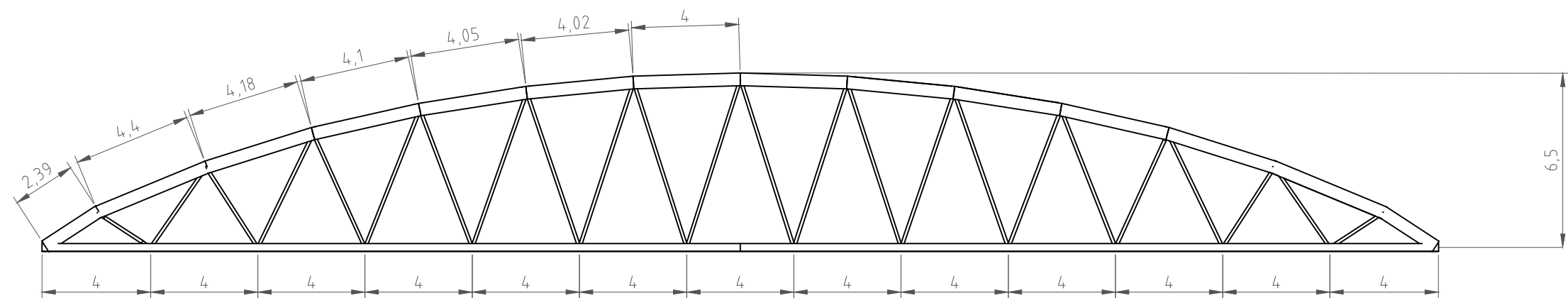
Situación en alzado

Escala 1:350

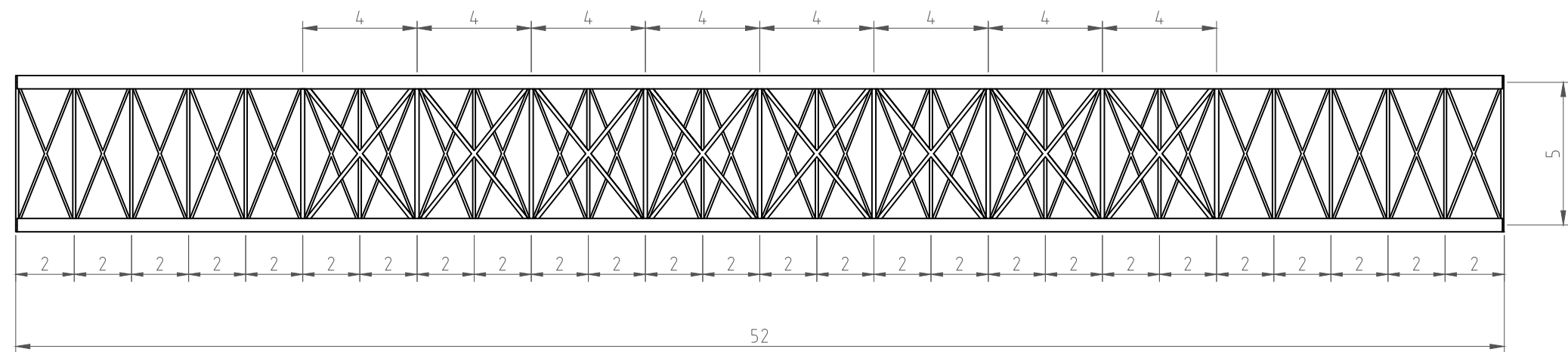


	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	13/06/18	JUAN MIGUEL			
COMPROBADO		RODRIGUEZ			
		PARRILLA			
ESCALA:	PLANO DE SITUACIÓN			Nº PLANO	1/6
INDICADA				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

ALZADO



PLANTA



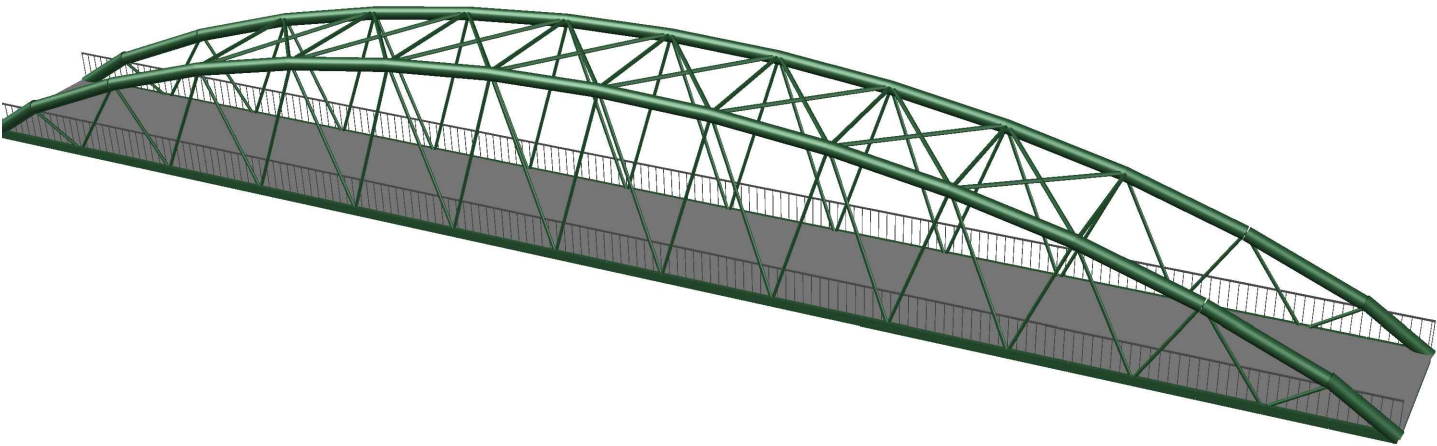
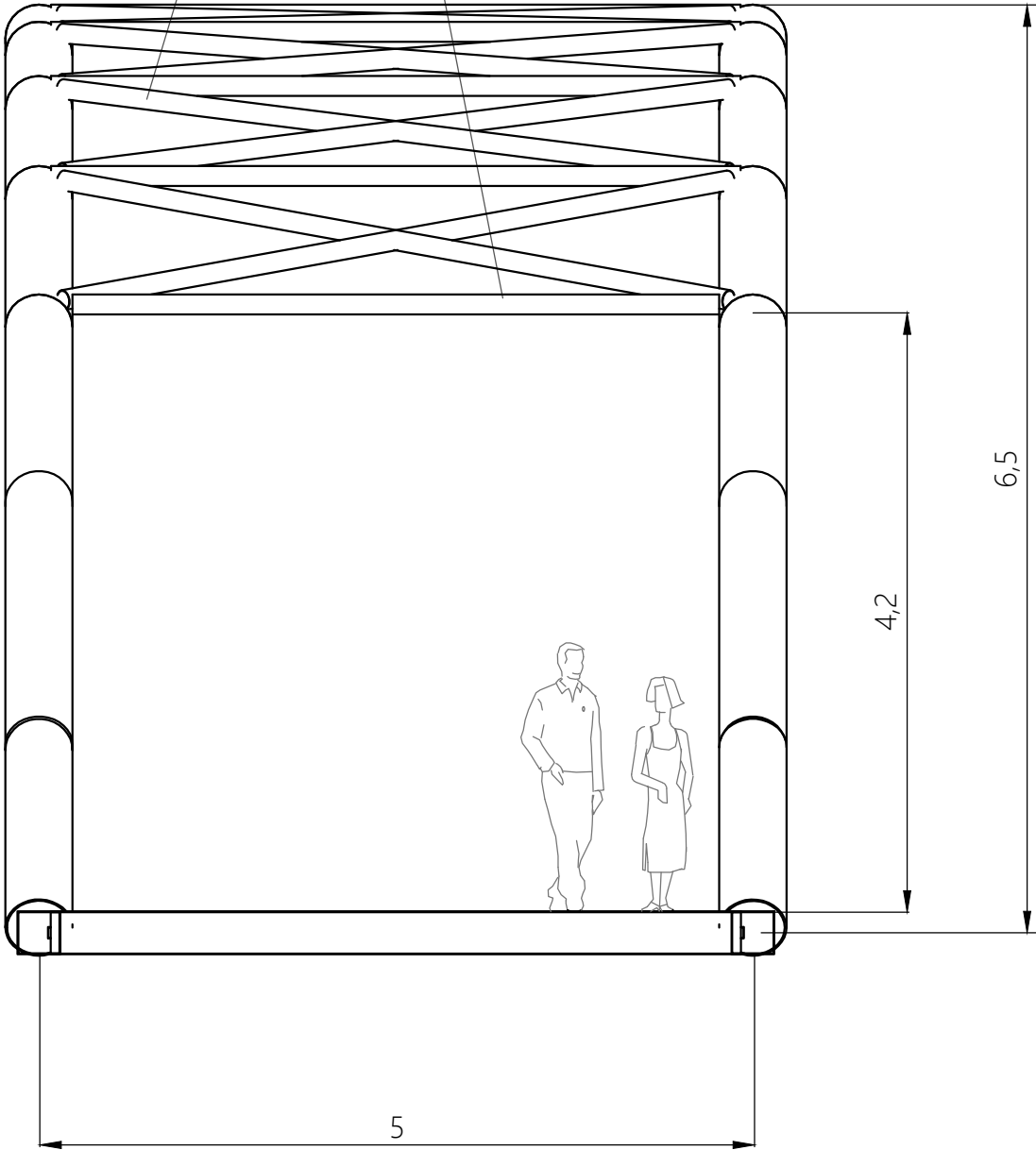
Unidades en metros (m)

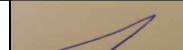
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	13/06/18	JUAN MIGUEL			
COMPROBADO		RODRIGUEZ			
		PARRILLA			
ESCALA:	ALZADO Y PLANTA			Nº PLANO	2/6
1:200				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

PERFIL

DETALLE EN 3D

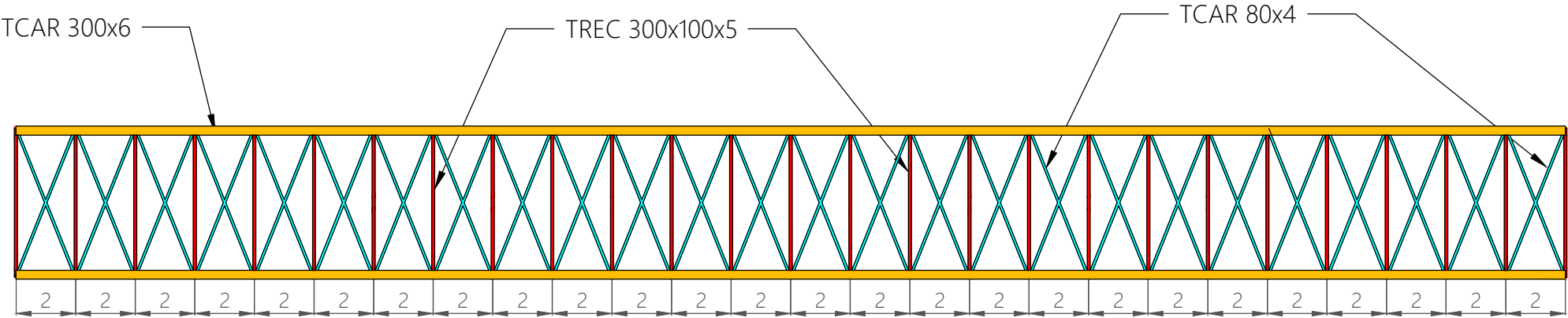
Arriostramiento



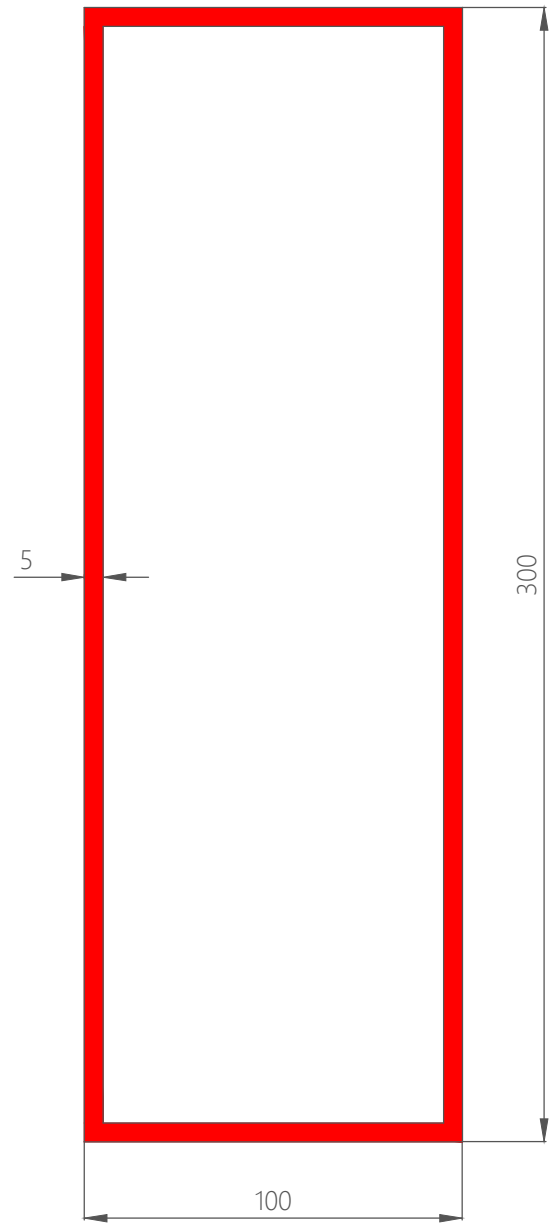
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	13/06/18	JUAN MIGUEL			
COMPROBADO		RODRIGUEZ			
		PARRILLA			
ESCALA:	PERFIL			Nº PLANO	3/6
1:50				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

DETALLE EN PLANTA

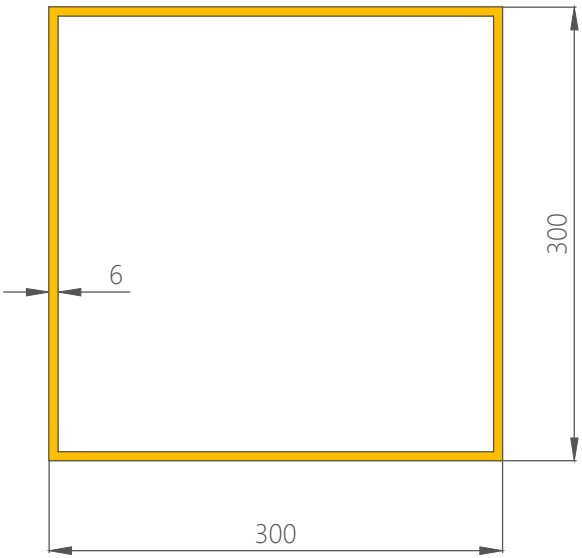
Escala 1:200
Unidades en metros (m)



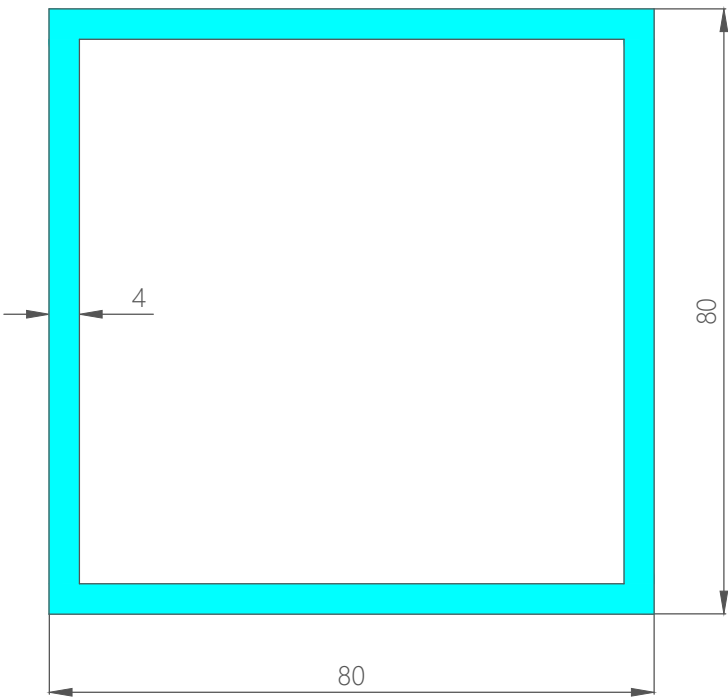
TREC 300x100x5
Escala 1:2



TCAR 300x6
Escala 1:5

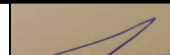


TCAR 80x4
Escala 1:1



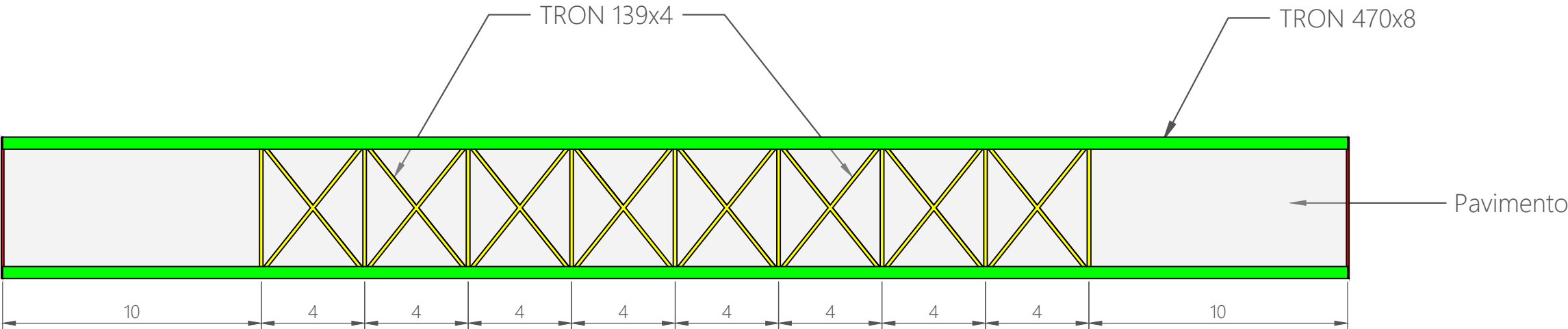
Unidades en milímetros (mm)

Características del material			
Perfil	Calidad	Cf. Seguridad	Nº elementos
TREC 300x100x5	S275	$\gamma_0=1.00$	27
		$\gamma_1=1.00$	
		$\gamma_2=1.25$	
TCAR 300x6	S275	$\gamma_0=1.00$	2
		$\gamma_1=1.00$	
		$\gamma_2=1.25$	
TCAR 80x4	S275	$\gamma_0=1.00$	52
		$\gamma_1=1.00$	
		$\gamma_2=1.25$	

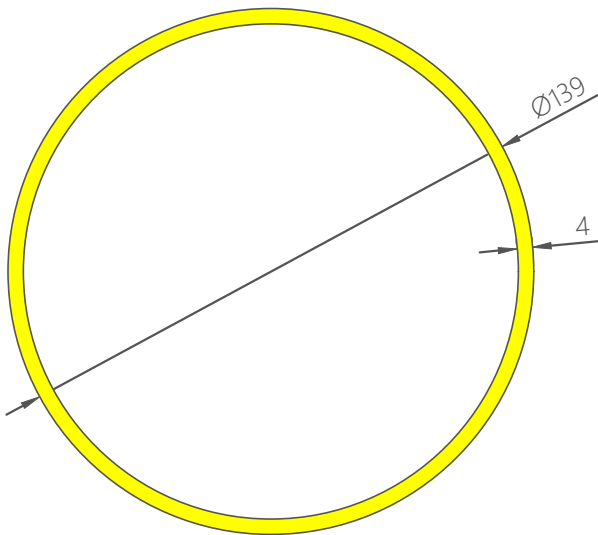
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	13/06/18	JUAN MIGUEL		
COMPROBADO		RODRIGUEZ		
		PARRILLA		
ESCALA:	DETALLE DE LOS PERFILES DE VIGAS Y ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR			Nº PLANO 4/6
INDICADA				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

DETALE EN PLANTA

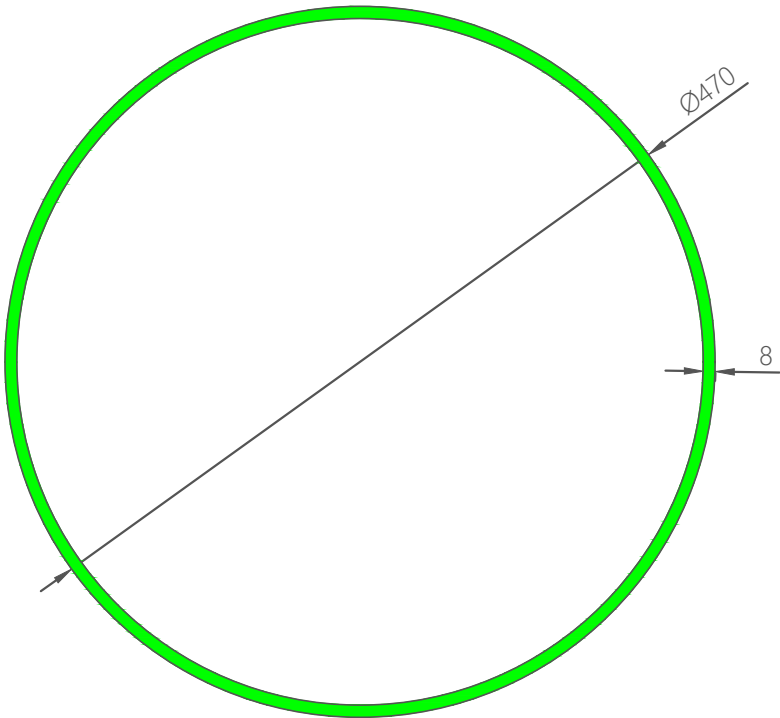
Escala 1:200
Unidades en metros (m)



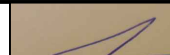
TRON 139x4
Escala 1:2



TRON 470x8
Escala 1:5



Características del material			
Perfil	Calidad	Cf. Seguridad	Nº elementos
TRON 470x8	S275	$\gamma_0=1.00$	27
		$\gamma_1=1.00$	
		$\gamma_2=1.25$	
TRON 139x4	S275	$\gamma_0=1.00$	25
		$\gamma_1=1.00$	
		$\gamma_2=1.25$	

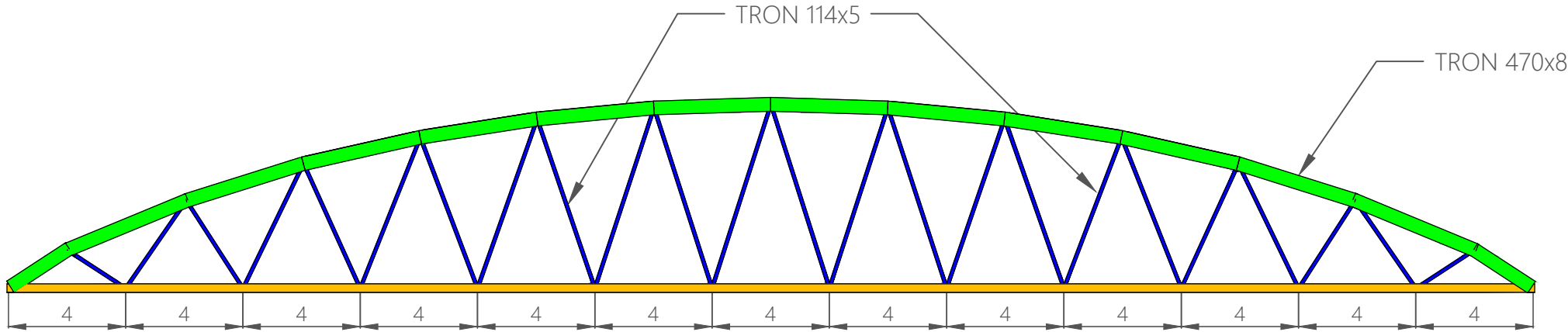
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	13/06/18	JUAN MIGUEL		
COMPROBADO		RODRIGUEZ		
		PARRILLA		
ESCALA:	DETALLE ELEMENTOS DEL ARCO Y ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR			Nº PLANO 5/6
INDICADA				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Unidades en milímetros (mm)

DETALLE EN ALZADO

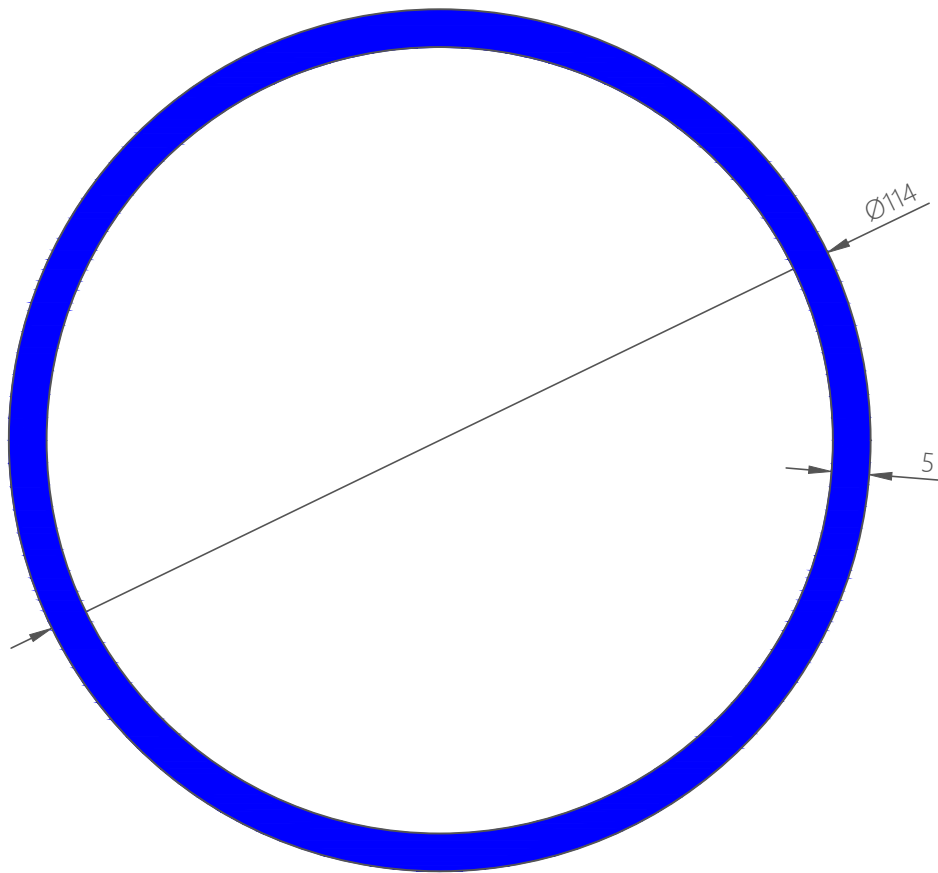
Escala 1:200

Unidades en metros (m)



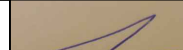
TRON 114x5

Escala 1:1



Características del material			
Perfil	Calidad	Cf. Seguridad	Nº elementos
TRON 114x5	S275	$\gamma_0=1.00$	48
		$\gamma_1=1.00$	
		$\gamma_2=1.25$	

Unidades en milímetros (mm)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	13/06/18	JUAN MIGUEL			
COMPROBADO		RODRIGUEZ			
		PARRILLA			
ESCALA:	DETALLE DEL PERFIL DE LAS PENDOLAS			Nº PLANO 6/6	
INDICADA				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

8 BIBLIOGRAFIA

- [1] J. Manterola Armisén, "Puentes. Apuntes para su diseño cálculo y construcción (Tomo I)," 2006.
- [2] Ministerio del Fomento, "Norma 3.1 -IC Trazado," *Gob. España*, vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2013.
- [3] Gobierno de España / Ministerio de agricultura alimentación y medio ambiente, "Pasarelas peatonales," *Caminos Nat.*, pp. 132–156, 2012.
- [4] G. de E. Ministerio de fomento, "IAP-11: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera," 2011.
- [5] E. C. P. de E. de Acero and E. M. de Fomento, "EAE : Instrucción de Acero Estructural," *Ser. Norm. (Ministerio Fomento)*, p. 655 p., 2012.
- [6] G. de E. Ministerio de fomento, "NCSP-07 : Norma de Construcción Sismoresistente de Puentes.," 2007.
- [7] J. Lucerga, E. Doctorado, "Acciones de diseño de péndolas en los puentes tipo Nielsen", 2016
- [8] Donaire Ávila, Jesús, "Apuntes de clase, tema 8', de la asignatura Procedimientos de construcción. Escuela Politécnica Superior de Linares, 2017.
- [9] <http://www.autodesk.es>
- [10] <http://www.puentemania.com>
- [11] <http://e-ache.com/modules/ache/ficheros/Realizaciones/Obra94.pdf>
- [12] <https://www.structuralia.com>
- [13] <http://www.ingenierocivilinfo.com>
- [14] <http://www.autodes.es>
- [15] http://www.mapama.gob.es/es/desarrollo-rural/temas/caminos-naturales/6.7._Pasarelas_peatonales_tcm7-213277.pdf