



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

**PASARELA DE HORMIGÓN
PREFABRICADO EN LA CAROLINA
SOBRE LA ANTIGUA TRAZA DEL
FERROCARRIL MINERO A LOS
GUINDOS**

Alumno: David Izquierdo Mondéjar

Tutor: Prof. D. Fernando Suárez Guerra
Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Junio, 2019



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

PASARELA DE HORMIGÓN PREFABRICADO EN LA CAROLINA SOBRE LA ANTIGUA TRAZA DEL FERROCARRIL MINERO A LOS GUINDOS

D. FERNANDO SUÁREZ GUERRA, tutor del Trabajo Fin de Grado “PASARELA DE HORMIGÓN PREFABRICADO EN LA CAROLINA SOBRE LA ANTIGUA TRAZA DEL FERROCARRIL MINERO A LOS GUINDOS”, que presenta el alumno DAVID IZQUIERDO MONDÉJAR, da su visto bueno para la defensa y evaluación del citado trabajo en la Escuela Politécnica Superior de Linares.

Linares, JUNIO 2019

EL ALUMNO:

EL TUTOR:

ÍNDICE DE CONTENIDO

1	Resumen.....	11
1.1	Resumen	11
1.2	Abstract.....	11
2	Introducción	12
2.1	Ubicación de la Estructura	12
2.2	Tipología de puente	13
2.2.1	Geometría de la sección longitudinal	13
2.2.2	Geometría de la sección transversal	14
3	Objetivos.....	18
4	Cálculo del Vano central	19
4.1	Definición del modelo analítico del tablero	19
4.1.1	Elección del modelo.....	19
4.1.2	Apoyos.....	21
4.1.3	Barra longitudinal	22
4.1.4	Barras transversales	27
4.1.5	Barras de los apoyos	28
4.2	Cargas	30
4.2.1	Acciones permanentes de valor constante.....	31
4.2.2	Viento	34
4.2.3	Nieve	41
4.2.4	Sobrecarga de uso.....	43
4.3	Combinación de acciones	45
4.3.1	Comprobación en Estado Límite Último (ELU).....	46
4.3.2	Comprobación en Estado Límite de Servicio (ELS).....	47
4.3.3	Introducción de las combinaciones y coeficientes	48
4.4	Cálculo y obtención de resultados.....	51
4.4.1	Comprobación manual de las envolventes obtenidas.....	53
4.5	Armado de la viga	56

4.5.1	Armadura longitudinal	56
4.5.2	Armadura transversal.....	71
4.6	Armado de la losa de compresión	80
4.6.1	Comprobación de esfuerzos rasantes.....	82
4.7	Disposición final de la armadura obtenida.....	85
4.7.1	Cercos del ala inferior	85
4.7.2	Horquillas del alma	85
4.7.3	Armadura transversal de la losa.....	86
4.7.4	Armadura pasiva inferior (A_{s1})	87
4.7.5	Armadura pasiva superior (A_{s2})	87
4.7.6	Armadura de piel.....	87
4.7.7	Esquema final de la disposición de la armadura	87
5	ÁLCULO DE LOS VANOS EXTERIORES.....	89
5.1	Definición del modelo analítico del tablero	89
5.1.1	Apoyos.....	89
5.1.2	Barra longitudinal	90
5.1.3	Barras transversales	95
5.1.4	Barras de los apoyos	96
5.2	Cargas	98
5.2.1	Acciones permanentes de valor constante.....	99
5.2.2	Viento	101
5.2.3	Nieve	109
5.2.4	Sobrecarga de uso.....	111
5.3	Combinación de acciones	113
5.3.1	Comprobación en Estado Límite Último (ELU).....	114
5.3.2	Comprobación en Estado Límite de Servicio (ELS).....	116
5.3.3	Introducción de las combinaciones y coeficientes	117
5.4	Cálculo y obtención de resultados.....	120
5.4.1	Comprobación manual de las envolventes obtenidas.....	121

5.5	Armado de la viga	125
5.5.1	Armadura longitudinal	125
5.5.2	Armadura transversal.....	138
5.6	Armado de la losa de compresión	147
5.6.1	Comprobación de esfuerzos rasantes.....	149
5.7	Disposición final de la armadura obtenida.....	152
5.7.1	Cercos del ala inferior	152
5.7.2	Horquillas del alma	152
5.7.3	Armadura transversal de la losa.....	153
5.7.4	Armadura pasiva inferior (A_{s1})	154
5.7.5	Armadura pasiva superior (A_{s2})	154
5.7.6	Armadura de piel.....	154
5.7.7	Esquema final de la disposición de la armadura	154
6	ANEXO 1: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ALTERNATIVA DEL VANO CENTRAL	156
6.1	Propiedades de la barra longitudinal	156
6.2	Propiedades de las barras transversales	160
6.3	Propiedades de las barras de los apoyos.....	162
6.4	Cargas	164
6.4.1	Acciones permanentes de valor constante.....	164
6.4.2	Viento	165
6.4.3	Nieve	172
6.4.4	Sobrecarga de uso.....	173
6.5	Combinación de acciones	175
6.5.1	Comprobación en Estado Límite Último (ELU).....	175
6.5.2	Comprobación en Estado Límite de Servicio (ELS).....	177
6.5.3	Introducción de las combinaciones y coeficientes	177
6.6	Cálculo y obtención de resultados.....	181
6.6.1	Comprobación manual de las envolventes obtenidas.....	183

7	ANEXO 2: PLANOS	186
8	Bibliografía	187

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Localización en planta de La Carolina [1]	12
Figura 2.2 Situación de la localización de la estructura [3].....	12
Figura 2.3 Ubicación real de la estructura [2].....	13
Figura 2.4 Esquema acotado de la estructura en sección longitudinal.....	14
Figura 2.5 Clasificación de las Secciones Transversales Tipo [5].....	15
Figura 2.6. Sección transversal de la viga en cajón	16
Figura 2.7. Prelosas colaborantes con armadura de cosido [6]	16
Figura 2.8 Esquema sección transversal de viga cajón + losa de compresión.....	17
Figura 4.1 Emparrillado tipo 1 [4].....	19
Figura 4.2 Emparrillado tipo 2 [4].....	20
Figura 4.3 Modelo analítico del tablero del vano central	21
Figura 4.4 Definición de los apoyos izquierdo y derecho al inicio del vano	22
Figura 4.5 Definición de los apoyos izquierdo y derecho al final del vano.....	22
Figura 4.6 Sección homogeneizada de la viga + losa de compresión.....	24
Figura 4.7 Área de cortante en eje Z	24
Figura 4.8 Área de cortante en eje Y	24
Figura 4.9 Dimensiones de la célula de torsión	25
Figura 4.10 Sección para las barras longitudinales en Robot	25
Figura 4.11 Propiedades físicas de las barras longitudinales	26
Figura 4.12 Propiedades del hormigón HA-50 en la barra longitudinal	26
Figura 4.13 Sección de la losa para las barras transversales (cotas en cm).....	27
Figura 4.14 Sección para las barras transversales en Robot.....	28
Figura 4.15 Propiedades físicas de las barras transversales	28
Figura 4.16 Croquis detalle de la ubicación de los apoyos	29
Figura 4.17 Posición de las barras de los apoyos en el modelo	29
Figura 4.18 Propiedades físicas del material en las barras de los apoyos	30
Figura 4.19 Peso propio en el modelo analítico	32
Figura 4.20 Esquema de sección transversal de la imposta	33
Figura 4.21 Cargas muertas en el modelo analítico.....	33
Figura 4.22 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ [7].....	36
Figura 4.23 Carga 1 de viento en el modelo analítico	39
Figura 4.24 Carga 2 de viento en el modelo analítico	39
Figura 4.25 Cargas de viento en el modelo analítico	41
Figura 4.26 Zonas climáticas de invierno [7].....	42
Figura 4.27 Cargas de nieve en el modelo analítico	43

Figura 4.28 Esquema en planta de los distintos casos de Sobrecarga de Uso	44
Figura 4.29 Caso 1 de sobrecargas en el modelo analítico	45
Figura 4.30 Casos 2 y 3 de sobrecargas en el modelo analítico	45
Figura 4.31 Casos 4 y 5 de sobrecargas en el modelo analítico	45
Figura 4.32 Introducción de coeficientes parciales, factores de simultaneidad y combinaciones en el programa Robot.....	49
Figura 4.33 Selección de las combinaciones	49
Figura 4.34 Definición de grupos para la combinación de las cargas	50
Figura 4.35 Definición de relaciones para las cargas permanentes	50
Figura 4.36 Definición de las relaciones para sobrecargas de uso	51
Figura 4.37 Definición de relaciones para las cargas de viento	51
Figura 4.38 Visualización de resultados de cortante y momento flector para el caso de peso propio	52
Figura 4.39 Leyes de cortantes, momento flector y torsor de la barra longitudinal (ELU+)	52
Figura 4.40 Diagrama de deformaciones y valor de flecha máxima	53
Figura 4.41 Valor de Reacciones (Caso de carga de Peso Propio)	54
Figura 4.42 Valor Momento máximo en el centro del vano (caso de carga de Peso Propio)	54
Figura 4.43. Esquema de disposición de la armadura activa en el vano central ...	63
Figura 4.44. Evolución de tensiones en la sección central de la viga (canto $h = 2m$)	65
Figura 4.45. Gráfica Momento-Axil de la sección.....	67
Figura 4.46. Ley de momentos y enfundados (con retranqueo)	70
Figura 4.47. Sección y parámetros definidos por la norma para el cálculo del esfuerzo torsor [8].....	77
Figura 4.48. Modelo analítico de barra transversal para dimensionamiento del armado de la losa de compresión	81
Figura 4.49. Ley de momento flector en ELU para una barra transversal del modelo	81
Figura 4.50. Esquema de secciones para comprobación de rasante en la sección transversal de la viga + losa	83
Figura 4.51. Modelo de bielas y tirantes para las secciones de comprobación de rasante	83
Figura 4.52. Esquema de disposición del montaje de la armadura en el vano central	88
Figura 5.1 Modelo analítico del tablero de los vanos externos.....	89

Figura 5.2 Definición de los apoyos izquierdo y derecho al inicio del vano	90
Figura 5.3 Definición de los apoyos izquierdo y derecho al final del vano.....	90
Figura 5.4 Sección homogeneizada de la viga + losa de compresión	91
Figura 5.5 Área de cortante en eje Z	92
Figura 5.6 Área de cortante en eje Y	92
Figura 5.7 Dimensiones de la célula de torsión	92
<i>Figura 5.8 Sección para las barras longitudinales en Robot</i>	<i>93</i>
<i>Figura 5.9 Propiedades físicas de las barras longitudinales</i>	<i>93</i>
<i>Figura 5.10 Propiedades del hormigón HA-50 en la barra longitudinal</i>	<i>94</i>
Figura 5.11 Sección para las barras longitudinales en Robot	95
Figura 5.12 Sección de la losa para las barras transversales (cotas en cm).....	95
Figura 5.13 Sección para las barras transversales en Robot.....	96
Figura 5.14 Propiedades físicas de las barras transversales	96
Figura 5.15 Croquis detalle de la ubicación de los apoyos	97
Figura 5.16 Posición de las barras de los apoyos en el modelo	97
Figura 5.17 Propiedades físicas del material para las barras de los apoyos.....	98
Figura 5.18 Peso propio en el modelo analítico	100
Figura 5.19 Cargas muertas en el modelo analítico.....	101
Figura 5.20 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ [7].....	103
Figura 5.21 Carga 1 de viento en el modelo analítico	106
Figura 5.22 Carga 2 de viento en el modelo analítico	107
Figura 5.23 Cargas de viento en el modelo analítico	109
Figura 5.24 Zonas climáticas de invierno [7].....	110
Figura 5.25 Cargas de nieve en el modelo analítico	111
Figura 5.26 Esquema en planta de los distintos casos de Sobrecarga de Uso ...	112
Figura 5.27 Caso 1 de sobrecargas en el modelo analítico	113
Figura 5.28 Casos 2 y 3 de sobrecargas en el modelo analítico	113
Figura 5.29 Casos 4 y 5 de sobrecargas en el modelo analítico	113
Figura 5.30 Introducción de coeficientes parciales, factores de simultaneidad y combinaciones en el programa Robot.....	117
Figura 5.31 Selección de las combinaciones	118
Figura 5.32 Definición de grupos para la combinación de las cargas	118
Figura 5.33 Definición de relaciones para las cargas permanentes	119
Figura 5.34 Definición de relaciones para las cargas de explotación.....	119
Figura 5.35 Definición de relaciones para las cargas de viento	120

Figura 5.36 Visualización de resultados de cortante y momento flector para el caso de peso propio	120
Figura 5.37 Leyes de cortantes, momento flector y torsor de la barra longitudinal (ELU)	120
Figura 5.38 Diagrama de deformaciones y valor de flecha máxima.....	121
Figura 5.39 Valor de Reacciones (Caso de carga de Peso Propio)	122
Figura 5.40 Valor Momento máximo en el centro del vano (caso de carga de Peso Propio)	123
Figura 5.41. Esquema de disposición de la armadura activa	131
Figura 5.42. Evolución de tensiones en la sección central de la viga (canto $h = 2m$)	132
Figura 5.43. Gráfica Momento-Axil de la sección.....	134
Figura 5.44. Ley de momentos y enfundados (con retranqueo)	137
Figura 5.45. Sección y parámetros definidos por la norma para el cálculo del esfuerzo torsor [8].....	144
Figura 5.46. Modelo analítico de barra transversal para dimensionamiento del armado de la losa de compresión	148
Figura 5.47. Ley de momento flector en ELU para una barra transversal del modelo	148
Figura 5.48. Esquema de secciones para comprobación de rasante en la sección transversal de la viga + losa	150
Figura 5.49. Modelo de bielas y tirantes para las secciones de comprobación de rasante	150
Figura 5.50. Esquema de disposición del montaje de la armadura en el vano central	155
<i>Figura 6.1 Sección homogeneizada de la viga + losa de compresión</i>	<i>157</i>
<i>Figura 6.2 Área de cortante en eje Z</i>	<i>157</i>
<i>Figura 6.3 Área de cortante en eje Y</i>	<i>158</i>
<i>Figura 6.4 Dimensiones de la célula de torsión</i>	<i>158</i>
<i>Figura 6.5 Sección para las barras longitudinales en Robot</i>	<i>159</i>
<i>Figura 6.6 Propiedades físicas de las barras longitudinales</i>	<i>159</i>
<i>Figura 6.7 Propiedades del hormigón HA-50 en la barra longitudinal</i>	<i>160</i>
<i>Figura 6.8 Sección de la losa para las barras transversales (cotas en cm).....</i>	<i>160</i>
<i>Figura 6.9 Sección para las barras transversales en Robot.....</i>	<i>161</i>
<i>Figura 6.10 Propiedades físicas de las barras transversales</i>	<i>161</i>
<i>Figura 6.11 Croquis detalle de la ubicación de los apoyos</i>	<i>162</i>
<i>Figura 6.12 Posición de las barras de los apoyos en el modelo</i>	<i>163</i>

Figura 6.13 Propiedades físicas del material en las barras de los apoyos	163
Figura 6.14 Peso propio en el modelo analítico	164
Figura 6.15 Cargas muertas en el modelo analítico	165
Figura 6.16 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ [7]	167
Figura 6.17 Carga 1 de viento en el modelo analítico	170
Figura 6.18 Carga 2 de viento en el modelo analítico	170
Figura 6.19 Cargas de viento en el modelo analítico	172
Figura 6.20 Cargas de nieve en el modelo analítico	173
Figura 6.21 Esquema en planta de los distintos casos de Sobrecarga de Uso ...	174
Figura 6.22 Caso 1 de sobrecargas en el modelo analítico	174
Figura 6.23 Casos 2 y 3 de sobrecargas en el modelo analítico	174
Figura 6.24 Casos 4 y 5 de sobrecargas en el modelo analítico	175
Figura 6.25 Introducción de coeficientes parciales, factores de simultaneidad y combinaciones en el programa Robot.....	178
Figura 6.26 Selección de las combinaciones	179
Figura 6.27 Definición de grupos para la combinación de las cargas	179
Figura 6.28 Definición de relaciones para las cargas permanentes	180
Figura 6.29 Definición de las relaciones para sobrecargas de uso	180
Figura 6.30 Definición de relaciones para las cargas de viento	181
Figura 6.31 Visualización de resultados de cortante y momento flector para el caso de peso propio	181
Figura 6.32 Leyes de cortantes, momento flector y torsor de la barra longitudinal (ELU+)	182
Figura 6.33 Diagrama de deformaciones y valor de flecha máxima.....	182
Figura 6.34 Valor de Reacciones (Caso de carga de Peso Propio)	183
Figura 6.35 Valor Momento máximo en el centro del vano (caso de carga de Peso Propio)	184

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Pesos específicos de diversos materiales (kN/m^3) [7]	31
Tabla 4.2 Coeficientes k_r , z_0 y $z_{\min}$ según el tipo de entorno (tabla 4.2-b de la instrucción) [7]	37
Tabla 4.3 Coeficiente α según el tipo de entorno [7]	40
Tabla 4.4 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m^2] [7]	42
Tabla 4.5 Factores de simultaneidad ψ [7]	46
Tabla 4.6 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELU [7]	47
Tabla 4.7 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELS [7]	48
Tabla 4.8 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio [8]	58
Tabla 4.9. Evolución de tensiones en la sección central de la viga	62
Tabla 4.10. Evolución de tensiones en la sección central de la viga de canto $h = 2\text{m}$	64
Tabla 4.11. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón [8]	68
Tabla 5.1 Pesos específicos de diversos materiales (kN/m^3) [7]	99
Tabla 5.2 Coeficientes k_r , z_0 y $z_{\min}$ según el tipo de entorno (tabla 4.2-b de la instrucción) [7]	105
Tabla 5.3 Coeficiente α según el tipo de entorno [7]	108
Tabla 5.4 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m^2] [7]	110
Tabla 5.5 Factores de simultaneidad ψ [7]	115
Tabla 5.6 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELU [7]	115
Tabla 5.7 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELS [7]	116
Tabla 5.8 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio [8]	127
Tabla 5.9. Evolución de tensiones en la sección central de la viga de canto $h = 2\text{m}$	132
Tabla 5.10. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón [8]	135
Tabla 6.1 Coeficientes k_r , z_0 y $z_{\min}$ según el tipo de entorno (tabla 4.2-b de la instrucción) [7]	168
Tabla 6.2 Coeficiente α según el tipo de entorno [7]	171
Tabla 6.3 Factores de simultaneidad ψ [7]	176
Tabla 6.4 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELU [7]	176
Tabla 6.5 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELS [7]	177

1 RESUMEN

1.1 Resumen

El objetivo de este estudio técnico es el diseño y cálculo del tablero de hormigón prefabricado de una pasarela, para salvar el Río Chico, por el que cruza la antigua traza del ferrocarril minero a Los Guindos, ubicado en el término municipal de La Carolina.

Para su realización se procederá definiendo en primer lugar el modelo analítico con el programa Robot Structural Analysis Professional. A continuación, siguiendo la “Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” IAP-11, se introducirán las cargas en el programa para calcular las diferentes combinaciones que indica la instrucción. En último lugar, con los resultados obtenidos del cálculo, se procederá al dimensionamiento del armado de las vigas y losa de compresión, según la norma para estructuras de hormigón EHE-08.

1.2 Abstract

The aim of this project is the design and technical definition of the precast concrete deck of a footbridge, in order to cross the Chico river, which is gone through by the old stretch of the mining railway to Los Guindos, located in the municipal district of La Carolina.

First of all, we will proceed to choose the analytical model by using Robot Structural Analysis Professional. After that, according to “Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” IAP-11 we will introduce the loads in the program, in order to calculate the different loads combinations which are referred in the instruction. Finally, after obtaining the results, we will proceed to the definition of steel reinforcement and the concrete compression slab, according to the EHE-08.

2 INTRODUCCIÓN

2.1 Ubicación de la Estructura

La estructura planteada en este estudio consiste en un viaducto ubicado en el término municipal de La Carolina, provincia de Jaén. En la Figura 2.1 se puede observar su localización en mapa.



Figura 2.1 Localización en planta de La Carolina [1]

El viaducto forma parte de la antigua traza del ferrocarril minero a Los Guindos, que pretendía unir Puertollano con Linares y La Carolina, principales ciudades mineras de la época. Para salvar el salto del Río Chico o del Renegadero, se construyó el viaducto dando así continuidad a la traza de la línea férrea [2].

Actualmente solo se conservan los estribos, por lo que, a fin de dar continuidad a la traza mediante una pasarela para uso peatonal y ciclista de vía verde, se pretende habilitar el puente construyendo el tablero de hormigón prefabricado.

En la Figura 2.2 puede observarse la ubicación de la estructura, en planta, siendo la línea roja el trazado del tablero a proyectar.

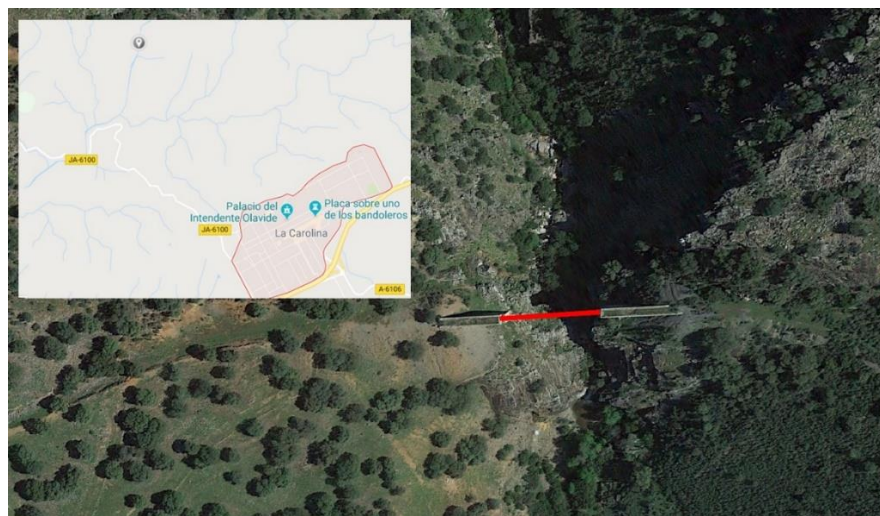


Figura 2.2 Situación de la localización de la estructura [3]

2.2 Tipología de puente

La superestructura de un puente es la parte de estructura conformada por el tablero y el resto de elementos colocados sobre éste (pavimento, drenaje, impostas y barandillas, iluminación, etc.). En este apartado va a analizarse la tipología de la parte fundamental de la superestructura, el tablero, definiendo las geometrías longitudinales y transversales de la estructura.

2.2.1 Geometría de la sección longitudinal

En la Figura 2.3 podemos observar en sección longitudinal la situación actual del trazado donde se ubica la estructura.



Figura 2.3 Ubicación real de la estructura [2]

La luz que hay que salvar con la estructura es aproximadamente de 45 metros, por lo que se considera que el puente es de luz corta, atendiendo a la definición de Manterola [4]. Como se desconoce cualquier información sobre la estructura actual que conforman los estribos, se puede suponer que dicha estructura se realizó adecuadamente pero no se empleará en la construcción de la nueva propuesta en este estudio.

Por tanto, el tablero queda dividido en 3 vanos simplemente apoyados.

Con la ayuda de la aplicación de AutoCAD Civil 3D, se ha podido obtener el perfil del terreno a lo largo de la sección longitudinal de la estructura. Empleando dicho perfil, se consigue el esquema de los 3 vanos que constituyen el puente, como puede verse en la Figura 2.4:

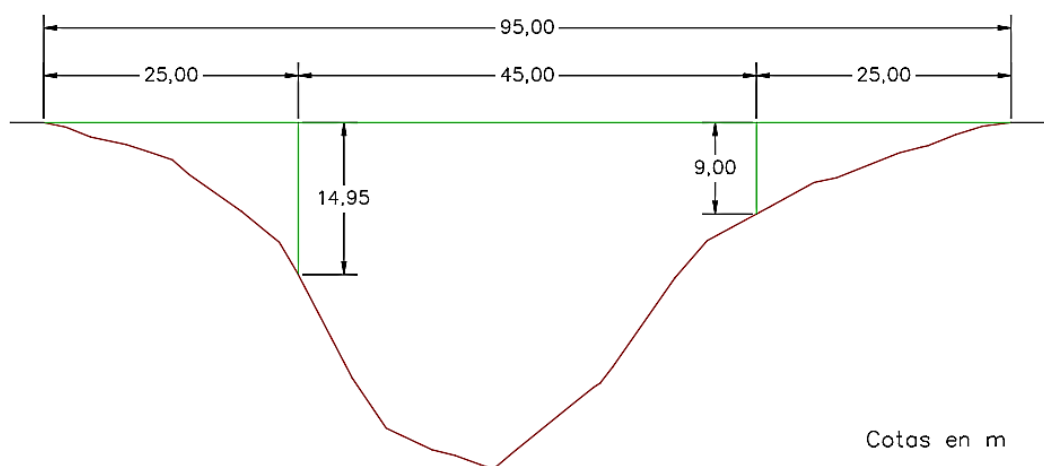


Figura 2.4 Esquema acotado de la estructura en sección longitudinal

El trazado natural del terreno a lo largo de la sección se muestra con la línea roja, mientras que con las líneas verdes se puede observar la posición y dimensión longitudinal de los 3 vanos previamente mencionados, así como de las pilas.

La ubicación de las pilas no ha sido estudiada, dado que se quiere conservar la posición del vano central en la estructura real observada en la Figura 2.2. Por tanto, estas pilas se sitúan al final de los estribos actuales vistos en dicha figura.

Por tanto, el vano central tiene una luz de vano de 45 metros, ubicado entre los dos estribos actuales, donde se situarán las nuevas pilas, mientras que los otros dos vanos estarán donde anteriormente se encontraban los estribos, con una luz de 25 metros cada uno.

2.2.2 Geometría de la sección transversal

Partiendo de este punto, para escoger la sección transversal se plantea emplear la tipología de puente recto o puente viga, apropiado dado que los valores de las luces no son demasiado elevados (puente de luces cortas). Se realiza mediante vigas prefabricadas, considerando tres opciones:

- Tablero de vigas prefabricadas dobles “T”
- Tablero de vigas de vigas artesa
- Tablero con viga en cajón

Siendo válidas cualquiera de las tres opciones, se escogió para este estudio emplear una sección de viga en cajón por motivos meramente académicos.

Para definir las dimensiones de la sección de la viga, debe definirse previamente la sección de la losa de compresión. Dado que se pretende dar continuidad a un tramo de vía verde y, por tanto, su uso será peatonal, así como ciclista, se recurre al **PAB 2014-20**,

volumen 2 [5], donde se aportan unas recomendaciones sobre los criterios geométricos de vías ciclistas en la Comunidad de Andalucía. De esta manera, se estiman las dimensiones necesarias para la circulación de este sector.

Las anchuras mínimas y secciones tipo se definen en el plan en función de la escala y tipología de la vía. La escala para la vía de este estudio será de escala autonómica, la cual se define en el PAB 2014-20 para un uso preferentemente de ocio-turismo-deporte. El tipo de vía se escoge entre 7 tipologías de vía definidas por el plan, siendo éste el caso de vías ciclo-senda.

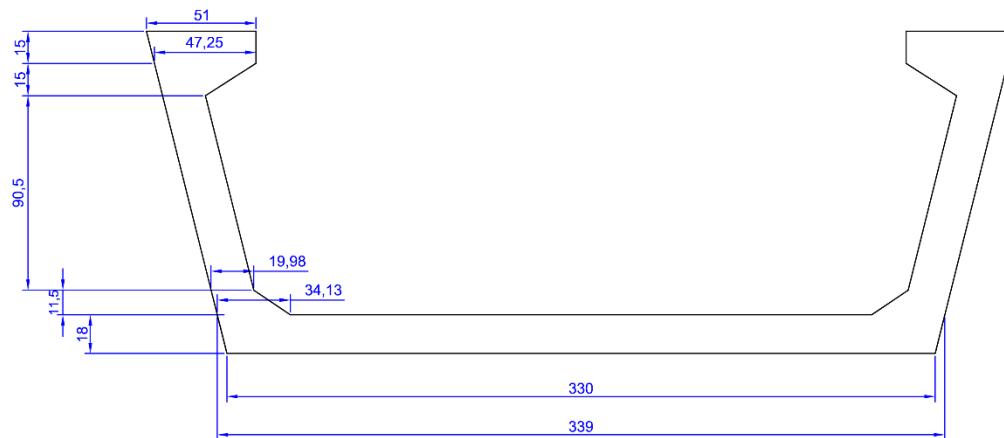
Con estos datos, el plan establece un ancho mínimo para cada sentido del carril bici de 1,50 m, así como propone las secciones tipo recomendadas de la Figura 2.5.

TIPO DE RED		Red Autonómica	Red Metropolitana	Red Urbana	Sentido	Sección Tipo (m)
Vías Ciclistas	Ciclo-senda	X	X			2,5-5,0
	Pista-bici	X	X		Único	1,5-2,0
					Doble	2,5-3,0
	Carril-Bici	X	X	X	Único	1,8-2,0
				X	Doble	2,5-3,0
Vías Compartidas	Urbana (ciclocalle)			X		
	Interurbana	X	X			

Figura 2.5 Clasificación de las Secciones Transversales Tipo [5]

Por tanto, para ciclo-senda en redes autonómicas puede emplearse una sección de entre 2,5 y 5 metros. En este estudio se estima un ancho total de 5 metros, 1,5 metros para cada sentido de carril bici como se indicó previamente, y 1 metro para cada sentido de carril peatonal. Contando con un ancho de 0,5 metros a cada lado destinado a colocación de impostas y barandilla, se obtiene una losa de compresión de 6 metros de ancho, con una pendiente del 2,0% para evacuación de aguas procedentes de lluvia. El espesor de la losa será de 0,24 metros, basado en una estimación de espesores en obras similares a la de este estudio.

Una vez establecida la geometría de la losa de compresión, se escoge la sección de la viga cajón a emplear. En este caso se ha escogido inicialmente una sección transversal de viga procedente de otro proyecto real, dado que el diseño de la viga se escapa de los objetivos del estudio. En caso de no cumplir debido a la sección escogida, se procede a reajustarla hasta encontrar la sección alternativa idónea para el presente estudio.



Cotas en cm

Figura 2.6. Sección transversal de la viga en cajón

Cabe destacar que, para este tipo de viga, es necesario colocar unas prelosas de hormigón prefabricado que sirven de encofrado para el hormigonado de la losa de compresión. Estas prelosas son colaborantes, por lo que cuentan con armadura de celosía. Esta armadura de cosido, que asoma por encima de la prelosa como se aprecia en la Figura 2.7, dota de rigidez al elemento, a la vez que asegura la adherencia entre la prelosa prefabricada y el hormigón colocado in situ sobre ella.



Figura 2.7. Prelosas colaborantes con armadura de cosido [6]

Así mismo, se estima un espesor de 10 cm para la capa de rodadura, basado en valores empleados en proyectos similares.

Con todo esto, un esquema final detallado de la sección transversal queda mostrado en la Figura 2.8:

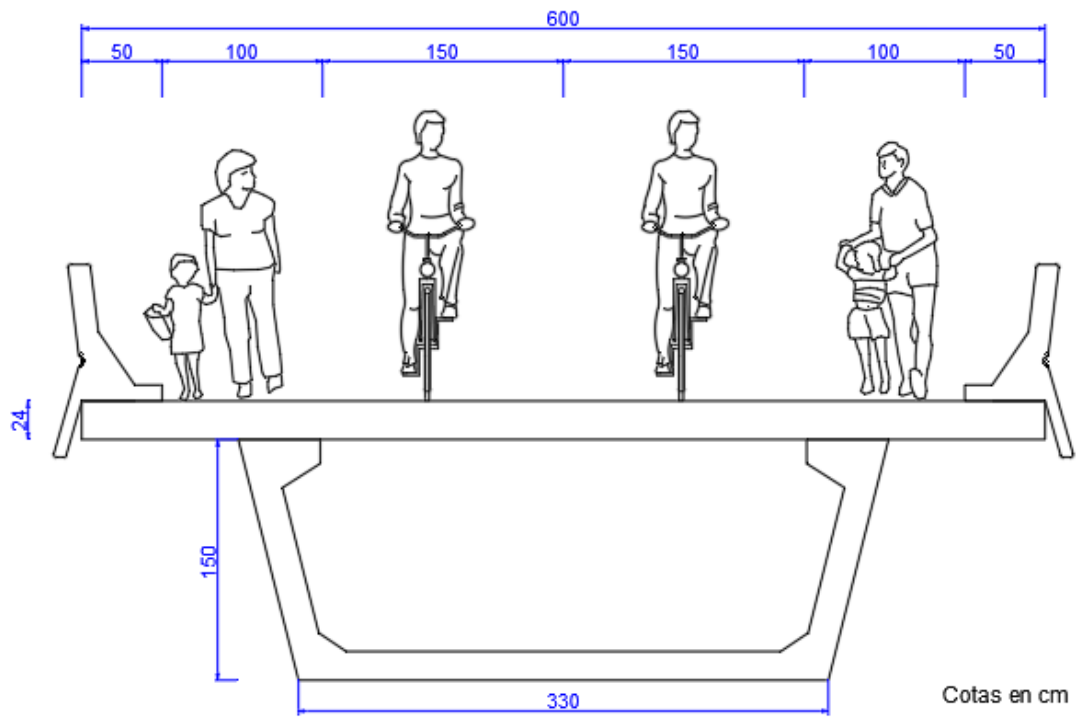


Figura 2.8 Esquema sección transversal de viga cajón + losa de compresión

3 OBJETIVOS

Como ya se ha indicado anteriormente, el objetivo principal de este estudio es el diseño y cálculo de la superestructura de una pasarela de vigas prefabricadas pretensadas. Cabe resaltar que el cálculo se realizará de forma exhaustiva, prestando especial interés en las particularidades presentes en una construcción mediante elementos prefabricados.

En los apartados anteriores ya se ha definido la geometría inicial, tanto en sección longitudinal como transversal, de la pasarela del presente estudio. Con esta geometría se procede a realizar los diferentes objetivos.

La metodología a seguir para alcanzar los objetivos es la siguiente:

- Modelización, cálculo y dimensionamiento del tablero
 - Definición del modelo analítico (vanos central y extremos)
 - Introducción de cargas aplicadas a la pasarela según la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” (IAP-11) [7]
 - Realización de la combinación de acciones
 - Cálculo de las leyes de esfuerzos y comprobaciones pertinentes
 - Dimensionamiento de la viga
 - Dimensionamiento de la losa de compresión
- Realización de los planos necesarios para el estudio
 - Plano de situación
 - Geometría de la viga del vano central
 - Geometría de la viga de los vanos externos
 - Plano de fabricación de la viga del vano central
 - Plano de fabricación de la viga de los vanos externos
 - Sección transversal y replanteo de las prelosas

4 CÁLCULO DEL VANO CENTRAL

4.1 Definición del modelo analítico del tablero

4.1.1 Elección del modelo

El modelo analítico para el cálculo del tablero se realizó según el “*método del emparrillado*”, descrito por *Javier Manterola* en su libro “**Puentes, apuntes para su diseño, cálculo y construcción**” [4].

Mediante este método, se asemeja el tablero a un modelo de barras apoyadas, cada una de las barras con unas geometría y propiedades equivalentes a la sección real, de manera que se puedan obtener las reacciones y respuestas a los diferentes estados de cargas que puedan actuar sobre la estructura [4].

En el libro propone diferentes tipos de emparrillado para el cálculo de puente recto, en función de los diferentes casos (vigas dobles “T”, dos o más vigas cajón y vigas cajón monocelulares).

El caso de la viga de este estudio sería equivalente a vigas cajón monocelulares según la nomenclatura que emplea Manterola, por lo que, siguiendo sus indicaciones, propone los siguientes tipos de emparrillado para el modelo:

Emparrillado tipo 1

En este tipo, se plantea sustituir la viga por un plano formado por dos barras longitudinales, y una serie de barras transversales, como se muestra en la siguiente figura:

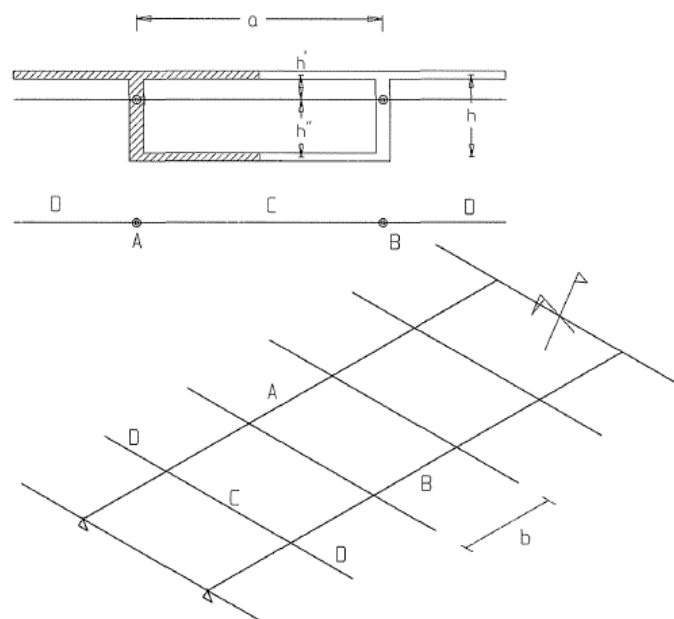


Figura 4.1 Emparrillado tipo 1 [4]

Emparrillado tipo 2

En este modelo, el emparrillado pasa de ser plano a espacial, a través de las barras transversales. Estas barras reproducen el trazado del cajón.

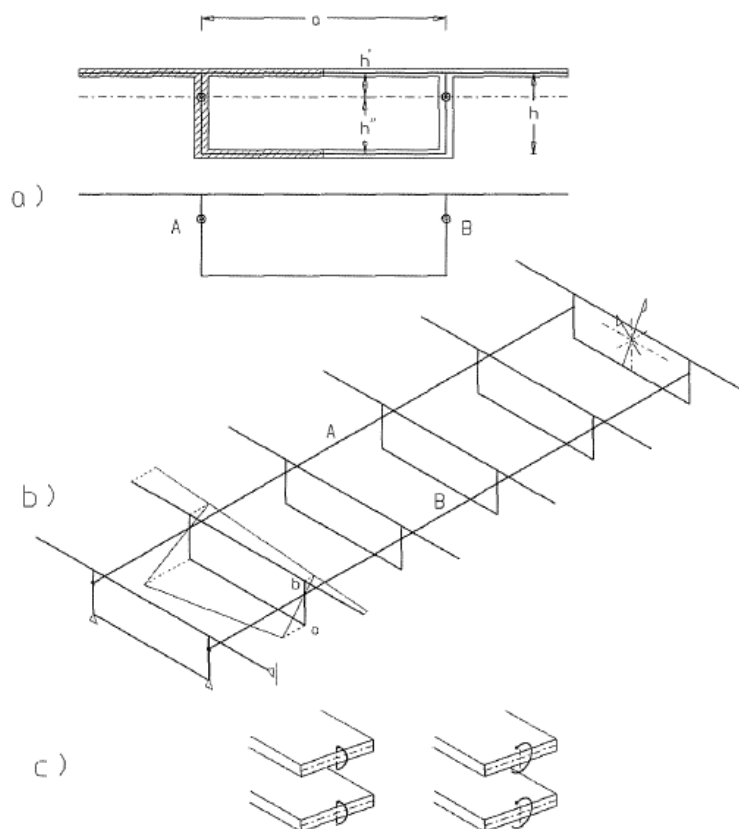


Figura 4.2 Emparrillado tipo 2 [4]

Para nuestra viga, el modelo elegido no se corresponde con ninguno de estos dos, aunque podría definirse como una modificación del tipo 2. Se modifica para que la viga y losa queden representadas en una única barra longitudinal, lo que es conveniente para el posterior dimensionamiento. Por otro lado, cuenta con una serie de barras transversales, distantes entre sí por 1 metro, que representan la sección rectangular de la losa a lo largo de la dirección transversal del puente. Estas barras transversales únicamente servirán para transmitir de manera aproximada a la realidad las cargas a la barra longitudinal y a los apoyos.

En la figura 4.3 puede observarse la disposición del modelo escogido para nuestro estudio, tras haber definido todos sus elementos previamente con el programa de cálculo empleado:

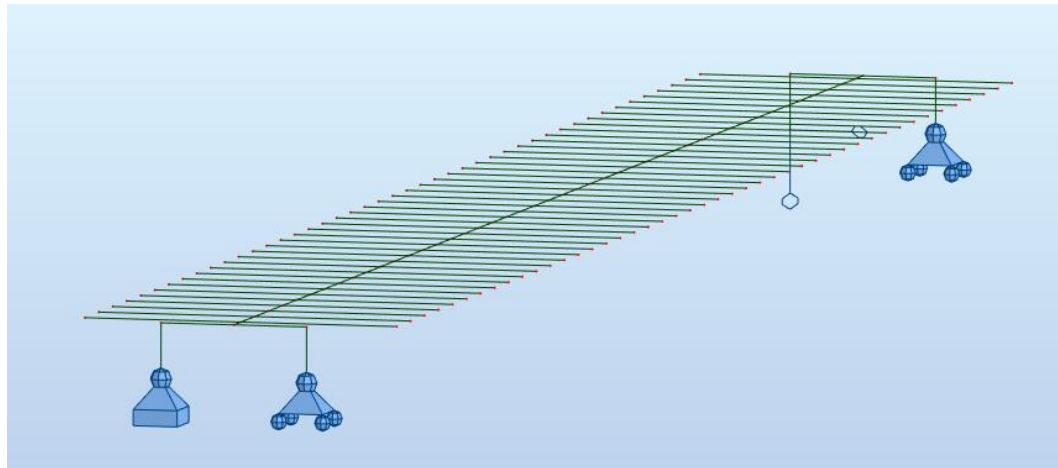


Figura 4.3 Modelo analítico del tablero del vano central

Para su generación, es necesario definir con el programa los diferentes elementos que lo compone, que son:

- Apoyos
- Barra longitudinal
- Barras transversales del emparrillado.

A continuación, se realizarán los cálculos de las propiedades necesarias para definir estos tres elementos que constituyen el modelo.

4.1.2 Apoyos

Se define la estructura como viga simplemente apoyada en neoprenos. Por lo tanto, empleando el programa Robot Structural Analysis, lo primero que se realizó fue la introducción de estos apoyos del modelo, a izquierda y derecha en su inicio y fin del vano.

En primer lugar, se definen debidamente los grados de libertad apropiados de cada uno de los cuatro apoyos para dicha estructura, tal y como se observa en la Figura 4.4 y Figura 4.5.

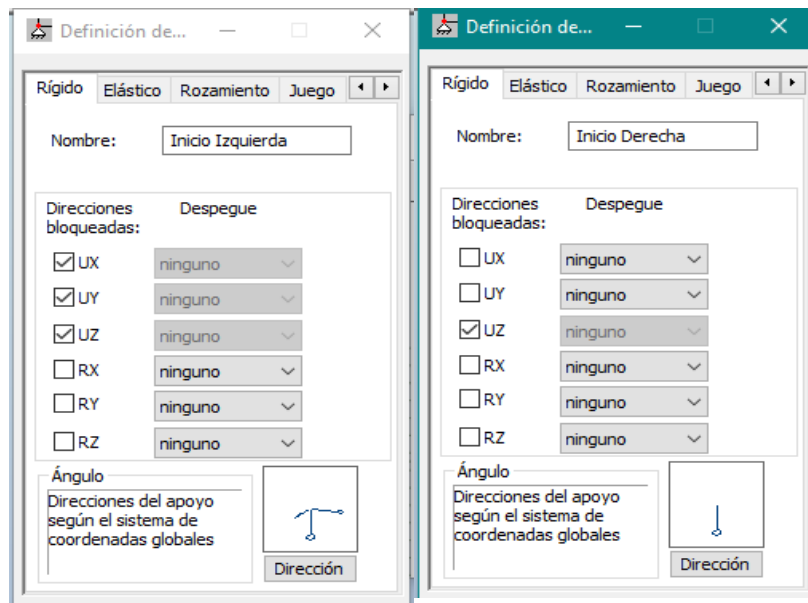


Figura 4.4 Definición de los apoyos izquierdo y derecho al inicio del vano

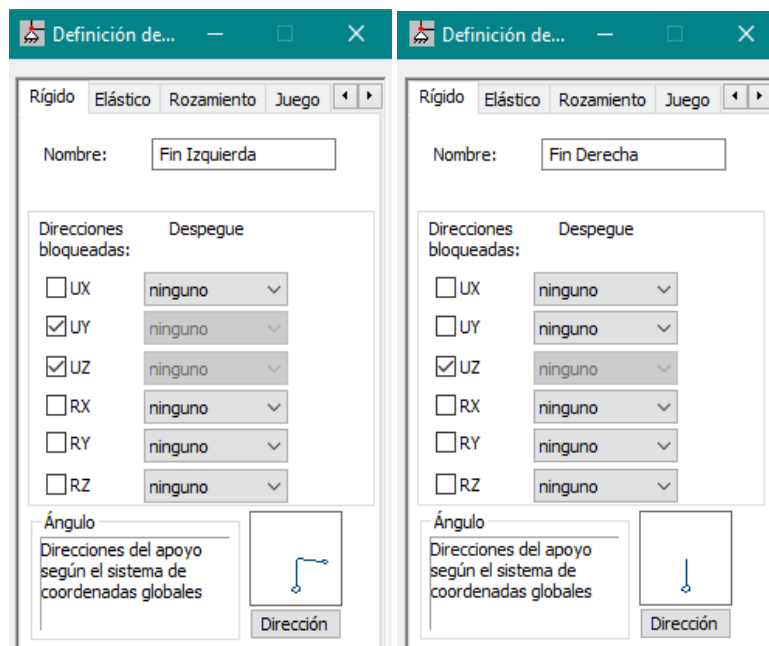


Figura 4.5 Definición de los apoyos izquierdo y derecho al final del vano

4.1.3 Barra longitudinal

Para el tipo de emparrillado seleccionado, como se ha visto previamente, estas barras representan la sección de la viga junto con la losa correspondiente, a lo largo del trazado del puente.

Las propiedades atribuidas a esta barra se calculan previamente, para ser introducidas de manera manual en el programa de cálculo, asemejando la barra a la viga y losa reales.

De cara a la selección del hormigón empleado, para considerar las diferentes resistencias que van a existir, se supone un hormigón HP-50 para la viga cajón de hormigón prefabricado. Para la losa se escoge un hormigón HA-25, dado que la resistencia que se le debe exigir será menor que la de la viga, la cual contará con un sistema de pretensado provisto de una mayor resistencia.

En lo referente al área real de la sección, hay que emplear la correspondiente a la suma del área real de la viga más la losa de compresión. Pero esta área real no debe aplicarse para el resto de las propiedades, ya que, al tener dos hormigones diferentes, con diferentes resistencias, será necesario realizar una homogeneización a un solo material, correspondiente con el del hormigón prefabricado HP-50.

Para ello, debe obtenerse un factor de homogeneización (n), igual al cociente entre los módulos de elasticidad del hormigón in situ (HA-25) y el prefabricado (HP-50).

Estos módulos de deformación se obtienen de la ecuación (1), obtenida del artículo 39.6 de la EHE-08 [8]:

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad (1)$$

$$E_{25} = 8500 \sqrt[3]{25 + 8} = 27.264,04 \text{ MPa}$$

$$E_{50} = 8500 \sqrt[3]{50 + 8} = 32.902,25 \text{ MPa}$$

Por lo que el factor de homogeneización es el siguiente:

$$n = \frac{E_{25}}{E_{50}} = \frac{27.264,04 \text{ MPa}}{32.902,25 \text{ MPa}} = 0,83$$

Con este coeficiente, se reducirá el ancho de la losa de compresión. Siendo el valor de área de la losa de 14.400 cm^2 , el área homogeneizada de la losa se calcula como:

$$\text{Área losa homogeneizada} = 14.400,00 * 0,83 = 11.952 \text{ cm}^2$$

Así, se puede obtener el ancho equivalente a esa área, el cual será de 498 cm. La sección homogeneizada quedaría de la siguiente manera:

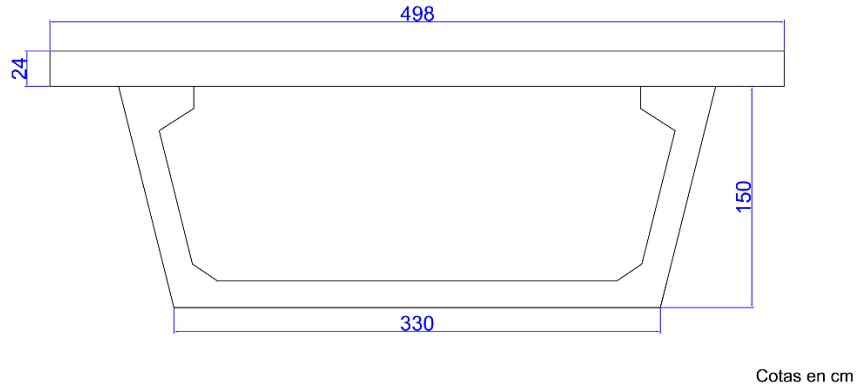


Figura 4.6 Sección homogeneizada de la viga + losa de compresión

Por tanto, las propiedades que se necesitan para el programa de cálculo serían las siguientes:

- **Área**, correspondiente al área real de la viga más la losa de compresión.
- **Momentos de inercia en ejes “Y” y “Z”**, calculados para la sección homogeneizada.
- **Áreas de cortantes en ejes “Y” y “Z”**, obtenidos también de la sección homogeneizada. Estas áreas quedan representadas en rojo en las siguientes figuras:

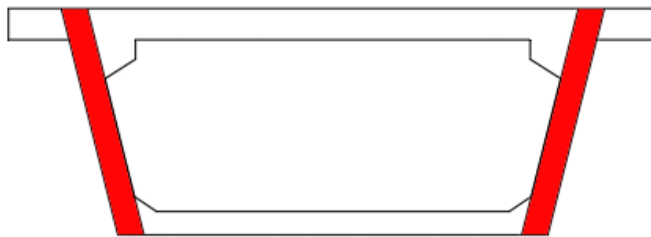


Figura 4.7 Área de cortante en eje Z

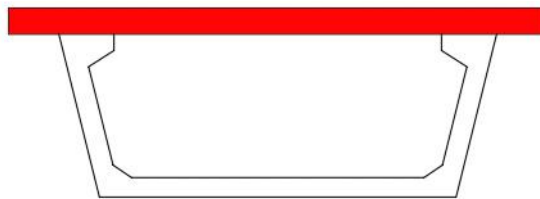


Figura 4.8 Área de cortante en eje Y

- **Rigidez de torsión**, la cual se calcula mediante una fórmula obtenida del libro de Javier Manterola [4], aplicable a una célula de torsión con las siguientes dimensiones:

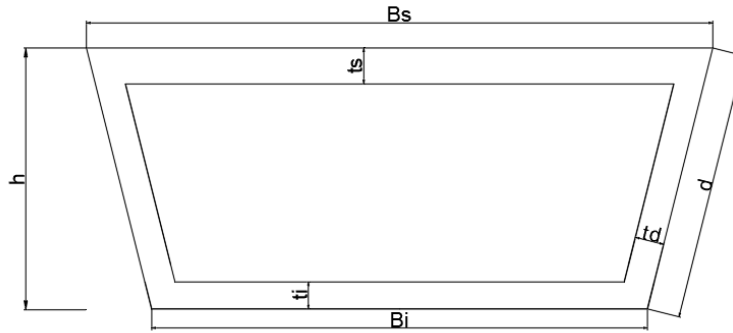


Figura 4.9 Dimensiones de la célula de torsión

Para obtener estas propiedades se utiliza el programa AutoCAD, mediante el comando PROPFIS en la sección, con lo que se obtienen los siguientes valores:

$$\text{Área} = 27.141,8450 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} \text{ (área de cortante en Z)} = 6.953,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{vy} \text{ (área de cortante en Y)} = 11.952,00 \text{ cm}^2$$

$$I_y \text{ (momentos de inercia en eje y)} = 107.619.998,6285 \text{ cm}^4$$

$$I_z \text{ (momentos de inercia en eje z)} = 506.487.087,1468 \text{ cm}^4$$

$$I_x \text{ (rigidez a torsión)} = \frac{(B_s + B_i)^2 h^2}{\frac{B_s}{t_s} + 2 \frac{d}{t_d} + \frac{B_i}{t_i}} = \frac{(417 + 330)^2 174.63^2}{\frac{417}{24} + 2 \frac{179.36}{19.38} + \frac{330}{18}} = 313.858.806,5 \text{ cm}^4$$

Con estos valores, se definió la sección para las barras longitudinales en el programa Robot:

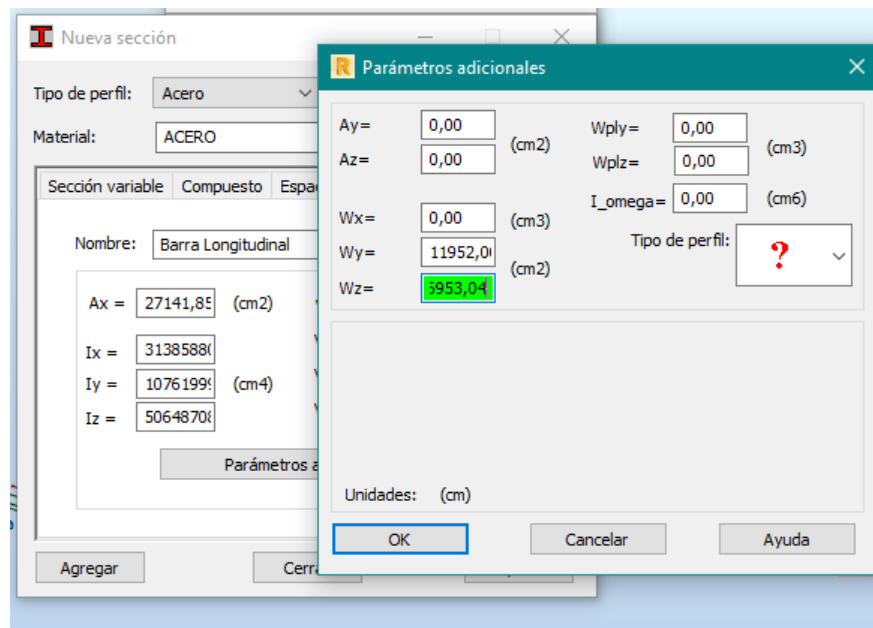


Figura 4.10 Sección para las barras longitudinales en Robot

Definida la sección, se colocó en el programa, poniendo barras de metro en metro a excepción de 0,5 metros para la primera y última, a lo largo de la longitud del vano (hasta alcanzar los 45 metros). Como puede verse en la Figura 4.10, el material por defecto era el acero, el cual se cambió tras la colocación de las barras manualmente a HA-50, tal y como aparece en la Figura 4.11.

+	Sección...	BARRA LONGIT	
-	Material	HA - 50 (Modific	
	E	31310,00	(MPa)
	NI	0,20	
	G	13000,00	(MPa)
	Re	50,00	(MPa)
	RO	11,52	(kN/...
	LX	0,00	(1/°C)

Figura 4.11 Propiedades físicas de las barras longitudinales

El resto de las propiedades físicas del material vienen definidas por defecto, pero aquí hubo que hacer una modificación. Como estas barras cuentan con el área de la viga y de la losa, y las transversales ya van a estar definidas por el área de la losa, al realizar el cálculo del peso propio el programa considerará que la losa está introducida dos veces en el modelo. Para solucionar este problema se calculó un peso específico para la barra longitudinal tal que al multiplicarse por el área (losa más viga), se obtenga únicamente el peso de la viga. Así, tras modificar el valor de peso específico del hormigón por el nuevo (Figura 4.12), el programa considerará únicamente el peso de la viga en la barra longitudinal, y el peso de la losa en las barras transversales.

$$x * A_{Viga+Losa} = \text{Peso específico}_{Hormigon} * (\text{Área}_{Viga+Losa} - \text{Área}_{Losa})$$

$$x = 11,5157 \text{ kN/m}^3$$

Figura 4.12 Propiedades del hormigón HA-50 en la barra longitudinal

4.1.4 Barras transversales

Estas barras se encargan únicamente de transmitir las cargas a la barra longitudinal y apoyos, como se comentó previamente. Son colocadas a una distancia de 1 metro una de la otra, salvo en el inicio y fin de la barra longitudinal, donde se deja una distancia de 0,5 metros para colocar la primera y última barra.

La introducción de estas barras en el programa es más simple, dado que representan una sección rectangular de la losa a lo largo de la sección transversal del puente. Por tanto, basta con definir una sección del hormigón adecuado (HA-25), dimensionando dicho rectángulo.

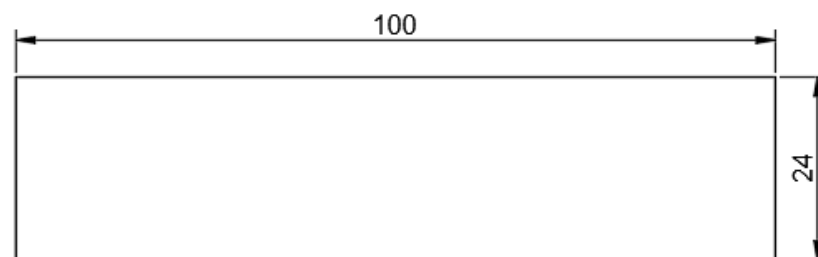


Figura 4.13 Sección de la losa para las barras transversales (cotas en cm)

Los 100 cm de ancho equivalen a 50 cm a cada lado de la barra, que junto a los 50 cm de la barra siguiente forman la distancia de 1 m que se ha dejado entre las barras. El espesor de la losa es de 24 cm.

De esta manera, el modelo estará formado por 45 barras transversales de tres metros de longitud (recordar que el ancho total de la losa era de 6 metros) a cada lado de la barra longitudinal, separadas sucesivamente por 1 m.

Introduciendo estos datos en el programa, queda definida la sección de la siguiente manera:

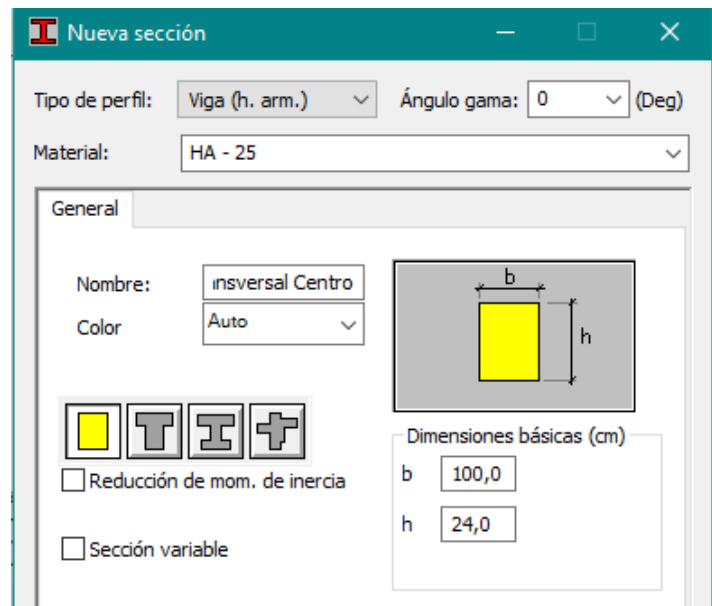


Figura 4.14 Sección para las barras transversales en Robot

En este caso, el material ya está correctamente escogido en la creación de la sección, y el resto de las propiedades físicas del hormigón vienen nuevamente establecidas por defecto en el programa.

Nombre	Valor	Unidad
Tipo de sistema de...	cartesianas	
Características		
⊕ Gama	0,0	(Deg)
⊕ Sección...	Barra Transversal Centr	
⊕ Material	HA - 25	
E	24850,00	(MPa)
NI	0,20	
G	10400,00	(MPa)
Re	25,00	(MPa)
RO	24,53	(kN/m3)
LX	0,00	(1/°C)
Relajaciones...	No hay	
Excentricidades...	No hay	
Suelo elástico...	No hay	
Refuerzo - principi...		

Figura 4.15 Propiedades físicas de las barras transversales

4.1.5 Barras de los apoyos

Por último, hay que definir las barras situadas en los extremos de la longitudinal, donde se van a colocar los apoyos anteriormente definidos.

Estas barras horizontalmente tienen una longitud igual a dos veces la distancia del centro geométrico de la viga hasta el eje donde se colocan los neoprenos. Siendo el ancho de la viga de 330 cm, con un recubrimiento de 25 hasta eje central de colocación de los

neoprenos, el ancho total de estas barras es de 280 cm (140 cm a cada lado de la barra longitudinal). Esto se aprecia con detalle en la Figura 4.16.

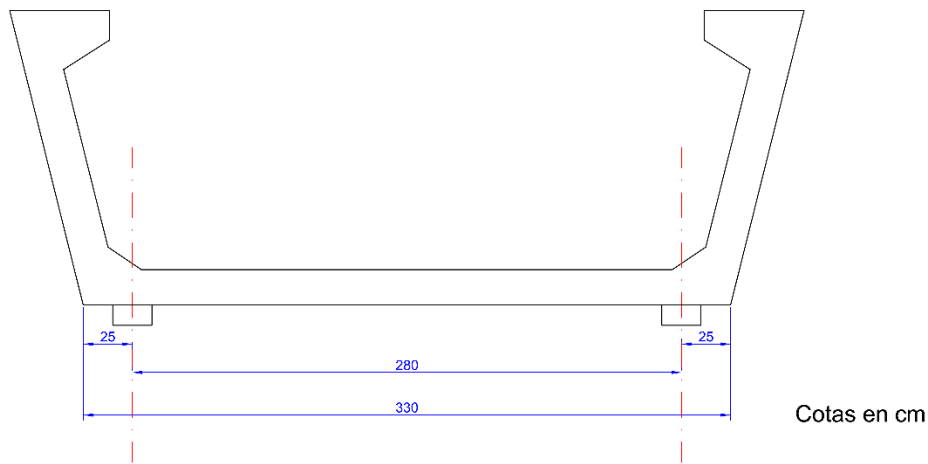


Figura 4.16 Croquis detalle de la ubicación de los apoyos

Por otro lado, considerando que la barra longitudinal se encuentra en un plano horizontal que pasa por el centro de gravedad de la sección de la viga y la losa, desde cada extremo de estas dos barras se colocará una barra vertical en la dirección del eje z que va desde este centro de gravedad hasta la base de la viga, donde ya sí se colocarán los apoyos.

$$y_{cdg} = 105,90\text{cm}$$

En la siguiente imagen, señaladas en azul, podemos observar las barras que se están describiendo, y su disposición geométrica:

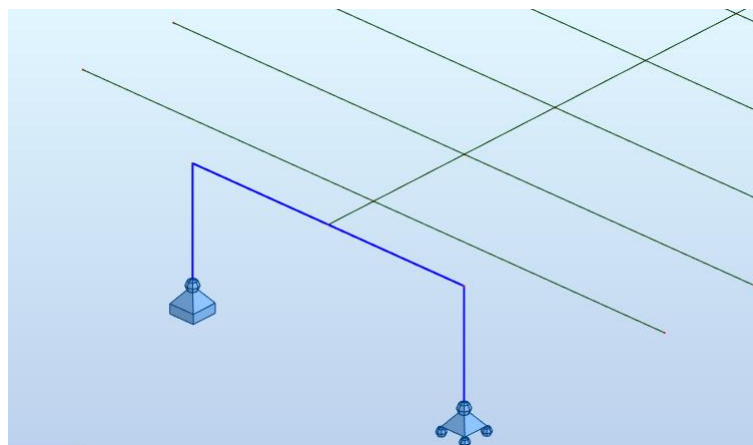


Figura 4.17 Posición de las barras de los apoyos en el modelo

Estas barras deben ser infinitamente rígidas, puesto que tienen la función de colocar los apoyos en el modelo simulando la realidad y deben transmitirle las cargas sobre la

estructura. Para ello, se genera manualmente un material en el programa de cálculo con un módulo elástico muy elevado, para simular esta gran rigidez. En la Figura 4.18 se muestra la creación del material, al que se le ha dado un módulo elástico 10 veces mayor que el módulo elástico del acero (el cual es de $2,1 \cdot 10^5$ MPa).

En cuanto a la sección de estas barras, se empleará la misma sección que se ha aplicado a las barras transversales, empleando como material el de alta rigidez creado previamente.

Figura 4.18 Propiedades físicas del material en las barras de los apoyos

4.2 Cargas

Para definir las diferentes cargas que actuarán sobre la estructura, y así poder insertarlas en el modelo analítico, se siguió la norma IAP-11, ***“Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”*** [7], que define las acciones, sus posibles combinaciones y los coeficientes de ponderación, que deben tenerse en cuenta en el cálculo estructural de un proyecto de puentes.

La clasificación de estas cargas que la norma realiza, y que por tanto se seguirá en este trabajo, queda definida de la siguiente manera [7]:

- *Acciones permanentes de valor constante (G)*, que son aquellas que actúan en todo momento de manera constante sobre la estructura, como son las debidas al peso propio y a las cargas muertas.
- *Acciones permanentes de valor no constante (G*)*, acciones reológicas o de pretensado, asientos, etc. Actúan en todo momento, pero la magnitud de la carga, a lo largo del tiempo, varía.
- *Acciones variables (Q)*, donde se agrupan el resto de las cargas externas a la estructura como la sobrecarga de uso, acciones climáticas, etc.

- *Acciones accidentales (A)*, como pueden ser los impactos de vehículos, sismos, etc., que tienen una probabilidad de actuación sobre la estructura bastante baja.

Para el caso de las acciones accidentales, dado que en este apartado del estudio solo se está calculando el tablero, no se tendrán en cuenta, ya que los impactos o los sismos afectan mayoritariamente a las pilas y/o estribos, mientras que sobre el tablero estas acciones no generan efectos excesivos en la estructura. De igual manera, las acciones de pretensado se considerarán en este estudio como fuerzas exteriores, tenidas en cuenta únicamente de cara al dimensionamiento posterior.

Por tanto, en los siguientes apartados se va a realizar el cálculo de las cargas de peso propio y cargas muertas, de las acciones variables ocasionadas por viento y nieve, y de las sobrecargas de uso.

4.2.1 Acciones permanentes de valor constante

Los valores que tomarán las cargas referentes a los pesos propios dependerán del producto entre las áreas de los elementos y sus correspondientes pesos específicos. Siguiendo la instrucción IAP-11 [7], los valores que deberán tomarse para los diferentes materiales quedan reflejados en la Tabla 4.1, proporcionada por la propia instrucción.

Tabla 4.1 Pesos específicos de diversos materiales (kN/m³) [7]

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

4.2.1.1 Peso propio

En el caso del peso propio, el programa Robot calcula automáticamente el peso de la estructura en la dirección del eje Z en función de la sección de cada elemento y de la densidad del material.

Como se comentó anteriormente, en este punto surge un problema al calcular el programa el peso de las barras transversales y la barra longitudinal, dado que en principio

incluye la sección de la losa dos veces. Solucionado este aspecto como se indicó, el programa de cálculo obtiene esta hipótesis de carga de manera automática.

El resultado obtenido con el programa de cálculo queda reflejado en la Figura 4.19:

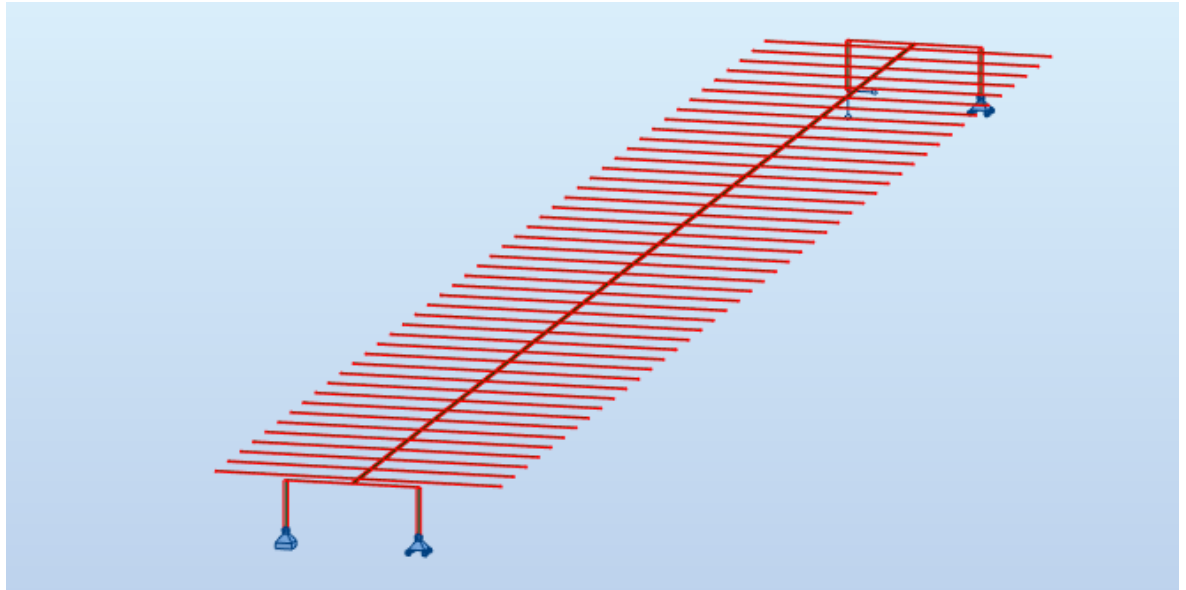


Figura 4.19 Peso propio en el modelo analítico

4.2.1.2 Cargas muertas

Siguiendo el apartado 3.1.2 de la instrucción IAP-11 [7], estas cargas corresponden a todos los elementos no estructurales situados en la estructura, que no aportan ningún tipo de resistencia a la misma, que para este trabajo serán las correspondientes a la capa de rodadura sobre el tablero y a las impostas.

Para el caso de la imposta, conociendo el área de la imposta (usando de nuevo el comando PROPFIS en AutoCAD) y el peso específico del hormigón empleado, se puede obtener la sobrecarga de la siguiente manera:

$$q_{imposta} = A_{imposta} * \gamma_{hormigón} = 3,06 \text{ kN/m}$$

$$A_{imposta} = 0,1224 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{hormigón} = 25 \text{ kN/m}^3$$

La imposta corresponde a un modelo real del catálogo de una empresa de prefabricados [9], cuyo esquema de sección puede observarse en la siguiente figura:

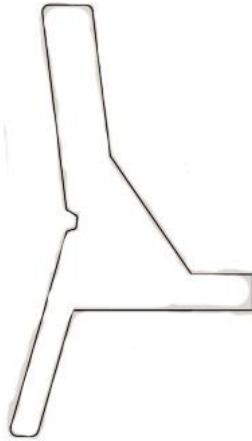


Figura 4.20 Esquema de sección transversal de la imposta

Mientras que, para la capa de rodadura, considerando un espesor (e) de 10 cm de hormigón, se obtiene la sobrecarga:

$$q_{rodadura} = e_{rodadura} * \gamma_{hormigón} = 0,1 * 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Ambas cargas deben multiplicarse por el ancho de área tributaria, que es de 1 metro (0,50 m a cada lado de las barras transversales del modelo), obteniendo así que:

- La sobrecarga de la imposta será una carga puntual aplicada en los extremos de cada barra transversal, de 3,06 kN
- La sobrecarga de la capa de rodadura será una carga lineal de 2,50 kN/m aplicada sobre cada barra transversal

De esta manera, se introducen ambas cargas en el programa de cálculo.

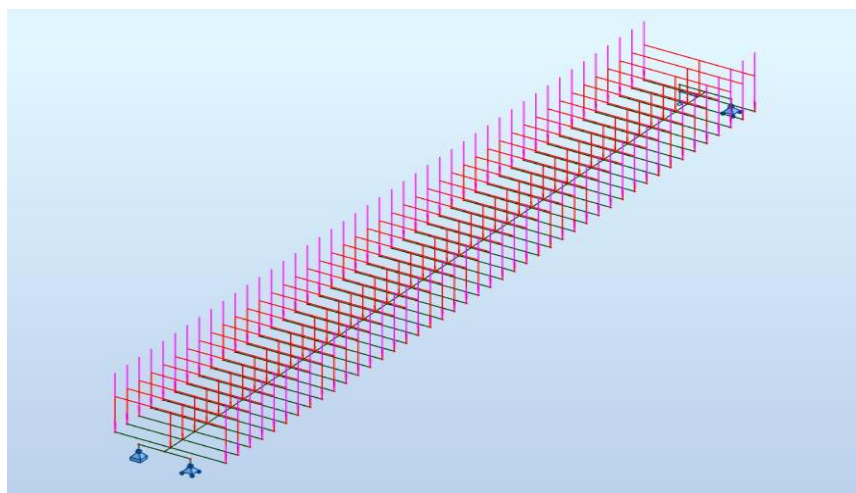


Figura 4.21 Cargas muertas en el modelo analítico

4.2.2 Viento

Para las cargas de viento se procede siguiendo lo indicado en el apartado 4.2. de la IAP-11 [7], “viento”. Para ello, primero se comprueba si deben tenerse en cuenta los efectos aeroelásticos de viento sobre la estructura, siguiendo el apartado 4.2.9.1 [7].

En este apartado se indica que no será necesaria la comprobación de estos efectos en pasarelas o puentes donde se cumplan las siguientes dos condiciones:

- Luz menor de 80 m
- Frecuencia fundamental de flexión vertical mayor de 2 Hz

El vano de mayor longitud es el central, con 45 m, por tanto, cumple con la primera condición, al igual que los otros dos vanos.

Para comprobar la segunda, es necesario obtener la frecuencia fundamental de flexión vertical, siguiendo la expresión indicada en la instrucción:

$$f_B = 0,18 * \sqrt{g/v} \quad (2)$$

siendo

v: flecha máxima de la estructura (m) bajo la acción de la carga permanente, resultando para la estructura de este estudio en el vano central un valor de 20 mm

g: aceleración de la gravedad (9,8 m/s²)

Por lo que, introduciendo estos valores en la *expresión (2)*, se obtiene:

$$f_B = 0,18 * \sqrt{9,8/0,02} = 3,98 \text{ Hz}$$

Por tanto, cumpliendo estas dos condiciones puede concluirse que no se necesita tener en cuenta los efectos aeroelásticos.

Continuando con lo indicado en la instrucción, el empuje del viento sobre la estructura se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref} \quad (3)$$

siendo:

F_w : empuje horizontal del viento [N]

$\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$: presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m²]

ρ : densidad del aire (1,25 kg/m³)

$v_b(T)$: velocidad básica del viento [m/s] en un periodo de retorno T

c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado

A_{ref} : área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m²]

$c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z

La norma nos indica que el empuje del viento actuará en dos direcciones:

- En la dirección transversal al tablero (Y), acompañado de una componente en el sentido vertical (Z)
- En la dirección longitudinal al tablero (X), paralela al eje del mismo.

Por lo tanto, a continuación, se procederá a calcular todos estos parámetros, para obtener los empujes en estas direcciones.

4.2.2.1 Empuje del viento transversal

La velocidad básica del viento se calculará según la siguiente ecuación:

$$v_b(T) = v_b c_{prob} \quad (4)$$

siendo:

c_{prob} : factor de probabilidad, que para situaciones persistentes y a falta de estudios específicos puede considerarse un periodo de retorno de 100 años, siendo el caso del estudio que se está abarcando ($c_{prob} = 1,04$)

v_b la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años. La calcularemos siguiendo la siguiente ecuación:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (5)$$

Siendo:

c_{dir} : factor direccional del viento que se tomará igual a 1,0 a falta de estudios más precisos

c_{season} : factor estacional del viento que se tomará igual a 1,0 a falta de estudios más precisos

$v_{b,0}$: velocidad básica fundamental del viento [m/s] según el mapa de isotacas que se muestra en la siguiente figura (*figura 4.2-1 de la instrucción*):



Figura 4.22 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ [7]

Al estar en zona A, le corresponde un valor de 26 m/s

Sustituyendo la ecuación (5) en la ecuación (4), con todos estos valores, se obtiene:

$$v_b(T) = 1,0 * 1,0 * 26 * 1,04 = 27,04 \text{ m/s}$$

Para el coeficiente de exposición $c_e(z)$ se emplea la siguiente ecuación:

$$c_e(z) = k_r^2 \left[c_0^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 k_l c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \text{ para } z \geq z_{\min} \quad (6)$$

donde:

k_l : factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0

k_r : factor del terreno, según la tabla 4.2-b de la instrucción

z : altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno (en este caso toma un valor igual a 27 m)

z_0 : longitud de la rugosidad, según la tabla 4.2-b de la instrucción

$z_{\min}$: altura mínima, según la tabla 4.2-b de la instrucción

c_0 : factor de topografía, que se tomará habitualmente igual a 1,0

Para poder obtener estos parámetros, la instrucción diferencia cinco tipos de entorno posibles, que son:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta a 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, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones u obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 m. [2]

De esta clasificación, podría clasificarse como tipo II igual que tipo III, ya que la situación de la estructura admitiría ambas clasificaciones. Al no estar claro, se escogió el tipo III, que plantea una situación no tan desfavorable como la del tipo II.

Tabla 4.2 Coeficientes k_r , z_0 y z_{min} según el tipo de entorno (tabla 4.2-b de la instrucción) [7]

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

Sustituyéndolos en la ecuación (6):

$$c_e(z) = 0,216^2 \left[1 * \ln^2 \left(\frac{27}{0,30} \right) + 7 * 1 * 1 * \ln \left(\frac{27}{0,30} \right) \right] = 2,4143$$

Para el coeficiente de fuerza c_{f_i} en la dirección horizontal, se tomará el valor obtenido de la siguiente expresión a falta de datos experimentales:

$$c_{f,h} = 2,5 - 0,3 \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) \quad (7)$$

siendo:

B : la anchura total del tablero, en este caso 6 metros

h_{eq} : altura equivalente obtenida, considerando la de la viga, losa de compresión y las impostas ($1,50 + 0,24 + 0,10 = 1,84\text{m}$)

Sustituyéndolos en la ecuación (7):

$$c_{f,h} = 2,5 - 0,3 \left(\frac{6}{1,84} \right) = 1,5217$$

Para el coeficiente de fuerza c_f en la dirección vertical, la norma indica en el apartado “4.2.5.1.2 Empuje vertical” que toma un valor de $\pm 0,90$

$$c_{f,v} = 0,90$$

El área de referencia A_{ref} en la dirección horizontal es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} :

$$A_{ref,h} = 45 * 1,84 = 82,8 \text{ m}^2$$

Mientras que el área de referencia en la dirección vertical es el área en planta del tablero:

$$A_{ref,v} = 6 * 45 = 270 \text{ m}^2$$

Con todos estos parámetros, ya se puede emplear la ecuación (3) para obtener los empujes horizontales y verticales en sentido del viento transversal al tablero:

$$F_{w,y} [kN] = \left[\frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 2,4143 * 1,5217 * 82,8 * 10^{-3} = 139,01 \text{ kN}$$

$$F_{w,z} [kN] = \left[\frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 2,4143 * 0,90 * 270 * 10^{-3} = 268,096 \text{ kN}$$

Por lo que las cargas por unidad de superficie producidas por estos empujes son:

$$q_{w,y} = \frac{F_{w,y}}{(1,84 * 45) \text{ m}^2} = 1,6789 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,z} = \frac{F_{w,z}}{(6 * 45) \text{ m}^2} = 0,993 \text{ kN/m}^2$$

Convirtiendo las cargas en lineales para su introducción en el programa, se obtiene:

$$q_{w,y} = 1,6789 \text{ kN/m}^2 * 1,84 \text{ m} = 3,089 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,z} = 0,993 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ m} = 0,993 \text{ kN/m}$$

Su introducción en el programa se hará en dos casos de carga, uno con la componente vertical del empuje positiva y el otro con la componente negativa, obteniendo el resultado de la figura siguiente:

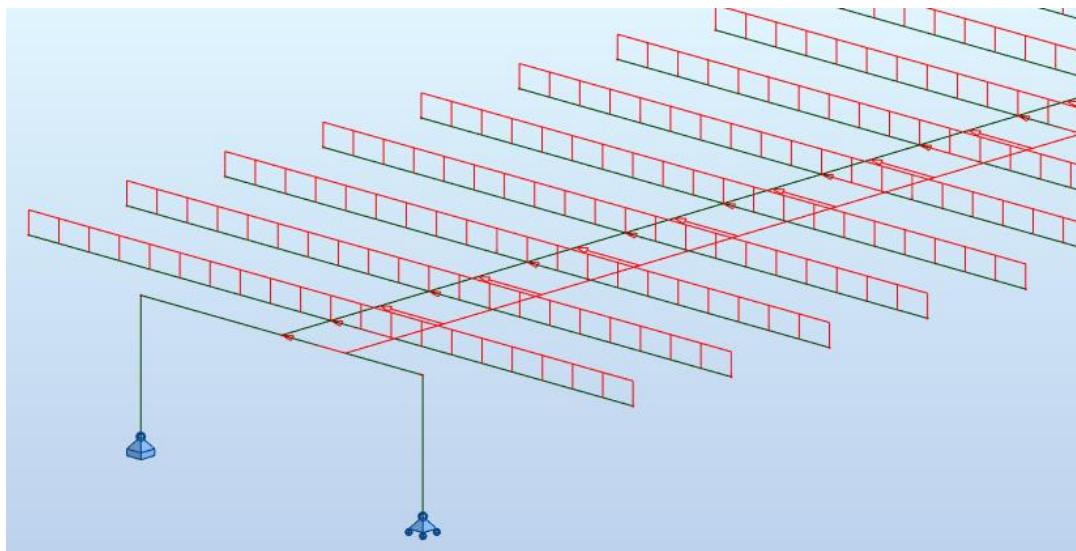


Figura 4.23 Carga 1 de viento en el modelo analítico

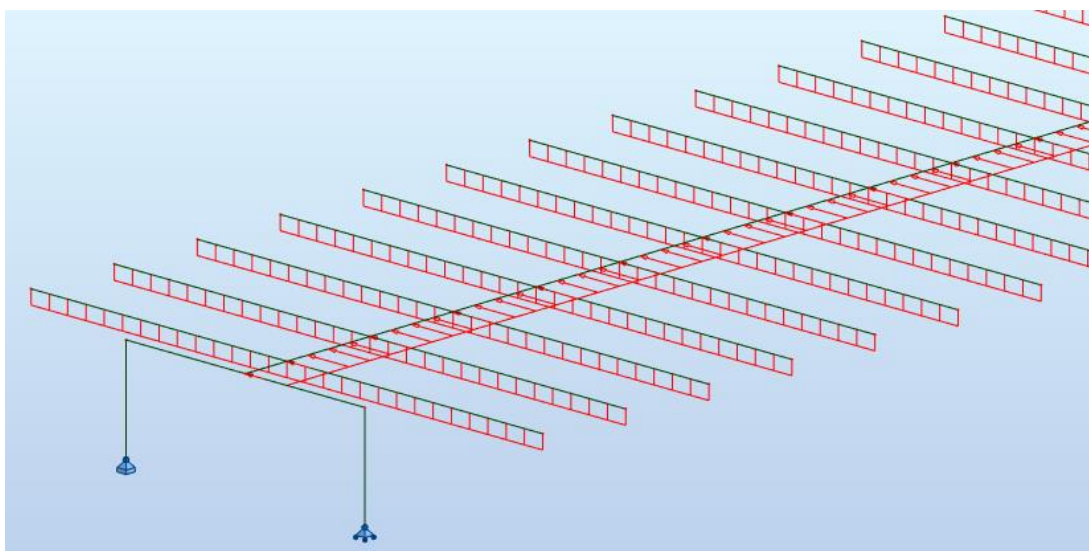


Figura 4.24 Carga 2 de viento en el modelo analítico

4.2.2.2 Empuje del viento longitudinal

Por otro lado, los empujes del viento en sentido longitudinal al tablero se definen en el apartado de la instrucción “4.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal” [7]. En él, se dice que estos empujes se calculan como el 25% del empuje transversal (dirección Y) multiplicado por un coeficiente reductor.

$$F_{w,x} = 0,25 * F_{w,y} * C_{reductor} \quad (8)$$

Siendo este coeficiente reductor el resultado de:

$$C_{reductor} = 1 - \left[\frac{7}{c_0 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \Phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] \quad (9)$$

siendo:

$$\Phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] = 0,230 + 0,182 * \ln \left[\frac{L}{L(z)} \right] \text{ si } 0 \leq \Phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] \leq 1$$

L: longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal (45 m)

$$L(z) = 300 \left(\frac{z}{200} \right)^\alpha \text{ para nuestro caso } (z_{\min} \leq z \leq 200)$$

El coeficiente α se define por la instrucción en la *tabla 4.2-d*:

Tabla 4.3 Coeficiente α según el tipo de entorno [7]

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

En este caso, α da un valor de 0,61, por lo que:

$$L(z) = 300 \left(\frac{27}{200} \right)^{0,61} = 88,435$$

$$\Phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] = 0,230 + 0,182 * \ln \left[\frac{45}{88,435} \right] = 0,107$$

Sustituyendo estos valores en la *ecuación (9)*:

$$C_{reductor} = 1 - \left[\frac{7}{1,0 * \ln\left(\frac{27}{0,30}\right) + 7} \right] * 0,107 = 0,935$$

Por lo tanto, los empujes en la dirección longitudinal del tablero, horizontales y verticales sustituyendo en la *ecuación (7)* serán:

$$F_{w,x} = 0,25 * 139,01 * 0,935 = 32,494 \text{ kN}$$

Para aplicar esta carga en el modelo se introducirá en la barra longitudinal. Por tanto, para obtener la carga lineal:

$$q_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{45 \text{ m}} = 0,722 \text{ kN/m}$$

Introduciendo la carga en el programa de cálculo, se obtiene lo mostrado en la figura siguiente:

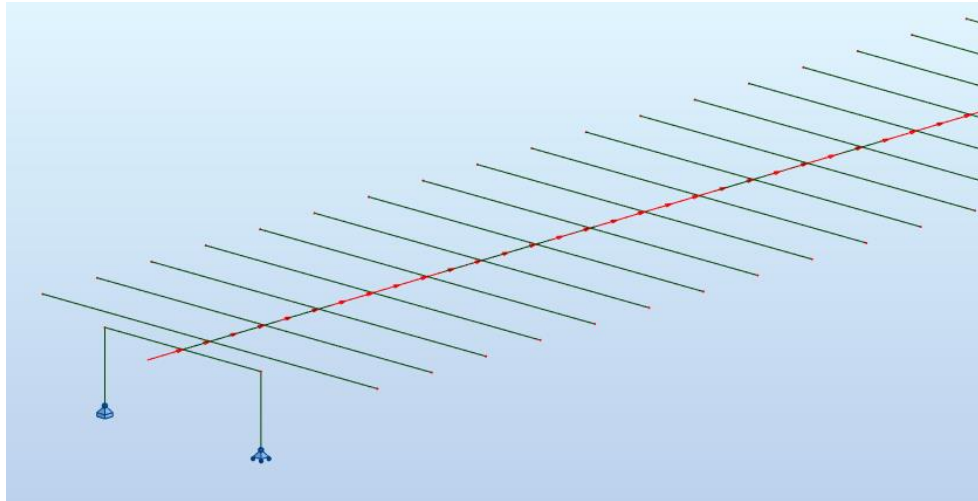


Figura 4.25 Cargas de viento en el modelo analítico

4.2.3 Nieve

En el caso de las cargas debidas a la nieve, se procederá según el apartado 4.4.2 de la instrucción IAP-11, “*sobrecarga de nieve en tableros*” [7], el cual establece el valor de la sobrecarga según la ecuación siguiente:

$$q_k = 0,8 * s_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (10)$$

El valor s_k corresponde con el valor característico de la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, que se puede obtener de las siguientes figura y tabla incluidas en la instrucción:

Tabla 4.4 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m²] [7]

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	-	-	-	-	-

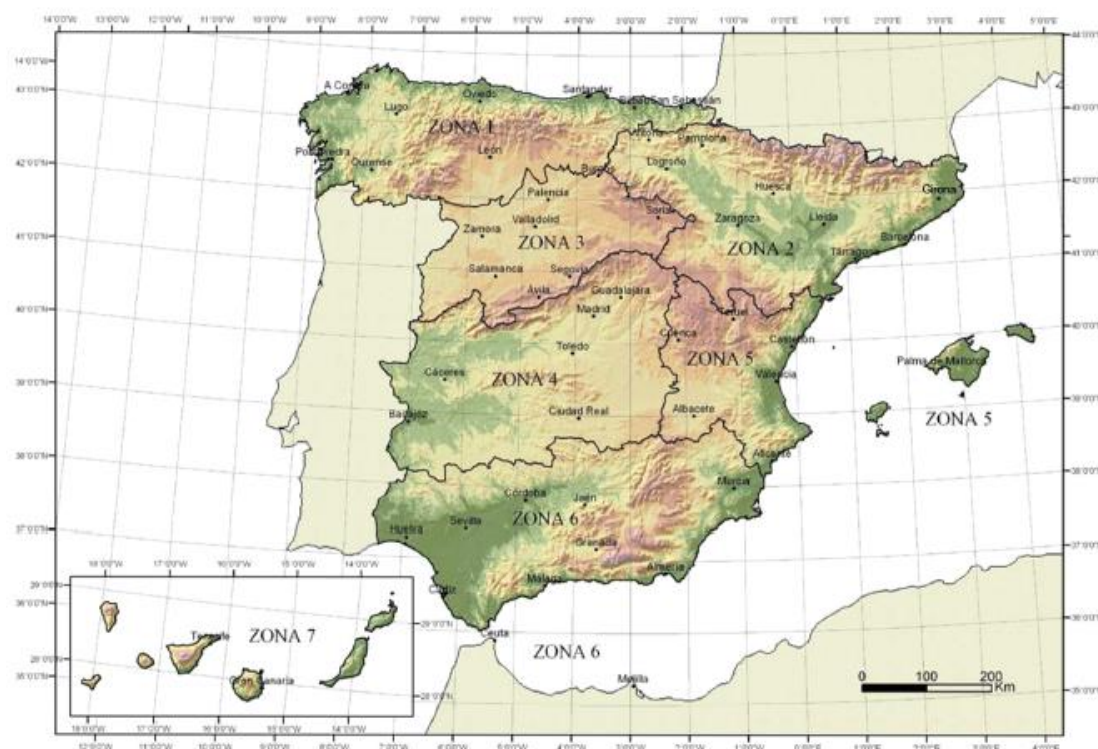


Figura 4.26 Zonas climáticas de invierno [7]

Correspondiendo una zona 6 a la Comunidad de Andalucía, y estando La Carolina a una elevación de 595 msnm:

$$s_k = 0,4$$

Por lo que el cálculo de la sobrecarga queda de la siguiente manera:

$$q_k = 0,8 * 0,4 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando esta carga por el ancho de área tributaria de 1,0 m, de nuevo se obtendría una carga lineal de 0,32 kN/m aplicada sobre las barras transversales. Representándolo en Robot se obtiene el siguiente resultado:

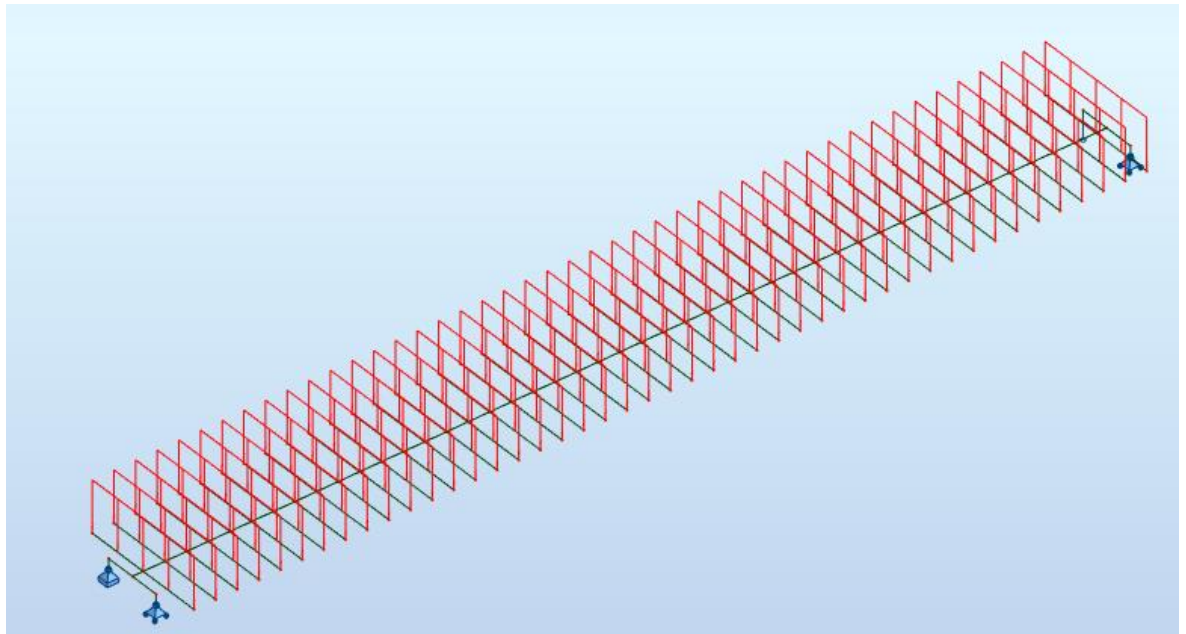


Figura 4.27 Cargas de nieve en el modelo analítico

4.2.4 Sobrecarga de uso

Para el caso de la sobrecarga de uso, el apartado 4.1.8 “sobrecarga de uso en pasarelas” [7] de la instrucción IAP-11 indica que, para determinar los efectos estáticos debidos al tráfico de peatones, debe considerarse simultáneamente:

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

Como en el resto de las cargas se ha realizado, para implementar la carga q_{fk} en el modelo se multiplicará por el ancho de área tributaria, obteniendo la siguiente carga lineal que se aplicará en las barras transversales:

$$q_{fk} = 5 * 1,0 = 5 \text{ kN/m}$$

La fuerza horizontal que indica la instrucción se obtendrá calculando el 10% de q_{fk} :

$$Q_{f1k} = 0,1 * 5 = 0,5 \text{ kN/m}$$

Finalmente, estas cargas se introducirán en el programa de cálculo. Para ello, se crearon diversos casos de cargas que recreen varias posibles situaciones de carga en la realidad.

El primer caso, desfavorable para esfuerzos flectores y cortantes, es el de todo el tablero sometido a las cargas de sobrecarga.

Se plantean cuatro casos más, desfavorables para la torsión de la estructura. El segundo y tercer caso consiste en cargar sólo medio tablero en sección transversal (cada caso cargando uno de los dos lados). Y el cuarto y quinto caso, en el que se carga la mitad del vano en uno de los lados en sección transversal, y la otra mitad del vano en el otro lado.

Estos casos se muestran mejor en la Figura 4.28.

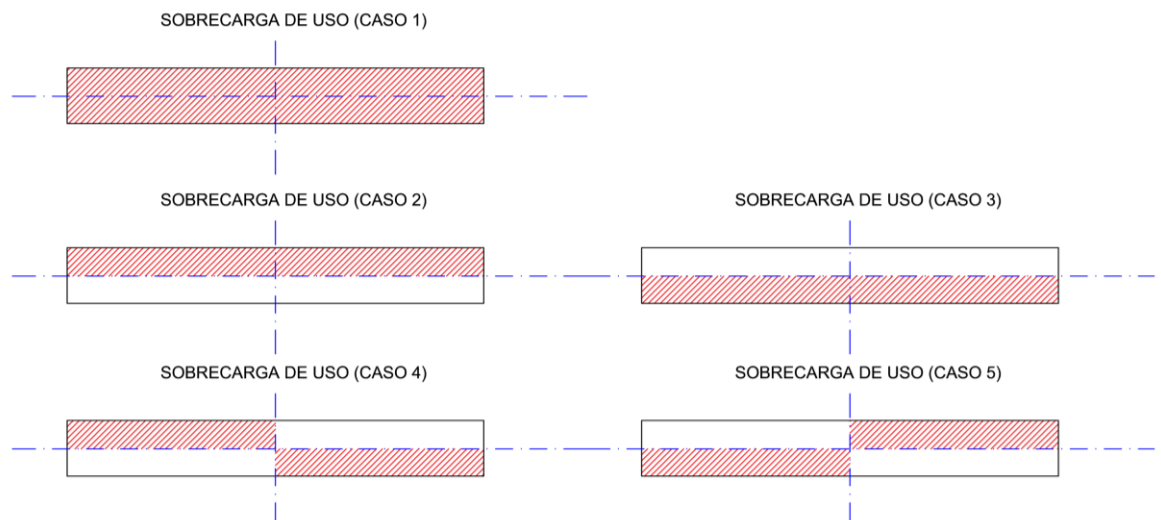


Figura 4.28 Esquema en planta de los distintos casos de Sobrecarga de Uso

Estos casos no serán concomitantes unos con otros, es decir, sólo puede darse uno de los casos a la vez. Introduciendo las cargas en el programa de acuerdo a estos esquemas, se obtienen los casos siguientes:

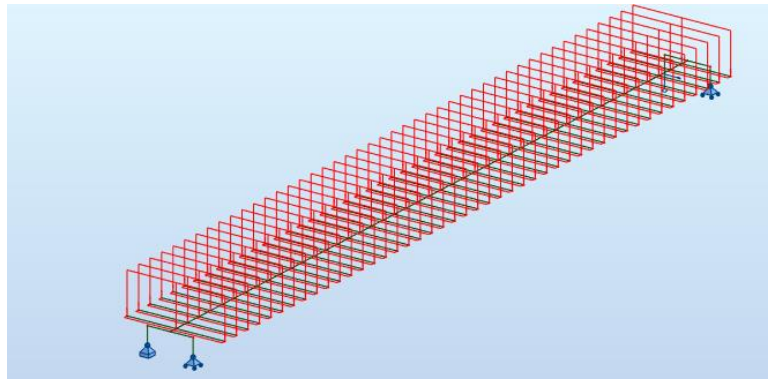


Figura 4.29 Caso 1 de sobrecargas en el modelo analítico

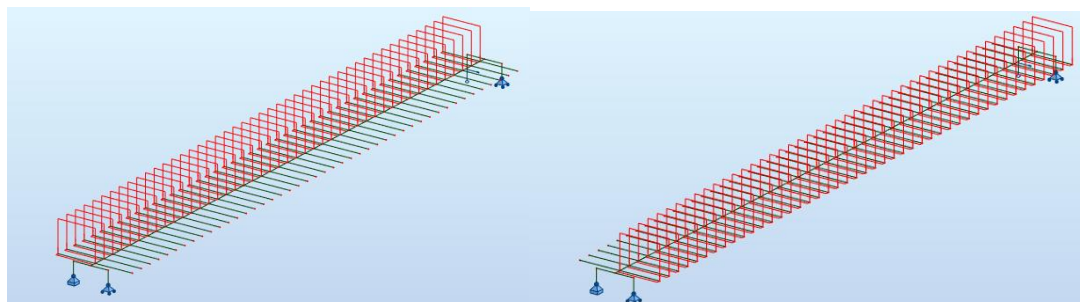


Figura 4.30 Casos 2 y 3 de sobrecargas en el modelo analítico

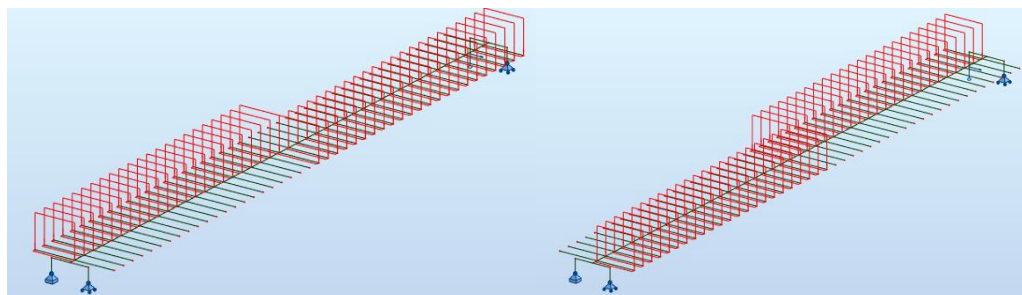


Figura 4.31 Casos 4 y 5 de sobrecargas en el modelo analítico

4.3 Combinación de acciones

Una vez definidas las diferentes acciones que actúan sobre la estructura, continuando con lo indicado en el apartado 6.3 “Combinación de Acciones” de la IAP-11 [7], se realizarán las combinaciones necesarias de estas acciones para identificar cuáles de ellas son críticas, y observar el efecto que generan.

Se realizarán combinaciones para comprobación en Estado Límite Último (ELU), así como en Estado Límite de Servicio (ELS).

4.3.1 Comprobación en Estado Límite Último (ELU)

La norma indica que, en Estado Límite Último, se realizarán combinaciones en situación persistente o transitoria, situación accidental y situación sísmica. Las acciones accidentales o sísmicas quedaban fuera de este estudio, como se explicó anteriormente, por lo que se procede a evaluar la situación persistente.

La combinación de las acciones se realizará en función de la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (11)$$

Siendo:

$G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente

$G_{k,m}^*$: valor característico de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,1}$: valor característico de la acción variable dominante

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

γ_G, γ_Q : coeficientes parciales

Los coeficientes parciales para las acciones y los factores de simultaneidad se obtienen de las siguientes tablas incluidas en la IAP-11.

Tabla 4.5 Factores de simultaneidad ψ [7]

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	$Q_{Snt,k}$		0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

Tabla 4.6 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELU [7]

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 ⁽²⁾
	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

4.3.2 Comprobación en Estado Límite de Servicio (ELS)

La IAP-11 establece tres casos de combinación de acciones según el estado límite de servicio a comprobar, que son combinación característica, combinación frecuente y combinación casi-permanente.

Para este estudio se empleará la combinación frecuente, para verificación de ELS reversibles, que se obtiene de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G^*_{k,m} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (12)$$

Los coeficientes parciales para estado límite de servicio también se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 4.7 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELS [7]

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

4.3.3 Introducción de las combinaciones y coeficientes

Establecidas las combinaciones que se van a comprobar, se introducirán en el programa de cálculo. Dado que se está siguiendo la normativa IAP-11 y el programa Robot realiza las combinaciones siguiendo la EHE-99, se introdujeron los coeficientes de la *tabla 4.5*, *tabla 4.6* y *tabla 4.7* manualmente, empleando el editor de regulamientos de combinaciones según norma.

Una vez introducidos los coeficientes y combinaciones de cargas, se obtiene el resultado mostrado en la siguiente figura:

Norma:

IAP-11

Versión:

17.0

	Naturaleza	Subnaturalez	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_i	ξ_z
1	Permanente		1.35	1	1	1										
2	Explotación		1.5	1	1		0.4				0.4					
3	Viento		1.5	1	1		0.3				0.2					
4	Nieve		1.5	1	1		0.8									
5	Temperatura		1.5	1	1		0.6				0.6	0.5				
6	Accidental					1										
7	Sísmica					1										
8																

		Tipo de combinación	Tipo de usuario	Cargas		
				Permanente	Explotación	Ac
1	ELU	STD		(2) $\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_{\max}^{(i)}$	(19) $Q_i \cdot \gamma_i + \sum_{j \geq 1, i \neq j} Q_j \cdot \gamma_j \cdot \Psi_{0,1}$	(0) $—$
2	ELS	RAR		(1) $\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)}$	(21) $Q_i + \sum_{j \geq 1, i \neq j} Q_j \cdot \Psi_{0,1}$	(0) $—$
3	ELS	FRE		(1) $\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)}$	(20) $Q_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j \geq 1, i \neq j} Q_j \cdot \Psi_{2,1}$	(0) $—$

Figura 4.32 Introducción de coeficientes parciales, factores de simultaneidad y combinaciones en el programa Robot

Una vez modificado, se introducen las combinaciones según norma automáticas completas. En primer lugar, hay que indicar al programa los modelos según los cuales realizará las combinaciones, que son según estado límite último y estado límite de servicio frecuente, como se indicó anteriormente. Esto queda reflejado en la siguiente figura:

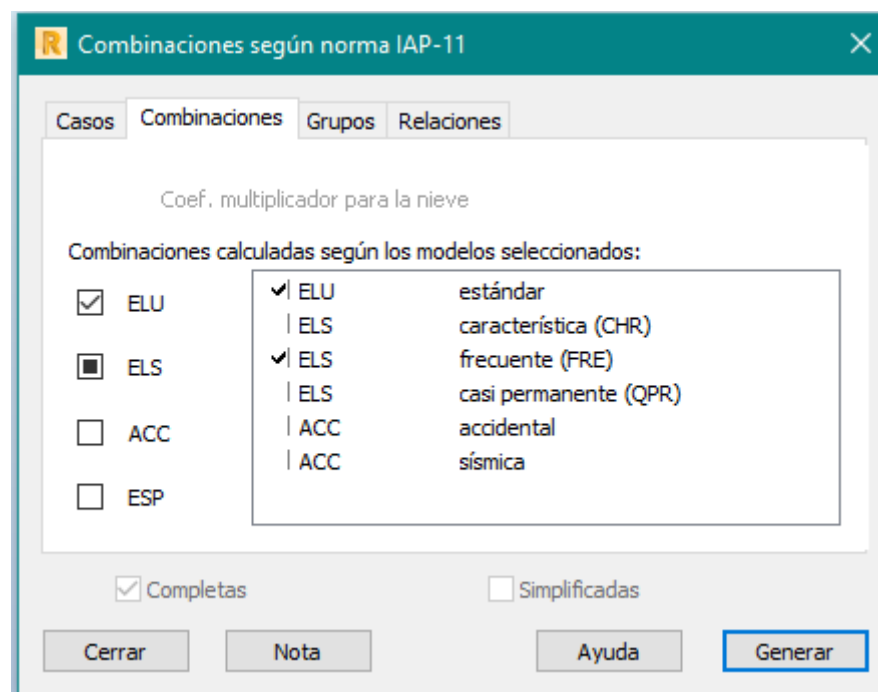


Figura 4.33 Selección de las combinaciones

A continuación, en la pestaña de grupos se definen distintos grupos de cargas según su naturaleza, conectadas por las relaciones lógicas correspondientes, tal como se aprecia en la figura siguiente:

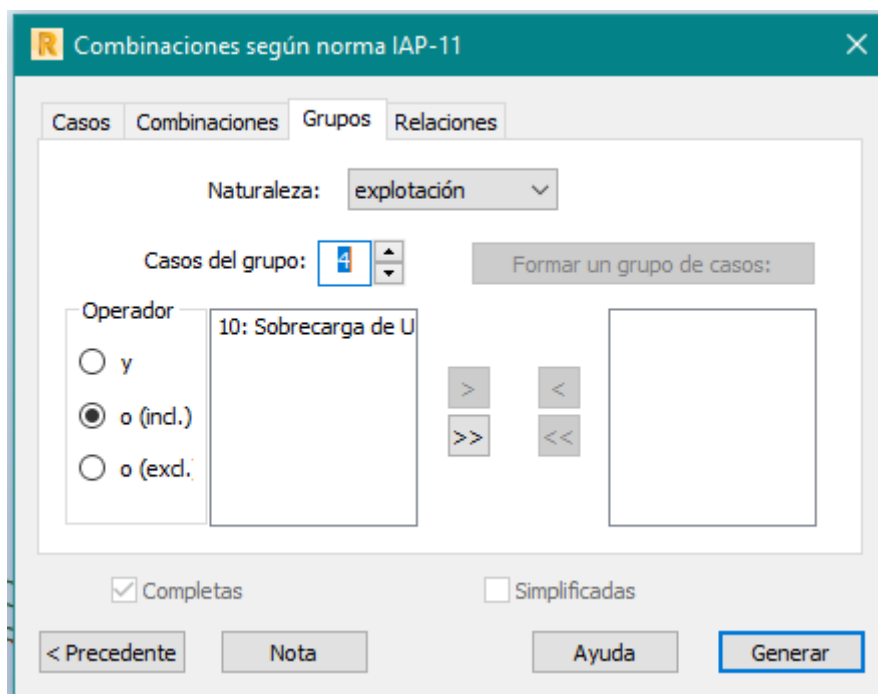


Figura 4.34 Definición de grupos para la combinación de las cargas

Por último, se generarán las diferentes relaciones entre todos los grupos de cargas, conectados con las relaciones lógicas según la concomitancia. Así, para las cargas permanentes, actuarán todas a la vez, mientras que las cargas de explotación no se darán juntas, actuando únicamente una de ellas (empleando el operador “o (incl..)”).

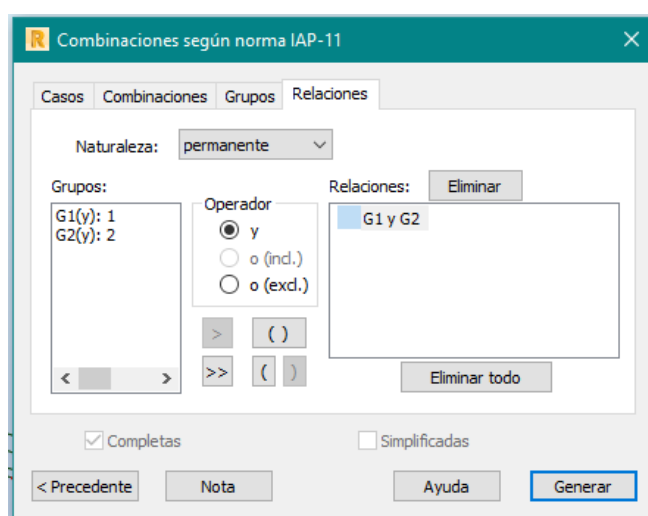


Figura 4.35 Definición de relaciones para las cargas permanentes

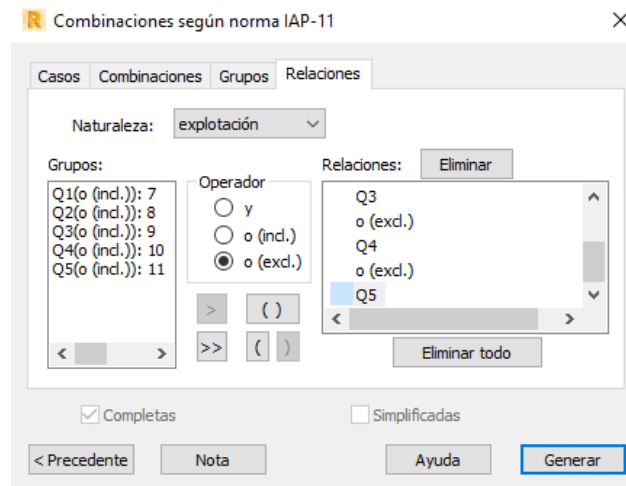


Figura 4.36 Definición de las relaciones para sobrecargas de uso

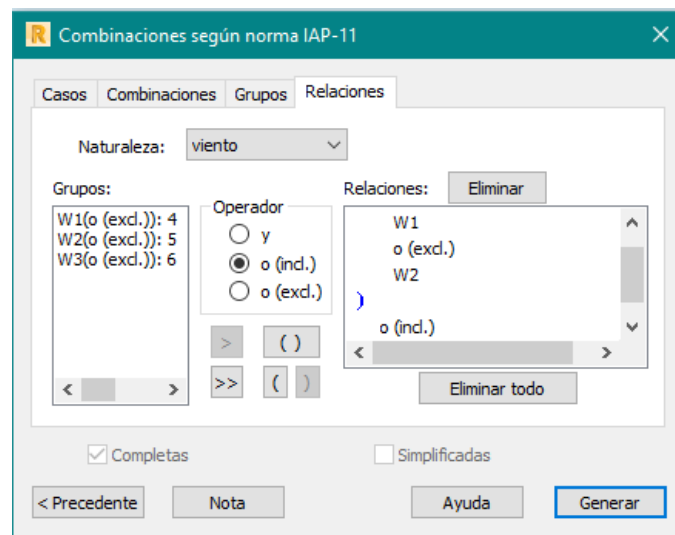


Figura 4.37 Definición de relaciones para las cargas de viento

Una vez establecidas las relaciones, se generan las combinaciones de carga y se obtienen los resultados, como se verá en el siguiente apartado.

4.4 Cálculo y obtención de resultados

Con todos los valores introducidos y las combinaciones definidas y generadas, el programa realizará los cálculos, mostrando las leyes de esfuerzos del modelo y sus envolventes. Pueden mostrarse los resultados para ELU, ELS o para cada caso de cargas por separado. En la Figura 4.38 pueden verse los valores de cortante y flector para el caso de Peso Propio.

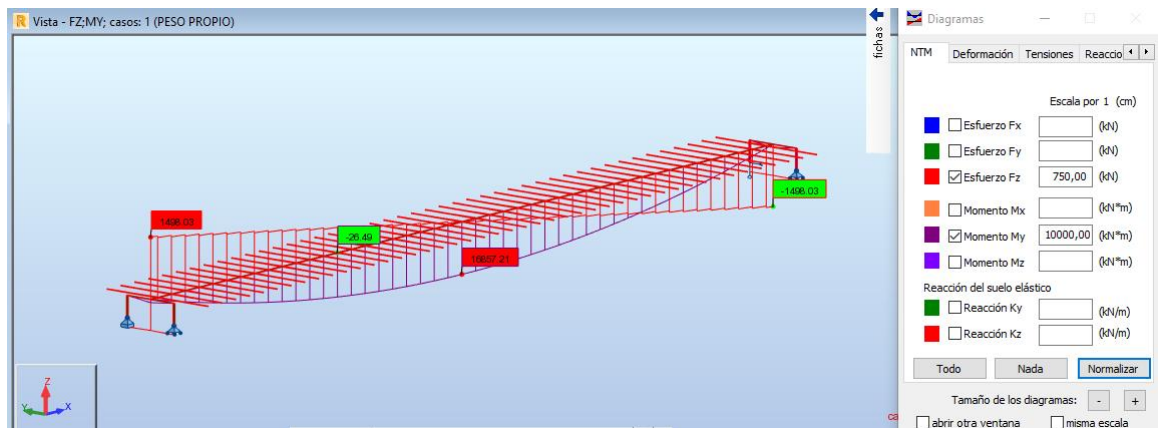


Figura 4.38 Visualización de resultados de cortante y momento flector para el caso de peso propio

Las leyes de cortantes, momento y torsor en la barra longitudinal quedan reflejadas en la siguiente figura:

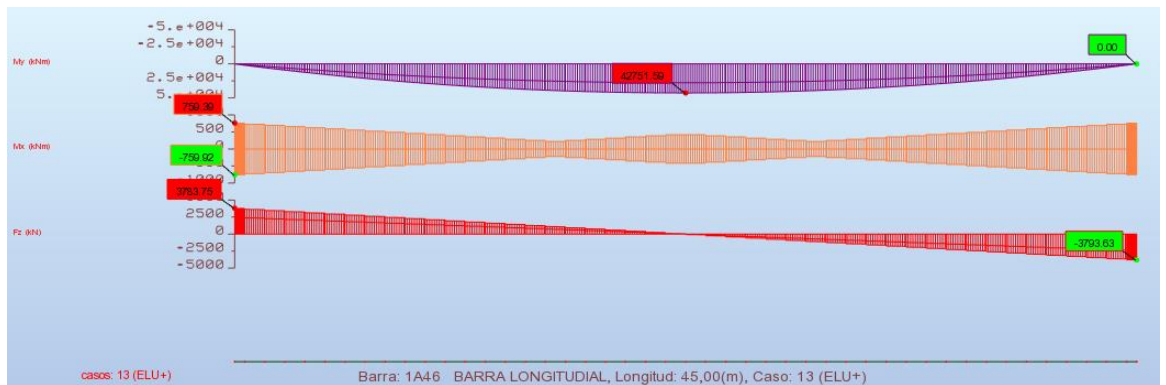


Figura 4.39 Leyes de cortantes, momento flector y torsor de la barra longitudinal (ELU+)

En el apartado “7.1.1 Estado límite de deformaciones”, la IAP-11 indica que el valor de la flecha máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga no deberá superar $L/1200$ en pasarelas [7], siendo L la luz del vano en cuestión (45 metros).

$$\frac{45000}{1200} = 39,6 \text{ mm}$$

Siguiendo la ecuación (11), aplicando los distintos coeficientes, el valor frecuente de la sobrecarga para la comprobación de la flecha es el siguiente:

$$\gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} = 1,00 * 0,4 * 5,0 \text{ kN/m} = 2,0 \text{ kN/m}$$

El valor máximo de la deformada obtenido del programa de cálculo es de 20 mm, tal y como se muestra en la Figura 4.40:



Figura 4.40 Diagrama de deformaciones y valor de flecha máxima

Por tanto, la flecha máxima de la estructura cumple la condición de la IAP-11.

4.4.1 Comprobación manual de las envolventes obtenidas

Con ánimo de garantizar la fiabilidad de los resultados aportados por el programa de cálculo, se realizará un cálculo manual de los resultados de las envolventes.

4.4.1.1 Comprobación de reacciones

Una manera de garantizar que los resultados obtenidos son fiables sería calculando de forma manual las reacciones en cada uno de los 4 apoyos, para comparar posteriormente con los obtenidos por el programa de cálculo.

Esto podría hacerse dividiendo la carga de peso propio (multiplicada por la luz del vano) por 4. Se obtendría así el valor aproximado de la reacción en un solo apoyo.

Para obtener una aproximación del peso propio de manera manual, se realiza el producto de la densidad del material (se emplea la del hormigón) por el área de la sección (para tener en cuenta la losa de compresión, se emplea el área homogeneizada con la losa de compresión reducida equivalente al hormigón HP-50).

$$PP = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} * 27.141,845 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 67,8546 \text{ kN/m}$$

Se obtiene un valor de $PP = 67,8546 \text{ kN/m}$.

El valor de la reacción, como se ha explicado anteriormente, se obtendría de la siguiente manera:

$$R_{\text{calculo}} = \frac{PP [\text{kN/m}] * 45\text{m}}{4} = 763,364 \text{ kN}$$

El programa de cálculo, por otro lado, facilita el valor de la reacción en cada nudo, para el caso de carga de Peso Propio:

Reacciones sistema de coordenadas global - Caso: 1 (PESO PROPIO)						
Nudo/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
143/ 1	0,00	-0,00	764,63	0,00	0,00	0,0
144/ 1	-0,00	0,00	764,63	-0,00	0,00	0,0
145/ 1	0,00	0,0	764,63	-0,00	-0,00	0,0
146/ 1	-0,00	-0,00	764,63	-0,00	-0,00	-0,00
Caso 1	PESEO PROPIO					
Suma final	-0,00	0,00	3058,51	0,00	0,00	-0,00

Figura 4.41 Valor de Reacciones (Caso de carga de Peso Propio)

Vemos que se obtiene un valor de reacción $R_{max} = 764,63 \text{ kN}$

Puede comprobarse que, comparando la reacción de cálculo con la reacción máxima obtenida por el programa, se obtienen valores similares, con diferencias mínimas.

$$R_{calculo} = 763,364 \text{ kN} \approx R_{max} = 764,63 \text{ kN}$$

De igual manera, el valor de la carga de peso propio total calculada a mano (el valor de la reacción de cálculo multiplicado por 4) tendría un valor de:

$$Q_{calculo,tot} = 3.053,457 \text{ kN}$$

El cual es aproximadamente igual a la suma final de reacciones obtenida del programa de cálculo:

$$Q_{max} = 3.058,51 \text{ kN} \approx Q_{calculo,tot} = 3.053,457 \text{ kN}$$

4.4.1.2 Comprobación Momento Máximo bajo Peso Propio

Una segunda comprobación para asegurar la correcta introducción del modelo estructural sería comparar el momento máximo en el centro del vano obtenido del programa (M_{max}) con el momento máximo que puede obtenerse de manera manual ($M_{calculo}$).

Así, para la carga de Peso Propio, el programa de cálculo proporciona el valor de momento máximo $M_{max} = 16857,21 \text{ kNm}$.

Esfuerzos - Casos: 1A11						
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	764,63	67,96	1498,03	506,26	16857,21	781,52
Barra	142	143	1	1	24	23
Nudo	143	140	1	1	24	24
Caso	1	4	1	8	1	4

Figura 4.42 Valor Momento máximo en el centro del vano (caso de carga de Peso Propio)

A continuación, se realiza el cálculo de manera manual, mediante la siguiente expresión:

$$M_{calculo} = \frac{PP * L^2}{8} = \frac{67,8546 \text{ kN/m} * 45^2}{8} = 17.175,69 \text{ kNm}$$

Se observa de nuevo que ambos valores son similares, por lo que puede asegurarse la correcta definición del modelo en el programa.

$$M_{max} = 16857,21 \text{ kNm} \approx M_{calculo} = 17.175,69 \text{ kNm}$$

4.4.1.3 Comprobación Ley de momentos en ELU

Una comprobación para cerciorarse de que la combinación de cargas está introducida sin ningún error es comparar el momento máximo en el centro de vano para la envolvente en ELU con el obtenido de manera manual. Planteando una viga biapoyada, sometida a una carga lineal Q igual a la suma de las cargas de peso propio, las sobrecargas de uso y las cargas muertas (valores mayorados), puede calcularse su ley de momentos para comparar el valor máximo con el obtenido en el programa.

El momento flector máximo de cálculo obtenido es de:

$$M_{max,cal} = \frac{Q * L^2}{8} = 41.794,91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$$Q = PP * 1,35 + CM * 1,35 + SCU * 1,5 = 159,263 \text{ kN/m}$$

$$PP = 67,8546 \text{ kN/m}$$

$$CM = 2,50 \text{ kN/m}^2 * 6\text{m} + 2 * \left(\frac{3,06 \text{ kN}}{1\text{m}} \right) = 21,12 \text{ kN/m}$$

$$SCU = 5 \text{ kN/m}^2 * 6\text{m} = 30 \text{ kN/m}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

El valor del momento flector máximo obtenido de la ley de momentos generada por el programa de cálculo, como se veía en la Figura 4.39, es el siguiente:

$$M_{max} = 42.751,59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De nuevo, se han obtenido dos valores similares. En esta comprobación quizá hay un poco más de diferencia entre ambos valores, pero debe tenerse en cuenta que el cálculo manual solo cuenta con las cargas de Peso Propio, Cargas Muertas y Sobrecargas, obviando las cargas por viento y nieve que sí están incluidas en el valor máximo generado por el programa.

$$M_{max,cal} = 41.794,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \approx M_{max} = 42.751,59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para una viga de puente de las dimensiones del presente estudio, estos momentos flectores y reacciones en los apoyos son valores coherentes, por lo que se da por correcto el modelo hasta ahora y se procede con seguridad al correcto dimensionamiento de los elementos de la estructura.

4.4.1.4 Comprobación de la Flecha

En apartados anteriores se ha indicado que la norma IAP-11 establece un valor límite para la flecha máxima de la estructura. Se comprobó que la flecha máxima obtenida para una viga de 45 m de luz (la correspondiente al vano de cálculo central), sometida a una carga repartida igual a la sobrecarga en ELS frecuente (dado que es la carga que la IAP-11 emplea para la comprobación de flecha máxima), tenía un valor igual a:

$$V_{max} = 20 \text{ mm}$$

Por consiguiente, puede obtenerse el valor de cálculo de la flecha máxima para el esquema de viga biapoyada de 45 metros de longitud y carga repartida de la siguiente manera:

$$y_{max} = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I_z} = 0,028 \text{ m} = 28 \text{ mm}$$

Siendo:

$$Q = 45 \text{ kN/m} * 1,00 * 0.4 = 18 \text{ kN/m}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

$$E = 31310 \text{ N/mm}^2 \text{ (límite de elasticidad del hormigón HP-50)}$$

$$I_z = 107.619.998,6285 \text{ cm}^4 \text{ (valor obtenido en capítulos anteriores mediante AutoCAD)}$$

$$V_{max} \approx y_{max}$$

De esta manera, se da por válido el modelo introducido en el programa de cálculo, así como las leyes obtenidas, de cara al posterior dimensionamiento de la armadura.

4.5 Armado de la viga

Las vigas van a estar compuestas por armadura longitudinal (activa y pasiva) y armadura transversal. A continuación, se detallan estos tipos de armadura, y se realiza el cálculo correspondiente para el dimensionamiento de la viga.

4.5.1 Armadura longitudinal

Como se ha mencionado, la armadura longitudinal para la viga prefabricada está compuesta de armadura activa y armadura pasiva.

La viga del presente estudio se realiza mediante pretensado con sistema preteso, en el cual se coloca la armadura de trazado recto sobre bancadas o moldes, tensada mediante gatos hidráulicos. A su vez se coloca la jaula de armadura pasiva y posteriormente se realiza el hormigonado donde la armadura se encuentra tesada. Por último, se procede al correspondiente vibrado, curado y tratamiento higrométrico y de temperatura (introduciendo los elementos hormigonados en cámaras con estufas). Este proceso puede oscilar entre 24-48 horas. [6]

4.5.1.1 Armadura longitudinal activa (ELS)

Mediante el pretensado, se pueden controlar los requerimientos de fisuración y deformación. Es por esto que el dimensionamiento se proyecta en estado límite de servicio (ELS), aunque se verifica en ELU. La deformación ya se ha verificado en apartados anteriores, por lo que este apartado se centra en el control de fisuración.

En este sentido, la EHE-08 define los siguientes estados de fisuración:

- I. Descompresión, donde la tensión en cualquier punto de la sección es nula o de compresión, pero no existen tracciones.
- II. Apertura de fisuras, si la tensión de tracción máxima es inferior a la resistencia a tracción del hormigón.
- III. Fisuración controlada, cuando se supera la resistencia a tracción del hormigón. Para controlar la apertura de fisura se define una apertura límite en función del ambiente. La EHE-08 recoge los anchos de fisuración según el ambiente en la “*tabla 5.1.1.2*” de su norma. [6][8]

Como se proyecta en ELS, el comportamiento frente a cargas de los materiales se considera lineal y elástico aproximadamente. Por lo tanto, puede emplearse la formulación de teoría de vigas de Navier-Bernoulli, siguiendo la ecuación (13):

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_{yz}}{I_y} \pm \frac{M_z y}{I_z} \quad (13)$$

Para aplicar esta ecuación, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- El axil equivale a la carga de pretensado sobre la sección
- Los momentos se extraen del pretensado, peso propio, cargas muertas, cargas de viento y nieve y sobrecargas de uso
- Para emplear el momento de inercia, debe tenerse en cuenta el estado de adherencia del acero con el hormigón, diferenciando las siguientes secciones:
 - o Sección neta, descontando los huecos de la armadura, dado que se va a emplear sistema preteso
 - o Sección homogeneizada, para tener en cuenta el acero de las armaduras cuando ya se encuentra adherido al hormigón [6]

Teniendo en cuenta estos datos, puede procederse al dimensionamiento. A continuación, se explica todo el procedimiento necesario, el cual ha sido introducido en una hoja de cálculo, para poder modificar las cuantías de armadura hasta cumplir todos los requisitos.

En primer lugar, hay que obtener los momentos que actúan sobre la estructura. El análisis de tensiones se realiza para cada esfuerzo por separado, por lo que se obtienen los momentos del programa Robot para cada caso de carga por separado.

Se obtienen por tanto los siguientes momentos:

$$M_{y,PP} = 18.101,65 \text{ kNm}$$

$$M_{y,CM} = 5.348,64 \text{ kNm}$$

$$M_{y,VIENTO} = 1.508,86 \text{ kNm}$$

$$M_{y,NIEVE} = 486,24 \text{ kNm}$$

$$M_{y,SCU} = 7.694,01 \text{ kNm}$$

La armadura activa está formada por cables de pretensado Y1860s7 de diámetro 0,6", con las siguientes características:

$$A_{cordón} = 139,35 \text{ mm}^2$$

$$E_{pt} = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{py} = 1.640 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p,max} = 1.860 \text{ N/mm}^2$$

Para el control de fisuración, la EHE-08 establece los coeficientes de seguridad para el dimensionamiento en Estado Límite de Servicio en su *Tabla 12.2* [8]:

Tabla 4.8 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio [8]

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Se emplean los coeficientes para acciones de pretensado con armadura pretesa.

En primer lugar, se obtiene la carga inicial P_0 de pretensado que transmiten los cordones al hormigón. La tensión inicial se obtiene siguiendo la ecuación indicada en la norma [8]:

$$\sigma_{o,lim} = \min\{0,70f_{p,maxk}, 0,85f_{pk}\} \quad (14)$$

La carga inicial, por tanto, será igual a:

$$P_0 = n_{\text{cordones}} \sigma_{o, \text{lim}} A_{\text{cordón}} \quad (15)$$

Pero la armadura activa sufrirá una serie de pérdidas que deben tenerse en cuenta. Estas pérdidas son instantáneas (ΔP_{ini}), previas o durante la operación de tesado, y también diferidas (ΔP_{inf}), durante el tiempo de ejecución de la obra. En sistemas de armadura pretesa, las pérdidas instantáneas son debidas a los siguientes factores:

- Penetración de cuñas
- Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- Relajación adicional de la armadura
- Dilatación térmica
- Retracción anterior a la transferencia
- Acortamiento elástico del hormigón

Mientras que las pérdidas diferidas son provocadas por:

- Retracción del hormigón
- Fluencia del hormigón
- Relajación del acero

La norma establece una serie de fórmulas para calcular de manera precisa todas estas pérdidas de carga. No obstante, a falta de datos precisos y de cara a agilizar el dimensionamiento de la armadura activa, que es el objetivo de este apartado, se estimarán las pérdidas como un porcentaje de la carga de pretensado que permiten una aproximación a la realidad manteniéndose del lado de la seguridad. Estos porcentajes se han escogido en base a casos prácticos vistos en algunas materias. [6]

$$\Delta P_{ini} = 4\% P_0 \quad (16)$$

$$\Delta P_{\infty} = 15\% P_0 \quad (17)$$

Por lo tanto, de las ecuaciones (14), (15), (16) y (17) se obtienen las siguientes cargas características de pretensado (P_k):

$$P_{k\text{ini}, \text{AlaSup}} = P_{0, \text{AlaSup}} - \Delta P_{\text{ini}, \text{Sup}}$$

$$P_{k\text{ini}, \text{AlaInf}} = P_{0, \text{AlaInf}} - \Delta P_{\text{ini}, \text{Inf}}$$

$$P_{k\infty, \text{AlaS}} = P_{k\text{ini}, \text{AlaSup}} - \Delta P_{\infty, \text{Sup}}$$

$$P_{k\infty, \text{AlaI}} = P_{k\text{ini}, \text{AlaInf}} - \Delta P_{\infty, \text{Inf}}$$

Con estas cargas, deben realizarse las comprobaciones de tensión en las fibras superior e inferior de la sección, mediante la Ley de Navier-Bernoulli anteriormente citada en la ecuación (13).

En primer lugar, se realiza una comprobación en vacío, con la viga aún en fábrica, momento en el que actúan únicamente el pretensado y el peso propio. Las pérdidas en este punto son instantáneas y la acción del pretensado es desfavorable.

La expresión para el cálculo de las tensiones, por lo tanto, es la siguiente:

- Extremos de la viga:

$$\sigma_{\text{vacío, extremos, sup}} = \frac{(P_{\text{kini, AlaSup}} + P_{\text{kini, AlaInf}}) \cdot \gamma_{\text{desf}}}{A_n} + \frac{P_{\text{kini, AlaSup}} \cdot e_{\text{sup}} \cdot y_{\text{sup, n}} \cdot \gamma_{\text{desf}}}{I_n} - \frac{P_{\text{kini, AlaInf}} \cdot e_{\text{inf}} \cdot y_{\text{sup, n}} \cdot \gamma_{\text{desf}}}{I_n} \leq 0,60 f_{ck, j} \quad (18)$$

$$\sigma_{\text{vacío, extremos, inf}} = \frac{(P_{\text{kini, AlaSup}} + P_{\text{kini, AlaInf}}) \cdot \gamma_{\text{desf}}}{A_n} - \frac{P_{\text{kini, AlaSup}} \cdot e_{\text{sup}} \cdot y_{\text{inf, n}} \cdot \gamma_{\text{desf}}}{I_n} + \frac{P_{\text{kini, AlaInf}} \cdot e_{\text{inf}} \cdot y_{\text{inf, n}} \cdot \gamma_{\text{desf}}}{I_n} \begin{cases} \geq 0, \text{descompresión} \\ > -f_{ctk, j}, \text{apertura de fisuras} \end{cases} \quad (19)$$

- Centro de la viga:

$$\sigma_{\text{vacío, centro, sup}} = \frac{(P_{\text{kini, AlaSup}} + P_{\text{kini, AlaInf}}) \cdot \gamma_{\text{desf}}}{A_n} + \frac{P_{\text{kini, AlaSup}} \cdot e_{\text{sup}} \cdot y_{\text{sup, n}} \cdot \gamma_{\text{desf}}}{I_n} - \frac{P_{\text{kini, AlaInf}} \cdot e_{\text{inf}} \cdot y_{\text{sup, n}} \cdot \gamma_{\text{desf}}}{I_n} + \frac{M_{PP} \cdot y_{\text{sup, h}}}{I_h} \leq 0,60 f_{ck, j} \quad (20)$$

$$\sigma_{\text{vacío, centro, inf}} = \frac{(P_{\text{kini, AlaSup}} + P_{\text{kini, AlaInf}}) \cdot \gamma_{\text{desf}}}{A_n} - \frac{P_{\text{kini, AlaSup}} \cdot e_{\text{sup}} \cdot y_{\text{inf, n}} \cdot \gamma_{\text{desf}}}{I_n} + \frac{P_{\text{kini, AlaInf}} \cdot e_{\text{inf}} \cdot y_{\text{inf, n}} \cdot \gamma_{\text{desf}}}{I_n} - \frac{M_{PP} \cdot y_{\text{inf, h}}}{I_h} \begin{cases} \geq 0, \text{descompresión} \\ > -f_{ctk, j}, \text{apertura de fisuras} \end{cases} \quad (21)$$

Hay que aclarar el criterio de signos adoptado, siendo positivos los valores de tensión de compresión, y negativos los de tracción.

A continuación, se realiza una segunda comprobación en estado de servicio, actuando ya tanto el peso propio de la losa ya compactada como el resto de cargas permanentes.

$$\sigma_{servicio,sup} = \frac{(P_{k\infty,AlaSup} + P_{k\infty,AlaInf}) \cdot \gamma_{desf}}{A_n} + \frac{P_{k\infty,AlaSup} \cdot e_{sup} \cdot y_{sup,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} - \frac{P_{k\infty,AlaInf} \cdot e_{inf} \cdot y_{sup,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} + \frac{M_{PP} \cdot y_{sup,h}}{I_h} + \frac{(M_{CM} + M_V + M_N + M_{SCU}) \cdot (y_{sup,h,comp} - h_{losa})}{I_{h,comp}} \leq 0,60f_{ck,j} \leq 0,60f_{ck,j} \quad (22)$$

$$\sigma_{servicio,inf} = \frac{(P_{k\infty,AlaSup} + P_{k\infty,AlaInf}) \cdot \gamma_{desf}}{A_n} - \frac{P_{k\infty,AlaSup} \cdot e_{sup} \cdot y_{inf,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} + \frac{P_{k\infty,AlaInf} \cdot e_{inf} \cdot y_{inf,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} - \frac{M_{PP} \cdot y_{inf,h}}{I_h} - \frac{(M_{CM} + M_V + M_N + M_{SCU}) \cdot y_{inf,h,comp}}{I_{h,comp}} \begin{cases} \geq 0, descompresión \\ > -f_{ctk,j}, apertura de fisuras \end{cases} \quad (23)$$

En esta etapa de puesta en servicio hay que considerar el incremento de altura debido a la losa de compresión, que ya sí estaría influenciando al estado de tensiones de la sección al incluir el resto de cargas. Por este motivo, para obtener las tensiones que actúan sobre este incremento de altura se emplean las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{sup,losa} = \frac{(M_{CM} + M_V + M_N + M_{SCU}) \cdot y_{sup,h,comp}}{I_{h,comp}} \quad (24)$$

$$\sigma_{inf,losa} = \frac{(M_{CM} + M_V + M_N + M_{SCU}) \cdot (y_{sup,h,comp} - h_{losa})}{I_{h,comp}} \quad (25)$$

Donde:

P_{kini} = Pérdidas de carga instantáneas

$P_{k\infty}$ = Pérdidas de carga diferidas

A_n = área neta de la viga sin losa de compresión ni acero de pretensado

$y_{sup,n}$ = distancia desde la fibra superior al centro de gravedad de la sección neta

$y_{inf,n}$ = distancia desde la fibra inferior al centro de gravedad de la sección neta

I_n = momento de inercia de la sección neta de la viga

$y_{sup,h}$ = distancia desde la fibra superior al centro de gravedad de la sección homogeneizada (viga más acero de pretensado)

$y_{inf,h}$ = distancia desde la fibra inferior al centro de gravedad de la sección homogeneizada (viga más acero de pretensado)

I_h = momento de inercia de la sección homogeneizada (viga + acero de pretensado)

$y_{sup,h,comp}$ = distancia desde la fibra superior al centro de gravedad de la sección homogeneizada compuesta (viga + acero de pretensado + losa)

$y_{inf,h,comp}$ = distancia desde la fibra inferior al centro de gravedad de la sección

homogeneizada (viga + acero de pretensado + losa)

$I_{h,comp}$ = momento de inercia de la sección homogeneizada (viga
+ acero de pretensado + losa)

e_{sup} = excentricidad del centro de gravedad de la línea de pretensado superior

e_{inf} = excentricidad del centro de gravedad de la línea de pretensado inferior

En este punto, se realizaron pruebas con diferentes cuantías para pretensado, incumpliendo en todos los casos la tensión de la fibra inferior, donde aparecían unas aperturas de fisura muy elevadas, obteniendo valores de tensión muy inferiores a $-f_{ctk,j}$

Tabla 4.9. Evolución de tensiones en la sección central de la viga

	Tensiones (N/mm ²)		
	I	II	III
	PP VIGA+PRETENSADO	PP LOSA	SCU + RCP
Fibra _{SUP} losa	0,00	0,00	12,72
Fibra _{INF} losa	0,00	0,00	8,09
Fibra _{SUP} viga	16,24	25,14	8,09
Fibra _{INF} viga	10,79	-12,91	-20,87
Fibra _{SUP} losa acumulado	0,000	0,000	12,723
Fibra _{INF} losa acumulado	0,000	0,000	8,090
Fibra _{SUP} viga acumulado	16,24	41,38	49,47
Fibra _{INF} viga acumulado	10,79	-2,11	-22,977

Los valores de la tabla anterior se consiguen con 4 torones de pretensado en la fibra superior y 100 en la inferior. Se aprecia como en la fibra inferior se acumula un elevado valor de tracciones.

Dado que la cantidad de armadura necesaria para disminuir esta tensión no era viable geométricamente (elevado número de torones de pretensado para colocar en la sección de la viga), se plantea la posibilidad de aumentar la sección de la viga en la dirección vertical, aumentando así las distancias al centro de gravedad y reduciendo el valor de las tracciones en la fibra inferior.

Así, se escoge una sección alternativa, igual a la inicial pero aumentando el canto un valor de $h = 2m$. El procedimiento a seguir se indica en el siguiente apartado.

4.5.1.1.1 Evolución de tensiones en la sección alternativa

Antes de proceder a aplicar las ecuaciones (14) a (25) a la nueva sección, cabe indicar que previamente se realiza el modelo analítico de dicha sección, así como las combinaciones de carga y las comprobaciones que ya se hicieron para la sección inicial en capítulos anteriores, actualizando así las leyes de esfuerzos de la estructura con la nueva geometría de la viga. Todo este proceso queda descrito en el “**ANEXO 1: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ALTERNATIVA DEL VANO CENTRAL**”.

Introduciendo todas las propiedades de geometría en la hoja de cálculo, se terminan eligiendo 6 cordones de pretensado para la fibra superior (3 por ala), a 72,85 cm del centro de gravedad de la sección, y 135 para la fibra inferior, con 68 en la fila inferior y 67 en la fila superior, a 108,35 cm de su centro de gravedad al de la sección.

DISPOSICIÓN ARMADURA ACTIVA VANO CENTRAL

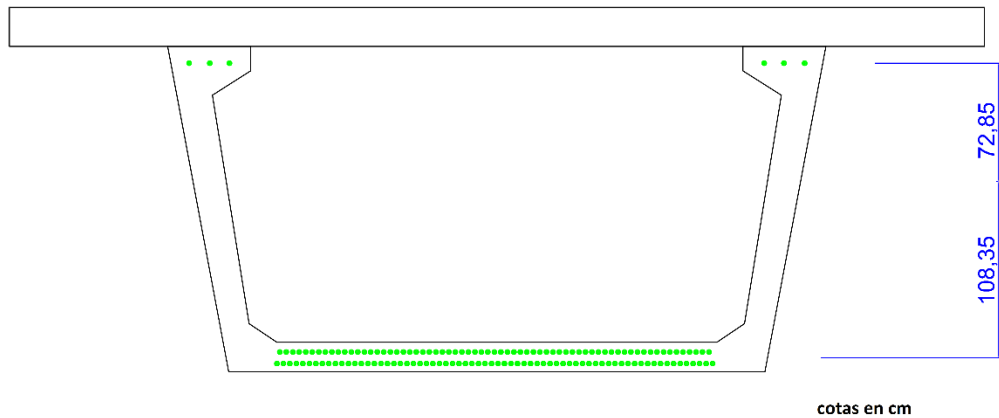


Figura 4.43. Esquema de disposición de la armadura activa en el vano central

Por tanto, con estas cuantías, y desarrollando las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes valores:

$$P_{kini,AlaSup} = P_{0,AlaSup} - \Delta P_{ini,Sup} = 1.096.377,93 \text{ N}$$

$$P_{kini,AlaInf} = P_{0,AlaInf} - \Delta P_{ini,Inf} = 24.668.503,43 \text{ N}$$

$$P_{k\infty,AlaS} = P_{kini,AlaSup} - \Delta P_{\infty,Sup} = 944.751,195 \text{ N}$$

$$P_{k\infty,AlaI} = P_{kini,AlaInf} - \Delta P_{\infty,Inf} = 21.256.901,89 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
A_n &= 1.474.609,5 \text{ mm}^2 \\
y_{\text{sup},n} &= 1.244,2 \text{ mm} \\
y_{\text{inf},n} &= 755,8 \text{ mm} \\
I_n &= 7,30017 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 \\
y_{\text{sup},h} &= 1.286,0 \text{ mm} \\
y_{\text{inf},h} &= 714,0 \text{ mm} \\
I_h &= 783.130.592.573,5 \text{ mm}^4 \\
y_{\text{sup},h,\text{comp}} &= 857,09 \text{ mm} \\
y_{\text{inf},h,\text{comp}} &= 1.382,91 \text{ mm} \\
I_{h,\text{comp}} &= 1,5655 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

A continuación, se verifica que cumplen dichas ecuaciones, para poder considerar que el armado escogido es correcto para la estructura:

$$\sigma_{\text{servicio},\text{sup}} = 28,74 \text{ N/mm}^2 \leq 0,60f_{ck,j} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{servicio},\text{inf}} = -2,60 \text{ N/mm}^2 > -f_{ctk,j} = -2,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{sup},\text{losa}} = 8,23 \text{ N/mm}^2 \leq 0,60f_{ck,j} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf},\text{losa}} = 5,93 \text{ N/mm}^2 \leq 0,60f_{ck,j} = 30 \text{ N/mm}^2$$

En la siguiente tabla se muestra la evolución del estado tensional al aplicar las diferentes etapas de cargas:

Tabla 4.10. Evolución de tensiones en la sección central de la viga de canto $h = 2\text{m}$

	Tensiones (N/mm ²)		
	I	II	III
	PP VIGA+PRETENSADO	PP LOSA	SCU + RCP
Fibra _{SUP} losa	0,00	0,00	8,23
Fibra _{INF} losa	0,00	0,00	5,93
Fibra _{SUP} viga	7,85	14,96	5,93
Fibra _{INF} viga	18,99	-8,31	-13,28
Fibra _{SUP} losa acumulado	0,000	0,000	8,23
Fibra _{INF} losa acumulado	0,000	0,000	5,93
Fibra _{SUP} viga acumulado	7,85	22,82	28,74
Fibra _{INF} viga acumulado	18,99	10,69	-2,60

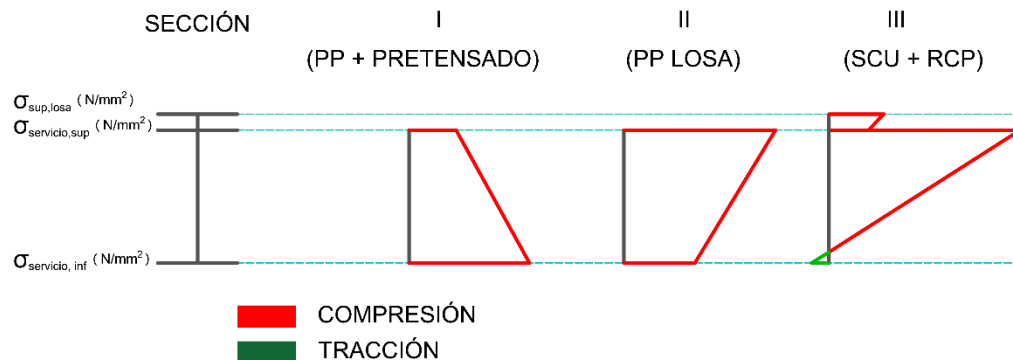


Figura 4.44. Evolución de tensiones en la sección central de la viga (canto $h = 2m$)

Por tanto, se considera correcto el dimensionamiento al cumplir las tensiones en cada una de las fibras de la sección.

4.5.1.2 Armadura longitudinal activa (ELU)

El siguiente paso es la comprobación de la armadura activa en Estado Límite Último, donde las resistencias se minoran y las cargas y sus coeficientes son incrementados. En esta comprobación se quiere analizar si la armadura activa es suficiente o si se requiere la adición de armadura pasiva.

Esta comprobación se realiza con un programa diseñado para ejecutarse en MatLab, el cual utiliza el cálculo según los dominios de deformación del Artículo 42.1.3. de la EHE [8]. Analizando todos los posibles valores en los dominios, reproduce la gráfica Momento-Axil de la sección, junto con el par momento-axil solicitante que debe introducirse inicialmente. Así, puede comprobarse de manera visual y rápida si este par momento-axil queda dentro de la región delimitada y por tanto la cuantía cumple únicamente con la armadura activa previamente calculada.

Lo primero que debe introducirse en el programa son las características resistentes de la sección, así como su geometría, y finalmente el par momento-axil (correspondientes al centro de la sección en ELU) previamente indicado.

```
% GEOMETRÍA DE LA VIGA (distancias en milímetros)
geom_viga = [ 3330    0    ;
              3368   180    ;
              660   180    ;
              363   295    ;
              363  1700    ;
              964  1850    ;
              1020 2000];
```

```

% CARACTERISTICAS DEL ACERO DE ARMAR
Ea = 200000; %MPa
fyk_a = 500; %MPa
gamma_a = 1.15;

% CARACTERISTICAS DEL ACERO DE PRETENSAR
Ep = 190000; %MPa
fyk_p = 1860; %MPa
gamma_p = 1.15;
eps_ps0 = 0.0064; %Deformacion del pretensado tras perdidas (pretens.
sup.)
eps_pi0 = 0.0064; %Deformacion del pretensado tras perdidas (pretens.
inf.)

% CARACTERISTICAS DE LA SECCION DE HORMIGON DE LA VIGA
fck_viga = 55; %MPa
gamma_c = 1.5;
h_viga = max(geom_viga(:,2));
[A_viga, Yg_viga] = get_A_y_cdg_total(geom_viga);

% CARACTERISTICAS DE LA LOSA
fck_losa = 250; %MPa
b_losa = 6000; %mm
h_losa = 240; %mm

% ARMADO
% Armadura activa
Ap_i = 18812.25; %mm2
hp_i = 90; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al c.d.g.
de la armadura)
Ap_s = 836.1; %mm2
hp_s = 1831; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al
c.d.g. de la armadura)

% Armadura pasiva
Aa_i = 0.0; %mm2
ha_i = 50; %mm (distancia desde el inferior de la seccion al c.d.g. de la
armadura)
Aa_s = 0.0; %mm2
ha_s = 1000; %mm (distancia desde el inferior de la seccion al c.d.g. de
la armadura)

% Par Momento-Axil a comprobar
M_x = 44476.5; % en kN·m
N_x = 155.60; % en kN

```

Con estos valores, el programa genera la siguiente gráfica:

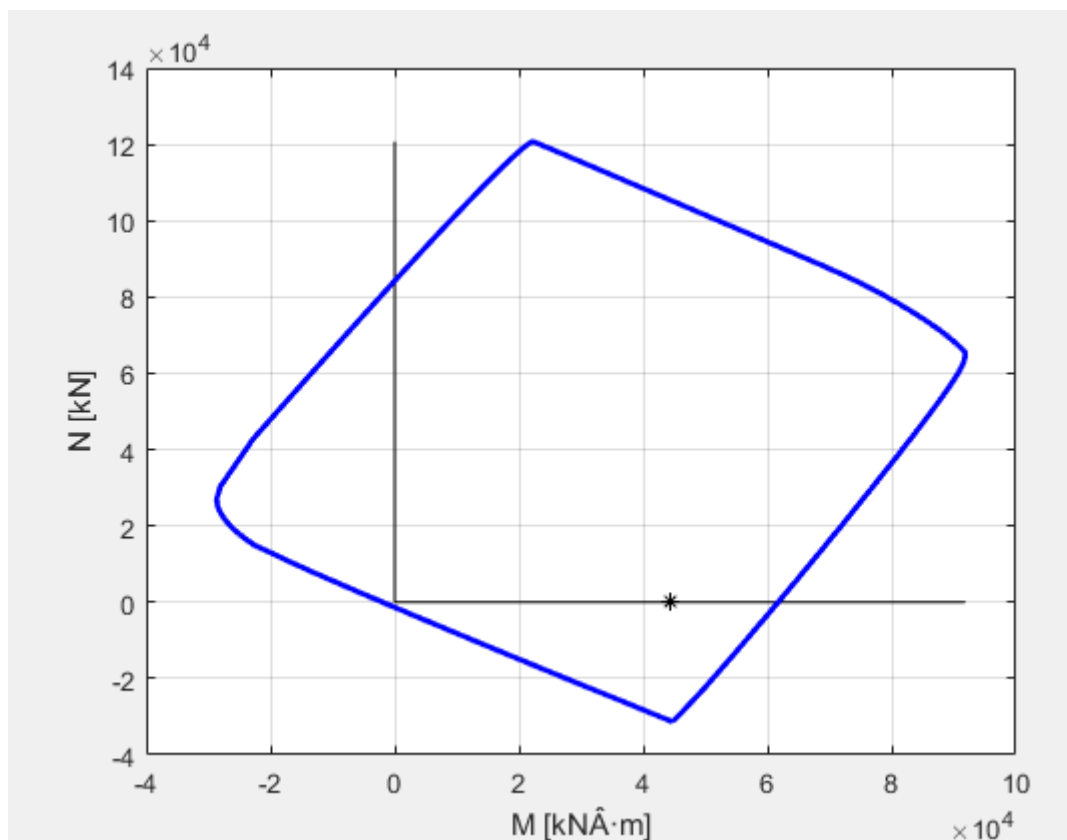


Figura 4.45. Gráfica Momento-Axial de la sección

Como se observa en la figura anterior, el momento-axil solicitante queda dentro de la región resistente, por lo que la sección aguanta con la armadura activa dimensionada anteriormente. Por tanto, no es necesario la adición de armadura pasiva por necesidad de cálculo.

Sin embargo, sí se requiere un mínimo de armadura pasiva por cuantía geométrica, la cual se indica en el **“Artículo 42.3.5. Cuantías geométrica mínimas” de la EHE-08 [8]**.

En la siguiente tabla se muestran los valores de cuantía geométrica mínima en función del acero empleado, referido al tanto por mil de área de la sección bruta de hormogón:

Tabla 4.11. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón[8]

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Así, la cuantía geométrica mínima, suponiendo que se emplea un acero tipo B500 S, se define de la siguiente manera:

$$A_{s1,geo,min} = 2,8/1000 \times A_b = 2,8/1000 \times 1474609,5 \text{ mm}^2 = 4.128,91 \text{ mm}^2$$

La cuantía mínima será la mayor entre ésta cuantía geométrica y la cuantía mecánica, definida en la EHE-08, Capítulo [8] como:

$$U_{S1} = A_{S1,mec} \times f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \times f_{ctm,fl} \quad (26)$$

Siendo:

W = Módulo resistente de la sección bruta en la fibra traccionada

z = Brazo mecánico de la sección, el cual se estima como $d = 0,8h$

$f_{ctm,fl}$ = Resistencia media a flexotracción

El módulo resistente se obtiene de:

$$W = \frac{I_y}{y_{max}} = \frac{0,73001727 \text{ m}^4}{0,7558 \text{ m}} = 0,966 \text{ m}^3$$

La resistencia a flexotracción se obtiene como:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \times f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\} \quad (27)$$

Siendo:

$f_{ct,m}$ = Resistencia media a tracción

Este valor puede obtenerse de la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} f_{ct,m} &= 0,58 \times f_{ck}^{1/2} \\ f_{ct,m} &= 0,58 \times 50^{1/2} = 4,10 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (28)$$

Sustituyendo en la ecuación (27):

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{2000}{1000} \right) \times 4,10; 4,10 \right\} = 4,10 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto, sustituyendo estos valores en la ecuación (26), la armadura mecánica será:

$$A_{s1, mec} \geq \frac{0,966 \times 10^9}{0,8 \times 2000} \times \frac{4,10}{500/1,15} = 5.693,36 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, la armadura pasiva será:

$$A_{s1} = 5.693,36 \text{ mm}^2$$

Se define también para la sección compuesta una cuantía igual a:

$$A_{s2} = 0,30 \times 5.693,36 = 1.708,01 \text{ mm}^2$$

4.5.1.2.1 Enfundado de armadura activa

Como pudo observarse en la Figura 4.45, la sección puede resistir en el centro del vano un momento máximo de 61.580 kNm, mientras que el momento máximo según la ley de flectores del vano en la sección central alcanza un valor de $M_{\text{máx}} = 44.476,50 \text{ kN/m}$.

Pero a medida que se aleja del centro hacia los extremos, el pretensado empieza a provocar efectos contrarios, apareciendo momentos negativos y dando lugar a contraflecha. Para solucionar este problema, se realizan enfundados de armadura activa.

Se realizan en concreto dos cortes de enfundado a cada lado de la sección central. Así, durante los primeros 7,5 metros, se enfundan 50 torones, resistiendo la sección 39.400 kNm mientras que la ley alcanza 23.541 kNm. En los siguientes 7,5 metros se liberan 25 torones, quedando así 25 torones enfundados y resistiendo la sección 50.250 kNm mientras la ley alcanza un valor de 38933 kNm. Por último, durante los siguientes 7,5 metros no se enfunda ningún torón, resistiendo 61.580 kNm.

Cabe destacar que este enfundado debe retranquearse aproximadamente un canto útil, por lo que el resultado final queda de la siguiente manera:

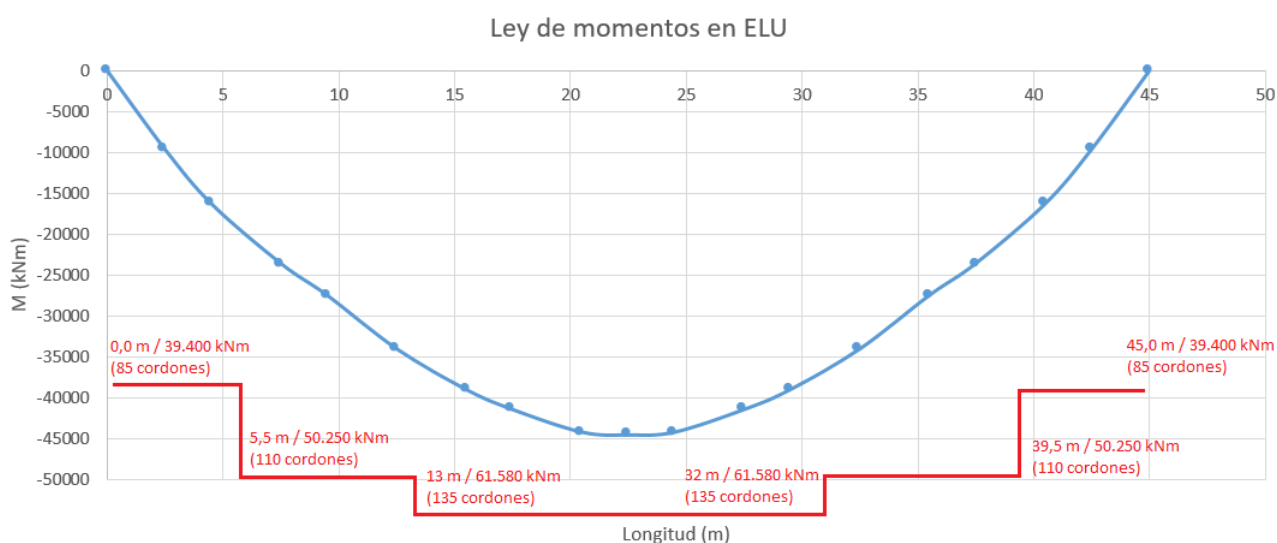


Figura 4.46. Ley de momentos y enfundados (con retranqueo)

4.5.1.3 Armadura de piel

Por último, se define una armadura de piel empleada en el montaje y armado del resto de las armaduras, definida por Verona Moya en los **“Apuntes de hormigón armado adaptado a la EHE-08”** [10].

En los apuntes, define esta armadura según la siguiente expresión:

$$A_{piel} \geq \frac{0,5}{1000} \times A_b \quad (29)$$

Siendo:

A_b = Área bruta de la sección

Por lo tanto:

$$A_{piel} \geq \frac{0,5}{1000} \times 1.474.609,5 \text{ mm}^2 = 737.3 \text{ mm}^2$$

4.5.2 Armadura transversal

4.5.2.1 Comprobación Cortante

La comprobación a esfuerzo de cortante se realiza según se indica en el *Artículo 44º* de la EHE-08 [8]. En él, se especifica que debe cumplirse la siguiente comprobación:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (30)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (31)$$

Siendo:

V_{rd} Esfuerzo cortante efectivo de cálculo

V_{u1} Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

V_{u2} Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma [8]

4.5.2.1.1 Comprobación del cortante por compresión oblicua en el alma

El esfuerzo efectivo de cálculo se obtiene nuevamente de la envolvente generada por el programa de cálculo Robot Structural, para el estado límite último (ELU). Esta ley de cortantes obtiene sus máximos en los extremos, llegando a cero en el centro, por lo que considerar el cortante máximo únicamente sobredimensionaría la armadura a dimensionar.

Sería ideal ir obteniendo valores de cortante para tramos cuanto más cortos mejor, cada metro de la longitud total de la viga, por ejemplo, pero haría el cálculo mucho más tedioso, por lo que, a fin de agilizar este proceso en este estudio, se estiman 3 tramos iguales a los empleados para el enfundado de los cordones de pretensado.

Así, cada tramo tendrá la cuantía necesaria por esfuerzo cortante.

Se definen así los siguientes 3 valores:

$$V_{rd,1}(x = 0m) = 3.931,42 \text{ kN}$$

$$V_{rd,2}(x = 7,5m) = 2.055,71 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3}(x = 15m) = 1.369,28 \text{ kN}$$

Cabe comentar que para la obtención del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma (V_{u2}), la norma indica que se debe retranquear un canto útil desde donde se mide el esfuerzo, por lo que habría que modificar estos tres valores anteriores.

El canto útil d queda definido como:

$$d = h - d' = 2000 - 24 - 5 = 1.971 \text{ mm}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned}V_{rd,1}(x = 0m) &= 3.931,42 \text{ kN} \\V_{rd,2}(x = 5,53m) &= 3.031,92 \text{ kN} \\V_{rd,3}(x = 13,03m) &= 1.719,30 \text{ kN}\end{aligned}$$

Siguiendo la norma [8], se puede obtener el esfuerzo cortante de agotamiento mediante la ecuación siguiente:

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta} \quad (32)$$

Donde:

f_{1cd} = Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} = 0,6 f_{cd} = 0,6^{50/1,5} = 20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

b_0 = Anchura neta mínima del elemento (área de cortante en Z de Figura 4.7)

$$b_0 = 0,173 * 2 = 0,346 \text{ m}$$

K = Coeficiente que depende del esfuerzo axil

Al tener carga de pretensado:

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} = \frac{944751,195 + 21256901,89}{1474609,5} = 15,05 \text{ N/mm}^2$$

N_d Carga axil igual a la carga de pretensado

A_c Área total de la sección de hormigón

Como $0,25 f_{cd} \leq \sigma'_{cd} \leq 0,50 f_{cd}$:

$$K = 1,25$$

$\theta = 45^\circ$ (se estima, correspondiente al ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza)

$\alpha = 75^\circ$ (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza)

Por tanto, sustituyendo en la ecuación (32):

$$V_{u1} = 1,25 \times 20 \times 346 \times 1971 \times \frac{\cotg45 + \cotg75}{1 + \cotg^245} 10^{-3} = 9.727,86 \text{ kN}$$

Por tanto, según la comprobación de la ecuación (30):

$$V_{rd,1}(x = 0m) = 3.931,42 \text{ kN} \leq 9.727,86 \text{ kN}$$

$$V_{rd,2}(x = 7,5m) = 2.055,71 \text{ kN} \leq 9.727,86 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3}(x = 15m) = 1.369,28 \text{ kN} \leq 9.727,86 \text{ kN}$$

Por tanto, se verifica la comprobación del cortante por compresión oblicua en el alma.

4.5.2.1.2 Comprobación del cortante por tracción en el alma

La norma define:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (33)$$

Donde:

V_{su} Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante

$$V_{su} = z \times \text{sen}\alpha(\cot\alpha + \cot\theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d}$$

Donde:

z: brazo mecánico que se puede aproximar como:

$$z = 0,9d = 0,9 \times 1.971 = 1.773 \text{ mm}$$

A_{α} Área por unidad de longitud de las armaduras transversales, incógnita en este apartado

$$f_{y\alpha,d} \text{ Resistencia de cálculo de la armadura } A_{\alpha} \quad (f_{y\alpha,d} \leq 400 \text{ N/mm}^2)$$

V_{cu} Contribución de hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100\rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \times \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

Con un valor mínimo:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f^{1/2} + 0,15\sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

Donde:

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 , siendo $f_{cv} = f_{ck} = 50 N/mm^2$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) = 1 + \sqrt{\frac{200}{1.971}} = 1,32 < 2$$

ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal a tracción, pasiva y adherente:

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0,02$$

$$\rho_l = \frac{8642,56 + 18812,25}{346 \times 1.971} = 0,04026 > 0,02$$

$$A_s = 5693,36 + (4 \times 737,3) = 8.642,56 mm^2$$

$$A_p = 18.812,25 mm^2$$

Por tanto:

$$\rho_l = 0,02$$

$$\beta = \frac{2 \cot \theta - 1}{2 \cot \theta_e - 1} \text{ si } 0,5 \leq \cot \theta < \cot \theta_e$$

$$\beta = \frac{\cot \theta - 2}{\cot \theta_e - 2} \text{ si } \cot \theta_e \leq \cot \theta < 2,0$$

θ_e Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras. Se emplea el método especificado en la EHE-08, el cual establece que se obtiene en grados sexagesimales considerando la acción con otros esfuerzos en ELU según la siguiente expresión:

$$\theta_e = 29 + 7\varepsilon_x$$

Siendo ε_x la deformación longitudinal en el alma, en tanto por mil, obtenida mediante la ecuación siguiente:

$$\varepsilon_x \approx \frac{\frac{M_d}{z} + V_{rd} - 0,5N_d}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \times 1000 \geq 0$$

Al incluir el término de V_{rd} , el cual varía para los 3 tramos previamente indicados, se va a obtener tres valores de este parámetro. Por lo tanto:

$$\varepsilon_{x,1} \approx \frac{\frac{44.476,5 \times 10^6}{1773} + 3.931,42 \times 10^3 - 0,5 \times 155,60 \times 10^3}{2(210.000 \times 8.642,56 + 210.000 \times 18.812,25)} \times 1000$$

$$= 2,510$$

$$\varepsilon_{x,2} \approx \frac{\frac{44.476,5 \times 10^6}{1773} + 2.055,71 \times 10^3 - 0,5 \times 155,60 \times 10^3}{2(210.000 \times 8.642,56 + 210.000 \times 18.812,25)} \times 1000 = 2,347$$

$$\varepsilon_{x,3} \approx \frac{\frac{44.476,5 \times 10^6}{1773} + 1.369,28 \times 10^3 - 0,5 \times 155,60 \times 10^3}{2(210.000 \times 8.642,56 + 210.000 \times 18.812,25)} \times 1000 = 2,287$$

$$\theta_{e,1} = 29 + 7 \times 2,51 = 46,57^\circ$$

$$\theta_{e,2} = 29 + 7 \times 2,347 = 45,429^\circ$$

$$\theta_{e,2} = 29 + 7 \times 2,287 = 45,009^\circ$$

$$\cotg\theta_{e,1} = 0,947$$

$$\cotg\theta_{e,2} = 0,985$$

$$\cotg\theta_{e,2} = 1,00$$

Por lo tanto:

$$\beta_1 = \frac{1 - 2}{0,947 - 2} = 0,950$$

$$\beta_2 = \frac{1 - 2}{0,985 - 2} = 0,985$$

$$\beta_3 = \frac{1 - 2}{1 - 2} = 1,00$$

Por lo tanto, sustituyendo en la ecuación anterior:

$$V_{cu,1} = \left[\frac{0,15}{1,5} \times 1,32(100 \times 0,02 \times 50)^{1/3} + 0,15 \times 15,05 \right] \times 0,950 \times 346 \times 1.971 \times 10^{-3}$$

$$= 1.859,50 \text{ kN}$$

$$V_{cu,2} = \left[\frac{0,15}{1,5} \times 1,32(100 \times 0,02 \times 50)^{1/3} + 0,15 \times 15,05 \right] \times 0,985 \times 346 \times 1.971 \times 10^{-3}$$

$$= 1.928,01 \text{ kN}$$

$$V_{cu,3} = \left[\frac{0,15}{1,5} \times 1,32(100 \times 0,02 \times 50)^{1/3} + 0,15 \times 15,05 \right] \times 1,00 \times 346 \times 1.971 \times 10^{-3}$$

$$= 1.957,37 \text{ kN}$$

Considerando el valor mínimo $V_{u2, \min}$:

$$V_{u2, \min} = \left[\frac{0,075}{1,5} 1,32^{3/2} 50^{1/2} + 0,15 \times 15,05 \right] \times 346 \times 1.971 \times 10^{-3} = 1905,199 \text{ kN}$$

Por lo que, en el primer tramo se precisa de la resistencia mínima. De esta manera, sustituyendo en las ecuaciones (31) y (33):

$$V_{rd} \leq V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su,1} = V_{rd,1} - V_{cu,1} = 271,92 \text{ kN}$$

$$V_{su,2} = V_{rd,2} - V_{cu,2} = 127,7 \text{ kN}$$

$$V_{su,3} = V_{rd,3} - V_{cu,3} < 0$$

$$A_{\alpha,1} = \frac{V_{rd,1} - V_{cu,1}}{1773 \times \sin 75^\circ (\cot g 75^\circ + \cot g 45^\circ) \times 400} = 0,313 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{\alpha,2} = \frac{V_{rd,2} - V_{cu,2}}{1773 \times \sin 75^\circ (\cot g 75^\circ + \cot g 45^\circ) \times 400} = 0,147 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{\alpha,3} = \frac{V_{rd,3} - V_{cu,3}}{1773 \times \sin 75^\circ (\cot g 75^\circ + \cot g 45^\circ) \times 400} = 0,00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Para comprobar estas cuantías, se procede al cálculo del armado transversal mínimo según la expresión de la EHE-08:

$$A_{\alpha,min} = \text{sen} \alpha \frac{f_{ct,m}}{7,5} \frac{b_0}{f_{ad}} = \sin 75^\circ \times \frac{4,10}{7,5} \times \frac{346}{400} = \mathbf{0,457 \text{ mm}^2/\text{mm}}$$

Por tanto, en los tres tramos se empleará la cuantía mínima del armado transversal.

Para obtener la separación longitudinal de la armadura, S_t , se emplea la siguiente expresión:

$$\text{Como } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd,i} \leq \frac{2}{3} V_{u1}:$$

$$S_t \leq 0,60d(1 + \cot g \alpha) \leq 450 \text{ mm}$$

$$S_t \leq 0,60 \times 1971 \times (1 + \cot g 75^\circ) = 1500$$

La separación mínima, por lo tanto, será:

$$\mathbf{S_t \leq 450 \text{ mm}}$$

4.5.2.2 Comprobación Torsor

La comprobación a torsor se realiza según se indica en el *Artículo 44º* de la EHE-08 [8]. La resistencia a torsión se calcula empleando una sección cerrada de pared delgada, definida por una serie de parámetros, los cuales se muestran en la siguiente figura:

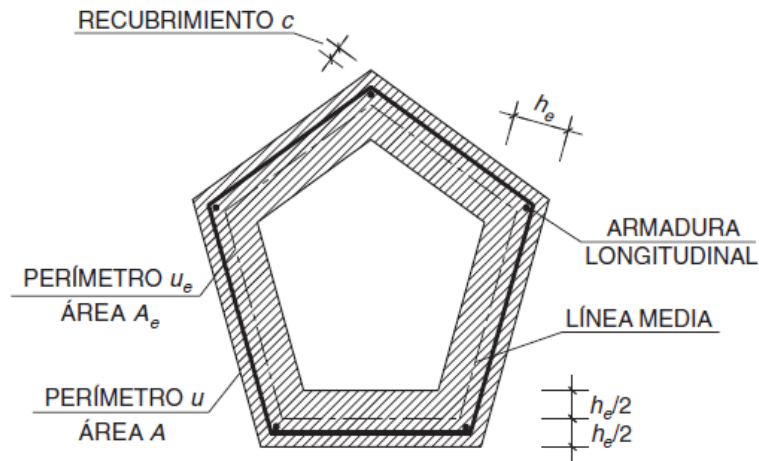


Figura 4.47. Sección y parámetros definidos por la norma para el cálculo del esfuerzo torsor [8]

La norma establece que debe obtenerse el espesor eficaz, h_e , el cual se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$h_e \leq \frac{A}{u} \begin{cases} \leq h_0 \\ \geq 2C \end{cases} \quad (34)$$

Siendo:

A = Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo áreas huecas interiores

u = Perímetro exterior de la sección transversal

h_0 = Espesor real de la pared en caso de secciones huecas

C = Recubrimiento de las armaduras longitudinales

A_e = Área que encierra la línea media representada en la figura anterior

u_e = Perímetro de dicha línea media [8]

Empleando de nuevo el programa de diseño AutoCAD, aplicando la sección tipo de la figura 4.46 a la sección de la célula de torsión de este estudio, se pueden obtener estas propiedades para el caso de dicha sección:

$$A = 2,3196 \text{ m}^2$$

$$u = 11,998 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,18 \text{ m}$$

$$C = 0,03 \text{ m}$$

$$A_e = 1,116 \text{ m}^2$$

$$u_e = 11,136 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (34):

$$h_e = \frac{2,3196}{11,998} = 1,933 \begin{cases} \leq 0,18 \\ \geq 2 \times 0,03 = 0,06 \end{cases}$$

$$h_e = 0,18$$

Con estos valores, la norma define la comprobación en Estado Límite de Agotamiento por torsión mediante las siguientes expresiones:

$$T_d \leq T_{u1} \quad (35)$$

$$T_d \leq T_{u2} \quad (36)$$

$$T_d \leq T_{u3} \quad (37)$$

Donde:

T_d = Momento torsor de cálculo

T_1 = Máximo momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas

T_2 = Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales

T_3 = Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales

Para el caso del estudio, el momento torsor de cálculo proporcionado por el programa de cálculo Robot es el siguiente:

$$T_d = 759,41 \text{ kNm}$$

4.5.2.2.1 Comprobación de bielas comprimidas

La norma [8] establece la siguiente ecuación:

$$T_{u1} = 2K\alpha f_{1cd} A_e h_e \frac{\cotg\theta}{1 + \cotg^2\theta} \quad (38)$$

Donde:

$\alpha = 0,75$ dado que se colocan estribos en ambas caras de la sección hueca

$f_{1cd} = 20 \text{ N/mm}^2$ (mismo que para comprobación de cortante)

$K = 1,25$ (mismo que para comprobación de cortante)

$\theta = 45^\circ$ (mismo que para comprobación de cortante)

$$T_{u1} = 2 \times 1,25 \times 0,75 \times 20 \times 10^3 \times 1,116 \times 180 \times 10^{-3} \frac{\cotg 45}{1 + \cotg^2 45} = 7.633,44 \text{ kNm}$$

Como $T_d < T_{u1}$, la sección cumple ante agotamiento de bielas comprimidas.

4.5.2.2.2 Comprobación de resistencia de armaduras transversales

La norma [8] define la siguiente expresión:

$$T_{u2} = \frac{2A_e A_t}{S_t} f_{yt,d} \cot \theta \geq T_d \quad (39)$$

Donde:

A_t = Área de las armaduras transversales

E_t = Separación longitudinal entre barras de la armadura transversal

$f_{yt,d} = 400 \text{ N/mm}^2$ (apartado 4.5.2.1.2 de este estudio)

Despejando $\frac{A_t}{S_t}$ de la ecuación (39), se obtiene la cuantía por unidad de longitud de la armadura transversal:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_d}{2A_e f_{yt,d} \cot \theta} = \frac{759,41 \times 10^6 \text{ N}}{2 \times 1,116 \times 10^6 \times 400 \times \cot 45} = \mathbf{0,850 \text{ mm}^2/\text{mm}}$$

4.5.2.2.3 Comprobación de resistencia de armaduras longitudinales

De igual manera que en el apartado anterior, puede obtenerse la cuantía de armadura mediante la expresión proporcionada por la norma [8]:

$$T_{u3} = \frac{2A_e}{U_e} A_t f_{yt,d} \tan \theta \geq T_d \quad (40)$$

$$A_t = \frac{U_e T_d}{2A_e f_{yt,d} \tan \theta} = \frac{11.136 \times 759,41 \times 10^6}{2 \times 1,116 \times 10^6 \times 400 \times \tan 45} = \mathbf{9.472,21 \text{ mm}^2}$$

Esta cuantía debe cumplir unas condiciones de separación mínima, definidas en la norma:

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{u_e}{8} = \frac{11.136}{8} = 1.392,00 \text{ mm} \\ S_t \leq 0,75a(1 + \cot \alpha) \leq a \leq 600 \text{ mm} \text{ siendo } T_d \leq \frac{1}{5} T_{u1} \end{cases}$$

Siendo:

$$a = \text{longitud del menor lado de la sección} = 205,61 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 0,75 \times 2056,1 \times (1 + \cotg 75^\circ) = 1.955,27 \text{ mm} > 600 \text{ mm}$$

Por lo tanto, la separación mínima será:

$$S_t \leq 600 \text{ mm}$$

4.5.2.3 Interacción Cortante – Torsor

La norma define en su “**Artículo 45.3.2.2**” [8] una comprobación de la interacción entre cortante y torsor, debiendo satisfacerse la siguiente condición:

$$\left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^\beta + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^\beta \leq 1 \quad (41)$$

Siendo:

$$\beta = 2 \left(1 - \frac{h_e}{b}\right) = 2 \times \left(1 - \frac{180}{362,8}\right) = 1,0077$$

b = suma de las anchuras de las almas de la sección cajón = 362,8 mm

Por tanto, introduciendo estos valores en la ecuación (41):

$$\left(\frac{759,41}{7.633,44}\right)^{1,0077} + \left(\frac{3.931,42}{9.727,86}\right)^{1,0077} = 0,4991 \leq 1$$

Por tanto, la comprobación cumple para el caso de este estudio.

4.6 Armado de la losa de compresión

Para el armado de la losa de compresión, hay que recordar que la viga no precisa armadura pasiva, más que la armadura mínima geométrica, como se comprueba en el apartado 4.5.1.2 de este estudio, por lo que solo requiere armadura transversal.

Por lo tanto, empleando el programa de cálculo Robot, se genera un modelo analítico que reproduzca el trabajo de flexión de los voladizos de la losa y su tramo entre almas. Para ello, se modeliza con una de las barras transversales, las cuales eran porciones transversales de 1 metro de longitud como se explicaba al definir estas barras en el apartado 4.1.4. Esta barra está afectada por las cargas previamente definidas en apartados anteriores, en ELU. El modelo queda, por tanto, de la siguiente manera:

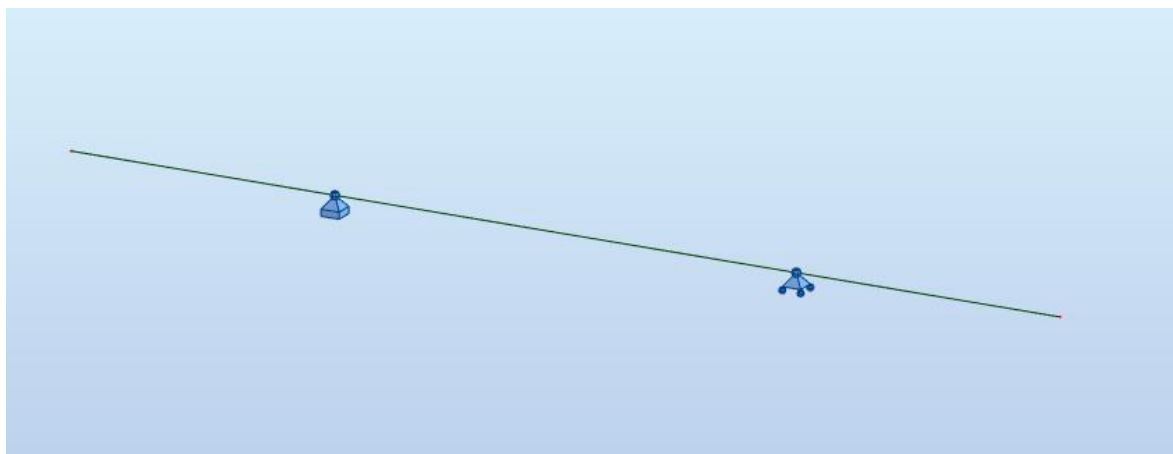


Figura 4.48. Modelo analítico de barra transversal para dimensionamiento del armado de la losa de compresión

Así, obteniendo mediante el programa de cálculo su diagrama de momentos flectores se obtiene:



Figura 4.49. Ley de momento flector en ELU para una barra transversal del modelo

Como se aprecia en la figura, aparece un momento negativo, el cual debe ser corregido mediante armadura superior en la losa de compresión.

Para el dimensionamiento, se siguen los procedimientos de la EHE-08 indicados en el “**Anejo 7.3 Flexión simple en sección rectangular**” [8]

La norma define un momento-frontera, el cual se va a denominar como M_{lim} , y establece que se necesita armadura si el momento de cálculo, M_d , es superior a dicho momento frontera. Establece la siguiente ecuación para la comprobación:

$$M_d \geq 0,375 U_0 d \quad (42)$$

Siendo:

$U_0 = \text{Capacidad mecánica del hormigón}$

$d = \text{Canto útil de la sección}$

En el caso de este estudio:

$$d = 240 - 30 = 210$$

$$U_0 = f_{cd} \times b \times d = 251,15 \times 1000 \times 210 = 4.565,217 \times 10^3 N$$

$$b = \text{ancho de la sección} = 1m$$

Por tanto,

$$M_{lim} = 0,375 \times 4.565,217 \times 10^3 N \times 210 \text{ mm} \times 10^{-6} = 359,511 \text{ mkN}$$

Dado que el momento frontera es superior al momento de cálculo, la norma define la armadura requerida mediante la siguiente expresión:

$$U_{s1} = U_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}} \right) \quad (43)$$

Por tanto, sustituyendo en esta ecuación los datos anteriores:

$$U_{s1} = 4.565,217 \times 10^3 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 164,14 \times 10^6}{4.565,217 \times 10^3 \times 210}} \right) = 863.233,055 \text{ N}$$

Así pues, se obtiene la cuantía de acero como:

$$A_{s1,superior} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{863.233,055}{500/1,15} = 1.985,436 \text{ mm}^2/m$$

4.6.1 Comprobación de esfuerzos rasantes

Una vez obtenidas todas las cuantías, debe realizarse una comprobación ante esfuerzos rasantes para asegurar la correcta unión de las secciones a analizar con el resto de la estructura. Estas secciones pueden apreciarse en la siguiente figura:

SECCIONES DE RASANTE EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL

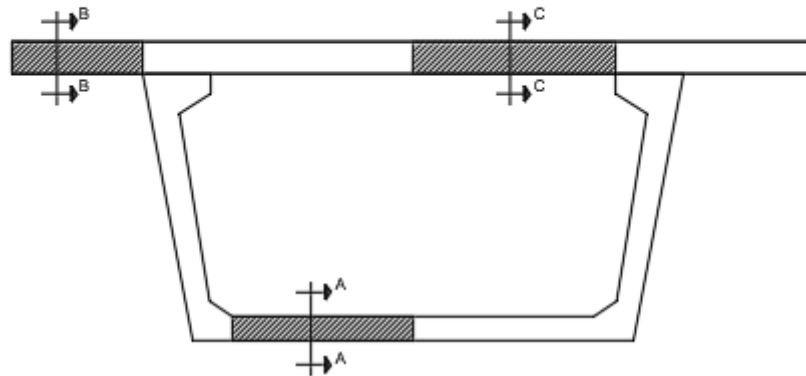


Figura 4.50. Esquema de secciones para comprobación de rasante en la sección transversal de la viga + losa

Para realizar la comprobación, se estudian estas secciones aplicando un modelo de bielas y tirantes, como explica la norma *EHE-08 en el Artículo 40* [8].

Para explicar el correcto funcionamiento de este modelo, amerita el previo esquema de su disposición sobre la sección de la estructura. A continuación, se muestra dicho esquema:

MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

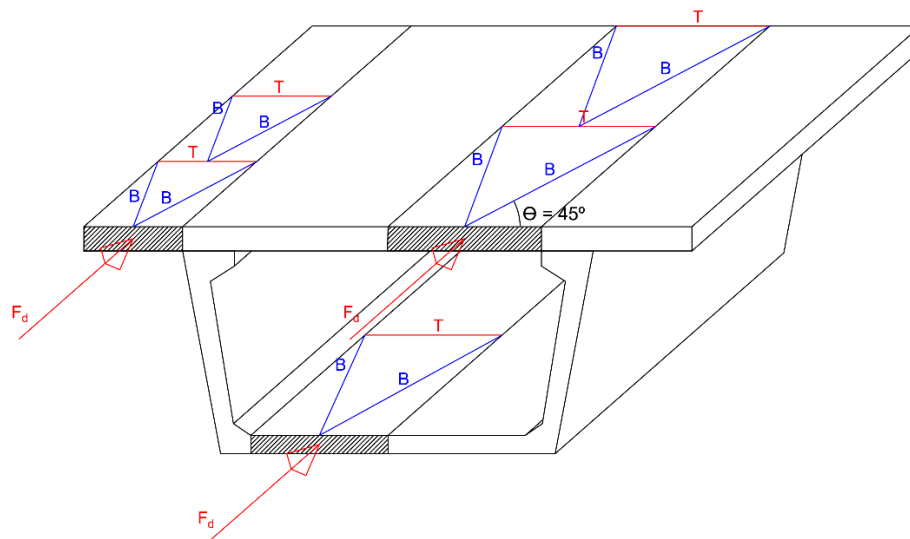


Figura 4.51. Modelo de bielas y tirantes para las secciones de comprobación de rasante

Como se observa en el modelo, ante la acción de una carga de compresión (llamada en el esquema F_d), esta carga se reparte, formando un ángulo de 45° , hasta llegar al borde de la sección. En estos puntos aparece el tirante de tracción (T en el esquema). Estos tirantes son iguales a la rasante que se forma en cada sección, y en base a ellos se realiza la comprobación de armadura para garantizar la correcta unión.

La sección A-A, igual a la mitad del ala inferior, se estudia por la presencia del pretensado, por lo que la carga de pretensado será igual a F_d :

$$F_{d,A-A} = \frac{P_{k,\infty,inf}}{2} = \frac{21.256.901,89}{2} = 10.628.450,95 \text{ N}$$

En el caso de las secciones B-B y C-C, la acción exterior es generada por el incremento de momento máximo a lo largo de la viga. Dado que el momento es máximo en el centro, y nulo en los extremos, tiene sentido considerar que el incremento de momento es igual al momento máximo.

Pero para la realización de la comprobación de rasante, se considerará que el momento equivale al volumen de compresiones máximo, por lo que F_d es igual a la capacidad mecánica del hormigón en dicha sección:

$$F_{d,B-B} = U_{0,B-B} = f_{cd} \times b \times d = \frac{25}{1,5} \times 975 \times (240 - 30) = 3.412.500 \text{ N}$$

$$F_{d,C-C} = U_{0,C-C} = f_{cd} \times b \times d = \frac{25}{1,5} \times 1.515 \times (240 - 30) = 5.302.500 \text{ N}$$

Como el ángulo formado por las bielas de compresión es igual a $\theta = 45^\circ$, su tangente será $tg45^\circ = 1$, por lo que se demuestra que el valor de la fuerza externa es igual al tirante que aparece. De esta manera, puede obtenerse la cuantía de acero mediante la siguiente expresión:

$$A_{ras} = \frac{T}{f_{yd}} \quad (44)$$

Siendo:

$$f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2 \text{ (modelo de bielas y tirantes)}$$

Por lo tanto, se obtienen las cuantías de acero necesarias para cada sección:

$$A_{ras,A-A} = \frac{10.628.450,95}{400} = 26.571,13 \text{ mm}^2$$

$$A_{ras,B-B} = \frac{3.412.500}{400} = 8.531,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{ras,C-C} = \frac{5.302.500}{400} = 13.256,25 \text{ mm}^2$$

Para definir estas cuantías de acero por unidad de longitud, basta con dividir el valor por la longitud sobre la que actúan. En el caso de la sección A-A, esta longitud será la total de la viga, ya que el pretensado actúa en toda su longitud. Pero las secciones B-B y C-C representan el incremento de momento, que se hace máximo en la mitad de la viga, por lo que esta longitud será igual a la mitad de la longitud de la viga.

$$A_{ras,A-A} = \frac{26.571,13}{45} = 590,47 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{ras,B-B} = \frac{8.531,25}{45/2} = 379,17 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{ras,C-C} = \frac{13.256,25}{45/2} = 589,17 \text{ mm}^2/\text{m}$$

4.7 Disposición final de la armadura obtenida

En este apartado se explica la distribución de las cuantías de acero obtenidas en los apartados previos, a fin de disponer la armadura por toda la sección de la viga y losa.

4.7.1 Cercos del ala inferior

Esta armadura transversal es la encargada de resistir los esfuerzos rasantes calculados para la sección A-A por los cordones de pretensado, junto con la acción del torsor. Por tanto, se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{ala inferior} = A_{ras,A-A} + A_t = 590,47 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} + 850 \text{ mm}^2/\text{m} = \mathbf{1.440,47 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Para obtener la separación, se procede de la siguiente manera:

$$S_t \leq \frac{2(\frac{\pi}{4} \phi^2)}{A}$$

Por lo que se colocan cercos de $\phi 16$ cada 20 cm.

4.7.2 Horquillas del alma

Para la sección de puente en cajón de este estudio, esta armadura transversal se encarga de resistir las acciones de cortante y de torsor,

La armadura de cortante variaba en los 3 tramos definidos anteriormente, pero como se comprobó, los tres tramos requerían de la cuantía mínima, por lo que las horquillas serán iguales a lo largo de toda la longitud.

Por lo tanto, las horquillas se obtienen mediante la suma de la cuantía transversal por torsión y la cuantía por cortante, repartiendo esta última entre las dos almas de la sección:

$$A_{horquillas} = A_{\alpha,min} + \frac{A_t}{2} = 457 + \frac{850}{2} \text{ mm}^2/m = \mathbf{875,00 \text{ mm}^2/m}$$

Por lo que se colocan cercos de Ø12 cada 20 cm en cada alma.

4.7.3 Armadura transversal de la losa

Esta armadura transversal está formada por la cuantía para soportar el rasante en la sección C-C (puesto que es mayor y por tanto incluye la cuantía necesaria para la sección B-B también), junto con el esfuerzo de torsión y la cuantía por flexión en la losa.

$$\begin{aligned} A_{losa} &= A_{ras,C-C} + A_t + A_{s1,superior} = 589,17 \text{ mm}^2/m + 850 \text{ mm}^2/m + 1.985,436 \frac{\text{mm}^2}{m} \\ &= \mathbf{3.424,61 \text{ mm}^2/m} \end{aligned}$$

Esta es la cuantía que debe situarse en la losa de compresión, repartida entre las barras superiores e inferiores. Sin embargo, como mínimo, la cuantía superior debe cubrir la cuantía de $A_{s1, superior}$, mientras que el resto se reparten entre ambas barras.

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} A_{losa,superior} &= \left(\frac{A_{ras,C-C} + A_t}{2} \right) + A_{s1,superior} \\ &= \frac{589,17 \text{ mm}^2/m + 850 \text{ mm}^2/m}{2} + 1.985,436 \frac{\text{mm}^2}{m} = \mathbf{2.705,021 \text{ mm}^2/m} \\ A_{losa,superior} &= \left(\frac{A_{ras,C-C} + A_t}{2} \right) = \frac{589,17 \text{ mm}^2/m + 850 \text{ mm}^2/m}{2} = \mathbf{719,585 \text{ mm}^2/m} \end{aligned}$$

Siendo:

$$A_{losa,superior} + A_{losa,inferior} = A_{losa}$$

Por lo que se colocan barras de Ø25 cada 30 cm para la cuantía superior y barras de Ø12 cada 30 cm para la cuantía inferior.

4.7.4 Armadura pasiva inferior (A_{s1})

La armadura longitudinal inferior pasiva está formada por la cuantía geométrica mínima, junto con la mitad de la cuantía longitudinal por esfuerzo de torsión (se reparte entre la mitad superior de las almas y la inferior). Por lo tanto:

$$A_{s1,total} = A_{s,1} + \frac{A_t}{2} = 5.693,36 \text{ mm}^2 + \frac{9.472,21 \text{ mm}^2}{2} = \mathbf{10.429,465 \text{ mm}^2}$$

Pueden emplearse 34 $\emptyset 20$ (10.681,44 mm²).

4.7.5 Armadura pasiva superior (A_{s2})

La armadura longitudinal superior pasiva está formada por la cuantía geométrica mínima, junto con la mitad de la cuantía longitudinal por esfuerzo de torsión. Por lo tanto:

$$A_{s21,total} = A_{s,2} + \frac{A_t}{2} = 1.708,01 \text{ mm}^2 + \frac{9.472,21 \text{ mm}^2}{2} = \mathbf{6.444,115 \text{ mm}^2}$$

Pueden emplearse 22 $\emptyset 20$ (6.911,52 mm²).

4.7.6 Armadura de piel

Esta armadura longitudinal de piel es la obtenida para el correcto montaje del resto de armaduras, colocada en cada cara de las dos almas de la viga

$$A_{piel} = \mathbf{737.3 \text{ mm}^2}$$

Por lo que se disponen 10 $\emptyset$ 10 (785,4 mm²) en las dos almas, 5 en cada cara del alma.

4.7.7 Esquema final de la disposición de la armadura

A la vista de las disposiciones obtenidas, se realiza un croquis con la sección transversal de la viga y losa, incluyendo cada una de las armaduras anteriores, a fin de aclarar el armado obtenido.

DISPOSICIÓN FINAL DE LA ARMADURA

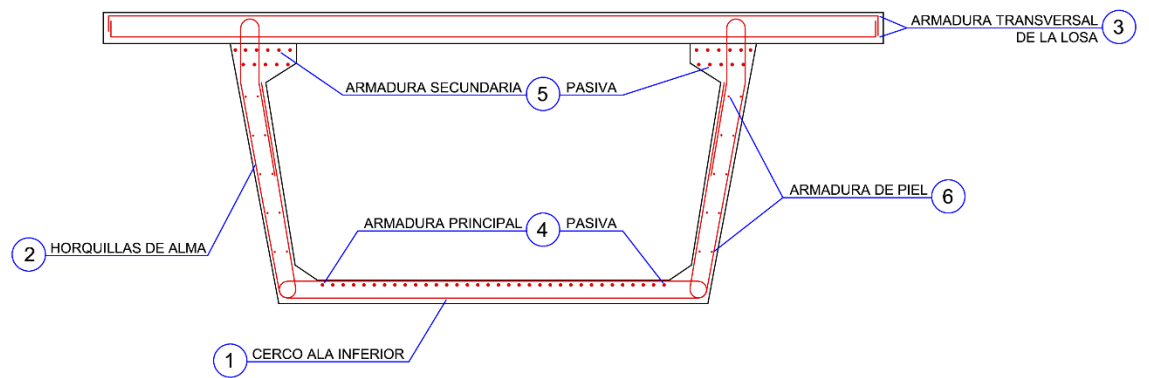


Figura 4.52. Esquema de disposición del montaje de la armadura en el vano central

5 ÁLCULO DE LOS VANOS EXTERIORES

5.1 Definición del modelo analítico del tablero

En este apartado se realiza el modelo analítico para los dos vanos situados en los extremos, de 25 metros cada uno. Cabe mencionar que la geometría de la sección en estos vanos posiblemente cumpliría empleando la sección inicial con canto $h = 1,50$ m. Pero por cuestiones estéticas, se decide partir de la sección alternativa con canto $h = 2,00$ m, dotando de un acabado más homogéneo de toda la estructura.

Se ha elegido el mismo modelo analítico que en el vano central, obteniendo como resultado la siguiente figura.

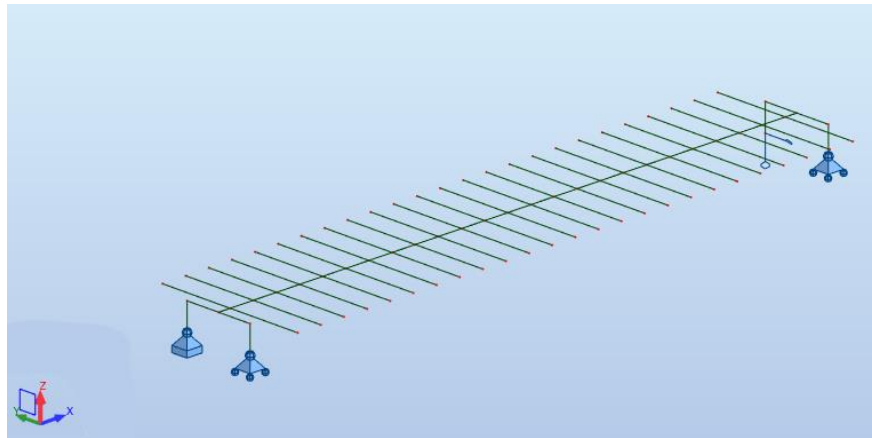


Figura 5.1 Modelo analítico del tablero de los vanos externos

A continuación, igual que se realizó con el vano central, se procede a realizar los cálculos para introducir el modelo de la Figura 5.1 en el programa de cálculo.

5.1.1 Apoyos

Al igual que en el vano central, lo primero que se realizó fue la introducción de los apoyos del modelo, a izquierda y derecha en su inicio y fin del vano.

Definiendo los grados de libertad apropiados de cada apoyo para dicha estructura, el resultado obtenido por el programa puede verse en las siguientes figuras.

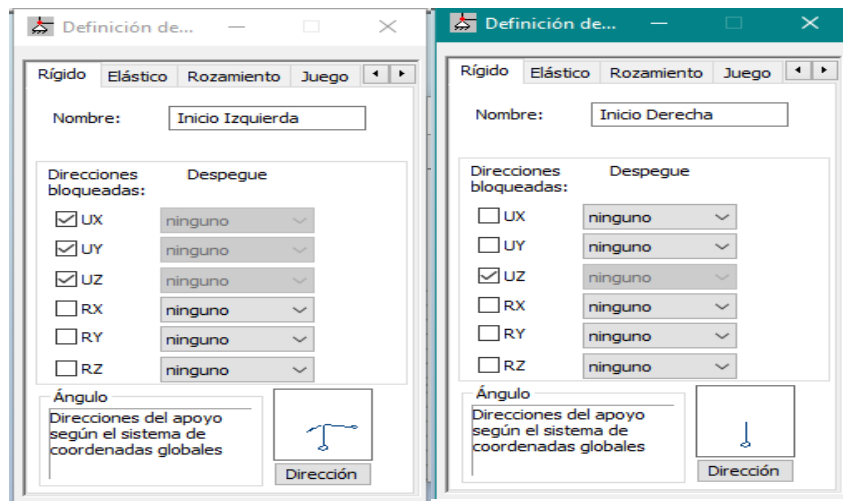


Figura 5.2 Definición de los apoyos izquierdo y derecho al inicio del vano

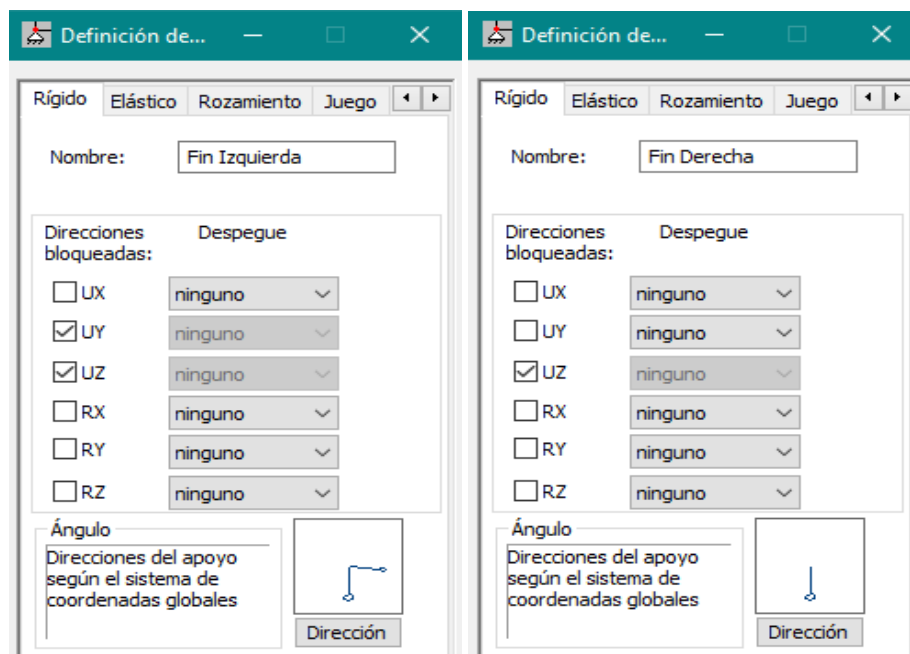


Figura 5.3 Definición de los apoyos izquierdo y derecho al final del vano

5.1.2 Barra longitudinal

Para el tipo de emparillado seleccionado, como se ha visto con anterioridad, estas barras representan la sección de la viga junto con la losa correspondiente, a lo largo del trazado del puente.

Las propiedades atribuidas a esta barra se calculan previamente, para ser introducidas de manera manual en el programa de cálculo, asemejando la barra a la viga y losa reales.

De cara a la selección del hormigón empleado, se escoge de nuevo un hormigón HP-50 para la viga cajón, que es una viga de hormigón prefabricado. Para losa se supondrá un hormigón HA-25 nuevamente.

En lo referente al área real, ésta corresponde a la suma del área de la viga más la losa de compresión. Éste área real no debe aplicarse para el resto de las propiedades, ya que, al tener dos hormigones diferentes, con diferentes resistencias, será necesario realizar una homogeneización a un solo material, correspondiente con el del hormigón prefabricado HP-50.

Para ello, debe obtenerse el factor de homogeneización (n), el cual equivale al cociente entre los módulos de elasticidad del hormigón HA-25 y HP-50.

Estos módulos de deformación se obtienen de la siguiente fórmula, obtenida del artículo 39.6 de la EHE-08 [8]:

$$E_{25} = 8500 \sqrt[3]{25 + 8} = 27.264,04 \text{ MPa}$$

$$E_{50} = 8500 \sqrt[3]{50 + 8} = 32.902,25 \text{ MPa}$$

Por lo que el factor de homogeneización es el siguiente:

$$n = \frac{E_{25}}{E_{50}} = \frac{27.264,04 \text{ MPa}}{32.902,25 \text{ MPa}} = 0,83$$

Con este coeficiente, se reducirá el ancho de la losa de compresión. El área homogeneizada de la losa se calcula como:

$$\text{Área losa homogeneizada} = 14.400,00 * 0.83 = 11.952 \text{ cm}^2$$

Por lo que el ancho equivalente a esa área será de 498 cm. La sección homogeneizada quedaría de la siguiente manera:

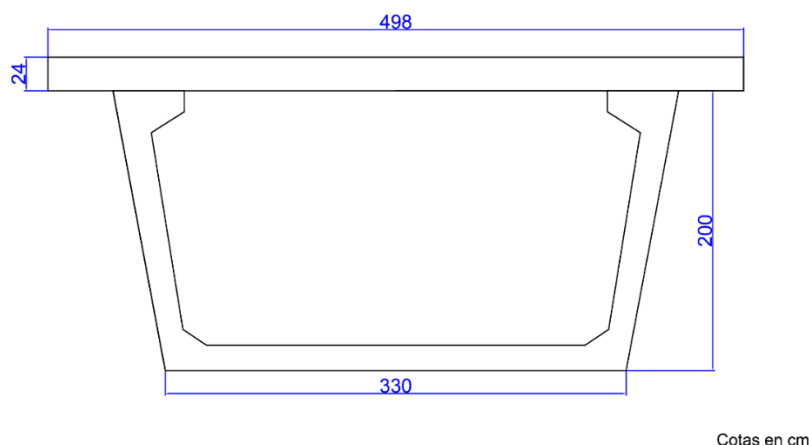


Figura 5.4 Sección homogeneizada de la viga + losa de compresión

Por tanto, las propiedades que se introducirán en el programa de cálculo se obtendrán con el comando PROPFIS, y son las siguientes:

- **Área**, correspondiente al área real de la viga más la losa de compresión.
- **Momentos de inercia en ejes “Y” y “Z”**, calculados para la sección homogeneizada.
- **Áreas de cortantes en ejes “Y” y “Z”**, obtenidos también de la sección homogeneizada. Estas áreas quedan representadas en rojo en las siguientes figuras:

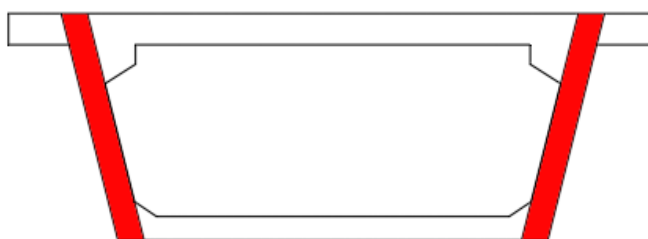


Figura 5.5 Área de cortante en eje Z

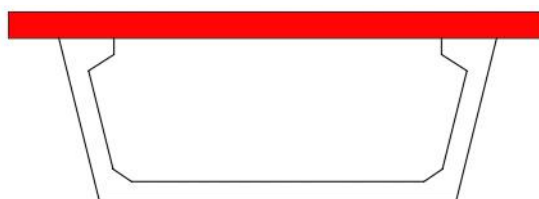


Figura 5.6 Área de cortante en eje Y

- **Rigidez de torsión**, la cual se calcula mediante una fórmula obtenida del libro de Javier Manterola [4], aplicable a una célula de torsión con las siguientes dimensiones:

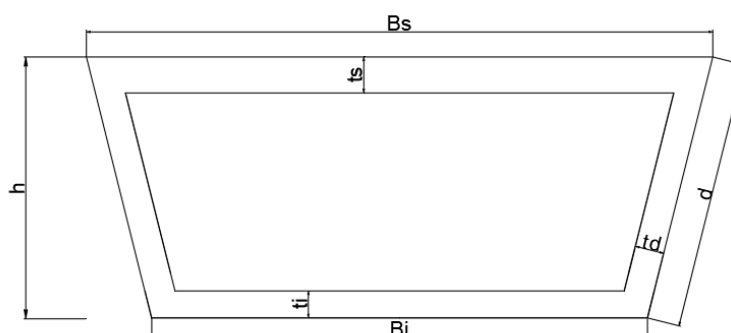


Figura 5.7 Dimensiones de la célula de torsión

Los valores obtenidos, por lo tanto, son los siguientes:

$$\text{Área} = 29.146,0950 \text{ cm}^2 \quad 29146.0950$$

$$A_{VZ} \text{ (área de cortante en Z)} = 8.000,8968 \text{ cm}^2$$

$$A_{VY} \text{ (área de cortante en Y)} = 11.952,00 \text{ cm}^2$$

$$I_y \text{ (momentos de inercia en eje y)} = 525.180.955,3861 \text{ cm}^4$$

$$I_z \text{ (momentos de inercia en eje z)} = 1.597.188.799,8040 \text{ cm}^4$$

$$I_x \text{ (rigidez a torsión)} = \frac{(B_s+B_i)^2 h^2}{\frac{B_s}{t_s} + 2\frac{d}{t_d} + \frac{B_i}{t_i}} = \frac{(414+330)^2 224^2}{\frac{414}{24} + 2\frac{227,90}{18,38} + \frac{330}{18}} = 459.974.956,90 \text{ cm}^4$$

Con estos valores, se define la sección para las barras longitudinales en el programa Robot:

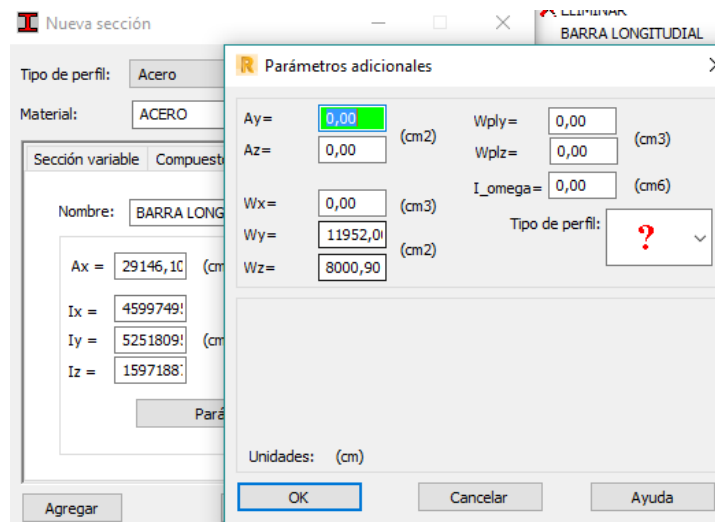


Figura 5.8 Sección para las barras longitudinales en Robot

Definida la sección, se colocó en el programa, poniendo barras de metro en metro (a excepción de la primera y última que son de 0,5 metros) a lo largo de la longitud del vano (25 metros). Como puede verse en la Figura 5.9, el material por defecto era el acero, el cual se cambió tras la colocación de las barras manualmente a HA-50, tal y como aparece en la Figura 5.10.

Sección...	BARRA LONGIT	
Material	HA - 50 (Modific	
E	31310,00	(MPa)
NI	0,20	
G	13000,00	(MPa)
Re	50,00	(MPa)
RO	11,52	(kN/...
LX	0,00	(1/°C)

Figura 5.9 Propiedades físicas de las barras longitudinales

El resto de las propiedades físicas del material vienen definidas por defecto, pero aquí hubo que hacer una modificación. Como estas barras cuentan con el área de la viga y de la losa, y las transversales ya van a estar definidas por el área de la losa, al realizar el cálculo del peso propio el programa considerará que la losa está introducida dos veces en el modelo. Para solucionar este problema se calculó un peso específico para la barra longitudinal tal que al multiplicarse por el área (losa más viga), se obtenga únicamente el peso de la viga. Así, tras modificar el valor de peso específico del hormigón por el nuevo (Figura 5.10), el programa considerará únicamente el peso de la viga en la barra longitudinal, y el peso de la losa en las barras transversales.

$$x * A_{Viga+Losa} = \text{Peso específico}_{Hormigon} * (\text{Área}_{Viga+Losa} - \text{Área}_{Losa})$$

$$x = 12,4106 \text{ kN/m}^3$$

Figura 5.10 Propiedades del hormigón HA-50 en la barra longitudinal

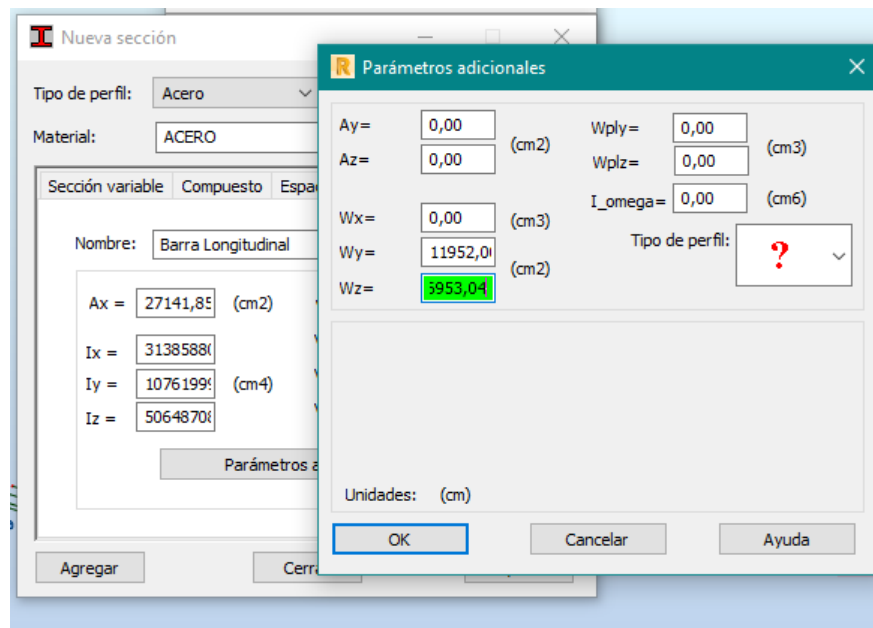


Figura 5.11 Sección para las barras longitudinales en Robot

5.1.3 Barras transversales

Estas barras se encargan únicamente de transmitir las cargas a la barra longitudinal y apoyos, como se comentó previamente. Son colocadas a una distancia de 1 metro una de la otra, salvo en el inicio y fin de la barra longitudinal, donde se deja una distancia de 0,5 metros para colocar la primera y última barra.

La introducción de estas barras en el programa es más simple, dado que representan una sección rectangular de la losa a lo largo de la sección transversal del puente. Por tanto, basta con definir una sección del hormigón adecuado (HA-25), dimensionando dicho rectángulo.

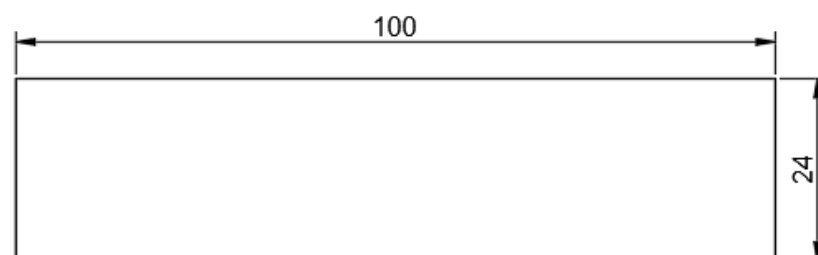


Figura 5.12 Sección de la losa para las barras transversales (cotas en cm)

Los 100 cm de ancho equivalen a 50 cm a cada lado de la barra, que junto a los 50 cm de la barra siguiente forman la distancia de 1 m que se ha dejado entre las barras. El espesor de la losa es de 24 cm.

De esta manera, el modelo estará formado por 25 barras transversales separadas sucesivamente por 1 m.

Introduciendo estos datos en el programa, queda definida la sección de la siguiente manera:

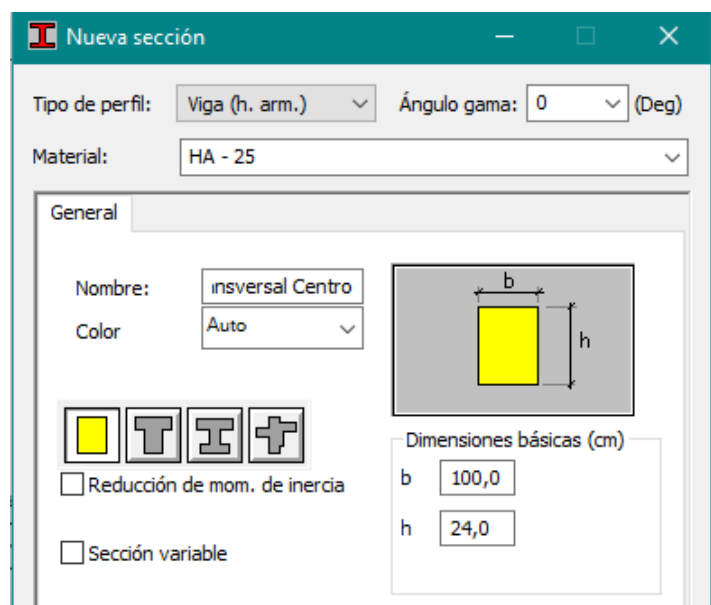


Figura 5.13 Sección para las barras transversales en Robot

En este caso, el material ya está correctamente escogido en la creación de la sección, y el resto de las propiedades físicas del hormigón vienen nuevamente establecidas por defecto en el programa.

	Nombre	Valor	Unidad
	Tipo de sistema de...	cartesianas	
[-]	Características		
[+]	Gama	0,0	(Deg)
[+]	Sección...	Barra Transversal Centr	?
[-]	Material	HA - 25	
	E	24850,00	(MPa)
	NI	0,20	
	G	10400,00	(MPa)
	Re	25,00	(MPa)
	RO	24,53	(kN/m3)
	LX	0,00	(1/°C)
	Relajaciones...	No hay	?
	Excentricidades...	No hay	?
	Suelo elástico...	No hay	
	Refuerzo - principi...		?

Figura 5.14 Propiedades físicas de las barras transversales

5.1.4 Barras de los apoyos

Por último, hay que definir las barras situadas en los extremos de la longitudinal, donde se van a colocar los apoyos anteriormente definidos.

Estas barras horizontalmente tienen una longitud igual a dos veces la distancia del centro geométrico de la viga hasta el eje donde se colocan los neoprenos. Siendo el ancho de la viga de 330 cm, con un recubrimiento de 25 hasta eje central de colocación de los neoprenos, el ancho total de estas barras es de 280 cm (140 cm a cada lado de la barra longitudinal). Se aprecia con más detalle en la Figura 5.15.

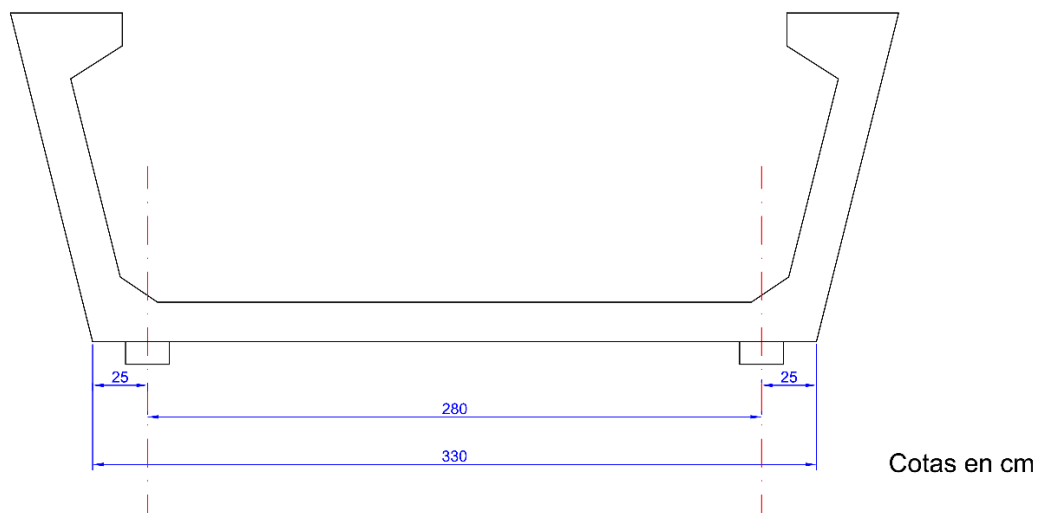


Figura 5.15 Croquis detalle de la ubicación de los apoyos

Por otro lado, considerando que la barra longitudinal se encuentra en un plano horizontal que pasa por el centro de gravedad de la sección de la viga y la losa, desde cada extremo de estas dos barras se colocará una barra vertical en la dirección del eje z que va desde este centro de gravedad hasta la base de la viga, donde ya sí se colocarán los apoyos.

$$y_{cdg} = 142,9804 \text{ cm}$$

En la siguiente imagen, señaladas en azul, podemos observar las barras que se están describiendo, y su disposición geométrica:

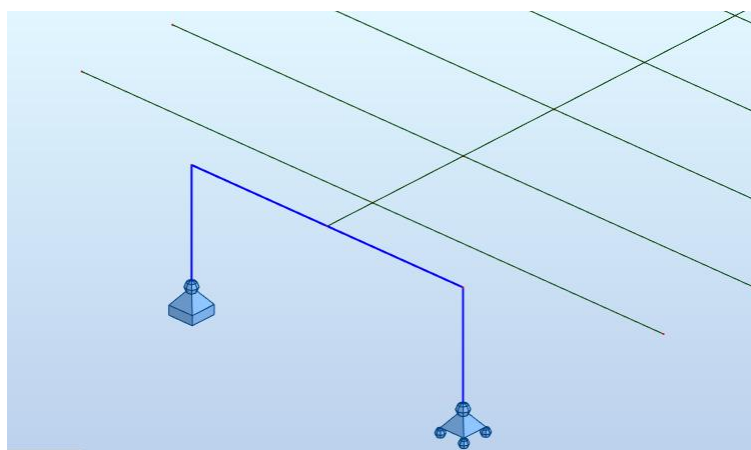


Figura 5.16 Posición de las barras de los apoyos en el modelo

Estas barras deben ser infinitamente rígidas, puesto que tienen la función de colocar los apoyos en el modelo simulando la realidad y deben transmitirle las cargas sobre la estructura. Para ello, se genera manualmente un material en el programa de cálculo con un módulo elástico muy elevado, para similar esta gran rigidez. En la Figura 5.17 se muestra la creación del material, al que se le ha dado un módulo elástico 10 veces mayor que el módulo elástico del acero (el cual es de $2,1 \cdot 10^5$ MPa).

En cuanto a la sección de estas barras, se empleará la misma sección que se ha aplicado a las barras transversales, empleando como material el que se ha creado previamente.

Definición del material

Acero Hormigón **Aluminio** Madera Otros

Nombre: MATERIAL APO Descripción: Material para los apoyos (con elevada rigi...

Elasticidad

módulo de Young, E: 2100000,0 (MPa)

coeficiente de Poisson, ν : 0,35

coeficiente de Kirchoff, G: 27800,00 (MPa)

Resistencia

Característico 150,00 (MPa)

reducción para el cortante: 1,66

Peso específico (densidad): 26,46 (kN/m³)

Dilatación térmica: 0,000023 (1/°C)

Coeficiente de amortiguamiento: 0,05

☒ Tratamiento térmico

Figura 5.17 Propiedades físicas del material para las barras de los apoyos

5.2 Cargas

Para definir las diferentes cargas que actuaran sobre la estructura, y así poder insertarlas en el modelo analítico, se siguió la norma IAP-11, ***“Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”*** [7], que define las acciones, sus posibles combinaciones y los coeficientes de ponderación, que deben tenerse en cuenta en el cálculo estructural de un proyecto de puentes.

La clasificación de estas cargas que la norma realiza, y que por tanto se seguirá en este trabajo, corresponde a la misma definida en el vano central:

- Acciones permanentes de valor constante (G)
- Acciones permanentes de valor no constante (G^*)
- Acciones variables (Q)
- Acciones accidentales (A) [7]

Para el caso de las acciones accidentales, dado que en este apartado del estudio solo se está calculando el tablero, no se tendrán en cuenta, ya que los impactos o los sismos afectan mayoritariamente a las pilas y/o estribos, mientras que sobre el tablero estas acciones no generan efectos excesivos en la estructura. De igual manera, las acciones de pretensado se considerarán en este estudio como fuerzas exteriores, tenidas en cuenta únicamente de cara al dimensionamiento posterior.

Por tanto, en los siguientes apartados se va a realizar el cálculo de las cargas de peso propio y cargas muertas, de las acciones variables ocasionadas por viento y nieve, y de las sobrecargas de uso.

5.2.1 Acciones permanentes de valor constante

Los valores que tomarán las cargas referentes a los pesos propios dependerán del producto entre las áreas de los elementos y sus correspondientes pesos específicos. Siguiendo la instrucción IAP-11 [7], los valores que deberán tomarse para los diferentes materiales quedan reflejados en la Tabla 5.1, proporcionada por la propia instrucción.

Tabla 5.1 Pesos específicos de diversos materiales (kN/m^3) [7]

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 (zahrros, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

5.2.1.1 Peso propio

En el caso del peso propio, el programa Robot calcula automáticamente el peso de la estructura en la dirección del eje Z en función de la sección de cada elemento y de la densidad del material.

Igual que ocurría en el vano central, en este punto surge un problema al calcular automáticamente el peso de las barras transversales y la barra longitudinal, dado que el programa en principio incluye la sección de la losa dos veces. Solucionado este aspecto

como se indicó, el programa de cálculo obtiene esta hipótesis de carga de manera automática.

El resultado obtenido con el programa de cálculo queda reflejado en la Figura 5.15:

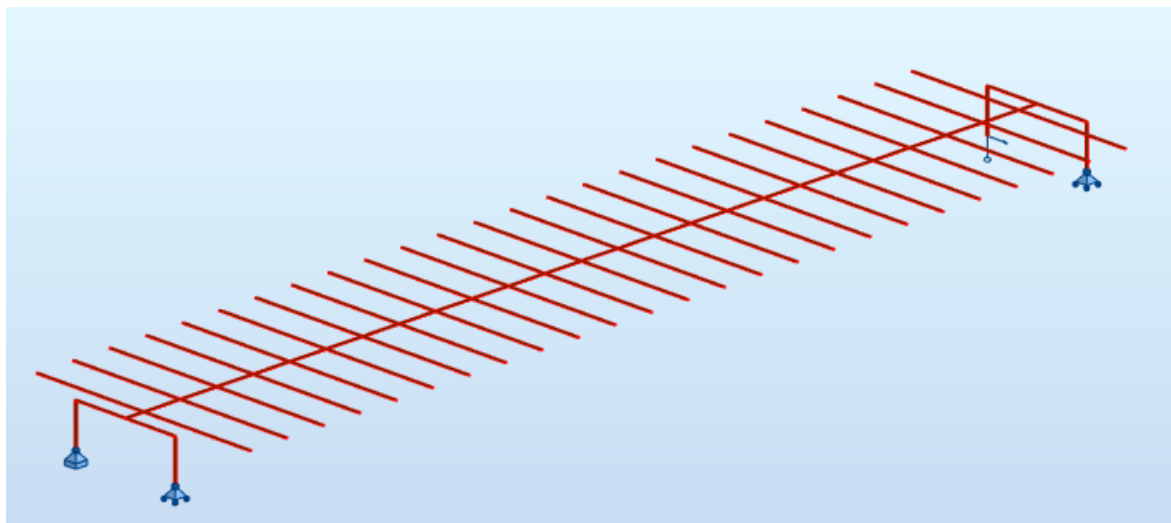


Figura 5.18 Peso propio en el modelo analítico

5.2.1.2 Cargas muertas

Siguiendo el apartado 3.1.2 de la instrucción IAP-11 [7], estas cargas corresponden a todos los elementos no estructurales situados en la estructura, que no aportan ningún tipo de resistencia a la misma, que para este trabajo serán las correspondientes a la capa de rodadura sobre el tablero y a las impostas.

Para el caso de la imposta, conociendo el área de la imposta (comando PROPFIS en AutoCAD) y el peso específico, se puede obtener la sobrecarga de la siguiente manera:

$$q_{imposta} = A_{imposta} * \gamma_{hormigón} = 3,06 \text{ kN/m}$$

$$A_{imposta} = 0,1224 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{hormigón} = 25 \text{ kN/m}^3$$

La sección y dimensiones de la imposta es la misma que en el vano central, dado que se emplea el mismo modelo.

Mientras que, para la capa de rodadura, considerando un espesor (e) de 10 cm de hormigón, se obtiene la sobrecarga:

$$q_{rodadura} = e_{rodadura} * \gamma_{hormigón} = 0,1 * 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Ambas cargas deben multiplicarse por el ancho de área tributaria, que es de 1 metro (0,50 m a cada lado de las barras transversales del modelo), obteniendo así que:

- La sobrecarga de la imposta será una carga puntual aplicada en los extremos de cada barra transversal, de 3,06 kN

- La sobrecarga de la capa de rodadura será una carga lineal de 2,50 kN/m aplicada sobre cada barra transversal

De esta manera, se introducen ambas cargas en el programa de cálculo.

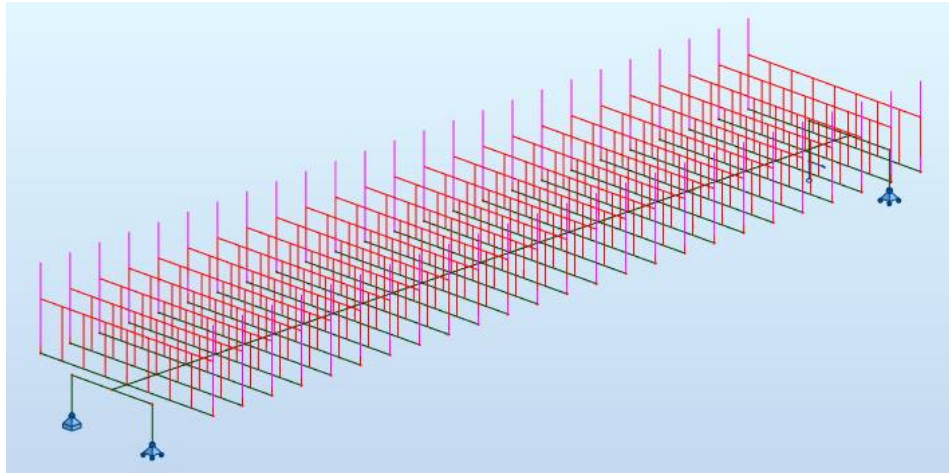


Figura 5.19 Cargas muertas en el modelo analítico

5.2.2 Viento

Para las cargas de viento se procede siguiendo lo indicado en el apartado 4.2. de la IAP-11 [7], “viento”. Para ello, primero se comprueba si deben tenerse en cuenta los efectos aeroelásticos de viento sobre la estructura, siguiendo el apartado 4.2.9.1 [7].

En este apartado se indica que no será necesaria la comprobación de estos efectos en pasarelas o puentes donde se cumplan las siguientes dos condiciones:

- Luz menor de 80 m
- Frecuencia fundamental de flexión vertical mayor de 2 Hz

Los vanos son los exteriores, con 25 m cada uno, por lo que cumplen con la primera condición.

Para comprobar la segunda, es necesario obtener la frecuencia fundamental de flexión vertical, siguiendo la expresión indicada en la instrucción:

$$f_B = 0,18 * \sqrt{g/v} \quad (45)$$

siendo

v: flecha máxima de la estructura (m) bajo la acción de la carga permanente, resultando para la estructura de este estudio en el vano central un valor de 3 mm

g: aceleración de la gravedad (9,8 m/s²)

Por lo que, introduciendo estos valores en la *expresión (14)*, se obtiene:

$$f_B = 0,18 * \sqrt{9,8/0,003} = 10,29 \text{ Hz}$$

Por tanto, cumpliendo estas dos condiciones puede concluirse que no se necesita tener en cuenta los efectos aeroelásticos.

Continuando con lo indicado en la instrucción, el empuje del viento sobre la estructura se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref} \quad (46)$$

siendo:

F_w : empuje horizontal del viento [N]

$\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$: presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m²]

ρ : densidad del aire (1,25 kg/m³)

$v_b(T)$: velocidad básica del viento [m/s] en un periodo de retorno T

c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado

A_{ref} : área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m²]

$c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z

La norma nos indica que el empuje del viento actuará en dos direcciones:

- En la dirección transversal al tablero (Y), acompañado de una componente en el sentido vertical (Z)
- En la dirección longitudinal al tablero (X), paralela al eje del mismo.

Por lo tanto, a continuación, se procederá a calcular todos estos parámetros, para obtener los empujes en estas direcciones.

5.2.2.1 Empuje del viento transversal

La velocidad básica del viento se calculará según la siguiente ecuación:

$$v_b(T) = v_b c_{prob} \quad (47)$$

siendo:

c_{prob} : factor de probabilidad, que para situaciones persistentes y a falta de estudios específicos puede considerarse un periodo de retorno de 100 años, siendo el caso del estudio que se está abarcando ($c_{prob} = 1,04$)

v_b la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años. La calcularemos siguiendo la siguiente ecuación:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (48)$$

Siendo:

c_{dir} : factor direccional del viento que se tomará igual a 1,0 a falta de estudios más precisos

c_{season} : factor estacional del viento que se tomará igual a 1,0 a falta de estudios más precisos

$v_{b,0}$: velocidad básica fundamental del viento [m/s] según el mapa de isotacas que se muestra en la siguiente figura (figura 4.2-1 de la instrucción):

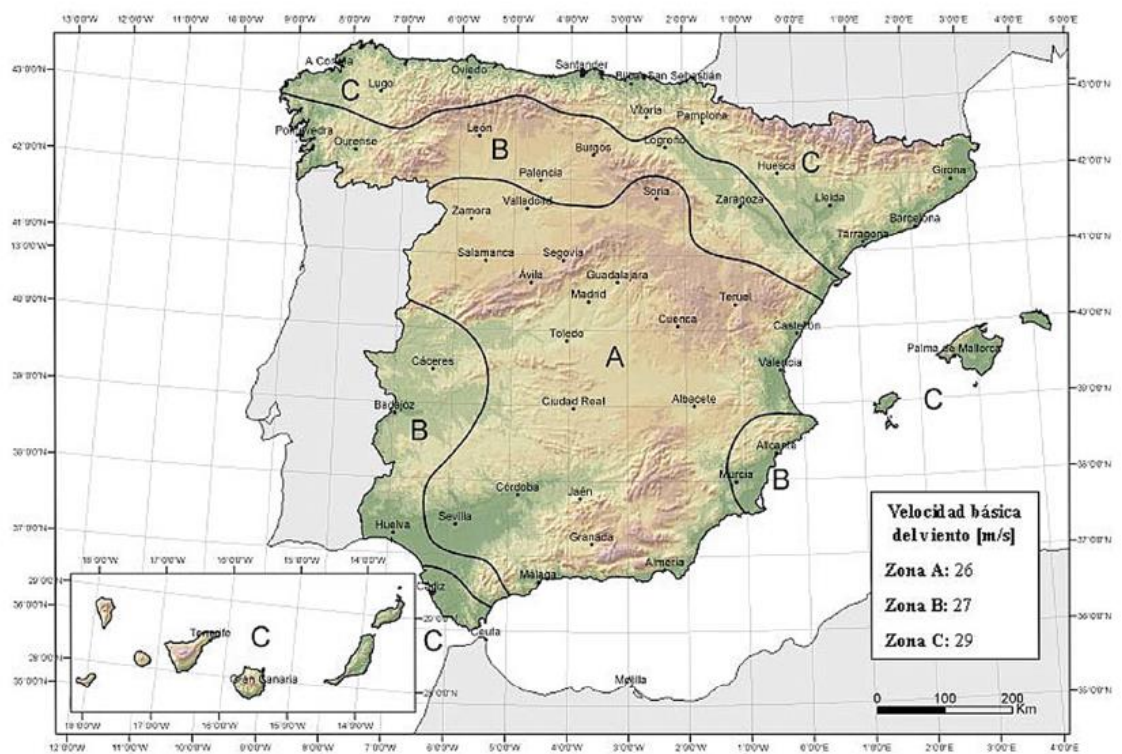


Figura 5.20 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ [7]

Al estar en zona A, le corresponde un valor de 26 m/s

Sustituyendo la ecuación (48) en la ecuación (47), con todos estos valores, se obtiene:

$$v_b(T) = 1,0 * 1,0 * 26 * 1,04 = 27,04 \text{ m/s}$$

Para el coeficiente de exposición $c_e(z)$ se emplea la siguiente ecuación:

$$c_e(z) = k_r^2 \left[c_0^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 k_l c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \text{ para } z \geq z_{\min} \quad (49)$$

donde:

k_l : factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0

k_r : factor del terreno, según la *tabla 4.2-b* de la instrucción

z : altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno (en este caso toma un valor igual a 27 m)

z_0 : longitud de la rugosidad, según la *tabla 4.2-b* de la instrucción

$z_{\min}$: altura mínima, según la *tabla 4.2-b* de la instrucción

c_0 : factor de topografía, que se tomará habitualmente igual a 1,0

Para poder obtener estos parámetros, la instrucción diferencia cinco tipos de entorno posibles, que son:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta a 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, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones u obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 m. [7]

De esta clasificación, podría clasificarse como tipo II igual que tipo III, ya que la situación de la estructura admitiría ambas clasificaciones. Al no estar claro, se escogió el tipo III, que plantea una situación no tan desfavorable como la del tipo II.

Tabla 5.2 Coeficientes k_r , z_0 y z_{min} según el tipo de entorno (tabla 4.2-b de la instrucción) [7]

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

Sustituyéndolos en la ecuación (49):

$$c_e(z) = 0,216^2 \left[1 * \ln^2 \left(\frac{27}{0,30} \right) + 7 * 1 * 1 * \ln \left(\frac{27}{0,30} \right) \right] = 2,4143$$

Para el coeficiente de fuerza c_f , en la dirección horizontal, se tomará el valor obtenido de la siguiente expresión a falta de datos experimentales:

$$c_{f,h} = 2,5 - 0,3 \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) \quad (50)$$

siendo:

B : la anchura total del tablero, en este caso 6 metros

h_{eq} : altura equivalente obtenida, considerando la del tablero, la viga y las impostas
(2,00 + 0,24 + 0,10 = 2,34m)

Sustituyéndolos en la ecuación (6):

$$c_{f,h} = 2,5 - 0,3 \left(\frac{6}{2,34} \right) = 1,7308$$

Para el coeficiente de fuerza c_f en la dirección vertical, la norma indica en el apartado “4.2.5.1.2 Empuje vertical” que toma un valor de $\pm 0,90$

$$c_{f,v} = 0,90$$

El área de referencia A_{ref} en la dirección horizontal es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} :

$$A_{ref,h} = 25 * 2,34 = 58,5 \text{ m}^2$$

Mientras que el área de referencia en la dirección vertical es el área en planta del tablero:

$$A_{ref,v} = 6 * 25 = 150 \text{ m}^2$$

Con todos estos parámetros, ya se puede emplear la ecuación (46) para obtener los empujes horizontales y verticales en sentido del viento transversal al tablero:

$$F_{w,y}[kN] = \left[\frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 2,4143 * 1,7308 * 58,5 * 10^{-3} = 111,71 \text{ kN}$$

$$F_{w,z}[kN] = \left[\frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 2,4143 * 0,90 * 150 * 10^{-3} = 148,942 \text{ kN}$$

Por lo que las cargas por unidad de superficie producidas por estos empujes son:

$$q_{w,y} = \frac{F_{w,y}}{(2,34 * 25)m^2} = 1,909 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,z} = \frac{F_{w,z}}{(6 * 25)m^2} = 0,993 \text{ kN/m}^2$$

Convirtiendo las cargas en lineales para su introducción en el programa, se obtiene:

$$q_{w,y} = 1,909 \text{ kN/m}^2 * 2,34 \text{ m} = 4,467 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,z} = 0,993 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ m} = 0,993 \text{ kN/m}$$

Su introducción en el programa se hará en dos casos de carga, uno con la componente vertical del empuje positiva y el otro con la componente negativa, obteniendo el resultado de la figura siguiente:

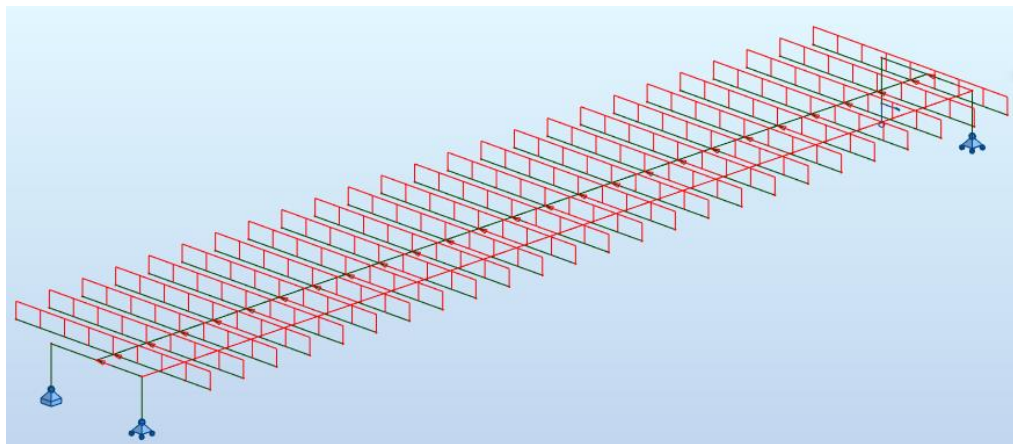


Figura 5.21 Carga 1 de viento en el modelo analítico

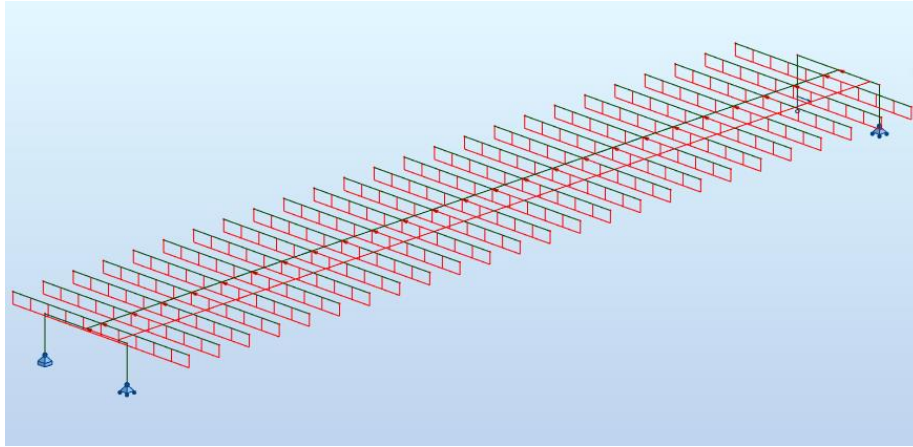


Figura 5.22 Carga 2 de viento en el modelo analítico

5.2.2.2 Empuje del viento longitudinal

Por otro lado, los empujes del viento en sentido longitudinal al tablero se definen en el apartado de la instrucción “4.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal” [7]. En él, se dice que estos empujes se calculan como el 25% del empuje transversal (dirección Y) multiplicado por un coeficiente reductor.

$$F_{w,x} = 0,25 * F_{w,y} * C_{reductor} \quad (51)$$

Siendo este coeficiente reductor el resultado de:

$$C_{reductor} = 1 - \left[\frac{7}{c_0 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \Phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] \quad (52)$$

siendo:

$$\Phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] = 0,230 + 0,182 * \ln \left[\frac{L}{L(z)} \right] \text{ si } 0 \leq \Phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] \leq 1$$

L: longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal (25 m)

$$L(z) = 300 \left(\frac{z}{200} \right)^\alpha \text{ para nuestro caso } (z_{\min} \leq z \leq 200)$$

El coeficiente α se define por la instrucción en la *tabla 4.2-d*:

Tabla 5.3 Coeficiente α según el tipo de entorno [7]

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

En este caso, α da un valor de 0,61, por lo que:

$$L(z) = 300(27/200)^{0,61} = 88,435$$

$$\Phi \left[L/L(z) \right] = 0,230 + 0,182 * \ln \left[25/88,435 \right] = 6,26 * 10^{-5}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (52):

$$C_{reductor} = 1 - \left[\frac{7}{1,0 * \ln \left(\frac{27}{0,30} \right) + 7} \right] * 6,26 * 10^{-5} = 0,999$$

Por lo tanto, los empujes en la dirección longitudinal del tablero, horizontales y verticales sustituyendo en la ecuación (51) serán:

$$F_{w,x} = 0,25 * 111,71 * 0,999 = 27,899 \text{ kN}$$

Esta carga se introducirá en la barra longitudinal del modelo. Por tanto, para obtener la carga lineal:

$$q_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{25 \text{ m}} = 1,116 \text{ kN/m}$$

Introduciendo la carga en el programa de cálculo, se obtiene lo mostrado en la figura siguiente:

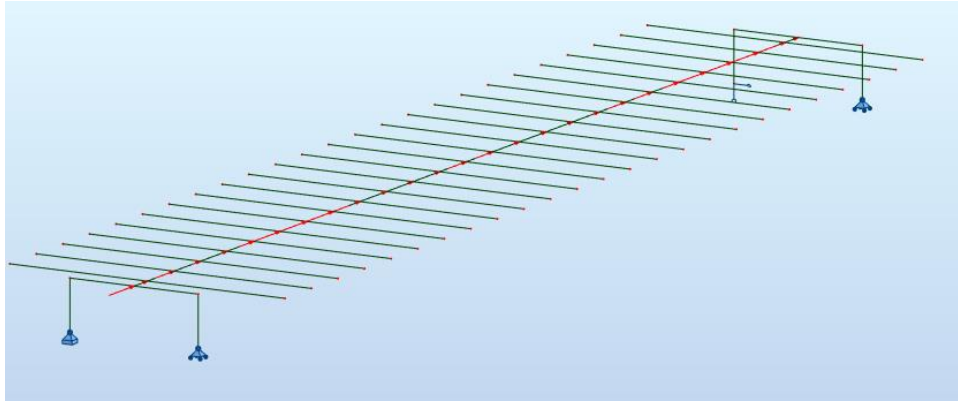


Figura 5.23 Cargas de viento en el modelo analítico

5.2.3 Nieve

En el caso de las cargas debidas a la nieve, se procederá según el apartado 4.4.2 de la instrucción IAP-11, “sobrecarga de nieve en tableros” [7], el cual establece el valor de la sobrecarga según la ecuación siguiente:

$$q_k = 0,8 * s_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (53)$$

El valor s_k corresponde con el valor característico de la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, que se puede obtener de las siguientes figura y tabla incluidas en la instrucción:

Tabla 5.4 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m²] [7]

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	-	-	-	-	-



Figura 5.24 Zonas climáticas de invierno [7]

Correspondiendo una zona 6 a la Comunidad de Andalucía, y estando La Carolina a una elevación de 595 msnm:

$$s_k = 0,4$$

Por lo que el cálculo de la sobrecarga queda de la siguiente manera:

$$q_k = 0,8 * 0,4 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando esta carga por el ancho de área tributaria de 1,0 m, de nuevo se obtendría una carga lineal de 0,32 kN/m aplicada sobre las barras transversales. Representándolo en Robot se obtiene el siguiente resultado:

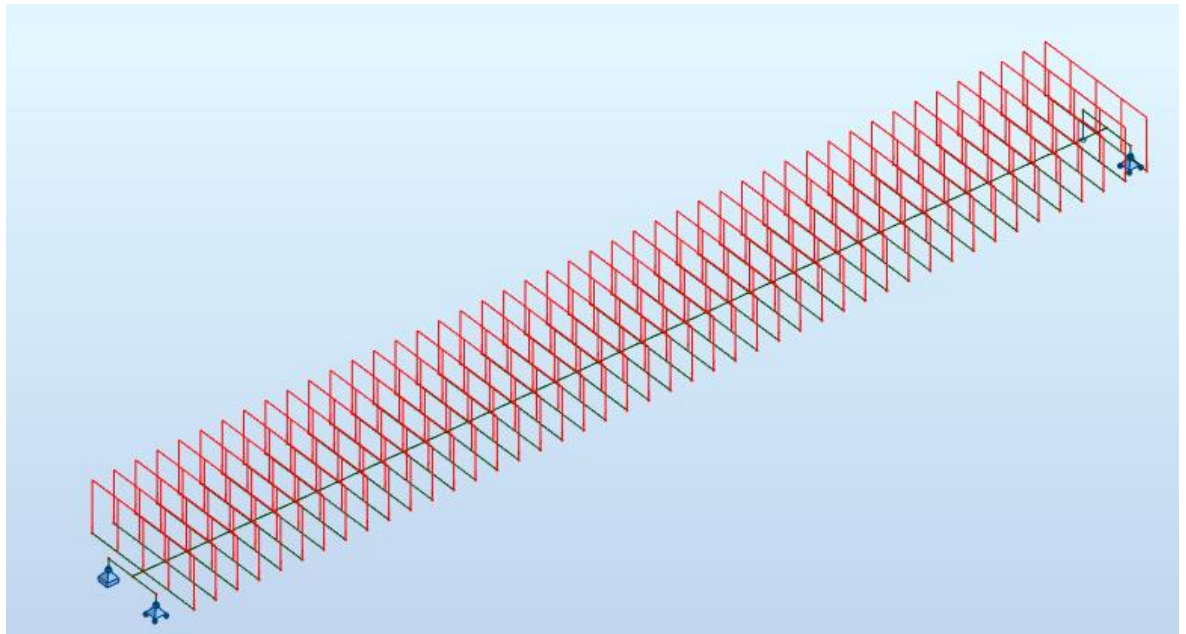


Figura 5.25 Cargas de nieve en el modelo analítico

5.2.4 Sobrecarga de uso

Para el caso de la sobrecarga de uso, el apartado 4.1.8 “sobrecarga de uso en pasarelas” [7] de la instrucción IAP-11 indica que, para determinar los efectos estáticos debidos al tráfico de peatones, debe considerarse simultáneamente:

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

Como en el resto de las cargas se ha realizado, para implementar la carga q_{fk} en el modelo se multiplicará por el ancho de área tributaria, obteniendo la siguiente carga lineal que se aplicará en las barras transversales:

$$q_{fk} = 5 * 1,0 = 5 \text{ kN/m}$$

La fuerza horizontal que indica la instrucción se obtendrá calculando el 10% de q_{fk} :

$$Q_{f1k} = 0,1 * 5 = 0,5 \text{ kN/m}$$

Finalmente, estas cargas se introducirán en el programa de cálculo. Para ello, se crearon diversos casos de cargas que recreen varias posibles situaciones de carga en la realidad.

El primer caso, desfavorable para esfuerzos flectores y cortantes, es el de todo el tablero sometido a las cargas de sobrecarga.

Se plantean cuatro casos más, desfavorables para la torsión de la estructura. El segundo y tercer caso consiste en cargar sólo medio tablero en sección transversal (cada caso cargando uno de los dos lados). Y el cuarto y quinto caso, en el que se carga la mitad del vano en uno de los lados en sección transversal, y la otra mitad del vano en el otro lado.

Estos casos se muestran mejor en la Figura 5.24.

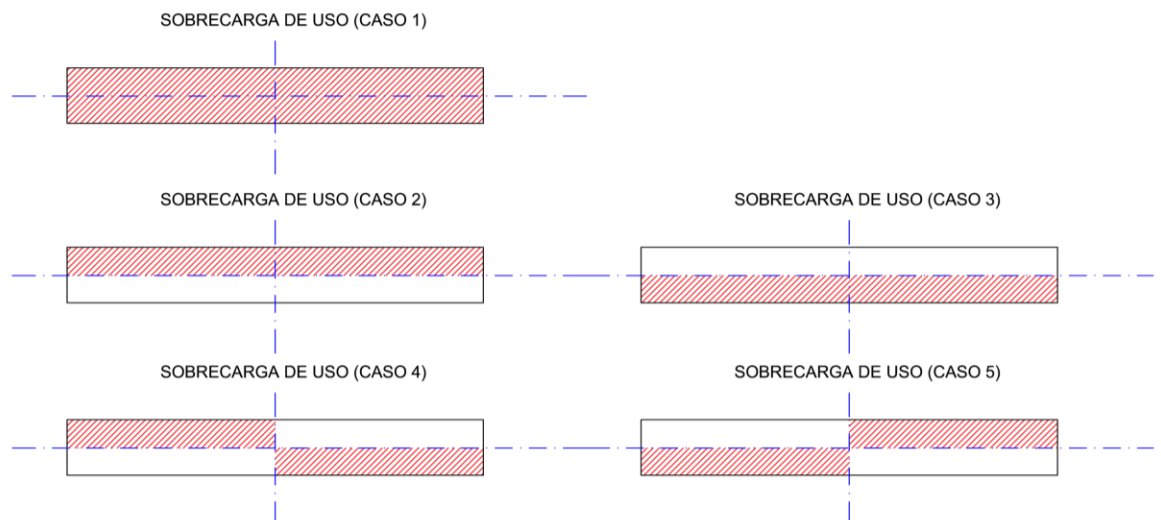


Figura 5.26 Esquema en planta de los distintos casos de Sobrecarga de Uso

Estos casos no serán concomitantes unos con otros, es decir, sólo puede darse uno de los casos a la vez. Introduciendo las cargas en el programa de acuerdo a estos esquemas, se obtienen los casos siguientes:

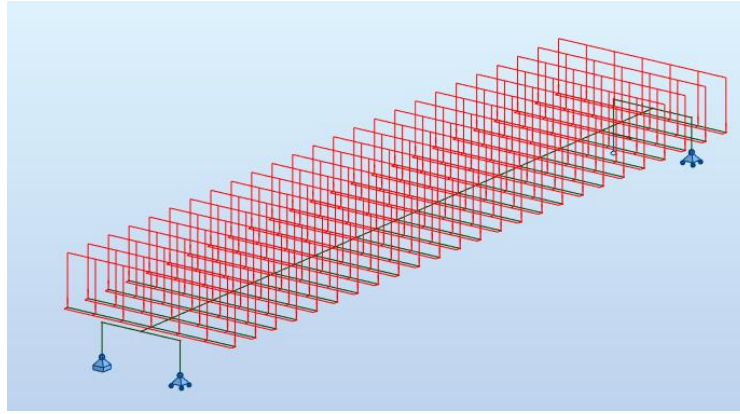


Figura 5.27 Caso 1 de sobrecargas en el modelo analítico

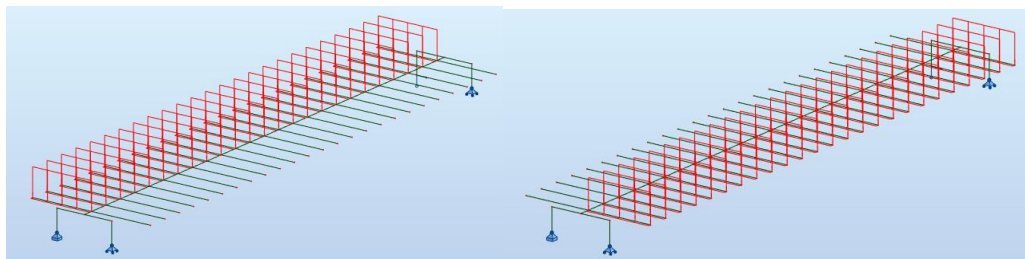


Figura 5.28 Casos 2 y 3 de sobrecargas en el modelo analítico

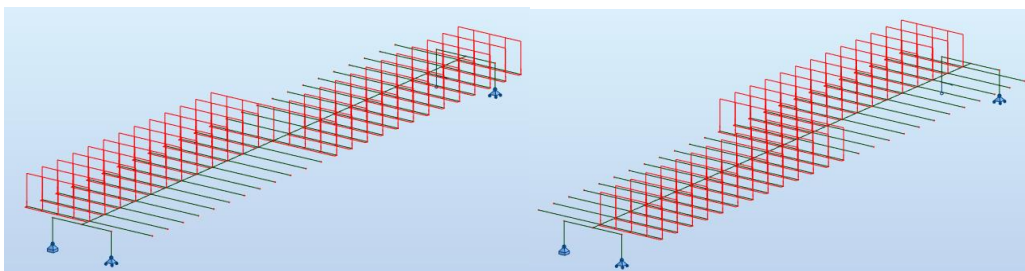


Figura 5.29 Casos 4 y 5 de sobrecargas en el modelo analítico

5.3 Combinación de acciones

Una vez definidas las diferentes acciones que actúan sobre la estructura, continuando con lo indicado en el apartado 6.3 “Combinación de Acciones” de la IAP-11 [7], se realizarán las combinaciones necesarias de estas acciones para identificar cuáles de ellas son críticas, y observar el efecto que generan.

Se realizarán combinaciones para comprobación en Estado Límite Último (ELU), así como en Estado Límite de Servicio (ELS).

5.3.1 Comprobación en Estado Límite Último (ELU)

La norma indica que, en Estado Límite Último, se realizarán combinaciones en situación persistente o transitoria, situación accidental y situación sísmica. Las acciones accidentales o sísmicas quedaban fuera de este estudio, como se explicó anteriormente, por lo que se procede a evaluar la situación persistente.

La combinación de las acciones se realizará en función de la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G^*_{k,m} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (54)$$

Siendo:

$G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente

$G^*_{k,m}$: valor característico de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,1}$: valor característico de la acción variable dominante

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

γ_G, γ_Q : coeficientes parciales

Los coeficientes parciales para las acciones y los factores de simultaneidad se obtienen de las siguientes tablas incluidas en la IAP-11

Tabla 5.5 Factores de simultaneidad ψ [7]

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

Tabla 5.6 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELU [7]

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

5.3.2 Comprobación en Estado Límite de Servicio (ELS)

La IAP-11 establece tres casos de combinación de acciones según el estado límite de servicio a comprobar, que son combinación característica, combinación frecuente y combinación casi-permanente.

Para este estudio se empleará la combinación frecuente, para verificación de ELS reversibles, que se obtiene de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G^*_{k,m} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (55)$$

Los coeficientes parciales para estado límite de servicio también se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 5.7 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELS [7]

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

5.3.3 Introducción de las combinaciones y coeficientes

Establecidas las combinaciones que se van a comprobar, se introducirán en el programa de cálculo. Como ya se han introducido los coeficientes correspondientes a la IAP-11 en el vano central, se escogen directamente de nuevo para este vano.

Estos coeficientes y combinaciones de cargas se muestran en la Figura 5.30:

Norma:		IAP-11		Versión:		17.0										
	Naturaleza	Subnaturalez	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_1	ξ_2
1	Permanente		1.35	1	1	1										
2	Explotación		1.5		1		0.4				0.4					
3	Viento		1.5		1		0.3				0.2					
4	Nieve		1.5		1		0.8									
5	Temperatura		1.5		1		0.6				0.6	0.5				
6	Accidental					1										
7	Sísmica					1										
8																

		Tipo de combinación	Tipo de usuario	Cargas		
				Permanente	Explotación	Ac
1	ELU	STD		(2) $\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_{\max}^{(i)}$	(19) $Q_i \cdot \gamma_i + \sum_{j \geq 1, j \neq i} Q_j \cdot \gamma_j \cdot \Psi_{0,1}$	(0) —
2	ELS	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) —
3	ELS	FRE		(1) $\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)}$	(20) $Q_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j \geq 1, j \neq i} Q_j \cdot \Psi_{2,1}$	(0) —

Figura 5.30 Introducción de coeficientes parciales, factores de simultaneidad y combinaciones en el programa Robot

A continuación, se le indica al programa los modelos según los cuales realizará las combinaciones, que son según estado límite último y estado límite de servicio frecuente, como se indicó anteriormente. Esto queda reflejado en la siguiente figura:

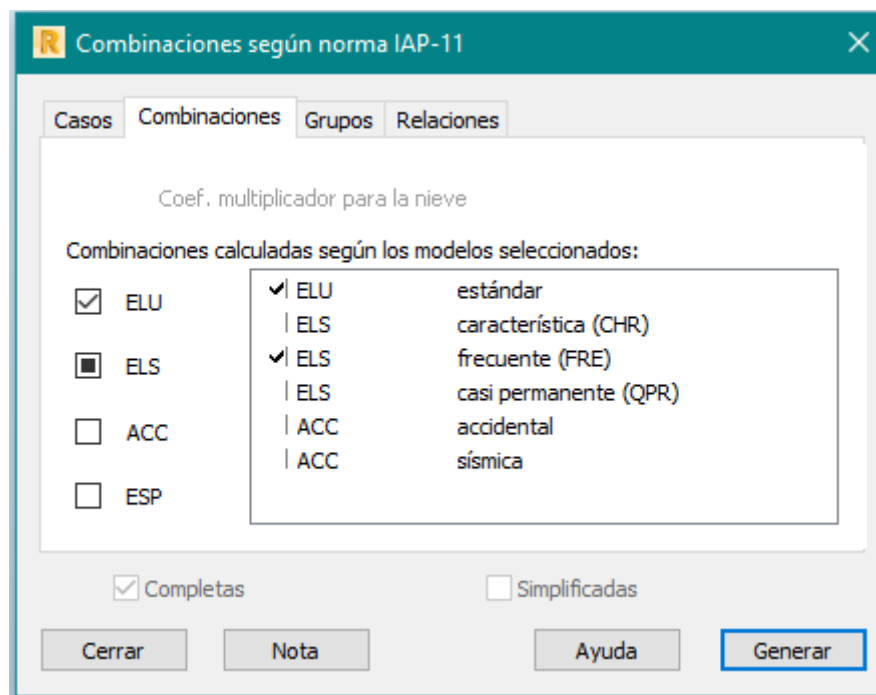


Figura 5.31 Selección de las combinaciones

A continuación, en la pestaña de grupos se definen distintos grupos de cargas según su naturaleza, conectadas por las relaciones lógicas correspondientes, tal como se aprecia en la figura siguiente:

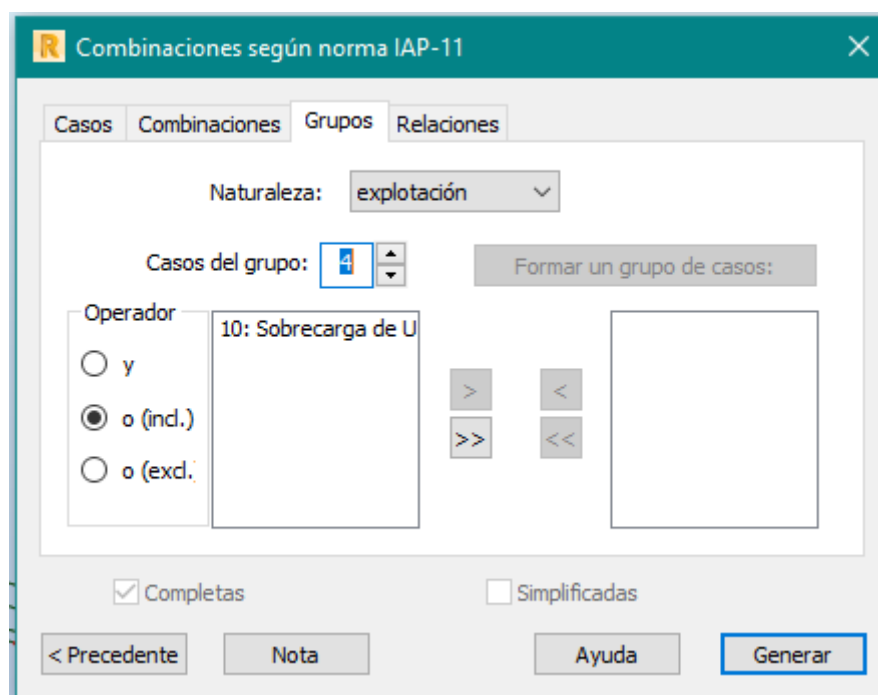


Figura 5.32 Definición de grupos para la combinación de las cargas

Por último, se generarán las diferentes relaciones entre todos los grupos de cargas, conectados con las relaciones lógicas según la concomitancia. Así, para las cargas permanentes, actuarán todas a la vez, mientras que las cargas de explotación no se darán juntas, actuando únicamente una de ellas (empleando el operador “o (incl..)”).

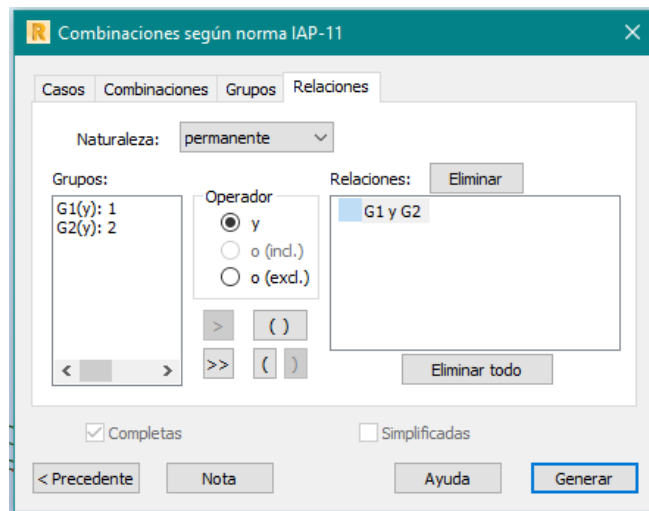


Figura 5.33 Definición de relaciones para las cargas permanentes

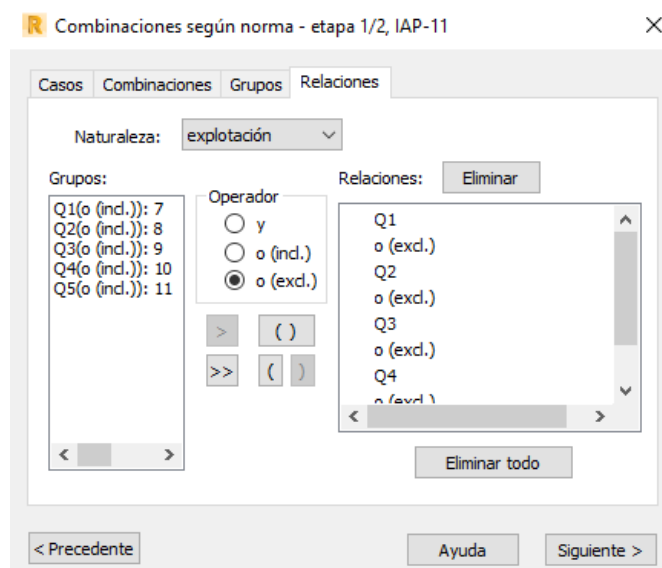


Figura 5.34 Definición de relaciones para las cargas de explotación

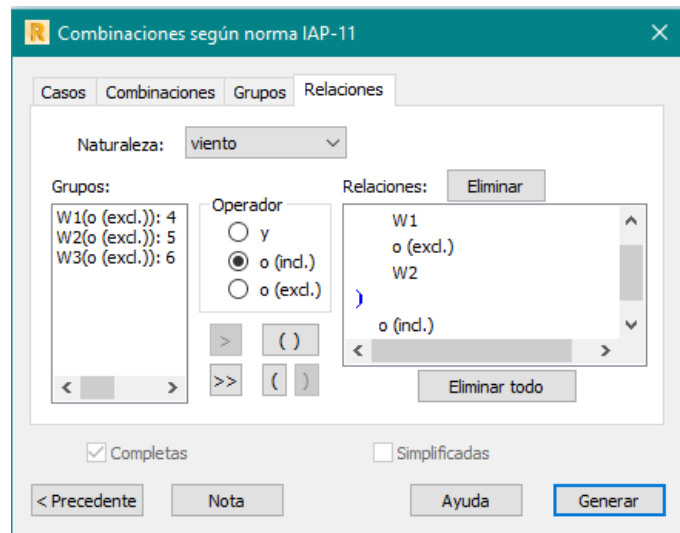


Figura 5.35 Definición de relaciones para las cargas de viento

5.4 Cálculo y obtención de resultados

Con todos los valores introducidos y las combinaciones definidas y generadas, el programa realizará los cálculos, mostrando las leyes de esfuerzos del modelo y sus envolventes. En la Figura 5.36 pueden verse los valores de cortante y flector para el caso de Peso Propio.

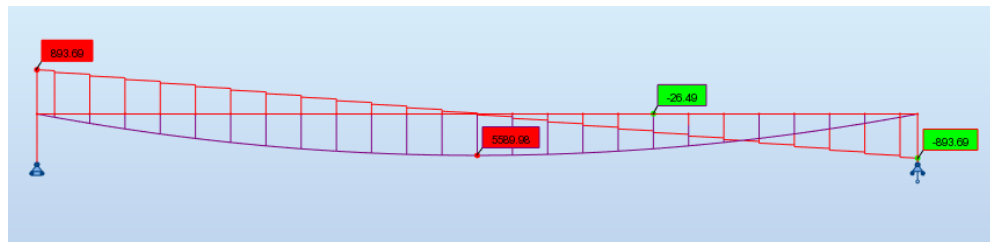


Figura 5.36 Visualización de resultados de cortante y momento flector para el caso de peso propio

Las leyes de cortantes, momento y torsor en la barra longitudinal quedan reflejadas en la siguiente figura:

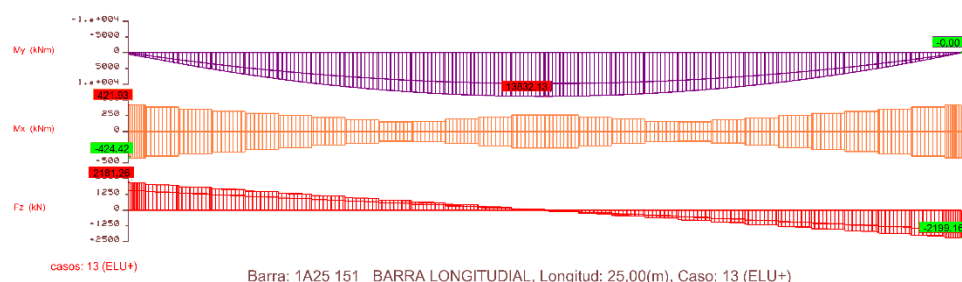


Figura 5.37 Leyes de cortantes, momento flector y torsor de la barra longitudinal (ELU)

En el apartado “7.1.1 Estado límite de deformaciones”, la IAP-11 indica que el valor de la flecha máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga no deberá superar $L/1200$ en pasarelas [7], siendo L la luz del vano en cuestión (25 metros).

$$\frac{25000}{1200} = 20,83 \text{ mm}$$

Siguiendo la ecuación (55), aplicando los distintos coeficientes, el valor frecuente de la sobrecarga para la comprobación de la flecha en ELS es el siguiente:

$$\gamma_{Q,1}\psi_{1,1}Q_{k,1} = 1,0 * 0,4 * 5,0 \text{ kN/m} = 2,0 \text{ kN/m}$$

El valor máximo de la deformada obtenido del programa de cálculo es de 3 mm, tal y como se muestra en la Figura 5.38:

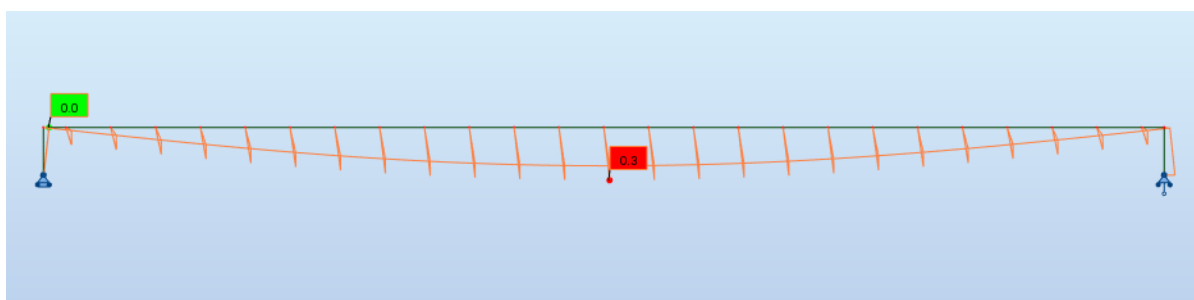


Figura 5.38 Diagrama de deformaciones y valor de flecha máxima

Por tanto, la flecha máxima de la estructura cumple la condición de la IAP-11.

5.4.1 Comprobación manual de las envolventes obtenidas

Con ánimo de garantizar la fiabilidad de los resultados aportados por el programa de cálculo, se realizará un cálculo manual de los resultados de las envolventes del mismo modo que se realizaron para el tramo del vano central.

5.4.1.1 Comprobación de reacciones

Una manera de garantizar que los resultados obtenidos son fiables sería calculando de forma manual las reacciones en cada uno de los 4 apoyos, para comparar posteriormente con los obtenidos por el programa de cálculo.

Esto podría hacerse dividiendo la carga de peso propio (multiplicada por la luz del vano) por 4. Se obtendría así el valor aproximado de la reacción en un solo apoyo apoyo.

Para obtener una aproximación del peso propio de manera manual, se realiza el producto de la densidad del material (se emplea la del hormigón) por el área de la sección (para tener en cuenta la losa de compresión, se emplea el área homogeneizada con la losa de compresión reducida equivalente al hormigón HP-50).

$$PP = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} * 29.146,095 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 72,865 \text{ kN/m}$$

Se obtiene un valor de $PP = 72,865 \text{ kN/m}$.

El valor de la reacción, como se ha explicado anteriormente, se obtendría de la siguiente manera:

$$R_{\text{calculo}} = \frac{PP [\text{kN/m}] * 25\text{m}}{4} = 455,406 \text{ kN}$$

El programa de cálculo, por otro lado, facilita el valor de la reacción en cada nudo, para el caso de carga de Peso Propio:

Nudo/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
147/ 1	0,00	0,00	464,82	-0,00	-0,00	0,00
148/ 1	-0,00	0,00	464,82	0,00	-0,00	0,00
149/ 1	0,0	-0,00	464,82	-0,00	0,00	0,00
150/ 1	-0,00	-0,00	464,82	-0,00	0,00	-0,00
Caso 1	PESO PROPIO					
Suma final	-0,00	0,00	1859,26	-0,00	0,00	0,00

Figura 5.39 Valor de Reacciones (Caso de carga de Peso Propio)

Vemos que se obtiene un valor de reacción $R_{\text{max}} = 464,82 \text{ kN}$

Puede comprobarse que, comparando la reacción de cálculo con la reacción máxima obtenida por el programa, se obtienen valores similares, con diferencias mínimas.

$$R_{\text{calculo}} = 455,40 \text{ kN} \approx R_{\text{max}} = 464,82 \text{ kN}$$

De igual manera, el valor de la carga de peso propio total calculada a mano (el valor de la reacción de cálculo multiplicado por 4) tendría un valor de:

$$Q_{\text{calculo,tot}} = 1.821,625 \text{ kN}$$

El cual es aproximadamente igual a la suma final de reacciones obtenida del programa de cálculo:

$$Q_{\text{max}} = 1.859,26 \text{ kN} \approx Q_{\text{calculo,tot}} = 1.821,625 \text{ kN}$$

5.4.1.2 Comprobación Momento Máximo bajo Peso Propio

Una segunda comprobación para asegurar la correcta introducción del modelo estructural sería comparar el momento máximo en el centro del vano obtenido del programa (M_{max}) con el momento máximo que puede obtenerse de manera manual (M_{calculo}).

Así, para la carga de Peso Propio, el programa de cálculo proporciona el valor de momento máximo $M_{max} = 5.589,95 \text{ kNm}$.

Esfuerzos - Caso: 1 (PESO PROPIO)						
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	464,82	0,00	893,69	0,00	5589,98	0,00
Barra	146	149	1	140	13	149
Nudo	147	154	1	152	14	154
Caso	1	1	1	1	1	1

Figura 5.40 Valor Momento máximo en el centro del vano (caso de carga de Peso Propio)

A continuación, se realiza el cálculo de manera manual, mediante la siguiente expresión:

$$M_{calculo} = \frac{PP * L^2}{8} = \frac{72,865 \text{ kN/m} * 25^2}{8} = 5.692,578 \text{ kNm}$$

Se observa de nuevo que ambos valores son similares, por lo que puede asegurarse la correcta definición del modelo en el programa.

$$M_{max} = 5.5. 589,95 \text{ kNm} \approx M_{calculo} = 5.692,578 \text{ kNm}$$

5.4.1.3 Comprobación Ley de momentos en ELU

Una comprobación para cerciorarse de que la combinación de cargas está introducida sin ningún error es comparar el momento máximo en el centro de vano para la envolvente en ELU con el obtenido de manera manual. Planteando una viga biapoyada, sometida a una carga lineal Q igual a la suma de las cargas de peso propio, las sobrecargas de uso y las cargas muertas (valores mayorados), puede calcularse su ley de momentos para comparar el valor máximo con el obtenido en el programa.

El momento flector máximo de cálculo obtenido es de:

$$M_{max,cal} = \frac{Q * L^2}{8} = 13.428,1094 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$$Q = PP * 1,35 + CM * 1,35 + SCU * 1,5 = 171,8798 \text{ kN/m}$$

$$PP = 72,865 \text{ kN/m}$$

$$CM = 2,50 \text{ kN/m}^2 * 6\text{m} + 2 * \left(\frac{3,06 \text{ kN}}{1\text{m}} \right) = 21,12 \text{ kN/m}$$

$$SCU = 5 \text{ kN/m}^2 * 6\text{m} = 30 \text{ kN/m}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

El valor del momento flector máximo obtenido de la ley de momentos generada por el programa de cálculo, como se veía en la Figura 5.36, es el siguiente:

$$M_{max} = 13.832,13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De nuevo, se han obtenido dos valores similares. En esta comprobación quizá hay un poco más de diferencia entre ambos valores, pero debe tenerse en cuenta que el cálculo manual solo cuenta con las cargas de Peso Propio, Cargas Muertas y Sobrecargas, obviando las cargas por viento y nieve que sí están incluidas en el valor máximo generado por el programa.

$$M_{max,cal} = 13.428,1094 \text{ kN} \cdot \text{m} \approx M_{max} = 13.832,13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para una viga de puente de las dimensiones del presente estudio, estos momentos flectores y reacciones en los apoyos son valores coherentes, por lo que se da por correcto el modelo hasta ahora y se procede con seguridad al correcto dimensionamiento de los elementos de la estructura.

5.4.1.4 Comprobación de la Flecha

En apartados anteriores se ha indicado que la norma IAP-11 establece un valor límite para la flecha máxima de la estructura. Se comprobó que la flecha máxima obtenida para una viga de 25 m de luz (la correspondiente al vano de cálculo central), sometida a una carga repartida igual a la sobrecarga en ELS frecuente (dado que es la carga que la IAP-11 emplea para la comprobación de flecha máxima), tenía un valor igual a:

$$V_{max} = 3 \text{ mm}$$

Por consiguiente, puede obtenerse el valor de cálculo de la flecha máxima para el esquema de viga biapoyada de 25 metros de longitud y carga repartida de la siguiente manera:

$$y_{max} = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I_z} = 0,0027 \text{ m} = 2,7 \text{ mm}$$

Siendo:

$$Q = 45 \text{ kN/m} * 1,00 * 0,4 = 18 \text{ kN/m}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$E = 31310 \text{ N/mm}^2 \text{ (límite de elasticidad del hormigón HP-50)}$$

$$I_z = 107.619.998,6285 \text{ cm}^4 \text{ (valor obtenido en capítulos anteriores mediante AutoCAD)}$$

$$V_{max} \approx y_{max}$$

De esta manera, se da por válido el modelo introducido en el programa de cálculo, así como las leyes obtenidas, de cara al posterior dimensionamiento de la armadura.

5.5 Armado de la viga

Las vigas van a estar compuestas por armadura longitudinal (activa y pasiva) y armadura transversal. A continuación, se detallan estos tipos de armadura, y se realiza el cálculo correspondiente para el dimensionamiento de la viga.

5.5.1 Armadura longitudinal

Como se ha mencionado, la armadura longitudinal para la viga prefabricada está compuesta de armadura activa y armadura pasiva.

La viga del presente estudio se realiza mediante pretensado con sistema preteso, en el cual se coloca la armadura de trazado recto sobre bancadas o moldes, tensada mediante gatos hidráulicos. A su vez se coloca la jaula de armadura pasiva y posteriormente se realiza el hormigonado donde la armadura se encuentra tesada. Por último, se procede al correspondiente vibrado, curado y tratamiento higrométrico y de temperatura (introduciendo los elementos hormigonados en cámaras con estufas). Este proceso puede oscilar entre 24-48 horas. [6]

5.5.1.1 Armadura longitudinal activa (ELS)

Mediante el pretensado, se pueden controlar los requerimientos de fisuración y deformación. Es por esto que el dimensionamiento se proyecta en estado límite de servicio (ELS), aunque se verifica en ELU. La deformación ya se ha verificado en apartados anteriores, por lo que este apartado se centra en el control de fisuración.

En este sentido, la EHE-08 define los siguientes estados de fisuración:

- IV. Descompresión, donde la tensión en cualquier punto de la sección es nula o de compresión, pero no existen tracciones.
- V. Apertura de fisuras, si la tensión de tracción máxima es inferior a la resistencia a tracción del hormigón.
- VI. Fisuración controlada, cuando se supera la resistencia a tracción del hormigón. Para controlar la apertura de fisura se define una apertura límite en función del ambiente. La EHE-08 recoge los anchos de fisuración según el ambiente en la “*tabla 5.1.1.2*” de su norma. [6][8]

Como se proyecta en ELS, el comportamiento frente a cargas de los materiales se considera lineal y elástico aproximadamente. Por lo tanto, puede emplearse la formulación de teoría de vigas de Navier-Bernoulli, siguiendo la ecuación (56):

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_y z}{I_y} \pm \frac{M_z y}{I_z} \quad (56)$$

Para aplicar esta ecuación, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- El axil equivale a la carga de pretensado sobre la sección
- Los momentos se extraen del pretensado, peso propio, cargas muertas, cargas de viento y nieve y sobrecargas de uso
- Para emplear el momento de inercia, debe tenerse en cuenta el estado de adherencia del acero con el hormigón, diferenciando las siguientes secciones:
 - o Sección neta, descontando los huecos de la armadura, dado que se va a emplear sistema preteso
 - o Sección homogeneizada, para tener en cuenta el acero de las armaduras cuando ya se encuentra adherido al hormigón [6]

Teniendo en cuenta estos datos, puede procederse al dimensionamiento. A continuación, se explica todo el procedimiento necesario, el cual ha sido introducido en una hoja de cálculo, para poder modificar las cuantías de armadura hasta cumplir todos los requisitos.

En primer lugar, hay que obtener los momentos que actúan sobre la estructura. El análisis de tensiones se realiza para cada esfuerzo por separado, por lo que se obtienen los momentos del programa Robot para cada caso de carga por separado.

Se obtienen por tanto los siguientes momentos:

$$M_{y,PP} = 5.589,98 \text{ kNm}$$

$$M_{y,CM} = 1.652,64 \text{ kNm}$$

$$M_{y,VIENTO} = 1.082,47 \text{ kNm}$$

$$M_{y,NIEVE} = 150,24 \text{ kNm}$$

$$M_{y,SCU} = 2.401,12 \text{ kNm}$$

La armadura activa está formada por cables de pretensado Y1860s7 de diámetro 0,6", con las siguientes características:

$$A_{cordón} = 139,35 \text{ mm}^2$$

$$E_{pt} = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{py} = 1.640 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p,max} = 1.860 \text{ N/mm}^2$$

Para el control de fisuración, la EHE-08 establece los coeficientes de seguridad para el dimensionamiento en Estado Límite de Servicio en su *Tabla 12.2* [8]:

Tabla 5.8 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio [8]

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Se emplean los coeficientes para acciones de pretensado con armadura pretesa.

En primer lugar, se obtiene la carga inicial P_0 de pretensado que transmiten los cordones al hormigón. La tensión inicial se obtiene siguiendo la ecuación indicada en la norma [8]:

$$\sigma_{o,lim} = \min\{0,70f_{p,maxk}, 0,85f_{pk}\} \quad (57)$$

La carga inicial, por tanto, será igual a:

$$P_0 = n_{cordones}\sigma_{o,lim}A_{cordón} \quad (58)$$

Pero la armadura activa sufrirá una serie de pérdidas que deben tenerse en cuenta. Estas pérdidas son instantáneas (ΔP_{ini}), previas o durante la operación de tesado, y también diferidas (ΔP_{ini}), durante el tiempo de ejecución de la obra. En sistemas de armadura pretesa, las pérdidas instantáneas son debidas a los siguientes factores:

- Penetración de cuñas
- Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- Relajación adicional de la armadura
- Dilatación térmica
- Retracción anterior a la transferencia
- Acortamiento elástico del hormigón

Mientras que las pérdidas diferidas son provocadas por:

- Retracción del hormigón
- Fluencia del hormigón
- Relajación del acero

La norma establece una serie de fórmulas para calcular de manera precisa todas estas pérdidas de carga. No obstante, a falta de datos precisos y de cara a agilizar el dimensionamiento de la armadura activa, que es el objetivo de este apartado, se estimarán las pérdidas como un porcentaje de la carga de pretensado que permiten una aproximación a la realidad manteniéndose del lado de la seguridad. Estos porcentajes se han escogido en base a casos prácticos vistos en algunas materias. [6]

$$\Delta P_{ini} = 4\% P_0 \quad (59)$$

$$\Delta P_{\infty} = 15\% P_0 \quad (60)$$

Por lo tanto, de las ecuaciones (57), (58), (59) y (60) se obtienen las siguientes cargas características de pretensado (P_k):

$$P_{kini,AlaSup} = P_{0,AlaSup} - \Delta P_{ini,Sup}$$

$$P_{kini,AlaInf} = P_{0,AlaInf} - \Delta P_{ini,Inf}$$

$$P_{k\infty,AlaS} = P_{kini,AlaSup} - \Delta P_{\infty,Sup}$$

$$P_{k\infty,AlaI} = P_{kini,AlaInf} - \Delta P_{\infty,Inf}$$

Con estas cargas, deben realizarse las comprobaciones de tensión en las fibras superior e inferior de la sección, mediante la Ley de Navier-Bernoulli anteriormente citada en la ecuación (56).

En primer lugar, se realiza una comprobación en vacío, con la viga aún en fábrica, momento en el que actúan únicamente el pretensado y el peso propio. Las pérdidas en este punto son instantáneas y la acción del pretensado es desfavorable.

La expresión para el cálculo de las tensiones, por lo tanto, es la siguiente:

- Extremos de la viga:

$$\sigma_{vacío,extremos, sup} = \frac{(P_{kini,AlaSup} + P_{kini,AlaInf}) \cdot \gamma_{desf}}{A_n} + \frac{P_{kini,AlaSup} \cdot e_{sup} \cdot \gamma_{sup,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} - \frac{P_{kini,AlaInf} \cdot e_{inf} \cdot \gamma_{sup,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} \leq 0,60 f_{ck,j} \quad (61)$$

$$\sigma_{vacío,extremos,inf} = \frac{(P_{kini,AlaSup} + P_{kini,AlaInf}) \cdot \gamma_{desf}}{A_n} - \frac{P_{kini,AlaSup} \cdot e_{sup} \cdot \gamma_{inf,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} + \frac{P_{kini,AlaInf} \cdot e_{inf} \cdot \gamma_{inf,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} \begin{cases} \geq 0, descompresión \\ > -f_{ctk,j}, apertura de fisuras \end{cases} \quad (62)$$

- Centro de la viga:

$$\sigma_{vacio,centro,sup} = \frac{(P_{kini,AlaSup} + P_{kini,AlaInf}) \cdot \gamma_{desf}}{A_n} + \frac{P_{kini,AlaSup} \cdot e_{sup} \cdot \gamma_{sup,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} - \frac{P_{kini,AlaInf} \cdot e_{inf} \cdot \gamma_{sup,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} + \frac{M_{PP} \cdot \gamma_{sup,h}}{I_h} \leq 0,60f_{ck,j} \quad (63)$$

$$\sigma_{vacio,centro,inf} = \frac{(P_{kini,AlaSup} + P_{kini,AlaInf}) \cdot \gamma_{desf}}{A_n} - \frac{P_{kini,AlaSup} \cdot e_{sup} \cdot \gamma_{inf,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} + \frac{P_{kini,AlaInf} \cdot e_{inf} \cdot \gamma_{inf,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} - \frac{M_{PP} \cdot \gamma_{inf,h}}{I_h} \begin{cases} \geq 0, descompresión \\ > -f_{ctk,j}, apertura de fisuras \end{cases} \quad (64)$$

Hay que aclarar el criterio de signos adoptado, siendo positivos los valores de tensión de compresión, y negativos los de tracción.

A continuación, se realiza una segunda comprobación en estado de servicio, actuando ya tanto el peso propio de la losa ya compactada como el resto de cargas permanentes.

$$\sigma_{servicio,sup} = \frac{(P_{k\infty,AlaSup} + P_{k\infty,AlaInf}) \cdot \gamma_{desf}}{A_n} + \frac{P_{k\infty,AlaSup} \cdot e_{sup} \cdot \gamma_{sup,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} - \frac{P_{k\infty,AlaInf} \cdot e_{inf} \cdot \gamma_{sup,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} + \frac{M_{PP} \cdot \gamma_{sup,h}}{I_h} + \frac{(M_{CM} + M_V + M_N + M_{SCU}) \cdot (\gamma_{sup,h,comp} - h_{losa})}{I_{h,comp}} \leq 0,60f_{ck,j} \leq 0,60f_{ck,j} \quad (65)$$

$$\sigma_{servicio,inf} = \frac{(P_{k\infty,AlaSup} + P_{k\infty,AlaInf}) \cdot \gamma_{desf}}{A_n} - \frac{P_{k\infty,AlaSup} \cdot e_{sup} \cdot \gamma_{inf,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} + \frac{P_{k\infty,AlaInf} \cdot e_{inf} \cdot \gamma_{inf,n} \cdot \gamma_{desf}}{I_n} - \frac{M_{PP} \cdot \gamma_{inf,h}}{I_h} - \frac{(M_{CM} + M_V + M_N + M_{SCU}) \cdot \gamma_{inf,h,comp}}{I_{h,comp}} \begin{cases} \geq 0, descompresión \\ > -f_{ctk,j}, apertura de fisuras \end{cases} \quad (66)$$

En esta etapa de puesta en servicio hay que considerar el incremento de altura debido a la losa de compresión, que ya sí estaría influenciando al estado de tensiones de la sección al incluir el resto de cargas. Por este motivo, para obtener las tensiones que actúan sobre este incremento de altura se emplean las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{sup,losa} = \frac{(M_{CM} + M_V + M_N + M_{SCU}) \cdot \gamma_{sup,h,comp}}{I_{h,comp}} \quad (67)$$

$$\sigma_{inf,losa} = \frac{(M_{CM} + M_V + M_N + M_{SCU}) \cdot (y_{sup,h,comp} - h_{losa})}{I_{h,comp}} \quad (68)$$

Donde:

P_{kini} = Pérdidas de carga instantáneas

$P_{k\infty}$ = Pérdidas de carga diferidas

A_n = área neta de la viga sin losa de compresión ni acero de pretensado

$y_{sup,n}$ = distancia desde la fibra superior al centro de gravedad de la sección neta

$y_{inf,n}$ = distancia desde la fibra inferior al centro de gravedad de la sección neta

I_n = momento de inercia de la sección neta de la viga

$y_{sup,h}$ = distancia desde la fibra superior al centro de gravedad de la sección
homogeneizada (viga más acero de pretensado)

$y_{inf,h}$ = distancia desde la fibra inferior al centro de gravedad de la sección
homogeneizada (viga más acero de pretensado)

I_h = momento de inercia de la sección homogeneizada (viga + acero de pretensado)

$y_{sup,h,comp}$ = distancia desde la fibra superior al centro de gravedad de la sección
homogeneizada compuesta (viga + acero de pretensado + losa)

$y_{inf,h,comp}$ = distancia desde la fibra inferior al centro de gravedad de la sección
homogeneizada (viga + acero de pretensado + losa)

$I_{h,comp}$ = momento de inercia de la sección homogeneizada (viga
+ acero de pretensado + losa)

e_{sup} = excentricidad del centro de gravedad de la línea de pretensado superior

e_{inf} = excentricidad del centro de gravedad de la línea de pretensado inferior

Introduciendo todas las propiedades de geometría en la hoja de cálculo, se terminan eligiendo 6 cordones de pretensado para la fibra superior (3 por ala) a 72,85 cm del centro de gravedad de la sección, y 42 cordones para la fibra inferior, en dos filas de 21, cuyo centro de gravedad y el de la sección distan 108,35 cm.

DISPOSICIÓN ARMADURA ACTIVA VANO EXTREMO

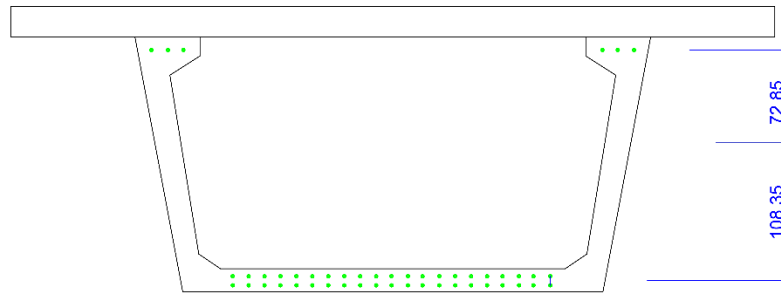


Figura 5.41. Esquema de disposición de la armadura activa

Por tanto, con estas cuantías, y desarrollando las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes valores:

$$P_{kini,AlaSup} = P_{0,AlaSup} - \Delta P_{ini,Sup} = 1.096.377,93 \text{ N}$$

$$P_{kini,AlaInf} = P_{0,AlaInf} - \Delta P_{ini,Inf} = 7.674.645,51 \text{ N}$$

$$P_{k\infty,AlaS} = P_{kini,AlaSup} - \Delta P_{\infty,Sup} = 944.751,195 \text{ N}$$

$$P_{k\infty,AlaI} = P_{kini,AlaInf} - \Delta P_{\infty,Inf} = 6.613.258,37 \text{ N}$$

$$A_n = 1.474.609,5 \text{ mm}^2$$

$$y_{sup,n} = 1.244,2 \text{ mm}$$

$$y_{inf,n} = 755,8 \text{ mm}$$

$$I_n = 7,30017 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$y_{sup,h} = 1.286,0 \text{ mm}$$

$$y_{inf,h} = 714,0 \text{ mm}$$

$$I_h = 783.130.592.573,5 \text{ mm}^4$$

$$y_{sup,h,comp} = 857,09 \text{ mm}$$

$$y_{inf,h,comp} = 1.382,91 \text{ mm}$$

$$I_{h,comp} = 1,5655 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

A continuación, se verifica que cumplen dichas ecuaciones, para poder considerar que el armado escogido es correcto para la estructura:

$$\sigma_{servicio,sup} = 10,90 \text{ N/mm}^2 \leq 0,60f_{ck,j} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{servicio,inf} = -2,49 \text{ N/mm}^2 > -f_{ctk,j} = -2,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sup,losa} = 2,98 \text{ N/mm}^2 \leq 0,60f_{ck,j} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{inf,losa} = 2,11 \text{ N/mm}^2 \leq 0,60f_{ck,j} = 30 \text{ N/mm}^2$$

En la siguiente tabla se muestra la evolución del estado tensional al aplicar las diferentes etapas de cargas:

Tabla 5.9. Evolución de tensiones en la sección central de la viga de canto $h = 2m$

	Tensiones (N/mm ²)		
	I	II	III
	PP VIGA+PRETENSADO	PP LOSA	SCU + RCP
Fibra _{SUP} losa	0,00	0,00	2,98
Fibra _{INF} losa	0,00	0,00	2,11
Fibra _{SUP} viga	4,09	4,71	2,11
Fibra _{INF} viga	5,41	-2,79	-5,11
Fibra _{SUP} losa acumulado	0,000	0,000	2,98
Fibra _{INF} losa acumulado	0,000	0,000	2,11
Fibra _{SUP} viga acumulado	4,09	8,80	10,90
Fibra _{INF} viga acumulado	5,41	2,62	-2,49

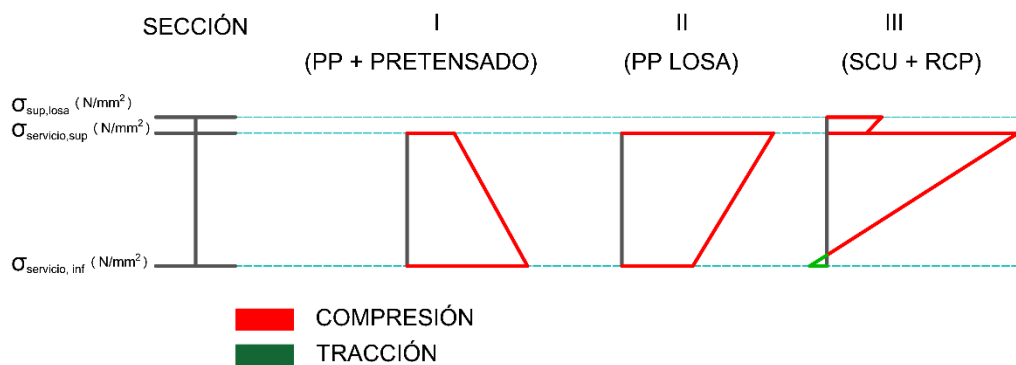


Figura 5.42. Evolución de tensiones en la sección central de la viga (canto $h = 2m$)

Por tanto, se considera correcto el dimensionamiento al cumplir las tensiones en cada una de las fibras de la sección.

5.5.1.2 Armadura longitudinal activa (ELU)

El siguiente paso es la comprobación de la armadura activa en Estado Límite Último, donde las resistencias se minoran y las cargas y sus coeficientes son incrementados. En esta comprobación se quiere analizar si la armadura activa es suficiente o si se requiere la adición de armadura pasiva.

Esta comprobación se realiza con el programa diseñado para ejecutarse en MatLab. Así, puede comprobarse de manera visual y rápida si este par momento-axil queda dentro de la región delimitada y por tanto la cuantía cumple únicamente con la armadura activa previamente calculada.

Lo primero que debe introducirse en el programa son las características resistentes de la sección, así como su geometría, y finalmente el par momento-axil (correspondientes al centro de la sección en ELU) previamente indicado.

```
% GEOMETRÍA DE LA VIGA (distancias en milímetros)
geom_viga = [ 3330      0      ;
              3368     180     ;
              660     180     ;
              363     295     ;
              363     1700    ;
              964     1850    ;
              1020    2000];

% CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE ARMAR
Ea = 200000; %MPa
fyk_a = 500; %MPa
gamma_a = 1.15;

% CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE PRETENSAR
Ep = 190000; %MPa
fyk_p = 1860; %MPa
gamma_p = 1.15;
eps_ps0 = 0.0064; %Deformacion del pretensado tras perdidas (pretens.
sup.)
eps_pi0 = 0.0064; %Deformacion del pretensado tras perdidas (pretens.
inf.)

% CARACTERÍSTICAS DE LA SECCION DE HORMIGON DE LA VIGA
fck_viga = 55; %MPa
gamma_c = 1.5;
h_viga = max(geom_viga(:,2));
[A_viga, Yg_viga] = get_A_y_cdg_total(geom_viga);

% CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA
fck_losa = 250; %MPa
b_losa = 6000; %mm
h_losa = 240; %mm

% ARMADO
% Armadura activa
Ap_i = 18812.25; %mm2
```

```

hp_i = 90; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al c.d.g.
de la armadura)
Ap_s = 836.1; %mm2
hp_s = 1831; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al
c.d.g. de la armadura)

% Armadura pasiva
Aa_i = 0.0; %mm2
ha_i = 50; %mm (distancia desde el inferior de la seccion al c.d.g. de la
armadura)
Aa_s = 0.0; %mm2
ha_s = 1000; %mm (distancia desde el inferior de la seccion al c.d.g. de
la armadura)

% Par Momento-Axil a comprobar
M_x = 13832.13; % en kN·m
N_x = 102.77; % en kN

```

Con estos valores, el programa genera la siguiente gráfica:

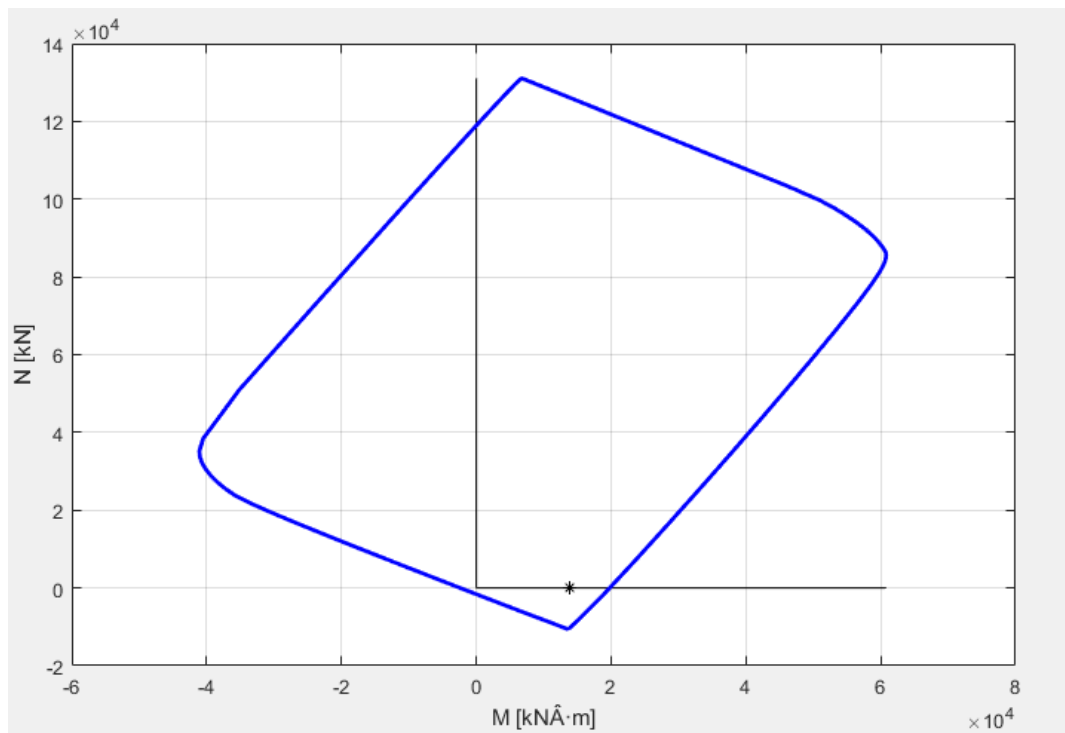


Figura 5.43. Gráfica Momento-Axil de la sección

Como se observa en la figura anterior, el momento-axil solicitante queda dentro de la región resistente, por lo que la sección aguanta con la armadura activa dimensionada anteriormente. Por tanto, no es necesario la adición de armadura pasiva por necesidad de cálculo.

Sin embargo, sí se requiere un mínimo de armadura pasiva por cuantía geométrica, la cual se indica en el **“Artículo 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas” de la EHE-08 [8]**.

En la siguiente tabla se muestran los valores de cuantía geométrica mínima en función del acero empleado, referido al tanto por mil de área de la sección bruta de hormigón:

Tabla 5.10. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón [8]

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Así, la cuantía geométrica mínima, suponiendo que se emplea un acero tipo B500 S, se define de la siguiente manera:

$$A_{s1,geo,min} = 2,8/1000 \times A_b = 2,8/1000 \times 1474609,5 \text{ mm}^2 = 4.128,91 \text{ mm}^2$$

La cuantía mínima será la mayor entre ésta cuantía geométrica y la cuantía mecánica, definida en la EHE-08, Capítulo [8] como:

$$U_{S1} = A_{S1,mec} \times f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \times f_{ctm,fl} \quad (69)$$

Siendo:

W = Módulo resistente de la sección bruta en la fibra traccionada

z = Brazo mecánico de la sección, el cual se estima como $d = 0,8h$

$f_{ctm,fl}$ = Resistencia media a flexotracción

El módulo resistente se obtiene de:

$$W = \frac{I_y}{y_{max}} = \frac{0,73001727 \text{ m}^4}{0,7558 \text{ m}} = 0,966 \text{ m}^3$$

La resistencia a flexotracción se obtiene como:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \times f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\} \quad (70)$$

Siendo:

$$f_{ct,m} = \text{Resistencia media a tracción}$$

Este valor puede obtenerse de la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} f_{ct,m} &= 0,58 \times f_{ck}^{1/2} \\ f_{ct,m} &= 0,58 \times 50^{1/2} = 4,10 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (71)$$

Sustituyendo en la ecuación (70):

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{2000}{1000} \right) \times 4,10; 4,10 \right\} = 4,10 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto, sustituyendo estos valores en la ecuación (69), la armadura mecánica será:

$$A_{s1,mec} \geq \frac{0,966 \times 10^9}{0,8 \times 2000} \times \frac{4,10}{500/1,15} = 5.693,36 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, la armadura pasiva será:

$$A_{s1} = 5.693,36 \text{ mm}^2$$

Se define también para la sección compuesta una cuantía igual a:

$$A_{s2} = 0,30 \times 5.693,36 = 1.708,01 \text{ mm}^2$$

5.5.1.2.1 Enfundado de armadura activa

Como pudo observarse en la Figura 5.43, la sección puede resistir en el centro del vano un momento máximo de 19.790 kNm, mientras que el momento máximo según la ley de flectores del vano en la sección central alcanza un valor de $M_{\text{máx}} = 13.832,13 \text{ kN/m}$.

Pero a medida que se aleja del centro hacia los extremos, el pretensado empieza a provocar efectos contrarios, apareciendo momentos negativos y dando lugar a contraflecha. Para solucionar este problema, se realizan enfundados de armadura activa.

Se realizan en concreto dos cortes de enfundado a cada lado de la sección central. Así, durante los primeros 4,5 metros, se enfundan 12 cordones, resistiendo la sección 14.360 kNm mientras que la ley alcanza 8.323,31 kNm. En los siguientes 4 metros se liberan 6 torones, quedando así 6 torones enfundados y resistiendo la sección 17.200 kNm mientras la ley alcanza un valor de 12.477,85 kNm. Por último, durante los siguientes 4 metros no se enfunda ningún torón, resistiendo 19.790 kNm.

Cabe destacar que este enfundado debe retranquearse aproximadamente un canto útil, por lo que el resultado final queda de la siguiente manera:

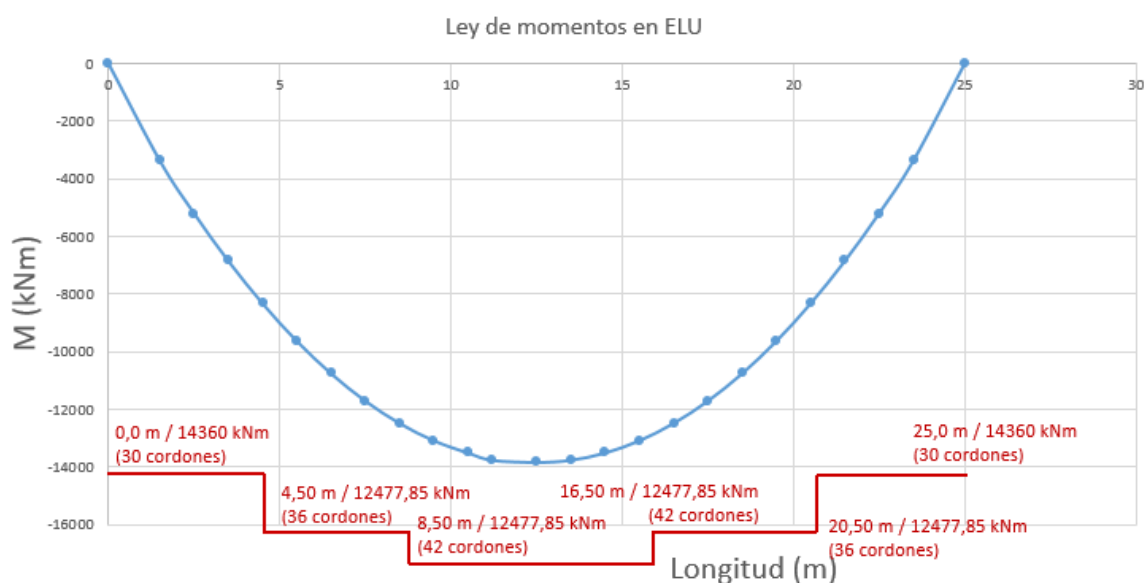


Figura 5.44. Ley de momentos y enfundados (con retranqueo)

5.5.1.3 Armadura de piel

Por último, se define una armadura de piel empleada en el montaje y armado del resto de las armaduras, definida por Verona Moya en los **“Apuntes de hormigón armado adaptado a la EHE-08”** [10].

En los apuntes, define esta armadura según la siguiente expresión:

$$A_{piel} \geq \frac{0,5}{1000} \times A_b \quad (72)$$

Siendo:

A_b = Área bruta de la sección

Por lo tanto:

$$A_{piel} \geq \frac{0,5}{1000} \times 1.474.609,5 \text{ mm}^2 = \mathbf{737.3 \text{ mm}^2}$$

5.5.2 Armadura transversal

5.5.2.1 Comprobación Cortante

La comprobación a esfuerzo de cortante se realiza según se indica en el *Artículo 44º* de la EHE-08 [8]. En él, se especifica que debe cumplirse la siguiente comprobación:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (73)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (74)$$

Siendo:

V_{rd} Esfuerzo cortante efectivo de cálculo

V_{u1} Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

V_{u2} Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma [8]

5.5.2.1.1 Comprobación del cortante por compresión oblicua en el alma

El esfuerzo efectivo de cálculo se obtiene nuevamente de la envolvente generada por el programa de cálculo Robot Structural, para el estado límite último (ELU). Esta ley de cortantes obtiene sus máximos en los extremos, llegando a cero en el centro, por lo que considerar el cortante máximo únicamente sobredimensionaría la armadura a dimensionar.

Sería ideal ir obteniendo valores de cortante para tramos cuanto más cortos mejor, cada metro de la longitud total de la viga, por ejemplo, pero haría el cálculo mucho más tedioso, por lo que, a fin de agilizar este proceso en este estudio, se estiman 3 tramos iguales a los empleados para el enfundado de los cordones de pretensado.

Así, cada tramo tendrá la cuantía necesaria por esfuerzo cortante.

Se definen así los siguientes 3 valores:

$$V_{rd,1}(x = 0m) = 2.181,26 \text{ kN}$$

$$V_{rd,2}(x = 4,5m) = 1.330,60 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3}(x = 8,5m) = 630,54 \text{ kN}$$

Cabe comentar que para la obtención del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma (V_{u2}), la norma indica que se debe retranquear un canto útil desde donde se mide el esfuerzo, por lo que habría que modificar estos tres valores anteriores.

El canto útil d queda definido como:

$$d = h - d' = 2000 - 24 - 5 = 1.971 \text{ mm}$$

Por lo que:

$$V_{rd,1}(x = 0m) = 2.181,26 \text{ kN}$$

$$V_{rd,2}(x = 2,529m) = 1.680,63 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3}(x = 6,529m) = 980,57 \text{ kN}$$

Siguiendo la norma [8], se puede obtener el esfuerzo cortante de agotamiento mediante la ecuación siguiente:

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta} \quad (75)$$

Donde:

f_{1cd} = Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} = 0,6 f_{cd} = 0,6^{50/1,5} = 20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

b_0 = Anchura neta mínima del elemento (área de cortante en Z de Figura 4.7)

$$b_0 = 0,173 * 2 = 0,346 \text{ m}$$

K = Coeficiente que depende del esfuerzo axial

Al tener carga de pretensado:

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} = \frac{944.751,195 + 6.613.258,37}{1.474.609,5} = 5,125 \text{ N/mm}^2$$

N_d Carga axial igual a la carga de pretensado

A_c Área total de la sección de hormigón

Como $0 \leq \sigma'_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$:

$$K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{5,125}{50/1,5} = 1,15375$$

$\theta = 45^\circ$ (se estima, correspondiente al ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza)

$\alpha = 75^\circ$ (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza)

Por tanto, sustituyendo en la ecuación (75):

$$V_{u1} = 1,15375 \times 20 \times 346 \times 1971 \times \frac{\cotg 45 + \cotg 75}{1 + \cotg^2 45} 10^{-3} = 9.976,456 \text{ kN}$$

Por tanto, según la comprobación de la ecuación (73):

$$V_{rd,1}(x = 0m) = 2.181,26 \text{ kN} \leq 9.976,456 \text{ kN}$$

$$V_{rd,2}(x = 7,5m) = 1.330,60 \text{ kN} \leq 9.976,456 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3}(x = 15m) = 630,54 \text{ kN} \leq 9.976,456 \text{ kN}$$

Por tanto, se verifica la comprobación del cortante por compresión oblicua en el alma.

5.5.2.1.2 Comprobación del cortante por tracción en el alma

La norma define:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (76)$$

Donde:

V_{su} Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante

$$V_{su} = z \times \text{sena}(\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d}$$

Donde:

z : brazo mecánico que se puede aproximar como:

$$z = 0,9d = 0,9 \times 1.971 = 1.773 \text{ mm}$$

A_{α} Área por unidad de longitud de las armaduras transversales, incógnita en este apartado

$$f_{y\alpha,d} \text{ Resistencia de cálculo de la armadura } A_{\alpha} \quad (f_{y\alpha,d} \leq 400 \text{ N/mm}^2)$$

V_{cu} Contribución de hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_C} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \times \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

Con un valor mínimo:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0,075}{\gamma_C} \xi^{3/2} f^{1/2} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

Donde:

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 , siendo $f_{cv} = f_{ck} = 50 N/mm^2$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1 + \sqrt{\frac{200}{1.971}} = 1,32 < 2$$

ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal a tracción, pasiva y adherente:

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0,02$$

$$\rho_l = \frac{5.852,7 + 18812,25}{346 \times 1.971} = 0,0362 > 0,02$$

$$A_s = 5693,36 + (4 \times 737,3) = 8.642,56 mm^2$$

$$A_p = 5.852,7 mm^2$$

Por tanto:

$$\rho_l = 0,02$$

$$\beta = \frac{2 \cot \theta - 1}{2 \cot \theta_e - 1} \text{ si } 0,5 \leq \cot \theta < \cot \theta_e$$

$$\beta = \frac{\cot \theta - 2}{\cot \theta_e - 2} \text{ si } \cot \theta_e \leq \cot \theta < 2,0$$

θ_e Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras. Se emplea el método especificado en la EHE-08, el cual establece que se obtiene en grados sexagesimales considerando la acción con otros esfuerzos en ELU según la siguiente expresión:

$$\theta_e = 29 + 7 \varepsilon_x$$

Siendo ε_x la deformación longitudinal en el alma, en tanto por mil, obtenida mediante la ecuación siguiente:

$$\varepsilon_x \approx \frac{\frac{M_d}{Z} + V_{rd} - 0,5 N_d}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \times 1000 \geq 0$$

Al incluir el término de V_{rd} , el cual varía para los 3 tramos previamente indicados, se va a obtener tres valores de este parámetro. Por lo tanto:

$$\varepsilon_{x,1} \approx \frac{\frac{13.832,13 \times 10^6}{1773} + 2.181,26 \times 10^3 - 0,5 \times 102,77 \times 10^3}{2(210.000 \times 8.642,56 + 210.000 \times 5.852,7)} \times 1000$$

$$= 1,631$$

$$\varepsilon_{x,2} \approx \frac{\frac{13.832,13 \times 10^6}{1773} + 1.680,63 \times 10^3 - 0,5 \times 102,77 \times 10^3}{2(210.000 \times 8.642,56 + 210.000 \times 5.852,7)} \times 1000$$

$$= 1,549$$

$$\varepsilon_{x,3} \approx \frac{\frac{13.832,13 \times 10^6}{1773} + 980,57 \times 10^3 - 0,5 \times 102,77 \times 10^3}{2(210.000 \times 8.642,56 + 210.000 \times 5.852,7)} \times 1000 = 1,434$$

$$\theta_{e,1} = 29 + 7 \times 1,631 = 40,417^\circ$$

$$\theta_{e,2} = 29 + 7 \times 1,549 = 39,843^\circ$$

$$\theta_{e,2} = 29 + 7 \times 1,434 = 39,038^\circ$$

$$\cotg\theta_{e,1} = 1,174$$

$$\cotg\theta_{e,2} = 1,198$$

$$\cotg\theta_{e,2} = 1,233$$

Por lo tanto:

$$\beta_1 = \frac{2 \times 1 - 1}{2 \times 1,174 - 1} = 0,742$$

$$\beta_2 = \frac{2 \times 1 - 1}{2 \times 1,198 - 1} = 0,716$$

$$\beta_3 = \frac{1 - 1}{2 \times 1,233 - 1} = 0,682$$

Por lo tanto, sustituyendo en la ecuación anterior:

$$V_{cu,1} = \left[\frac{0,15}{1,5} \times 1,32(100 \times 0,02 \times 50)^{1/3} + 0,15 \times 5,125 \right] \times 0,742 \times 346 \times 1.971 \times 10^{-3}$$

$$= 699,034 \text{ kN}$$

$$V_{cu,2} = \left[\frac{0,15}{1,5} \times 1,32(100 \times 0,02 \times 50)^{1/3} + 0,15 \times 5,125 \right] \times 0,716 \times 346 \times 1.971 \times 10^{-3}$$

$$= 674,540 \text{ kN}$$

$$V_{cu,3} = \left[\frac{0,15}{1,5} \times 1,32(100 \times 0,02 \times 50)^{1/3} + 0,15 \times 5,125 \right] \times 0,682 \times 346 \times 1.971 \times 10^{-3}$$

$$= 642,509 \text{ kN}$$

Considerando el valor mínimo $V_{u2, \min}$:

$$V_{u2, \min} = \left[\frac{0,075}{1,5} 1,32^{3/2} 50^{1/2} + 0,15 \times 5,125 \right] \times 346 \times 1.971 \times 10^{-3} = 889,922 \text{ kN}$$

Por lo que, en los tres tramos se precisa de la resistencia mínima. De esta manera, sustituyendo en las ecuaciones (74) y (76):

$$V_{rd} \leq V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su,1} = V_{rd,1} - V_{cu,1} = 1.482,226 \text{ kN}$$

$$V_{su,2} = V_{rd,2} - V_{cu,2} = 631,566 \text{ kN}$$

$$V_{su,3} = V_{rd,3} - V_{cu,3} < 0$$

$$A_{\alpha,1} = \frac{V_{rd,1} - V_{cu,1}}{1773 \times \text{sen}75^\circ (\cotg75^\circ + \cotg45^\circ) \times 400} = 1,706 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{\alpha,2} = \frac{V_{rd,2} - V_{cu,2}}{1773 \times \text{sen}75^\circ (\cotg75^\circ + \cotg45^\circ) \times 400} = 0,727 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{\alpha,3} = \frac{V_{rd,3} - V_{cu,3}}{1773 \times \text{sen}75^\circ (\cotg75^\circ + \cotg45^\circ) \times 400} = 0,00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Para comprobar estas cuantías, se procede al cálculo del armado transversal mínimo según la expresión de la EHE-08:

$$A_{\alpha, \min} = \text{sen}\alpha \frac{f_{ct,m}}{7,5} \frac{b_0}{f_{\alpha d}} = \text{sen}75^\circ \times \frac{4,10}{7,5} \times \frac{346}{400} = \mathbf{0,457 \text{ mm}^2/\text{mm}}$$

Por tanto, en el tercer tramo se empleará la cuantía mínima del armado transversal.

Para obtener la separación longitudinal de la armadura, S_t , se emplea la siguiente expresión:

$$\text{Como } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd,i} \leq \frac{2}{3} V_{u1}:$$

$$S_t \leq 0,60d(1 + \cotg\alpha) \leq 450\text{mm}$$

$$S_t \leq 0,60 \times 1971 \times (1 + \cotg75) = 1500$$

La separación mínima, por lo tanto, será:

$$\mathbf{S_t \leq 450mm}$$

5.5.2.2 Comprobación Torsor

La comprobación a torsor se realiza según se indica en el *Artículo 44º* de la EHE-08 [8]. La resistencia a torsión se calcula empleando una sección cerrada de pared delgada, definida por una serie de parámetros, los cuales se muestran en la siguiente figura:

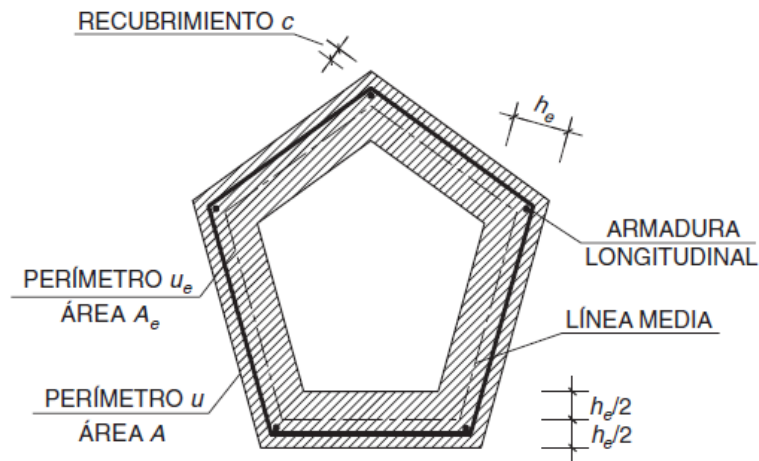


Figura 5.45. Sección y parámetros definidos por la norma para el cálculo del esfuerzo torsor [8]

La norma establece que debe obtenerse el espesor eficaz, h_e , el cual se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$h_e \leq \frac{A}{u} \begin{cases} \leq h_0 \\ \geq 2C \end{cases} \quad (77)$$

Siendo:

A = Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo áreas huecas interiores

u = Perímetro exterior de la sección transversal

h_0 = Espesor real de la pared en caso de secciones huecas

C = Recubrimiento de las armaduras longitudinales

A_e = Área que encierra la línea media representada en la figura anterior

u_e = Perímetro de dicha línea media [8]

Empleando de nuevo el programa de diseño AutoCAD, aplicando la sección tipo de la figura 4.46 a la sección de la célula de torsión de este estudio, se pueden obtener estas propiedades para el caso de dicha sección:

$$A = 2,3196 \text{ m}^2$$

$$u = 11,998 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,18 \text{ m}$$

$$C = 0,03 \text{ m}$$

$$A_e = 1,116 \text{ m}^2$$

$$u_e = 11,136 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (77):

$$h_e = \frac{2,3196}{11,998} = 1,933 \begin{cases} \leq 0,18 \\ \geq 2 \times 0,03 = 0,06 \end{cases}$$

$$h_e = 0,18$$

Con estos valores, la norma define la comprobación en Estado Límite de Agotamiento por torsión mediante las siguientes expresiones:

$$T_d \leq T_{u1} \quad (78)$$

$$T_d \leq T_{u2} \quad (79)$$

$$T_d \leq T_{u3} \quad (80)$$

Donde:

T_d = Momento torsor de cálculo

T_1 = Máximo momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas

T_2 = Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales

T_3 = Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales

Para el caso del estudio, el momento torsor de cálculo proporcionado por el programa de cálculo Robot es el siguiente:

$$T_d = 421,93 \text{ kNm}$$

5.5.2.2.1 Comprobación de bielas comprimidas

La norma [8] establece la siguiente ecuación:

$$T_{u1} = 2K\alpha f_{1cd} A_e h_e \frac{\cotg\theta}{1 + \cotg^2\theta} \quad (81)$$

Donde:

$\alpha = 0,75$ dado que se colocan estribos en ambas caras de la sección hueca

$$f_{1cd} = 20 \text{ N/mm}^2 \text{ (mismo que para comprobación de cortante)}$$

$$K = 1,15375 \text{ (mismo que para comprobación de cortante)}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ (mismo que para comprobación de cortante)}$$

$$T_{u1} = 2 \times 1,15375 \times 0,75 \times 20 \times 10^3 \times 1,116 \times 180 \times 10^{-3} \frac{\cot g 45}{1 + \cot g^2 45} = 3.476,4795 \text{ kNm}$$

Como $T_d < T_{u1}$, la sección cumple ante agotamiento de bielas comprimidas.

5.5.2.2.2 Comprobación de resistencia de armaduras transversales

La norma [8] define la siguiente expresión:

$$T_{u2} = \frac{2A_e A_t}{S_t} f_{yt,d} \cot g \theta \geq T_d \quad (82)$$

Donde:

A_t = Área de las armaduras transversales

E_t = Separación longitudinal entre barras de la armadura transversal

$f_{yt,d} = 400 \text{ N/mm}^2$ (apartado 4.5.2.1.2 de este estudio)

Despejando $\frac{A_t}{S_t}$ de la ecuación (39), se obtiene la cuantía por unidad de longitud de la armadura transversal:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_d}{2A_e f_{yt,d} \cot g \theta} = \frac{421,93 \times 10^6 \text{ N}}{2 \times 1,116 \times 10^6 \times 400 \times \cot g 45} = 0,473 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

5.5.2.2.3 Comprobación de resistencia de armaduras longitudinales

De igual manera que en el apartado anterior, puede obtenerse la cuantía de armadura mediante la expresión proporcionada por la norma [8]:

$$T_{u3} = \frac{2A_e}{U_e} A_t f_{yt,d} t g \theta \geq T_d \quad (83)$$

$$A_t = \frac{U_e T_d}{2A_e f_{yt,d} t g \theta} = \frac{11.136 \times 421,93 \times 10^6}{2 \times 1,116 \times 10^6 \times 400 \times t g 45} = 5.262,783 \text{ mm}^2$$

Esta cuantía debe cumplir unas condiciones de separación mínima, definidas en la norma:

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{u_e}{8} = \frac{11.136}{8} = 1.392,00 \text{ mm} \\ S_t \leq 0,75a(1 + \cot g \alpha) \leq a \leq 600 \text{ mm} \text{ siendo } T_d \leq \frac{1}{5} T_{u1} \end{cases}$$

Siendo:

$$a = \text{longitud del menor lado de la sección} = 205,61 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 0,75 \times 2056,1 \times (1 + \cot g 75^\circ) = 1.955,27 \text{ mm} > 600 \text{ mm}$$

Por lo tanto, la separación mínima será:

$$S_t \leq 600 \text{ mm}$$

5.5.2.3 Interacción Cortante – Torsor

La norma define en su **“Artículo 45.3.2.2” [8]** una comprobación de la interacción entre cortante y torsor, debiendo satisfacerse la siguiente condición:

$$\left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^\beta + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^\beta \leq 1 \quad (84)$$

Siendo:

$$\beta = 2 \left(1 - \frac{h_e}{b}\right) = 2 \times \left(1 - \frac{180}{362,8}\right) = 1,0077$$

$$b = \text{suma de las anchuras de las almas de la sección cajón} = 362,8 \text{ mm}$$

Por tanto, introduciendo estos valores en la ecuación (84):

$$\left(\frac{421,93}{3.476,4795}\right)^{1,0077} + \left(\frac{2.181,26}{9.976,456}\right)^{1,0077} = 0,3355 \leq 1$$

Por tanto, la comprobación cumple para el caso de este estudio.

5.6 Armado de la losa de compresión

Para el armado de la losa de compresión, hay que recordar que la viga no precisa armadura pasiva, más que la armadura mínima geométrica, como se comprueba en el apartado 4.5.1.2 de este estudio, por lo que solo requiere armadura transversal.

Por lo tanto, empleando el programa de cálculo Robot, se genera un modelo analítico que reproduzca el trabajo de flexión de los voladizos de la losa y su tramo entre

almas. Para ello, se modeliza con una de las barras transversales, las cuales eran porciones transversales de 1 metro de longitud como se explicaba al definir estas barras en el apartado 4.1.4. Esta barra está afectada por las cargas previamente definidas en apartados anteriores, en ELU. El modelo queda, por tanto, de la siguiente manera:

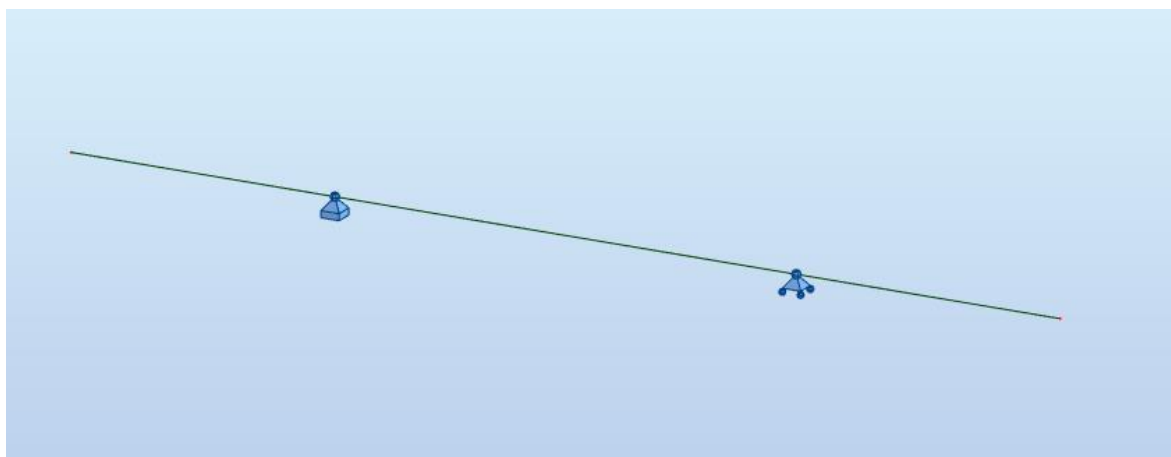


Figura 5.46. Modelo analítico de barra transversal para dimensionamiento del armado de la losa de compresión

Así, obteniendo mediante el programa de cálculo su diagrama de momentos flectores se obtiene:



Figura 5.47. Ley de momento flector en ELU para una barra transversal del modelo

Como se aprecia en la figura, aparece un momento negativo, el cual debe ser corregido mediante armadura superior en la losa de compresión.

Para el dimensionamiento, se siguen los procedimientos de la EHE-08 indicados en el “**Anejo 7.3 Flexión simple en sección rectangular**” [8]

La norma define un momento-frontera, el cual se va a denominar como M_{lim} , y establece que se necesita armadura si el momento de cálculo, M_d , es superior a dicho momento frontera. Establece la siguiente ecuación para la comprobación:

$$M_d \geq 0,375 U_0 d \quad (85)$$

Siendo:

$U_0 = \text{Capacidad mecánica del hormigón}$

$d = \text{Canto útil de la sección}$

En el caso de este estudio:

$$d = 240 - 30 = 210$$

$$U_0 = f_{cd} \times b \times d = 251,15 \times 1000 \times 210 = 4.565,217 \times 10^3 N$$

$$b = \text{ancho de la sección} = 1m$$

Por tanto,

$$M_{lim} = 0,375 \times 4.565,217 \times 10^3 N \times 210 \text{ mm} \times 10^{-6} = 359,511 \text{ mkN}$$

Dado que el momento frontera es superior al momento de cálculo, la norma define la armadura requerida mediante la siguiente expresión:

$$U_{s1} = U_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}} \right) \quad (86)$$

Por tanto, sustituyendo en esta ecuación los datos anteriores:

$$U_{s1} = 4.565,217 \times 10^3 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 164,14 \times 10^6}{4.565,217 \times 10^3 \times 210}} \right) = 863.233,055 \text{ N}$$

Así pues, se obtiene la cuantía de acero como:

$$A_{s1, superior} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{863.233,055}{500/1,15} = 1.985,436 \text{ mm}^2/m$$

5.6.1 Comprobación de esfuerzos rasantes

Una vez obtenidas todas las cuantías, debe realizarse una comprobación ante esfuerzos rasantes para asegurar la correcta unión de las secciones a analizar con el resto de la estructura. Estas secciones pueden apreciarse en la siguiente figura:

SECCIONES DE RASANTE EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL

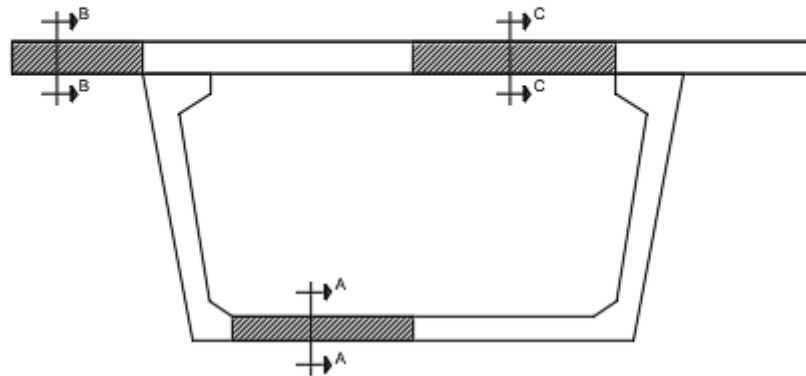


Figura 5.48. Esquema de secciones para comprobación de rasante en la sección transversal de la viga + losa

Para realizar la comprobación, se estudian estas secciones aplicando un modelo de bielas y tirantes, como explica la norma *EHE-08* en el Artículo 40 [8].

Para explicar el correcto funcionamiento de este modelo, amerita el previo esquema de su disposición sobre la sección de la estructura. A continuación, se muestra dicho esquema:

MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

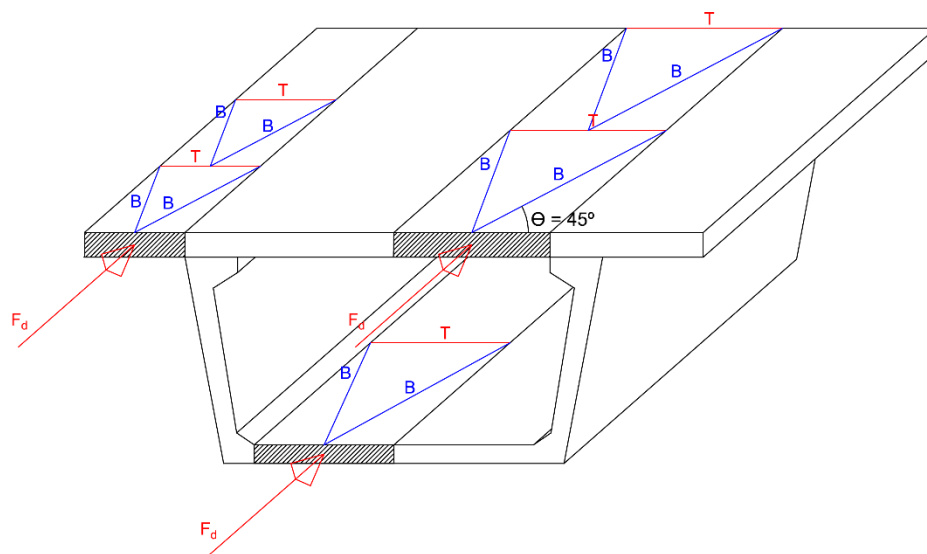


Figura 5.49. Modelo de bielas y tirantes para las secciones de comprobación de rasante

Como se observa en el modelo, ante la acción de una carga de compresión (llamada en el esquema F_d), esta carga se reparte, formando un ángulo de 45° , hasta llegar al borde de la sección. En estos puntos aparece el tirante de tracción (T en el esquema). Estos tirantes son iguales a la rasante que se forma en cada sección, y en base a ellos se realiza la comprobación de armadura para garantizar la correcta unión.

La sección A-A, igual a la mitad del ala inferior, se estudia por la presencia del pretensado, por lo que la carga de pretensado será igual a F_d :

$$F_{d,A-A} = \frac{P_{k,\infty,inf}}{2} = \frac{6.613.258,37}{2} = 3.306.629,185 \text{ N}$$

En el caso de las secciones B-B y C-C, la acción exterior es generada por el incremento de momento máximo a lo largo de la viga. Dado que el momento es máximo en el centro, y nulo en los extremos, tiene sentido considerar que el incremento de momento es igual al momento máximo.

Pero para la realización de la comprobación de rasante, se considerará que el momento equivale al volumen de compresiones máximo, por lo que F_d es igual a la capacidad mecánica del hormigón en dicha sección:

$$F_{d,B-B} = U_{0,B-B} = f_{cd} \times b \times d = \frac{25}{1,5} \times 975 \times (240 - 30) = 3.412.500 \text{ N}$$

$$F_{d,C-C} = U_{0,C-C} = f_{cd} \times b \times d = \frac{25}{1,5} \times 1.515 \times (240 - 30) = 5.302.500 \text{ N}$$

Como el ángulo formado por las bielas de compresión es igual a $\theta = 45^\circ$, su tangente será $tg45^\circ = 1$, por lo que se demuestra que el valor de la fuerza externa es igual al tirante que aparece. De esta manera, puede obtenerse la cuantía de acero mediante la siguiente expresión:

$$A_{ras} = \frac{T}{f_{yd}} \quad (87)$$

Siendo:

$$f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2 \text{ (modelo de bielas y tirantes)}$$

Por lo tanto, se obtienen las cuantías de acero necesarias para cada sección:

$$A_{ras,A-A} = \frac{3.306.629,185}{400} = 8.266,573 \text{ mm}^2$$

$$A_{ras,B-B} = \frac{3.412.500}{400} = 8.531,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{ras,C-C} = \frac{5.302.500}{400} = 13.256,25 \text{ mm}^2$$

Para definir estas cuantías de acero por unidad de longitud, basta con dividir el valor por la longitud sobre la que actúan. En el caso de la sección A-A, esta longitud será la total de la viga, ya que el pretensado actúa en toda su longitud. Pero las secciones B-B y C-C representan el incremento de momento, que se hace máximo en la mitad de la viga, por lo que esta longitud será igual a la mitad de la longitud de la viga.

$$A_{ras,A-A} = \frac{8.266,573}{25} = 330,663 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{ras,B-B} = \frac{8.531,25}{25/2} = 682,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{ras,C-C} = \frac{13.256,25}{25/2} = 1.060,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

5.7 Disposición final de la armadura obtenida

En este apartado se explica la distribución de las cuantías de acero obtenidas en los apartados previos, a fin de disponer la armadura por toda la sección de la viga y losa.

5.7.1 Cercos del ala inferior

Esta armadura transversal es la encargada de resistir los esfuerzos rasantes calculados para la sección A-A por los cordones de pretensado, junto con la acción del torsor. Por tanto, se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{ala inferior} = A_{ras,A-A} + A_t = 330,663 \text{ mm}^2/\text{m} + 473 \text{ mm}^2/\text{m} = \mathbf{803,663 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Para obtener la separación, se procede de la siguiente manera:

$$S_t \leq \frac{2(\frac{\pi}{4} \phi^2)}{A}$$

Por lo que se colocan cercos de $\phi 12$ cada 25 cm.

5.7.2 Horquillas del alma

Para la sección de puente en cajón de este estudio, esta armadura transversal se encarga de resistir las acciones de cortante y de torsor,

Esta armadura de cortante varía en los 3 tramos definidos anteriormente. Por lo tanto, las horquillas se obtienen mediante la suma de la cuantía transversal por torsión y la cuantía por cortante, repartiendo esta última entre las dos almas de la sección:

Para el primer tramo, de 0 a 4,5 metros:

$$A_{horquillas,1} = A_{\alpha,1} + \frac{A_t}{2} = 1.706 \text{ mm}^2/\text{m} + \frac{473}{2} \text{ mm}^2/\text{m} = \mathbf{1.942,50 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Por lo que se colocan cercos de Ø16 cada 20 cm en cada alma.

Para el segundo tramo, de 4,5 a 8,5 metros:

$$A_{horquillas,2} = A_{\alpha,2} + \frac{A_t}{2} = 727 \text{ mm}^2/\text{m} + \frac{473}{2} \text{ mm}^2/\text{m} = \mathbf{963,50 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Por lo que se colocan cercos de Ø12 cada 20 cm en cada alma.

Por último, para el tercer tramo, de 8,5 a 12,5 metros:

$$A_{horquillas,2} = A_{\alpha,min} + \frac{A_t}{2} = 457 \text{ mm}^2/\text{m} + \frac{473}{2} \text{ mm}^2/\text{m} = \mathbf{693,50 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Por lo que se colocan cercos de Ø10 cada 20 cm en cada alma.

5.7.3 Armadura transversal de la losa

Esta armadura transversal está formada por la cuantía para soportar el rasante en la sección C-C (puesto que es mayor y por tanto incluye la cuantía necesaria para la sección B-B también), junto con el esfuerzo de torsión y la cuantía por flexión en la losa.

$$\begin{aligned} A_{losa} &= A_{ras,C-C} + A_t + A_{s1,superior} = 1.060,5 \text{ mm}^2/\text{m} + 473 \text{ mm}^2/\text{m} + 1.985,436 \text{ mm}^2/\text{m} \\ &= \mathbf{3.519,936 \text{ mm}^2/\text{m}} \end{aligned}$$

Esta es la cuantía que debe situarse en la losa de compresión, repartida entre las barras superiores e inferiores. Sin embargo, como mínimo, la cuantía superior debe cubrir la cuantía de $A_{s1, superior}$, mientras que el resto se reparten entre ambas barras.

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} A_{losa,superior} &= \left(\frac{A_{ras,C-C} + A_t}{2} \right) + A_{s1,superior} \\ &= \frac{1.060,5 \text{ mm}^2/\text{m} + 473 \text{ mm}^2/\text{m}}{2} + 1.985,436 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = \mathbf{2.752,186 \text{ mm}^2/\text{m}} \\ A_{losa,superior} &= \left(\frac{A_{ras,C-C} + A_t}{2} \right) = \frac{1.060,5 \text{ mm}^2/\text{m} + 473 \text{ mm}^2/\text{m}}{2} = \mathbf{766,75 \text{ mm}^2/\text{m}} \end{aligned}$$

Siendo:

$$A_{losa,superior} + A_{losa,inferior} = A_{losa}$$

Por lo que se colocan barras de $\varnothing 20$ cada 20 cm para la cuantía superior y barras de $\varnothing 10$ cada 20 cm para la cuantía inferior.

5.7.4 Armadura pasiva inferior (A_{s1})

La armadura longitudinal inferior pasiva está formada por la cuantía geométrica mínima, junto con la mitad de la cuantía longitudinal por esfuerzo de torsión (se reparte entre la mitad superior de las almas y la inferior). Por lo tanto:

$$A_{s1,total} = A_{s,1} + \frac{A_t}{2} = 5.693,36 \text{ mm}^2 + \frac{5.262,783 \text{ mm}^2}{2} = \mathbf{8.324,7515 \text{ mm}^2}$$

Pueden emplearse 28 $\varnothing 20$ ($8.797,6 \text{ mm}^2$).

5.7.5 Armadura pasiva superior (A_{s2})

La armadura longitudinal superior pasiva está formada por la cuantía geométrica mínima, junto con la mitad de la cuantía longitudinal por esfuerzo de torsión. Por lo tanto:

$$A_{s21,total} = A_{s,2} + \frac{A_t}{2} = 1.708,01 \text{ mm}^2 + \frac{5.262,783 \text{ mm}^2}{2} = \mathbf{4.339,4015 \text{ mm}^2}$$

Pueden emplearse 22 $\varnothing 16$ ($4.424,2 \text{ mm}^2$).

5.7.6 Armadura de piel

Esta armadura longitudinal de piel es la obtenida para el correcto montaje del resto de armaduras, colocada en cada cara de las dos almas de la viga

$$A_{piel} = \mathbf{737.3 \text{ mm}^2}$$

Por lo que se disponen 10 $\varnothing 10$ ($785,4 \text{ mm}^2$) en las dos almas, 5 en cada cara del alma.

5.7.7 Esquema final de la disposición de la armadura

A la vista de las disposiciones obtenidas, se realiza un croquis con la sección transversal de la viga y losa, incluyendo cada una de las armaduras anteriores, a fin de aclarar el armado obtenido.

DISPOSICIÓN FINAL DE LA ARMADURA

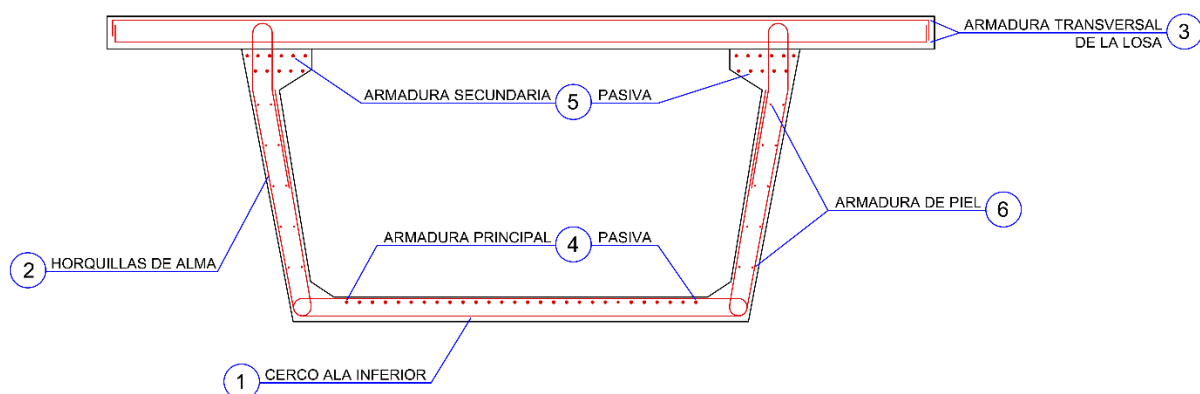


Figura 5.50. Esquema de disposición del montaje de la armadura en el vano central

6 ANEXO 1: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ALTERNATIVA DEL VANO CENTRAL

Tal y como se indicó, tras buscar una alternativa a la sección modificando su canto, se escogió una sección con canto $h = 2,00 \text{ m}$.

En este apartado, por tanto, se van a mostrar las propiedades de esta sección que fueron empleadas en el dimensionamiento, así como el resto de comprobaciones realizadas para asegurar la fiabilidad del modelo, como ya se hizo con la sección previa empleada.

6.1 Propiedades de la barra longitudinal

Para el tipo de emparrillado seleccionado, como se ha visto previamente, estas barras representan la sección de la viga junto con la losa correspondiente, a lo largo del trazado del puente.

Las propiedades atribuidas a esta barra se calculan previamente, para ser introducidas de manera manual en el programa de cálculo, asemejando la barra a la viga y losa reales.

De cara a la selección del hormigón empleado, para considerar las diferentes resistencias que van a existir, se supone un hormigón HP-50 para la viga cajón de hormigón prefabricado, y un hormigón HA-25 para la losa, dado que la resistencia que se le debe exigir será menor que la de la viga, la cual contará con un sistema de pretensado provisto de una mayor resistencia.

En lo referente al área real de la sección, se considera el área real de la viga más el de la losa de compresión.

Para el resto de las propiedades, se obtiene el factor de homogeneización (n), igual al cociente entre los módulos de elasticidad del hormigón in situ (HA-25) y el prefabricado (HP-50).

Estos módulos de deformación se obtienen de la ecuación (1), obtenida del artículo 39.6 de la EHE-08 [8]:

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad (88)$$

$$E_{25} = 8500 \sqrt[3]{25 + 8} = 27.264,04 \text{ MPa}$$

$$E_{50} = 8500 \sqrt[3]{50 + 8} = 32.902,25 \text{ MPa}$$

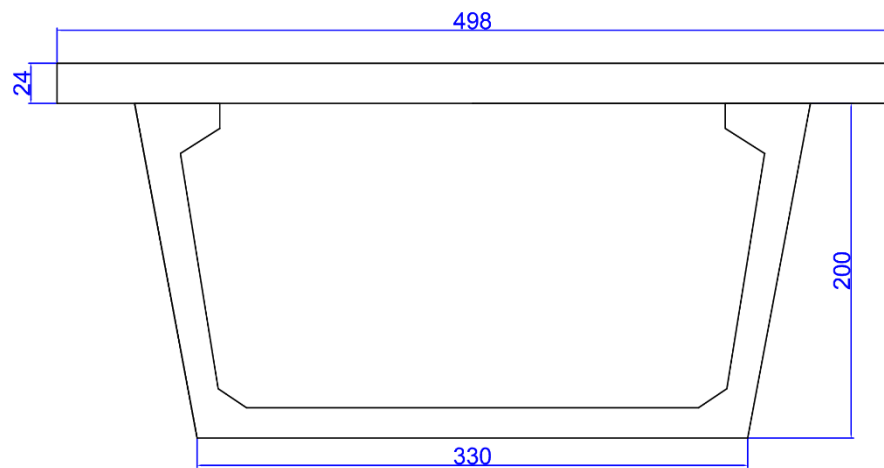
Por lo que el factor de homogeneización es el siguiente:

$$n = \frac{E_{25}}{E_{50}} = \frac{27.264,04 \text{ MPa}}{32.902,25 \text{ MPa}} = 0,83$$

Con este coeficiente, se reducirá el ancho de la losa de compresión. Siendo el valor de área de la losa de 14.400 cm², el área homogeneizada de la losa se calcula como:

$$\text{Área losa homogeneizada} = 14.400,00 * 0,83 = 11.952 \text{ cm}^2$$

Así, se puede obtener el ancho equivalente a esa área, el cual será de 498 cm. La sección homogeneizada quedaría de la siguiente manera:



Cotas en cm

Figura 6.1 Sección homogeneizada de la viga + losa de compresión

Por tanto, las propiedades que se necesitan para el programa de cálculo serían las siguientes:

- **Área**, correspondiente al área real de la viga más la losa de compresión.
- **Momentos de inercia en ejes “Y” y “Z”**, calculados para la sección homogeneizada.
- **Áreas de cortantes en ejes “Y” y “Z”**, obtenidos también de la sección homogeneizada. Estas áreas quedan representadas en rojo en las siguientes figuras:

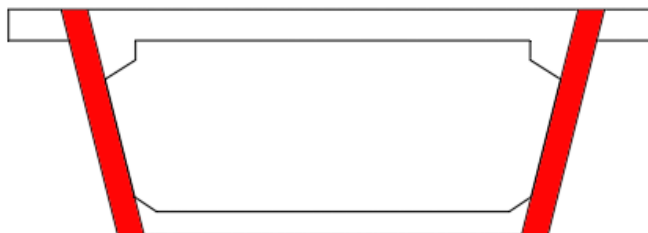


Figura 6.2 Área de corte en eje Z

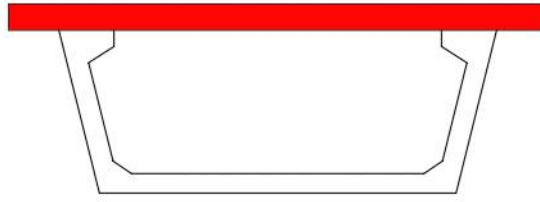


Figura 6.3 Área de cortante en eje Y

- **Rigidez de torsión**, la cual se calcula mediante una fórmula obtenida del libro de Javier Manterola [4], aplicable a una célula de torsión con las siguientes dimensiones:

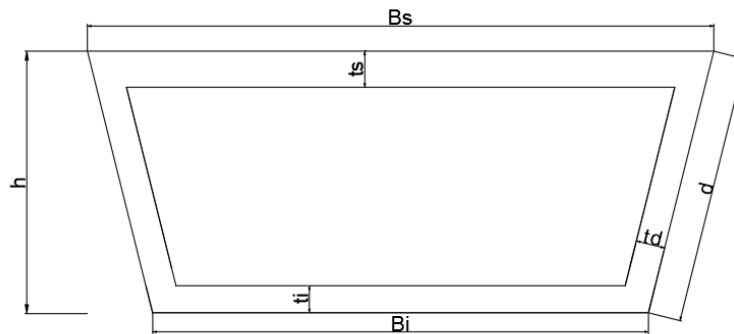


Figura 6.4 Dimensiones de la célula de torsión

Para obtener estas propiedades se utiliza el programa AutoCAD, mediante el comando PROPFIS en la sección, con lo que se obtienen los siguientes valores:

$$\text{Área} = 29.146,0950 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} \text{ (área de cortante en Z)} = 8.000,8968 \text{ cm}^2$$

$$A_{vy} \text{ (área de cortante en Y)} = 11.952,00 \text{ cm}^2$$

$$I_y \text{ (momentos de inercia en eje y)} = 525.180.955,3861 \text{ cm}^4$$

$$I_z \text{ (momentos de inercia en eje z)} = 1.597.188.799,8040 \text{ cm}^4$$

$$I_x \text{ (rigidez a torsión)} = \frac{(B_s + B_i)^2 h^2}{\frac{B_s}{t_s} + 2 \frac{d}{t_d} + \frac{B_i}{t_i}} = \frac{(414 + 330)^2 224^2}{\frac{414}{24} + 2 \frac{227,90}{18,38} + \frac{330}{18}} = 459.974.956,90 \text{ cm}^4$$

Con estos valores, se define la sección para las barras longitudinales en el programa Robot:

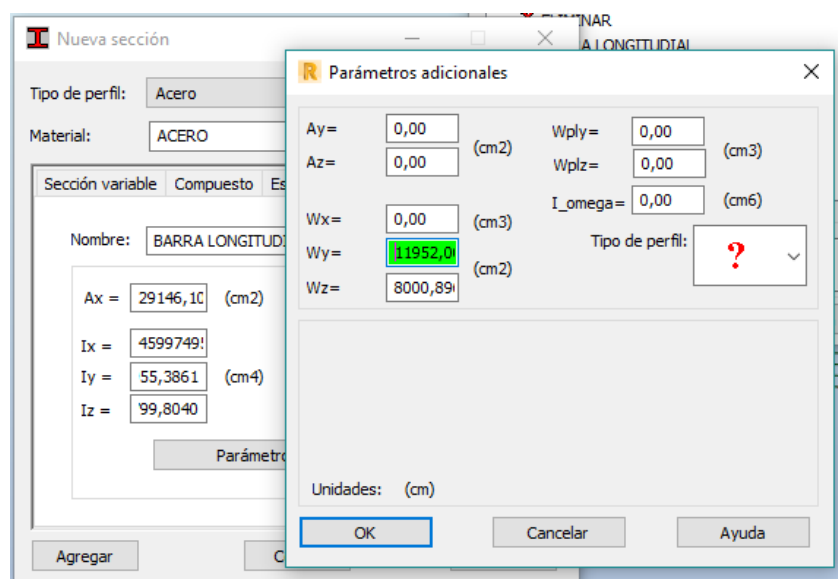


Figura 6.5 Sección para las barras longitudinales en Robot

Definida la sección, se colocó en el programa, poniendo barras de metro en metro a excepción de 0,5 metros para la primera y última, a lo largo de la longitud del vano (hasta alcanzar los 45 metros). Como puede verse en la Figura 6.5, el material por defecto era el acero, el cual se cambió tras la colocación de las barras manualmente a HA-50, tal y como aparece en la Figura 6.6.

Sección...	BARRA LONGIT	
Material	HA - 50 (Modific	
E	31310,00	(MPa)
NI	0,20	
G	13000,00	(MPa)
Re	50,00	(MPa)
RO	11,52	(kN/...
LX	0,00	(1/°C)

Figura 6.6 Propiedades físicas de las barras longitudinales

El resto de las propiedades físicas del material vienen definidas por defecto, pero aquí hubo que hacer una modificación. Como estas barras cuentan con el área de la viga y de la losa, y las transversales ya van a estar definidas por el área de la losa, al realizar el cálculo del peso propio el programa considerará que la losa está introducida dos veces en el modelo. Para solucionar este problema se calculó un peso específico para la barra longitudinal tal que al multiplicarse por el área (losa más viga), se obtenga únicamente el peso de la viga. Así, tras modificar el valor de peso específico del hormigón por el nuevo (Figura 6.7), el programa considerará únicamente el peso de la viga en la barra longitudinal, y el peso de la losa en las barras transversales.

$$x * A_{Viga+Losa} = \text{Peso específico}_{\text{Hormigon}} * (\text{Área}_{Viga+Losa} - \text{Área}_{Losa})$$

$$x = 12,4106 \text{ kN/m}^3$$

Figura 6.7 Propiedades del hormigón HA-50 en la barra longitudinal

6.2 Propiedades de las barras transversales

Estas barras se encargan únicamente de transmitir las cargas a la barra longitudinal y apoyos, como se comentó previamente. Son colocadas a una distancia de 1 metro una de la otra, salvo en el inicio y fin de la barra longitudinal, donde se deja una distancia de 0,5 metros para colocar la primera y última barra.

La introducción de estas barras en el programa es más simple, dado que representan una sección rectangular de la losa a lo largo de la sección transversal del puente. Por tanto, basta con definir una sección del hormigón adecuado (HA-25), dimensionando dicho rectángulo.

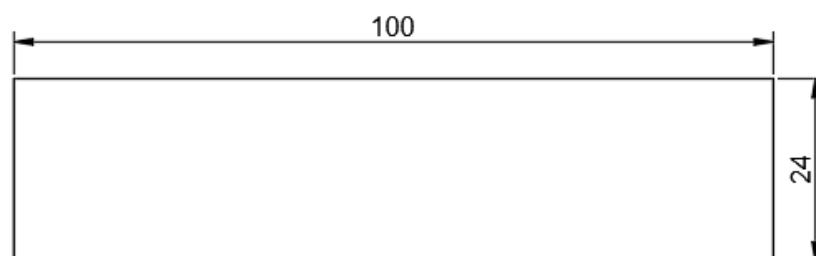


Figura 6.8 Sección de la losa para las barras transversales (cotas en cm)

Los 100 cm de ancho equivalen a 50 cm a cada lado de la barra, que junto a los 50 cm de la barra siguiente forman la distancia de 1 m que se ha dejado entre las barras. El espesor de la losa es de 24 cm.

De esta manera, el modelo estará formado por 45 barras transversales de tres metros de longitud (recordar que el ancho total de la losa era de 6 metros) a cada lado de la barra longitudinal, separadas sucesivamente por 1 m.

Introduciendo estos datos en el programa, queda definida la sección de la siguiente manera:

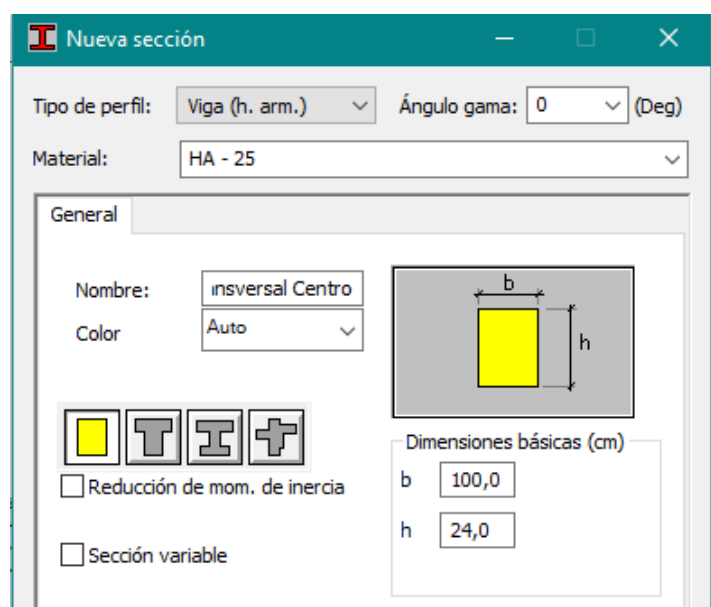


Figura 6.9 Sección para las barras transversales en Robot

En este caso, el material ya está correctamente escogido en la creación de la sección, y el resto de las propiedades físicas del hormigón vienen nuevamente establecidas por defecto en el programa.

Nombre	Valor	Unidad
Tipo de sistema de...	cartesianas	
Características		
Gama	0,0	(Deg)
Sección...	Barra Transversal Centr	?
Material	HA - 25	
E	24850,00	(MPa)
NI	0,20	
G	10400,00	(MPa)
Re	25,00	(MPa)
RO	24,53	(kN/m3)
LX	0,00	(1/°C)
Relajaciones...	No hay	?
Excentricidades...	No hay	?
Suelo elástico...	No hay	
Refuerzo - principi...		?

Figura 6.10 Propiedades físicas de las barras transversales

6.3 Propiedades de las barras de los apoyos

Por último, hay que definir las barras situadas en los extremos de la longitudinal, donde se van a colocar los apoyos anteriormente definidos.

Estas barras horizontalmente tienen una longitud igual a dos veces la distancia del centro geométrico de la viga hasta el eje donde se colocan los neoprenos. Siendo el ancho de la viga de 330 cm, con un recubrimiento de 25 hasta eje central de colocación de los neoprenos, el ancho total de estas barras es de 280 cm (140 cm a cada lado de la barra longitudinal). Esto se aprecia con detalle en la Figura 6.11.

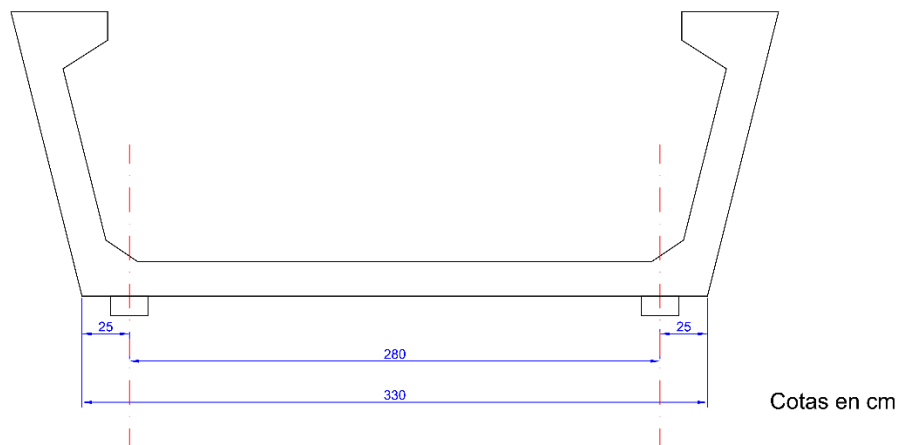


Figura 6.11 Croquis detalle de la ubicación de los apoyos

Por otro lado, considerando que la barra longitudinal se encuentra en un plano horizontal que pasa por el centro de gravedad de la sección de la viga y la losa, desde cada extremo de estas dos barras se colocará una barra vertical en la dirección del eje z que va desde este centro de gravedad hasta la base de la viga, donde ya sí se colocarán los apoyos.

$$y_{cdg} = 142,9804cm$$

En la siguiente imagen, señaladas en azul, podemos observar las barras que se están describiendo, y su disposición geométrica:

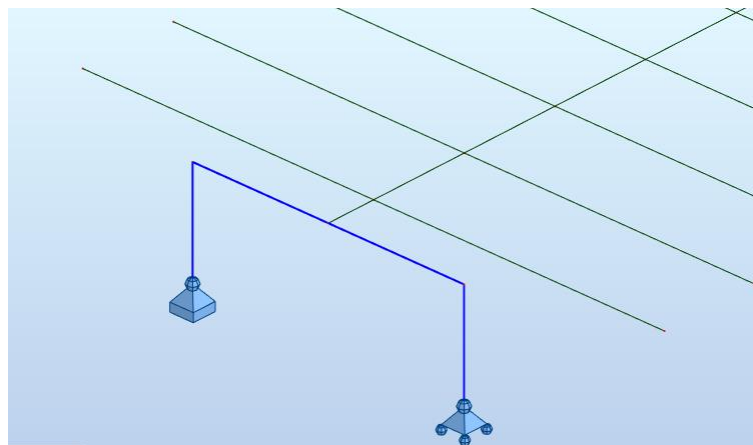


Figura 6.12 Posición de las barras de los apoyos en el modelo

Estas barras deben ser infinitamente rígidas, puesto que tienen la función de colocar los apoyos en el modelo simulando la realidad y deben transmitirle las cargas sobre la estructura. Para ello, se genera manualmente un material en el programa de cálculo con un módulo elástico muy elevado, para simular esta gran rigidez. En la Figura 6.13 se muestra la creación del material, al que se le ha dado un módulo elástico 10 veces mayor que el módulo elástico del acero (el cual es de $2,1 \cdot 10^5$ MPa).

En cuanto a la sección de estas barras, se empleará la misma sección que se ha aplicado a las barras transversales, empleando como material el de alta rigidez creado previamente.

Definición del material

Acero Hormigón Aluminio Madera Otros

Nombre: MATERIAL APO Descripción: Material para los apoyos (con elevada rigi)

Elasticidad

módulo de Young, E:	2100000,0	(MPa)
coeficiente de Poisson, ν :	0,35	
coeficiente de Kirchoff, G:	27800,00	(MPa)

Resistencia

Característico	150,00	(MPa)
reducción para el cortante:	1,66	

Peso específico (densidad): 26,46 (kN/m³)

Dilatación térmica: 0,000023 (1/°C)

Coeficiente de amortiguamiento: 0,05

☒ Tratamiento térmico

Figura 6.13 Propiedades físicas del material en las barras de los apoyos

6.4 Cargas

La mayoría de las cargas no se ven modificadas por el aumento del canto de la viga, dado que dependen de la geometría del tablero en planta. Aun así, algunas componentes de carga sí han sufrido modificación. A continuación, se muestran los valores de cada acción aplicable sobre la nueva geometría del tablero.

6.4.1 Acciones permanentes de valor constante

6.4.1.1 Peso propio

En el caso del peso propio, el programa Robot calcula automáticamente el peso de la estructura en la dirección del eje Z en función de la sección de cada elemento y de la densidad del material.

El resultado obtenido con el programa de cálculo queda reflejado en la Figura 6.14:

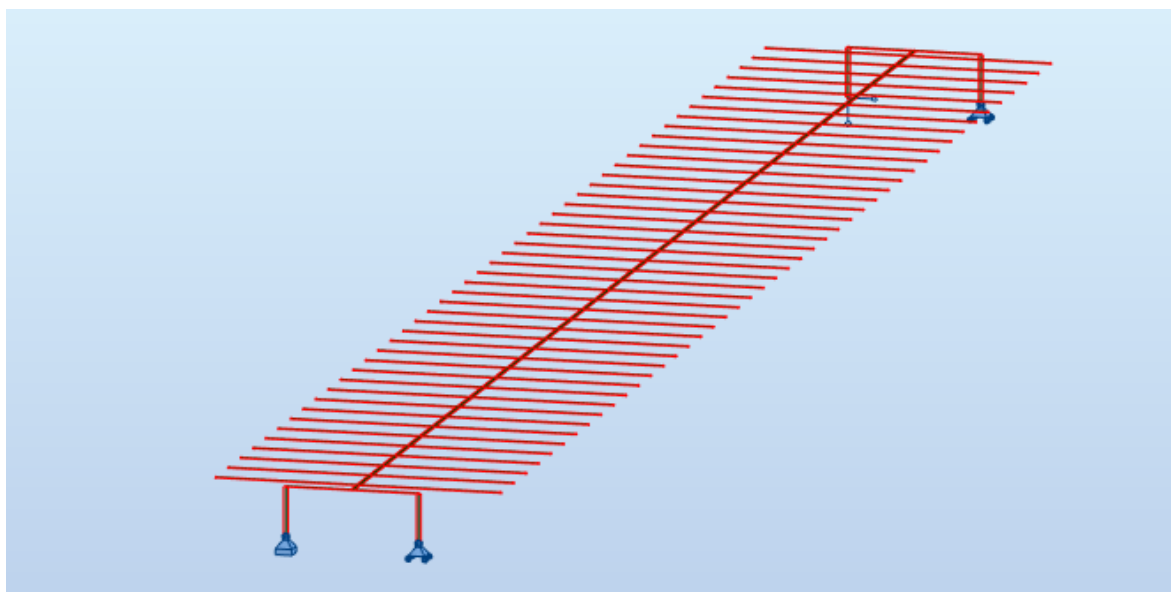


Figura 6.14 Peso propio en el modelo analítico

6.4.1.2 Cargas muertas

Siguiendo el apartado 3.1.2 de la instrucción IAP-11 [7], estas cargas corresponden a todos los elementos no estructurales situados en la estructura, que no aportan ningún tipo de resistencia a la misma, que para este trabajo serán las correspondientes a la capa de rodadura sobre el tablero y a las impostas.

Éstas se obtienen con los mismos valores que para la geometría anterior de la viga, por lo que se concluye que:

- La sobrecarga de la imposta será una carga puntual aplicada en los extremos de cada barra transversal, de 3,06 kN
- La sobrecarga de la capa de rodadura será una carga lineal de 2,50 kN/m aplicada sobre cada barra transversal

De esta manera, se introducen ambas cargas en el programa de cálculo.

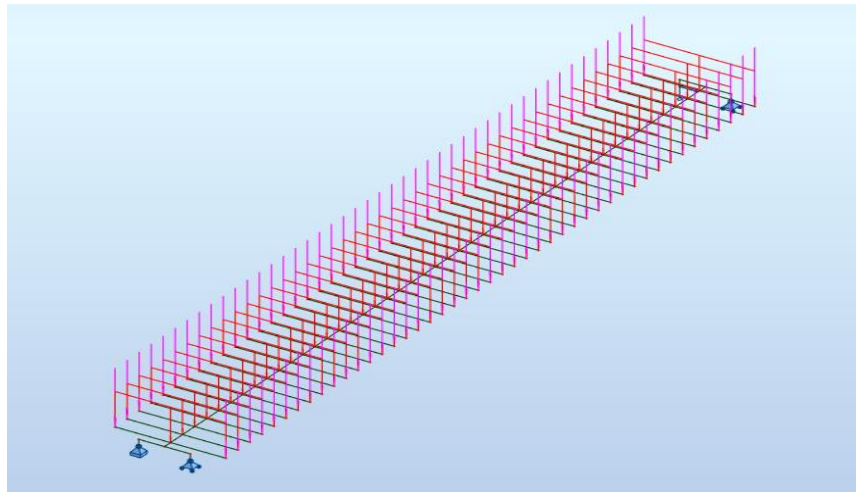


Figura 6.15 Cargas muertas en el modelo analítico

6.4.2 Viento

Para las cargas de viento se procede siguiendo lo indicado en el apartado 4.2. de la IAP-11 [7], “viento”. En este caso entra en juego la altura de la sección transversal de la viga, por lo que la carga final varía con respecto a la calculada con la viga anterior. Por tanto, se procede a obtener el nuevo valor.

Para ello, primero se comprueba si deben tenerse en cuenta los efectos aeroelásticos de viento sobre la estructura, siguiendo el apartado 4.2.9.1 [7].

En este apartado se indica que no será necesaria la comprobación de estos efectos en pasarelas o puentes donde se cumplan las siguientes dos condiciones:

- Luz menor de 80 m
- Frecuencia fundamental de flexión vertical mayor de 2 Hz

El vano de mayor longitud es el central, con 45 m, por tanto, cumple con la primera condición, al igual que los otros dos vanos.

Para comprobar la segunda, es necesario obtener la frecuencia fundamental de flexión vertical, siguiendo la expresión indicada en la instrucción:

$$f_B = 0,18 * \sqrt{g/v} \quad (89)$$

siendo

v: flecha máxima de la estructura (m) bajo la acción de la carga permanente, resultando para la estructura de este estudio en el vano central un valor de 20 mm

g: aceleración de la gravedad (9,8 m/s²)

Por lo que, introduciendo estos valores en la *expresión (89)*, se obtiene:

$$f_B = 0,18 * \sqrt{9,8/0,02} = 3,98 \text{ Hz}$$

Por tanto, cumpliendo estas dos condiciones puede concluirse que no se necesita tener en cuenta los efectos aeroelásticos.

Continuando con lo indicado en la instrucción, el empuje del viento sobre la estructura se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref} \quad (90)$$

siendo:

F_w : empuje horizontal del viento [N]

$\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$: presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m²]

ρ : densidad del aire (1,25 kg/m³)

$v_b(T)$: velocidad básica del viento [m/s] en un periodo de retorno T

c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado

A_{ref} : área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m²]

$c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z

La norma nos indica que el empuje del viento actuará en dos direcciones:

- En la dirección transversal al tablero (Y), acompañado de una componente en el sentido vertical (Z)
- En la dirección longitudinal al tablero (X), paralela al eje del mismo.

Por lo tanto, a continuación, se procederá a calcular todos estos parámetros, para obtener los empujes en estas direcciones.

6.4.2.1 Empuje del viento transversal

La velocidad básica del viento se calculará según la siguiente ecuación:

$$v_b(T) = v_b c_{prob} \quad (91)$$

siendo:

c_{prob} : factor de probabilidad, que para situaciones persistentes y a falta de estudios específicos puede considerarse un periodo de retorno de 100 años, siendo el caso del estudio que se está abarcando ($c_{prob} = 1,04$)

v_b la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años. La calcularemos siguiendo la siguiente ecuación:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (92)$$

Siendo:

c_{dir} : factor direccional del viento que se tomará igual a 1,0 a falta de estudios más precisos

c_{season} : factor estacional del viento que se tomará igual a 1,0 a falta de estudios más precisos

$v_{b,0}$: velocidad básica fundamental del viento [m/s] según el mapa de isotacas que se muestra en la siguiente figura (figura 4.2-1 de la instrucción):



Figura 6.16 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ [7]

Al estar en zona A, le corresponde un valor de 26 m/s

Sustituyendo la ecuación (92) en la ecuación (91), con todos estos valores, se obtiene:

$$v_b(T) = 1,0 * 1,0 * 26 * 1,04 = 27,04 \text{ m/s}$$

Para el coeficiente de exposición $c_e(z)$ se emplea la siguiente ecuación:

$$c_e(z) = k_r^2 \left[c_0^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 k_l c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \text{ para } z \geq z_{\min} \quad (93)$$

donde:

k_l : factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0

k_r : factor del terreno, según la *tabla 4.2-b* de la instrucción

z : altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno (en este caso toma un valor igual a 27 m)

z_0 : longitud de la rugosidad, según la *tabla 4.2-b* de la instrucción

$z_{\min}$: altura mínima, según la *tabla 4.2-b* de la instrucción

c_0 : factor de topografía, que se tomará habitualmente igual a 1,0

Para poder obtener estos parámetros, la instrucción diferencia cinco tipos de entorno posibles, que son:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta a 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, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones u obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 m. [2]

De esta clasificación, podría clasificarse como tipo II igual que tipo III, ya que la situación de la estructura admitiría ambas clasificaciones. Al no estar claro, se escogió el tipo III, que plantea una situación no tan desfavorable como la del tipo II.

Tabla 6.1 Coeficientes k_r , z_0 y $z_{\min}$ según el tipo de entorno (tabla 4.2-b de la instrucción) [7]

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

Sustituyéndolos en la ecuación (93):

$$c_e(z) = 0,216^2 \left[1 * \ln^2 \left(\frac{27}{0,30} \right) + 7 * 1 * 1 * \ln \left(\frac{27}{0,30} \right) \right] = 2,4143$$

Para el coeficiente de fuerza c_f , en la dirección horizontal, se tomará el valor obtenido de la siguiente expresión a falta de datos experimentales:

$$c_{f,h} = 2,5 - 0,3 \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) \quad (94)$$

siendo:

B : la anchura total del tablero, en este caso 6 metros

h_{eq} : altura equivalente obtenida, considerando la de la viga, losa de compresión y las impostas ($2,00 + 0,24 + 0,10 = 2,34\text{m}$)

Sustituyéndolos en la ecuación (94):

$$c_{f,h} = 2,5 - 0,3 \left(\frac{6}{2,34} \right) = 1,7308$$

Para el coeficiente de fuerza c_f en la dirección vertical, la norma indica en el apartado “4.2.5.1.2 Empuje vertical” que toma un valor de $\pm 0,90$

$$c_{f,v} = 0,90$$

El área de referencia A_{ref} en la dirección horizontal es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} :

$$A_{ref,h} = 45 * 2,34 = 105,30 \text{ m}^2$$

Mientras que el área de referencia en la dirección vertical es el área en planta del tablero:

$$A_{ref,v} = 6 * 45 = 270 \text{ m}^2$$

Con todos estos parámetros, ya se puede emplear la ecuación (90) para obtener los empujes horizontales y verticales en sentido del viento transversal al tablero:

$$F_{w,y} [kN] = \left[\frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 2,4143 * 1,7308 * 105,30 * 10^{-3} = 201,076 \text{ kN}$$

$$F_{w,z} [kN] = \left[\frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 2,4143 * 0,90 * 270 * 10^{-3} = 268,096 \text{ kN}$$

Por lo que las cargas por unidad de superficie producidas por estos empujes son:

$$q_{w,y} = \frac{F_{w,y}}{(2,34 * 45) \text{ m}^2} = 1,9096 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,z} = \frac{F_{w,z}}{(6 * 45) \text{ m}^2} = 0,993 \text{ kN/m}^2$$

Convirtiendo las cargas en lineales para su introducción en el programa, se obtiene:

$$q_{w,y} = 1,9096 \text{ kN/m}^2 \times 2,34 \text{ m} = 4,468 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,z} = 0,993 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0,993 \text{ kN/m}$$

Su introducción en el programa se hará en dos casos de carga, uno con la componente vertical del empuje positiva y el otro con la componente negativa, obteniendo el resultado de la figura siguiente:

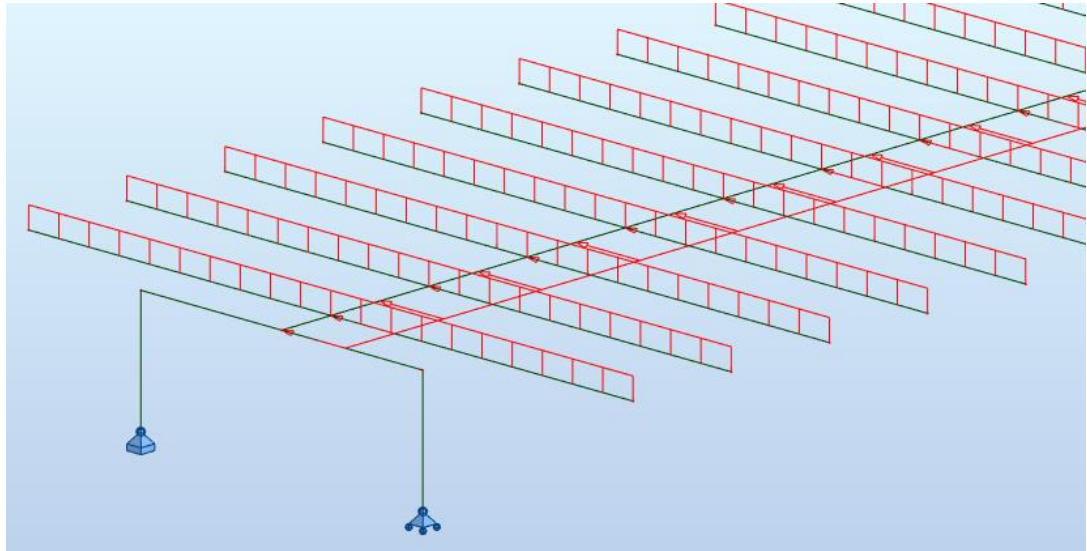


Figura 6.17 Carga 1 de viento en el modelo analítico

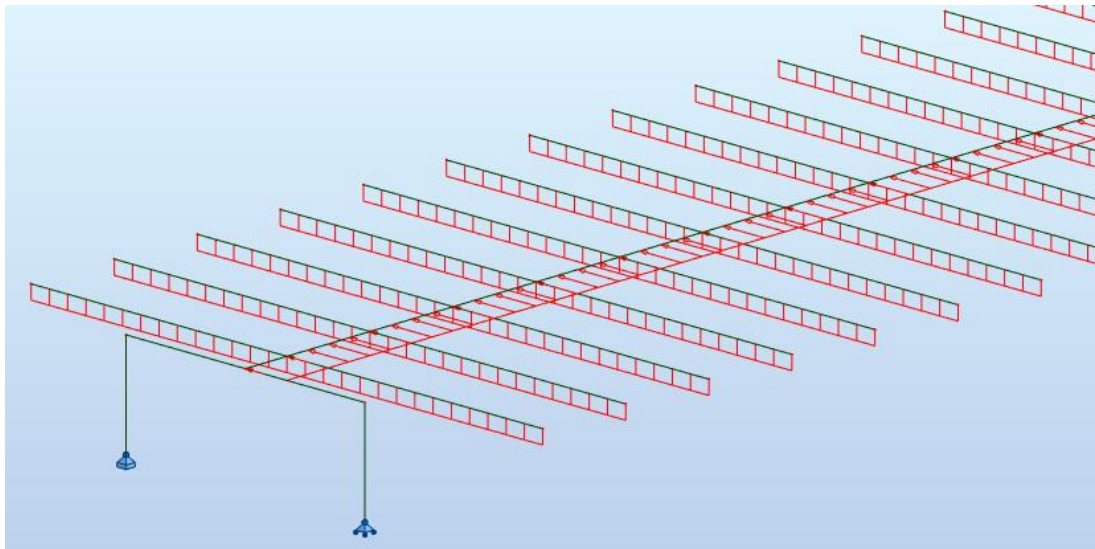


Figura 6.18 Carga 2 de viento en el modelo analítico

6.4.2.2 Empuje del viento longitudinal

Por otro lado, los empujes del viento en sentido longitudinal al tablero se definen en el apartado de la instrucción “4.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal” [7].

En él, se dice que estos empujes se calculan como el 25% del empuje transversal (dirección Y) multiplicado por un coeficiente reductor.

$$F_{w,x} = 0,25 * F_{w,y} * C_{reductor} \quad (95)$$

Siendo este coeficiente reductor el resultado de:

$$C_{reductor} = 1 - \left[\frac{7}{c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7} \right] \Phi \left[L/L(z) \right] \quad (96)$$

siendo:

$$\Phi \left[L/L(z) \right] = 0,230 + 0,182 * \ln \left[L/L(z) \right] \text{ si } 0 \leq \Phi \left[L/L(z) \right] \leq 1$$

L: longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal (45 m)

$$L(z) = 300 \left(z/200 \right)^\alpha \text{ para nuestro caso } (z_{\min} \leq z \leq 200)$$

El coeficiente α se define por la instrucción en la *tabla 4.2-d*:

Tabla 6.2 Coeficiente α según el tipo de entorno [7]

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

En este caso, α da un valor de 0,61, por lo que:

$$L(z) = 300 \left(27/200 \right)^{0,61} = 88,435$$

$$\Phi \left[L/L(z) \right] = 0,230 + 0,182 * \ln \left[45/88,435 \right] = 0,107$$

Sustituyendo estos valores en la *ecuación (96)*:

$$C_{reductor} = 1 - \left[\frac{7}{1,0 * \ln \left(\frac{27}{0,30} \right) + 7} \right] * 0,107 = 0,935$$

Por lo tanto, los empujes en la dirección longitudinal del tablero, horizontales y verticales sustituyendo en la *ecuación (95)* serán:

$$F_{w,x} = 0,25 * 201,076 * 0,935 = 47,002 \text{ kN}$$

Para aplicar esta carga en el modelo se introducirá en la barra longitudinal. Por tanto, para obtener la carga lineal:

$$q_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{45 \text{ m}} = 1,044 \text{ kN/m}$$

Introduciendo la carga en el programa de cálculo, se obtiene lo mostrado en la figura siguiente:

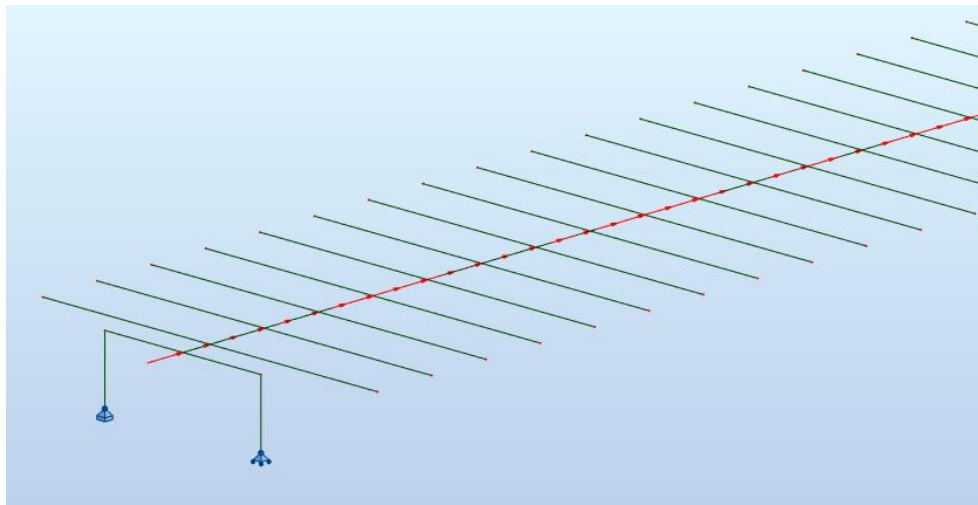


Figura 6.19 Cargas de viento en el modelo analítico

6.4.3 Nieve

En el caso de las cargas debidas a la nieve, se procederá según el apartado 4.4.2 de la instrucción IAP-11, “sobrecarga de nieve en tableros” [7], el cual establece el valor de la sobrecarga según la ecuación siguiente:

$$q_k = 0,8 * s_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (97)$$

En este caso, el valor de la carga es igual que para la viga anterior, por lo que el cálculo de la sobrecarga queda de la siguiente manera:

$$q_k = 0,8 * 0,4 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando esta carga por el ancho de área tributaria de 1,0 m, de nuevo se obtendría una carga lineal de 0,32 kN/m aplicada sobre las barras transversales. Representándolo en Robot se obtiene el siguiente resultado:

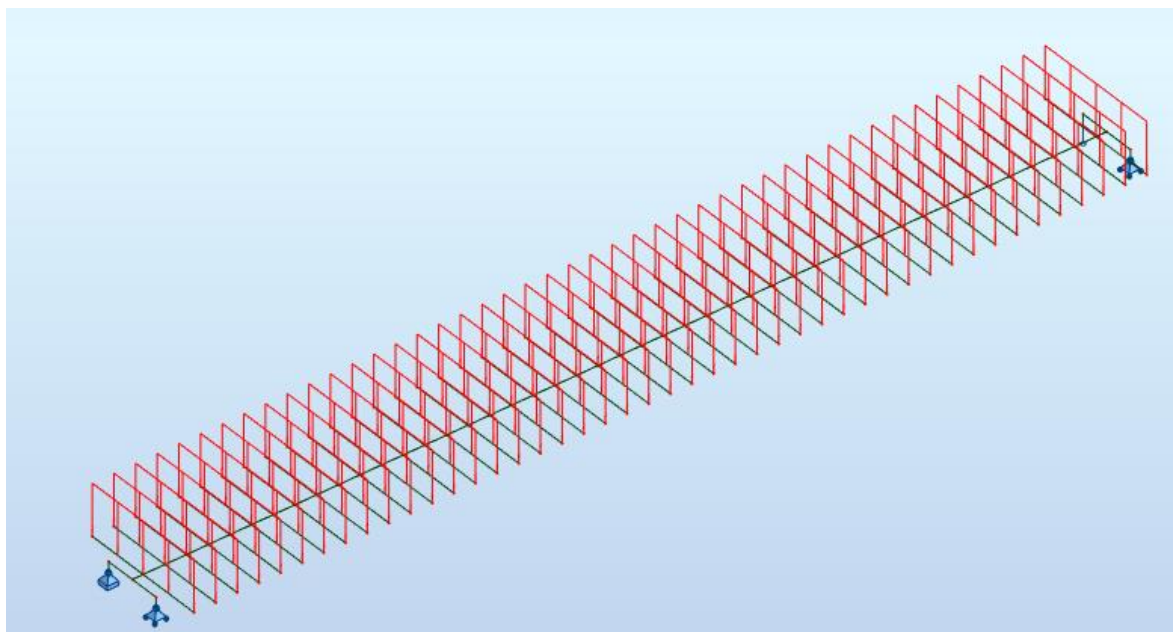


Figura 6.20 Cargas de nieve en el modelo analítico

6.4.4 Sobrecarga de uso

Para el caso de la sobrecarga de uso, el apartado 4.1.8 “sobrecarga de uso en pasarelas” [7] de la instrucción IAP-11 indica que, para determinar los efectos estáticos debidos al tráfico de peatones, debe considerarse simultáneamente:

- Una carga vertical uniformemente distribuida q_{fk} de valor igual a 5 kN/m^2 .
- Una fuerza horizontal longitudinal Q_{flk} de valor igual al 10% del total de la carga vertical q_{fk} , actuando en el eje del tablero al nivel de la superficie del pavimento.

Como en el resto de las cargas se ha realizado, para implementar la carga q_{fk} en el modelo se multiplicará por el ancho de área tributaria, obteniendo la siguiente carga lineal que se aplicará en las barras transversales:

$$q_{fk} = 5 * 1,0 = 5 \text{ kN/m}$$

La fuerza horizontal que indica la instrucción se obtendrá calculando el 10% de q_{fk} :

$$Q_{flk} = 0,1 * 5 = 0,5 \text{ kN/m}$$

Finalmente, estas cargas se introducirán en el programa de cálculo siguiendo los distintos casos de sobrecarga presentados en apartados anteriores para la viga de 1,5m de cato.

Estos casos se muestran mejor en la Figura 6.21.

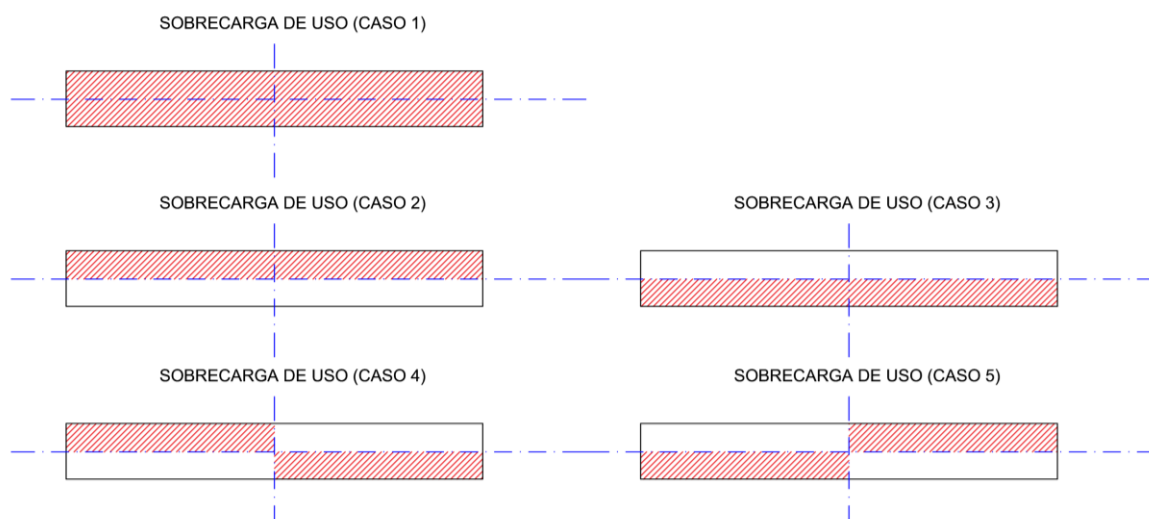


Figura 6.21 Esquema en planta de los distintos casos de Sobrecarga de Uso

Estos casos no serán concomitantes unos con otros, es decir, sólo puede darse uno de los casos a la vez. Introduciendo las cargas en el programa de acuerdo a estos esquemas, se obtienen los casos siguientes:

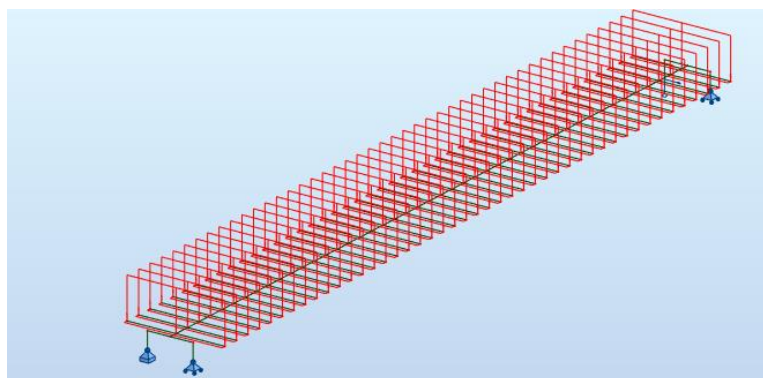


Figura 6.22 Caso 1 de sobrecargas en el modelo analítico

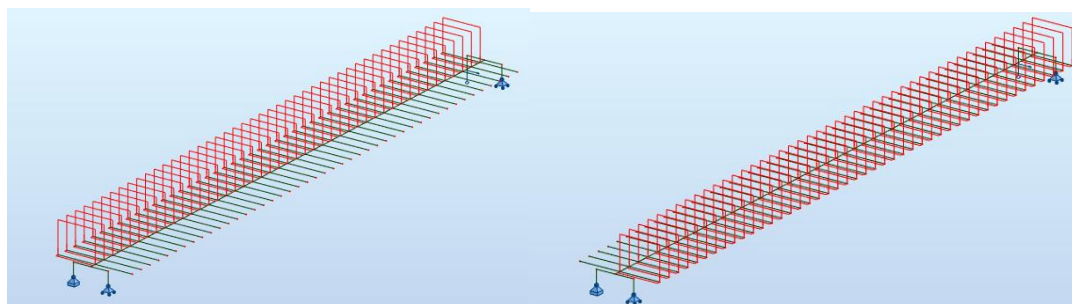


Figura 6.23 Casos 2 y 3 de sobrecargas en el modelo analítico

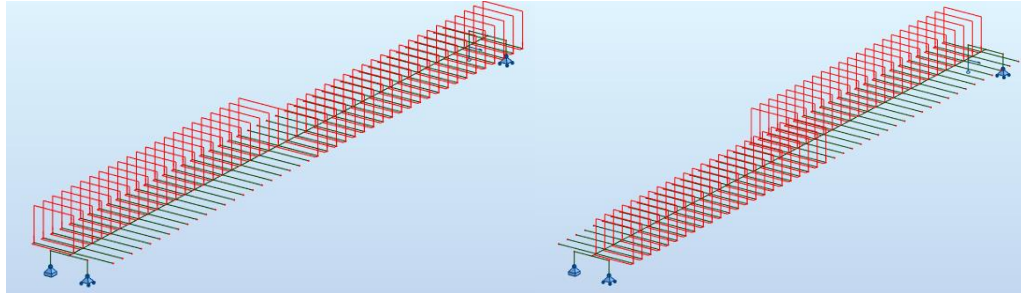


Figura 6.24 Casos 4 y 5 de sobrecargas en el modelo analítico

6.5 Combinación de acciones

Una vez definidas las diferentes acciones que actúan sobre la estructura, continuando con lo indicado en el apartado 6.3 “Combinación de Acciones” de la IAP-11 [7], se realizarán las combinaciones necesarias de estas acciones para identificar cuáles de ellas son críticas, y observar el efecto que generan.

Se realizarán combinaciones para comprobación en Estado Límite Último (ELU), así como en Estado Límite de Servicio (ELS).

6.5.1 Comprobación en Estado Límite Último (ELU)

La norma indica que, en Estado Límite Último, se realizarán combinaciones en situación persistente o transitoria, situación accidental y situación sísmica. Las acciones accidentales o sísmicas quedaban fuera de este estudio, como se explicó anteriormente, por lo que se procede a evaluar la situación persistente.

La combinación de las acciones se realizará en función de la expresión siguiente:

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

Siendo:

$G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente

$G_{k,m}^*$: valor característico de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,1}$: valor característico de la acción variable dominante

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

γ_G, γ_Q : coeficientes parciales

Los coeficientes parciales para las acciones y los factores de simultaneidad se obtienen de las siguientes tablas incluidas en la IAP-11.

Tabla 6.3 Factores de simultaneidad ψ [7]

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

Tabla 6.4 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELU [7]

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

6.5.2 Comprobación en Estado Límite de Servicio (ELS)

La IAP-11 establece tres casos de combinación de acciones según el estado límite de servicio a comprobar, que son combinación característica, combinación frecuente y combinación casi-permanente.

Para este estudio se empleará la combinación frecuente, para verificación de ELS reversibles, que se obtiene de la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (99)$$

Los coeficientes parciales para estado límite de servicio también se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 6.5 Coeficientes parciales para las acciones (γ) en ELS [7]

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

6.5.3 Introducción de las combinaciones y coeficientes

Establecidas las combinaciones que se van a comprobar, se introducirán en el programa de cálculo. Dado que se está siguiendo la normativa IAP-11 y el programa Robot realiza las combinaciones siguiendo la EHE-99, se introdujeron los coeficientes de la *tabla*

6.3, *tabla 6.4* y *tabla 6.5* manualmente, empleando el editor de regulamientos de combinaciones según norma.

Una vez introducidos los coeficientes y combinaciones de cargas, se obtiene el resultado mostrado en la siguiente figura:

Norma:

IAP-11

Versión:

17.0

	Naturaleza	Subnaturalez	$\gamma_{\max}$	$\gamma_{\min}$	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_i	ξ_z
1	Permanente		1.35	1	1	1										
2	Explotación		1.5		1		0.4				0.4					
3	Viento		1.5		1		0.3				0.2					
4	Nieve		1.5		1		0.8									
5	Temperatura		1.5		1		0.6				0.6	0.5				
6	Accidental					1										
7	Sísmica					1										
8																

		Tipo de combinación	Tipo de usuario	Cargas		
				Permanente	Explotación	Ac
1	ELU	STD		(2) $\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_{\max}^{(i)}$	(19) $Q_i \cdot \gamma_i + \sum_{j \geq 1, j \neq i} Q_j \cdot \gamma_j \cdot \Psi_{0,1}$	(0) —
2	ELS	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) —
3	ELS	FRE		(1) $\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)}$	(20) $Q_i \cdot \Psi_1 + \sum_{j \geq 1, j \neq i} Q_j \cdot \Psi_{2,1}$	(0) —

Figura 6.25 Introducción de coeficientes parciales, factores de simultaneidad y combinaciones en el programa Robot

Una vez modificado, se introducen las combinaciones según norma automáticas completas. En primer lugar, hay que indicar al programa los modelos según los cuales realizará las combinaciones, que son según estado límite último y estado límite de servicio frecuente, como se indicó anteriormente. Esto queda reflejado en la siguiente figura:

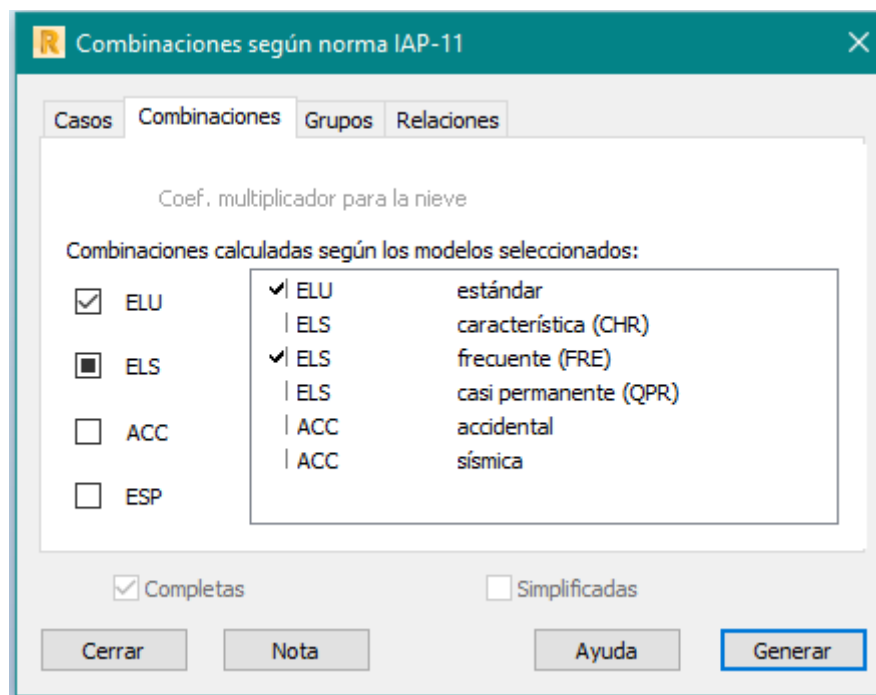


Figura 6.26 Selección de las combinaciones

A continuación, en la pestaña de grupos se definen distintos grupos de cargas según su naturaleza, conectadas por las relaciones lógicas correspondientes, tal como se aprecia en la figura siguiente:

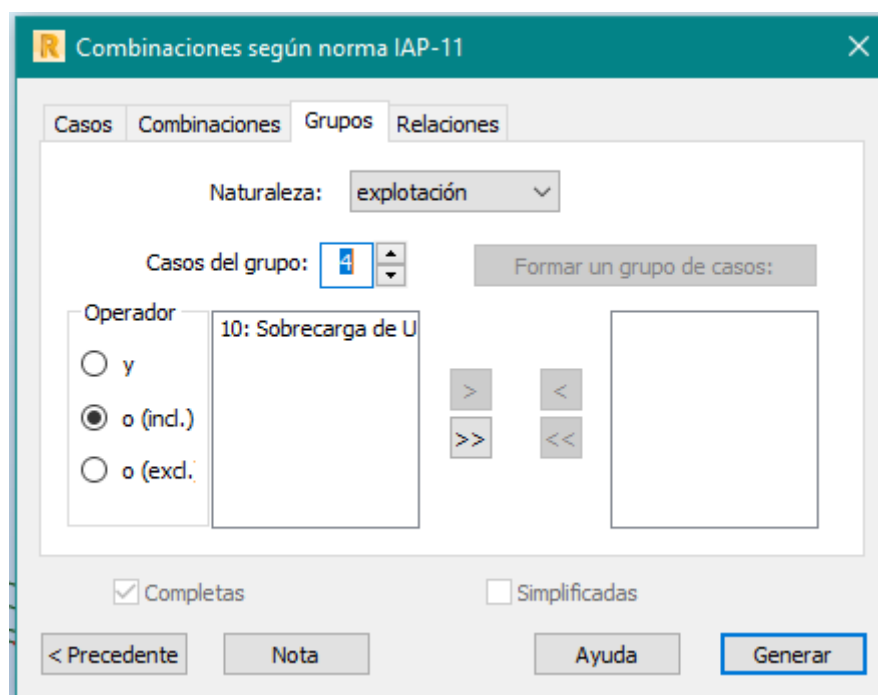


Figura 6.27 Definición de grupos para la combinación de las cargas

Por último, se generarán las diferentes relaciones entre todos los grupos de cargas, conectados con las relaciones lógicas según la concomitancia. Así, para las cargas permanentes, actuarán todas a la vez, mientras que las cargas de explotación no se darán juntas, actuando únicamente una de ellas (empleando el operador “o (incl..)”).

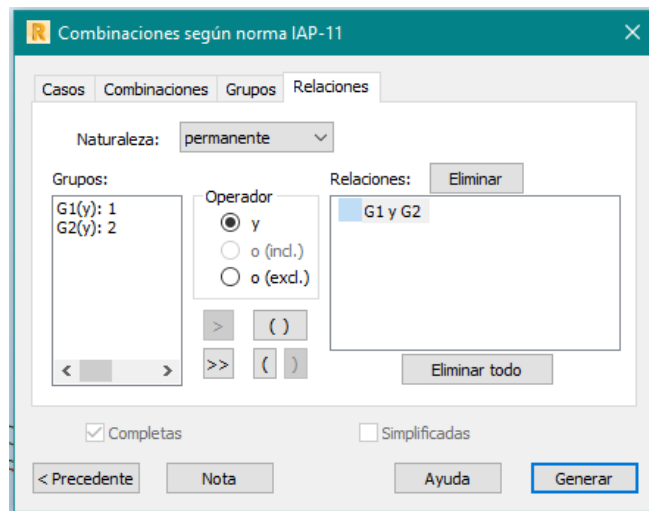


Figura 6.28 Definición de relaciones para las cargas permanentes

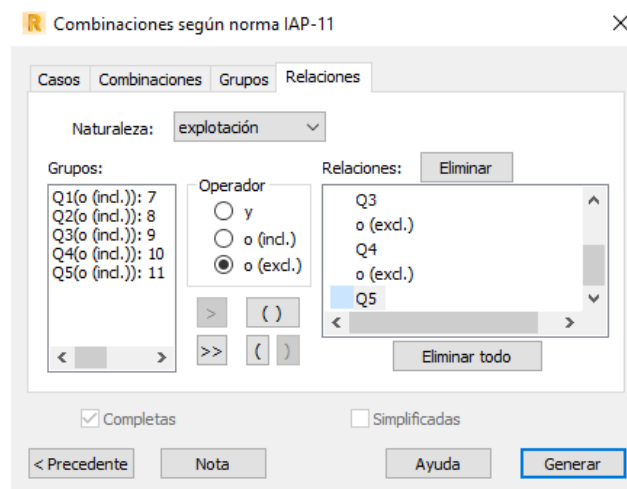


Figura 6.29 Definición de las relaciones para sobrecargas de uso



Figura 6.30 Definición de relaciones para las cargas de viento

Una vez establecidas las relaciones, se generan las combinaciones de carga y se obtienen los resultados, como se verá en el siguiente apartado.

6.6 Cálculo y obtención de resultados

Con todos los valores introducidos y las combinaciones definidas y generadas, el programa realizará los cálculos, mostrando las leyes de esfuerzos del modelo y sus envolventes. Pueden mostrarse los resultados para ELU, ELS o para cada caso de cargas por separado. En la Figura 6.31 pueden verse los valores de cortante y flector para el caso de Peso Propio.

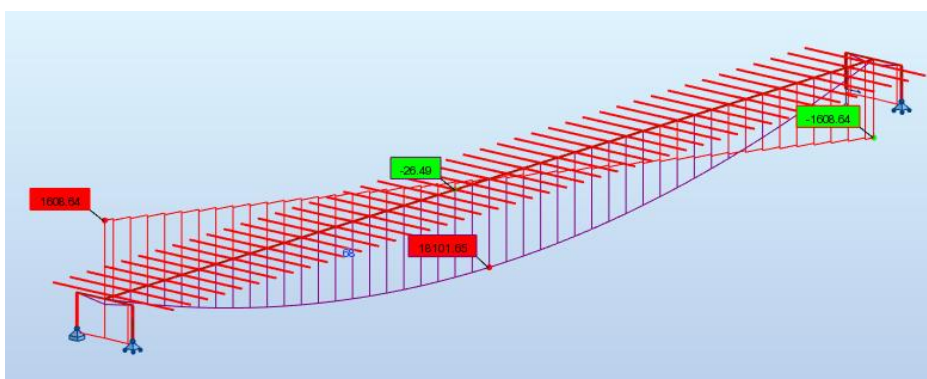


Figura 6.31 Visualización de resultados de cortante y momento flector para el caso de peso propio

Las leyes de cortantes, momento y torsor en la barra longitudinal quedan reflejadas en la siguiente figura:

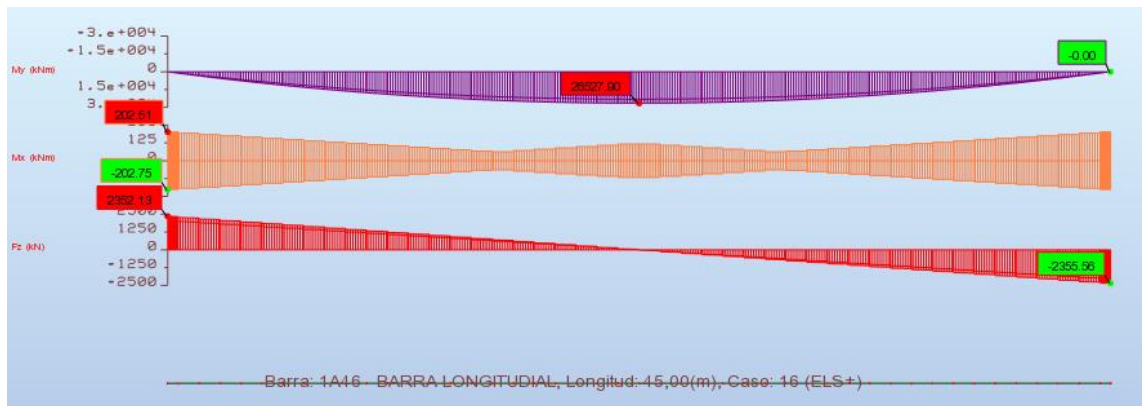


Figura 6.32 Leyes de cortantes, momento flector y torsor de la barra longitudinal (ELU+)

En el apartado “7.1.1 Estado límite de deformaciones”, la IAP-11 indica que el valor de la flecha máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga no deberá superar $L/1200$ en pasarelas [7], siendo L la luz del vano en cuestión (45 metros).

$$\frac{45000}{1200} = 39,6 \text{ mm}$$

Siguiendo la ecuación (99), aplicando los distintos coeficientes, el valor frecuente de la sobrecarga para la comprobación de la flecha es el siguiente:

$$\gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} = 1,00 * 0,4 * 5,0 \text{ kN/m} = 2,0 \text{ kN/m}$$

El valor máximo de la deformada obtenido del programa de cálculo es de 20 mm, tal y como se muestra en la Figura 6.33:



Figura 6.33 Diagrama de deformaciones y valor de flecha máxima

Por tanto, la flecha máxima de la estructura cumple la condición de la IAP-11.

6.6.1 Comprobación manual de las envolventes obtenidas

Para garantizar la fiabilidad de los resultados aportados por el programa de cálculo, se realizará un cálculo manual de los resultados de las envolventes al igual que se hizo en los apartados anteriores.

Se detallan estas comprobaciones a continuación.

6.6.1.1 Comprobación de reacciones

En primer lugar, se calculan de forma manual las reacciones en cada uno de los 4 apoyos, para comparar posteriormente con los obtenidos por el programa de cálculo.

Esto podría hacerse dividiendo la carga de peso propio (multiplicada por la luz del vano) por 4. Se obtendría así el valor aproximado de la reacción en un solo apoyo.

Para obtener una aproximación del peso propio de manera manual, se realiza el producto de la densidad del material (se emplea la del hormigón) por el área de la sección (se emplea el área de la sección de viga más losa).

$$PP = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} * 29.146,095 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 72,865 \text{ kN/m}$$

Se obtiene un valor de $PP = 72,865 \text{ kN/m}$.

El valor de la reacción, como se ha explicado anteriormente, se obtendría de la siguiente manera:

$$R_{\text{calculo}} = \frac{PP [\text{kN/m}] * 45\text{m}}{4} = 819.734 \text{ kN}$$

El programa de cálculo, por otro lado, facilita el valor de la reacción en cada nudo, para el caso de carga de Peso Propio:

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	0,00	0,00	822,29	0,00	0,00	0,00
Nudo	148	148	150	148	150	150
Caso	1	1	1	1	1	1
MIN	-0,00	-0,00	822,29	-0,00	-0,00	0,0
Nudo	149	150	148	147	147	147
Caso	1	1	1	1	1	1

Figura 6.34 Valor de Reacciones (Caso de carga de Peso Propio)

Vemos que se obtiene un valor de reacción $R_{\text{max}} = 822,29 \text{ kN}$

Puede comprobarse que, comparando la reacción de cálculo con la reacción máxima obtenida por el programa, se obtienen valores similares, con diferencias mínimas.

$$R_{\text{calculo}} = 819,73 \text{ kN} \approx R_{\text{max}} = 822,29 \text{ kN}$$

De igual manera, el valor de la carga de peso propio total calculada a mano (el valor de la reacción de cálculo multiplicado por 4) tendría un valor de:

$$Q_{\text{calculo,tot}} = 3.278,94 \text{ kN}$$

El cual es aproximadamente igual a la suma final de reacciones obtenida del programa de cálculo:

$$Q_{\text{max}} = 3.289,17 \text{ kN} \approx Q_{\text{calculo,tot}} = 3.278,94 \text{ kN}$$

6.6.1.2 Comprobación Momento Máximo bajo Peso Propio

A continuación, se compara el momento máximo en el centro del vano obtenido del programa (M_{max}) con el momento máximo que puede obtenerse de manera manual (M_{calculo}).

Así, para la carga de Peso Propio, el programa de cálculo proporciona el valor de momento máximo $M_{\text{max}} = 18.101,65 \text{ kNm}$.

Esfuerzos - Caso: 1 (PESO PROPIO)						
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	822,29	0,00	1608,64	0,00	18101,65	0,00
Barra	149	2	1	139	23	36
Nudo	150	2	1	1	24	37
Caso	1	1	1	1	1	1
MIN	-0,00	-0,00	-1608,64	-0,00	-26,49	-0,00
Barra	139	147	46	2	87	10
Nudo	1	140	47	2	22	11
Caso	1	1	1	1	1	1

Figura 6.35 Valor Momento máximo en el centro del vano (caso de carga de Peso Propio)

A continuación, se realiza el cálculo de manera manual, mediante la siguiente expresión:

$$M_{\text{calculo}} = \frac{PP * L^2}{8} = \frac{72,865 \text{ kN/m} * 45^2}{8} = 18.443,95 \text{ kNm}$$

Se observa de nuevo que ambos valores son similares, por lo que puede asegurarse la correcta definición del modelo en el programa.

$$M_{\text{max}} = 18.101,65 \text{ kNm} \approx M_{\text{calculo}} = 18.443,95 \text{ kNm}$$

6.6.1.3 Comprobación Ley de momentos en ELU

Al igual que en los apartados anteriores, planteando una viga biapoyada, sometida a una carga lineal Q igual a la suma de las cargas de peso propio, las sobrecargas de uso y las cargas muertas (valores mayorados), puede calcularse su ley de momentos para comparar el valor máximo con el obtenido en el programa, y así poder compararlo con el flector máximo obtenido por el programa de cálculo en ELU.

El momento flector máximo de cálculo obtenido es de:

$$M_{max,cal} = \frac{Q * L^2}{8} = 43.507,125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$$Q = PP * 1,35 + CM * 1,35 + SCU * 1,5 = 171,88 \text{ kN/m}$$

$$PP = 72,865 \text{ kN/m}$$

$$CM = 2,50 \text{ kN/m}^2 * 6\text{m} + 2 * \left(\frac{3,06 \text{ kN}}{1\text{m}} \right) = 21,12 \text{ kN/m}$$

$$SCU = 5 \text{ kN/m}^2 * 6\text{m} = 30 \text{ kN/m}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

El valor del momento flector máximo obtenido de la ley de momentos generada por el programa de cálculo, como se veía en la Figura 4.39, es el siguiente:

$$M_{max} = 44.476,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De nuevo, se han obtenido dos valores similares.

$$M_{max,cal} = 43.507,125 \text{ kN} \cdot \text{m} \approx M_{max} = \mathbf{44.476,50 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

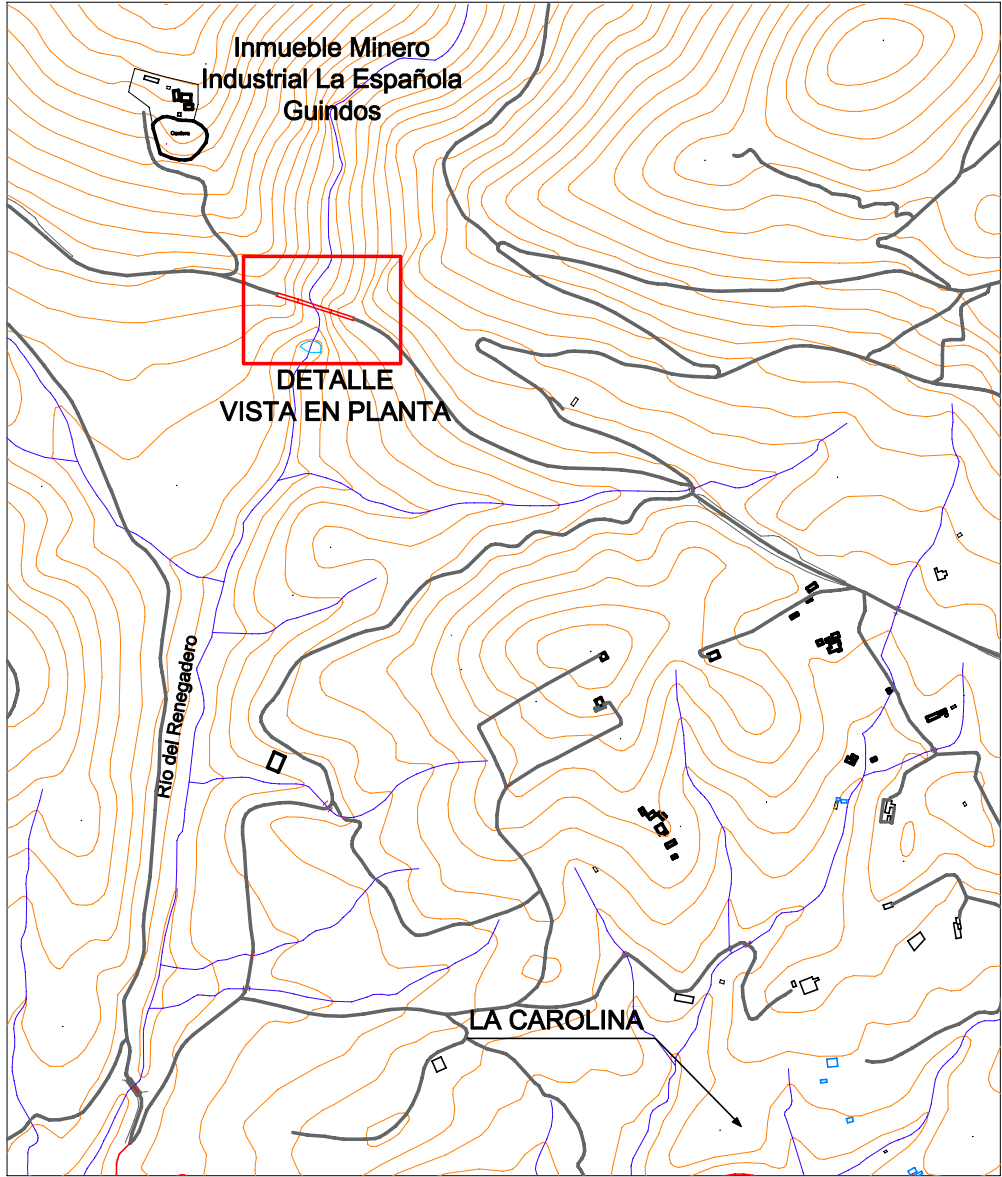
De esta manera, se da por válido el modelo introducido en el programa de cálculo, así como las leyes obtenidas, de cara al posterior dimensionamiento de la armadura.

7 ANEXO 2: PLANOS

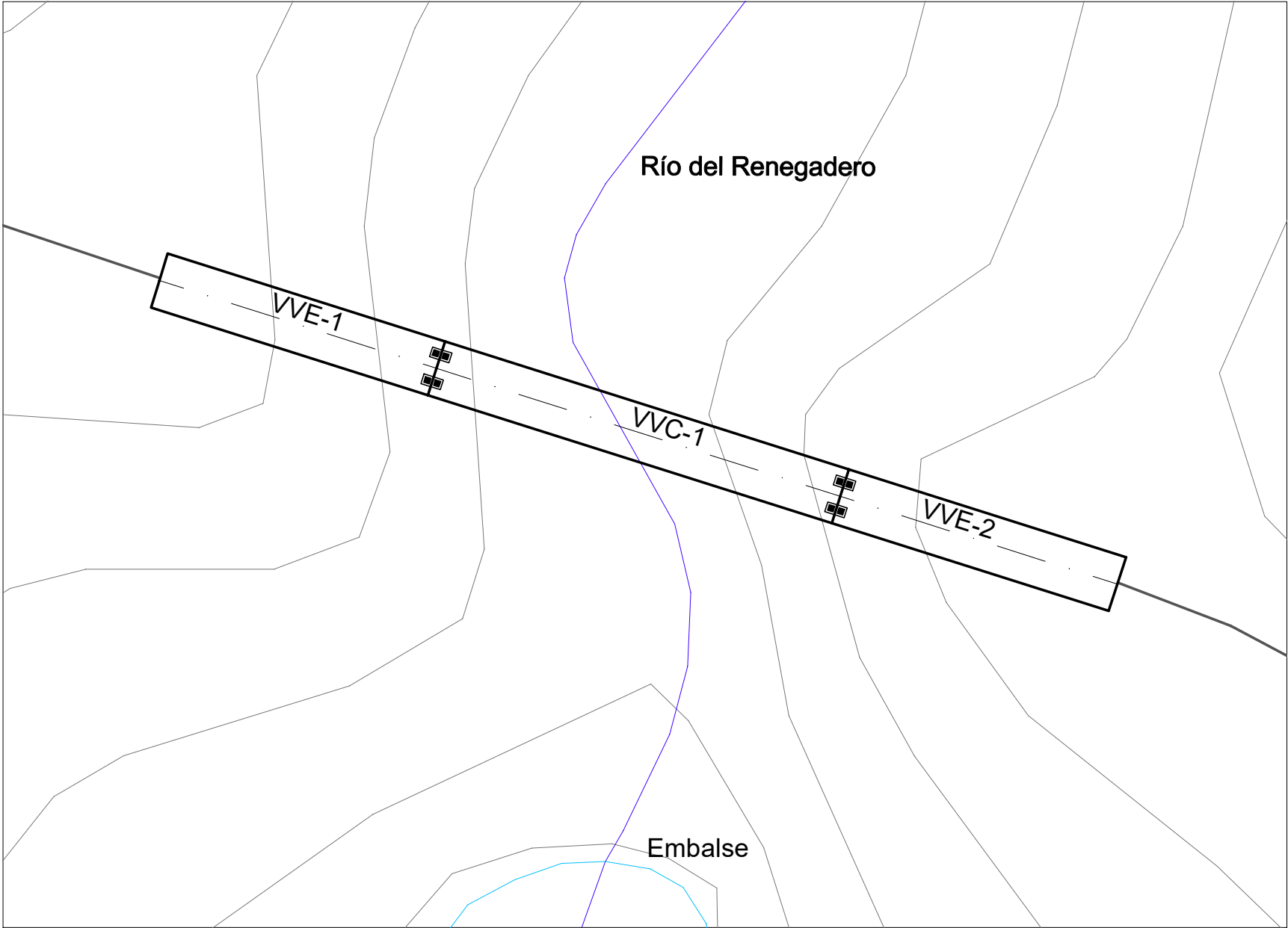
A continuación, se nombra la lista de los planos que aparecen en este anexo:

- Plano 1-7: plano de situación
- Plano 2-7: Geometría de la superestructura (vano central)
- Plano 3-7: Geometría de la superestructura (vano externo)
- Plano 4-7: Plano de fabricación de la viga (vano central)
- Plano 5-7: Plano de fabricación de la viga (vano externo)
- Plano 6-7: Sección transversal y replanteo de las prelosas (vano externo)
- Plano 7-7: Sección transversal y replanteo de las prelosas (vano central)

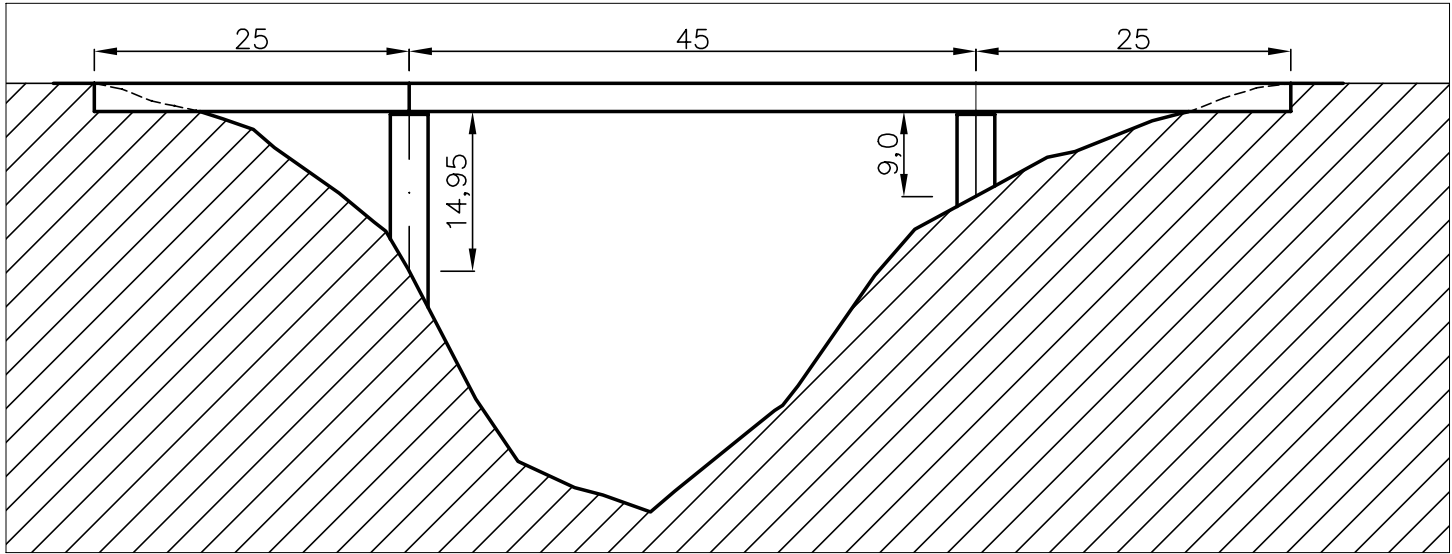
SITUACIÓN GENERAL
ESCALA 1:1000



PLANTA
ESCALA 1:600

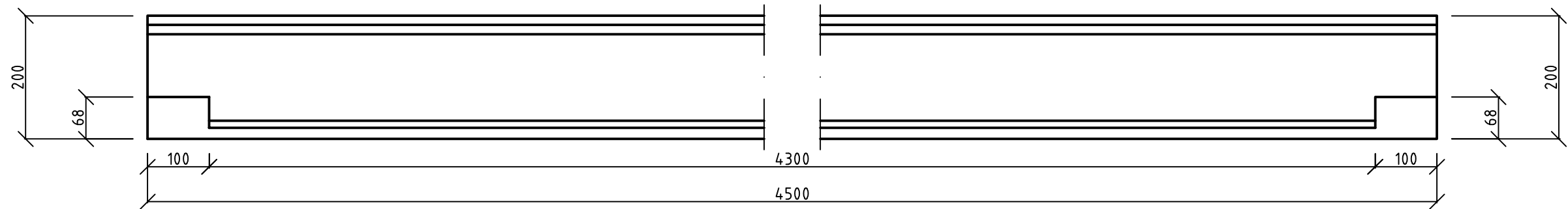


ALZADO
ESCALA 1:600 (COTAS EN m)

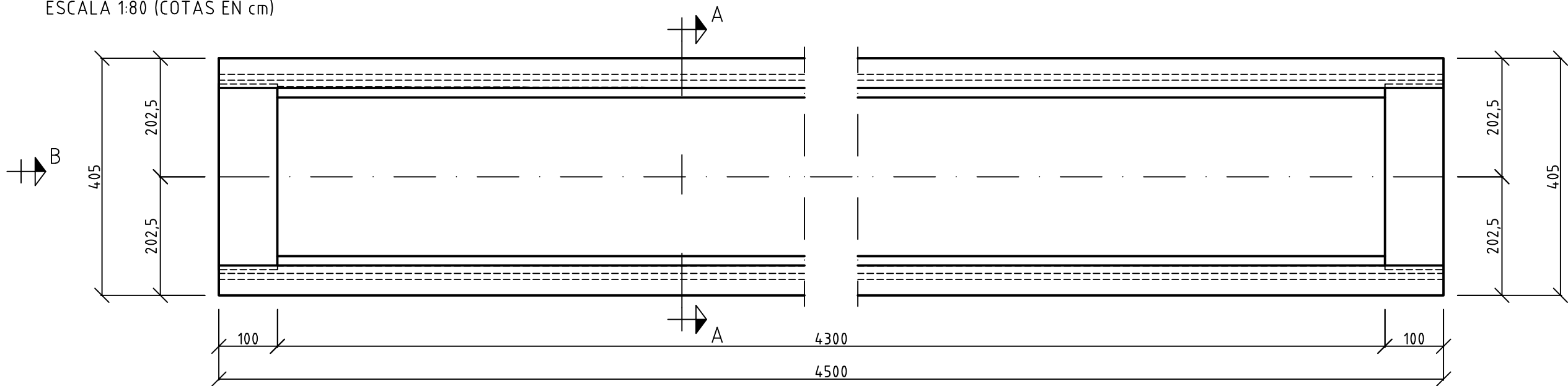


	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	02/05/19	DAVID IZQUIERDO		
COMPROBADO				
ESCALA:				
VARIAS	PLANO DE SITUACIÓN SITUACIÓN GENERAL, PLANTA Y ALZADO			Nº PLANO PLANO Nº 1 – 7
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

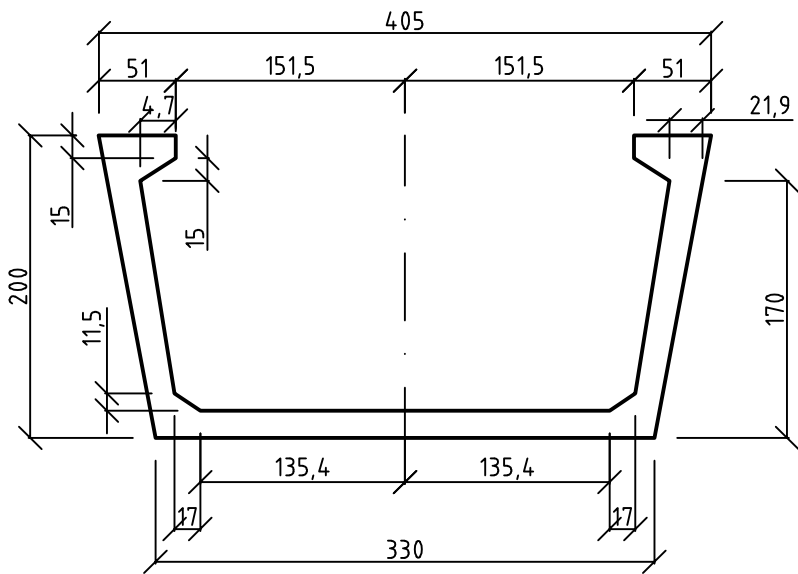
SECCIÓN LONGITUDINAL
ESCALA 1:80 (COTAS EN cm)



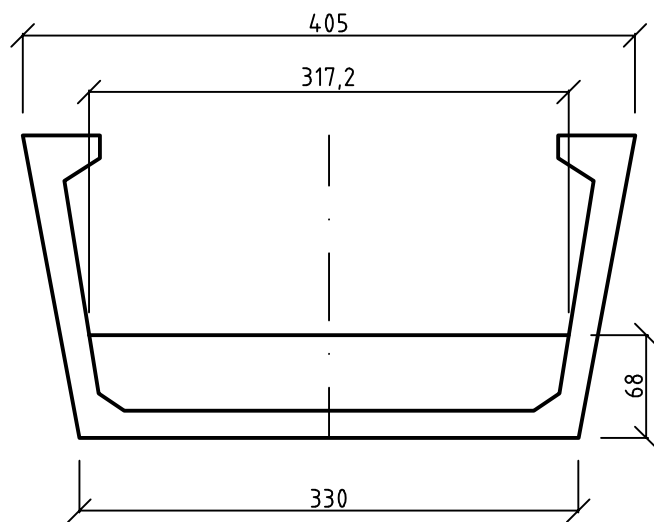
SECCIÓN EN PLANTA
ESCALA 1:80 (COTAS EN cm)



SECCIÓN A-A
ESCALA 1:50 (COTAS EN cm)



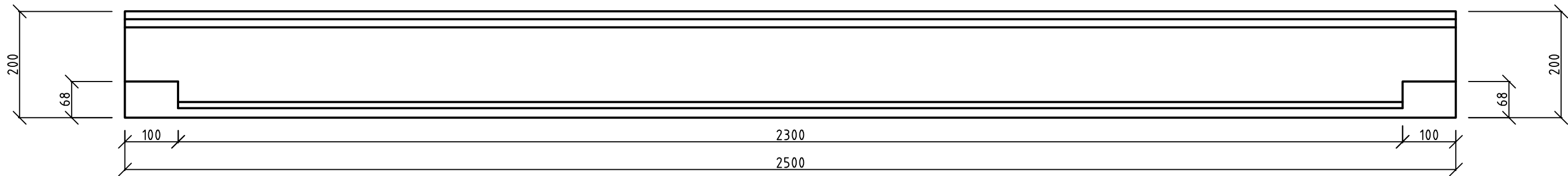
SECCIÓN VISTA POR B
ESCALA 1:50 (COTAS EN cm)



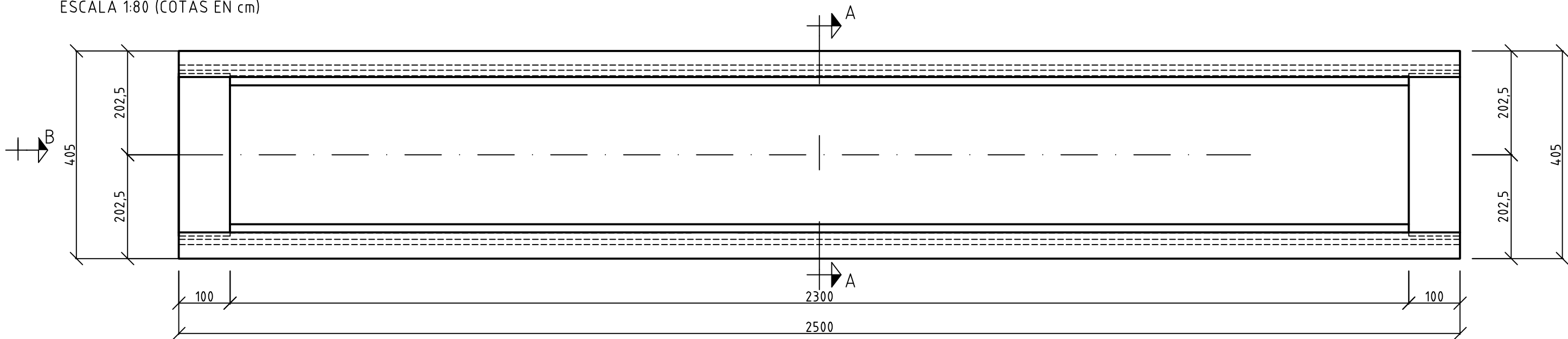
VIGA	UNID.	PESO (Tn.)
VVC	1	165,89

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	07/06/19	DAVID IZQUIERDO		
COMPROBADO				
ESCALA:	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA SUPERESTRUCTURA VIGA DEL VANO CENTRAL VVC (45,00 m)			Nº PLANO PLANO Nº 2 - 7
VARIAS				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

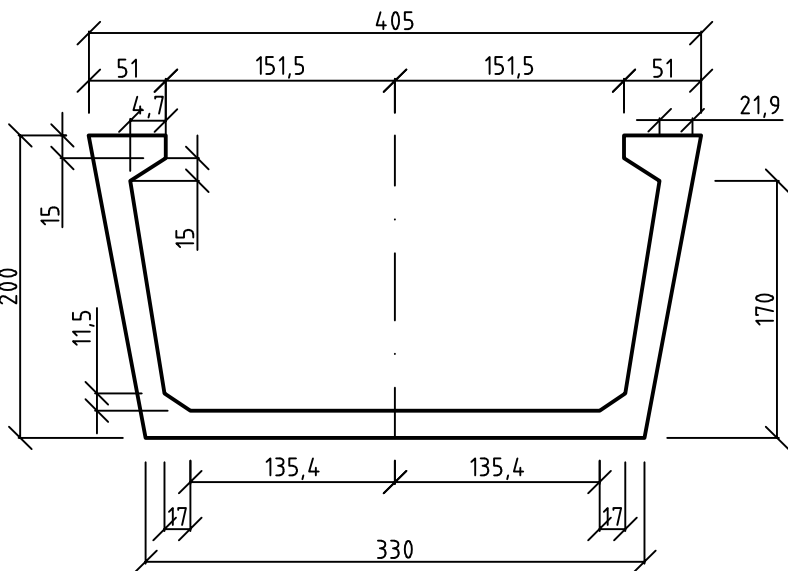
SECCIÓN LONGITUDINAL
ESCALA 1:80 (COTAS EN cm)



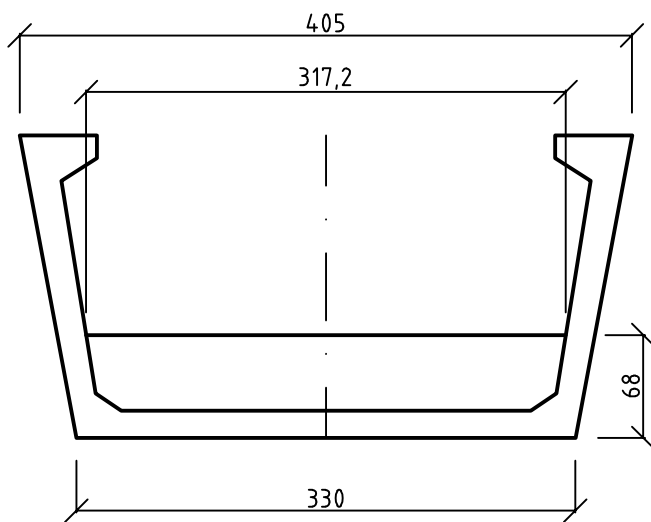
SECCIÓN EN PLANTA
ESCALA 1:80 (COTAS EN cm)



SECCIÓN A-A
ESCALA 1:50 (COTAS EN cm)



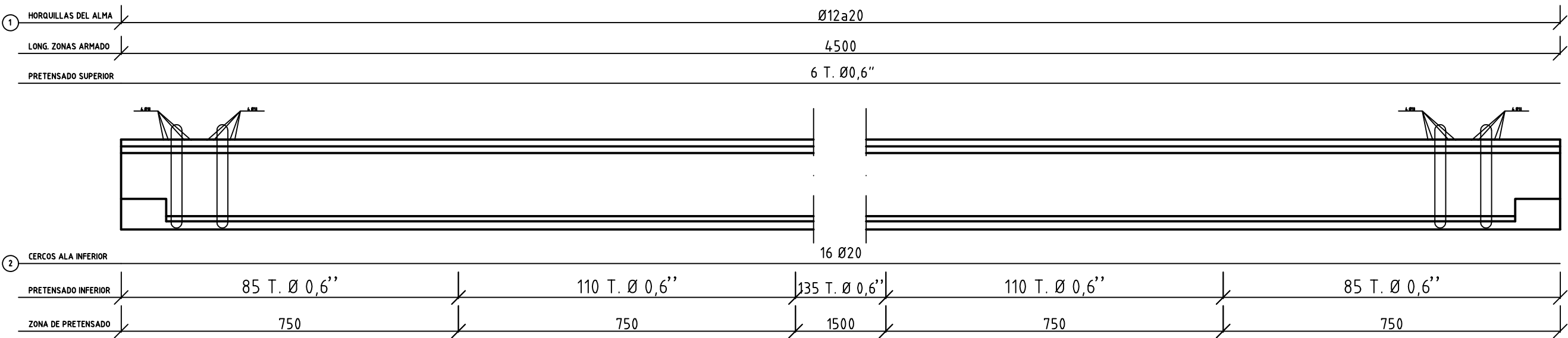
SECCIÓN VISTA POR B
ESCALA 1:50 (COTAS EN cm)



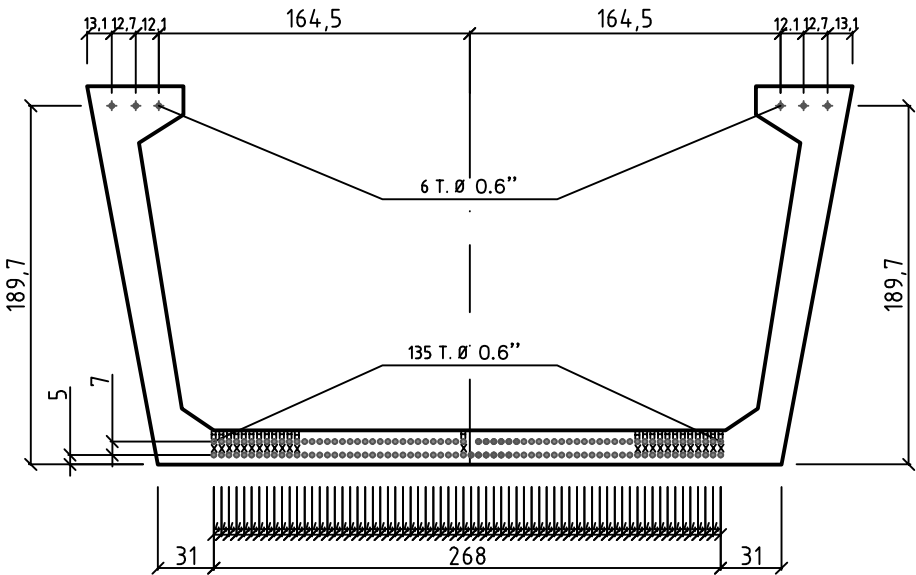
VIGA	UNID.	PESO (Tn.)
VVE	2	92,163

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	07/06/19	DAVID IZQUIERDO		
COMPROBADO				
ESCALA:	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA SUPERESTRUCTURA VIGA DEL VANO EXTERNO VVE (25,00 m)			Nº PLANO PLANO Nº 3 - 7
VARIAS				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

SECCIÓN LONGITUDINAL
ESCALA 1:100 (COTAS EN cm)

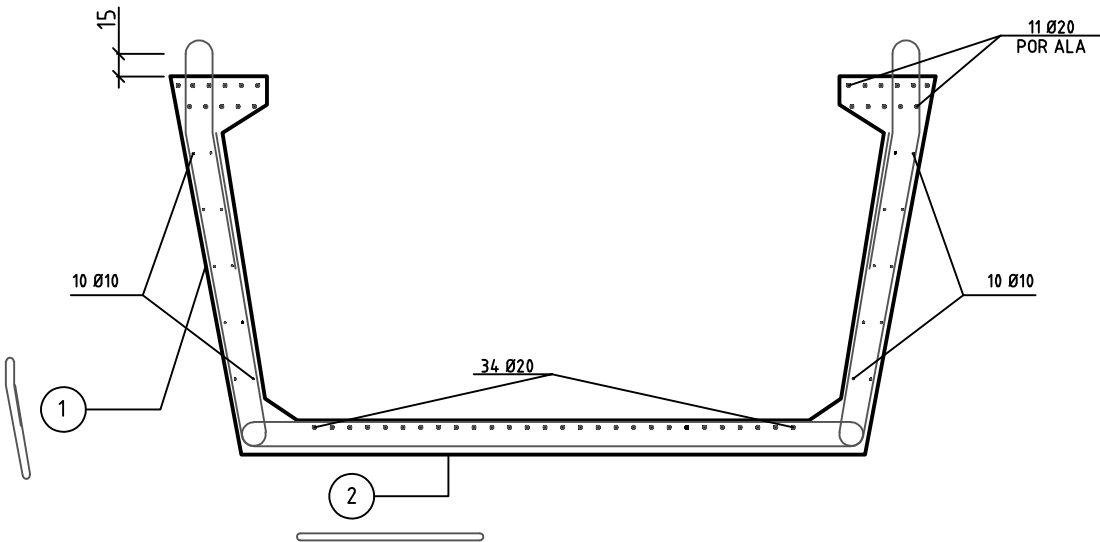


SECCIÓN TRANSVERSAL: PRETENSADO
ESCALA 1:50 (COTAS EN cm)



25 TORONES "H" ENFUNDADOS 1500 cm. EXTREMOS
25 TORONES "X" ENFUNDADOS 750 cm. EXTREMOS

SECCIÓN TRANSVERSAL: ARMADO
ESCALA 1:50 (COTAS EN cm)



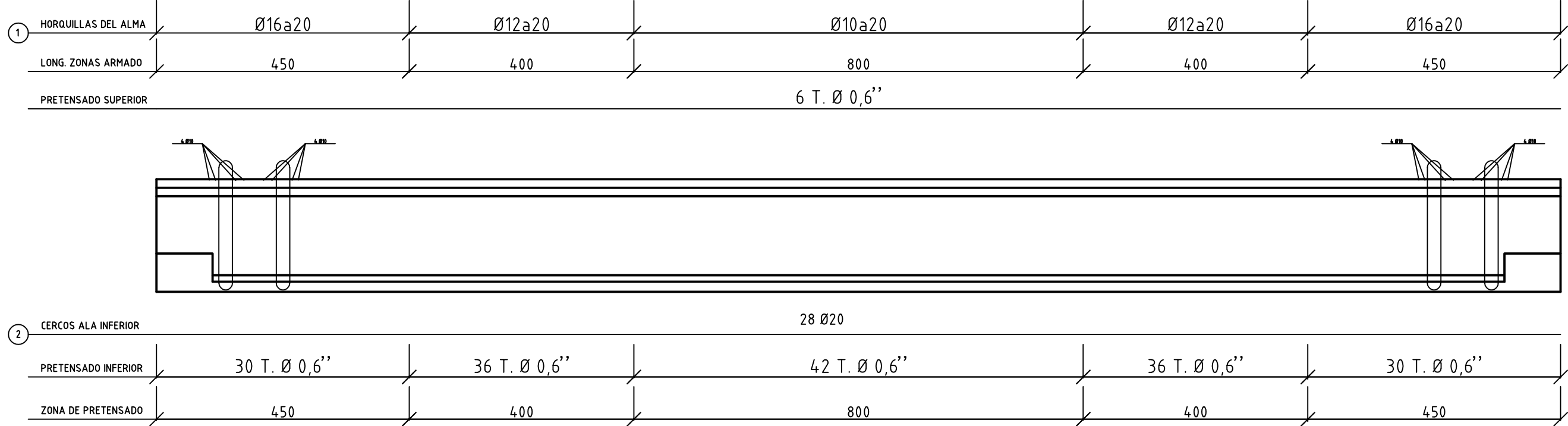
VIGA	UNID	PESO (Tn)
VVC	1	165,89

RECUBRIMIENTO MIN. = 3 cm

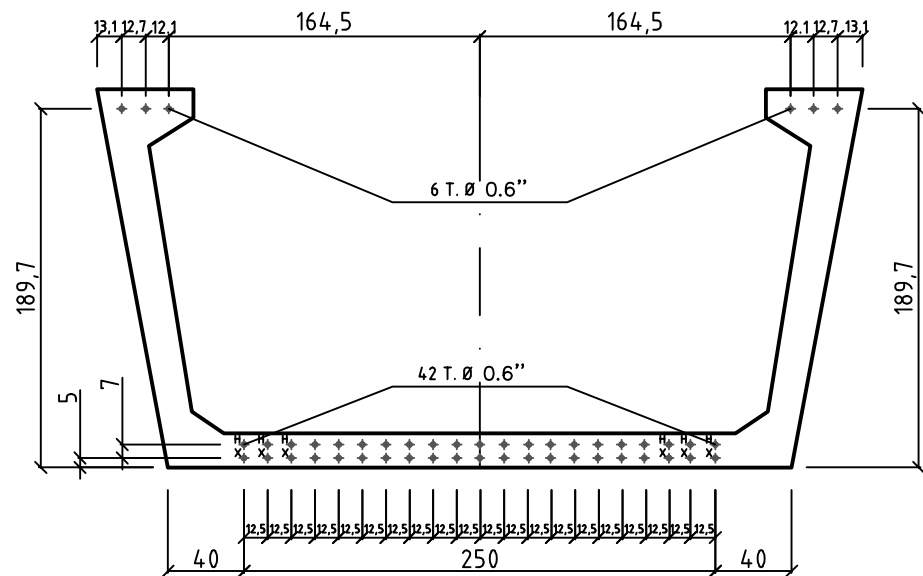
CARACTERÍSTICAS MATERIALES/COEFICIENTES SEGURIDAD SEGÚN NORMA EHE		
MATERIAL	CALIDAD	CF.SEG
HORMIGÓN	HP-50/P/20/IIa	Cc=1.5
ACERO PASIVO	B-500S	Cs=1.15
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	Cs=1.15

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	15/06/19	DAVID IZQUIERDO		
COMPROBADO				
ESCALA:	PLANO DE FABRICACIÓN DE LA VIGA VANO CENTRAL VVC (45,00 m)			Nº PLANO PLANO Nº 4 - 7
VARIAS				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

SECCIÓN LONGITUDINAL
ESCALA 1:80 (COTAS EN cm)

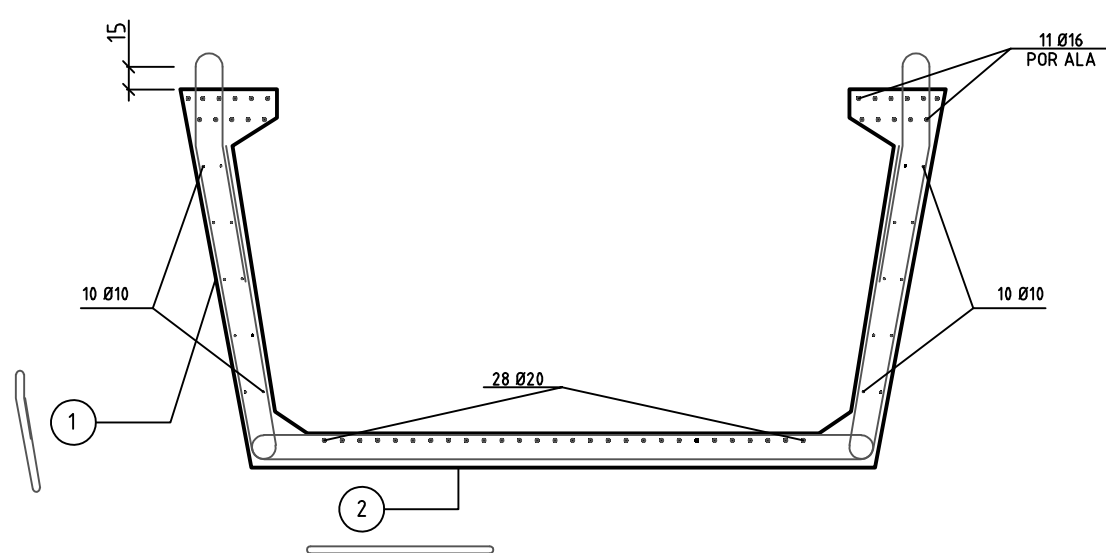


SECCIÓN TRANSVERSAL: PRETENSADO
ESCALA 1:50 (COTAS EN cm)



6 TORONES "H" ENFUNDADOS 850 cm. EXTREMOS
6 TORONES "X" ENFUNDADOS 400 cm. EXTREMOS

SECCIÓN TRANSVERSAL: ARMADO
ESCALA 1:50 (COTAS EN cm)



VIGA	UNID	PESO (Tn)
VVE	2	92,163

RECUBRIMIENTO MIN. = 3 cm

CARACTERÍSTICAS MATERIALES/COEFICIENTES SEGURIDAD SEGÚN NORMA EHE		
MATERIAL	CALIDAD	CF.SEG
HORMIGÓN	HP-50/P/20/IIa	Cc=1.5
ACERO PASIVO	B-500S	Cs=1.15
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	Cs=1.15

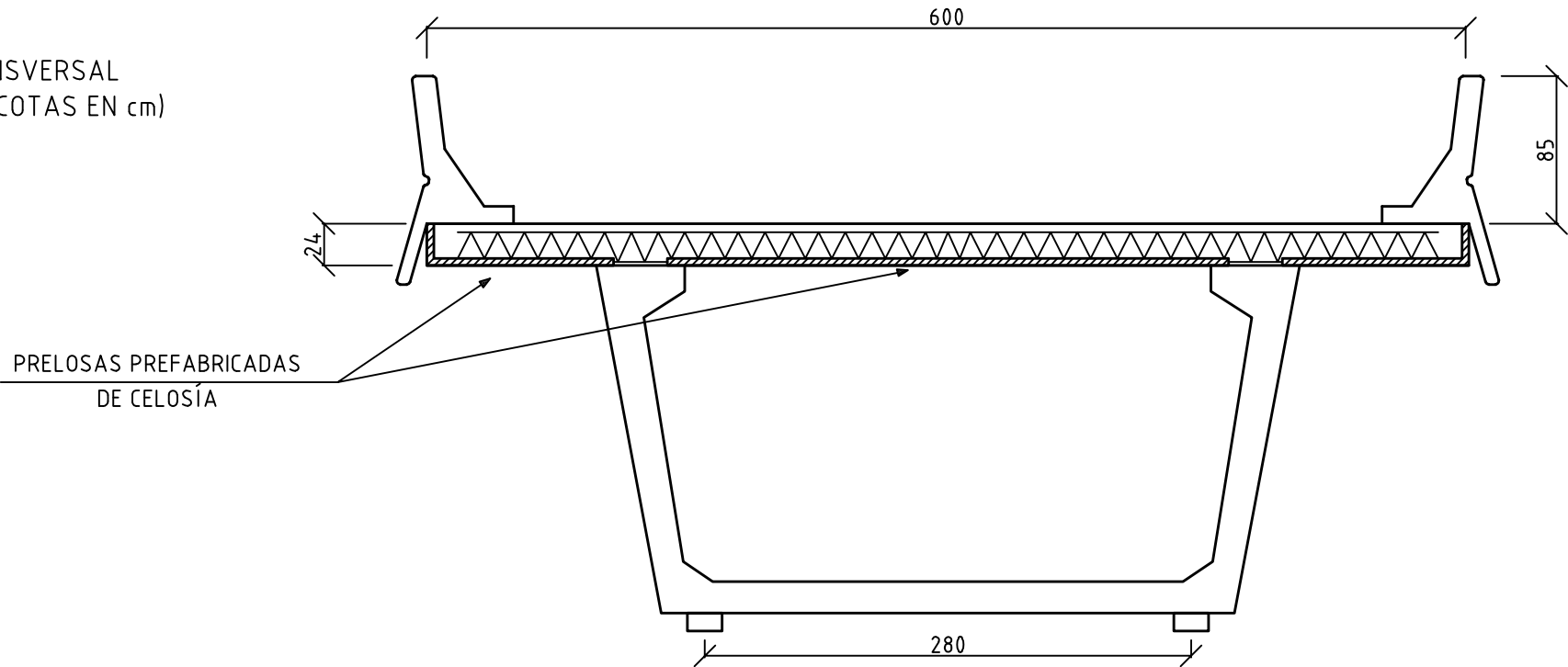
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	16/06/19	DAVID IZQUIERDO		
COMPROBADO				
ESCALA:	PLANO DE FABRICACIÓN DE LA VIGA VANO EXTERNO VVE (25,00 m)			Nº PLANO PLANO Nº 5 - 7
VARIAS				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

REPLANTEO DE LAS PRELOSAS
ESCALA 1:80 (COTAS EN cm)

PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	PPC1	

VANOS EXTREMOS
(VVE-1 Y VVE-2)

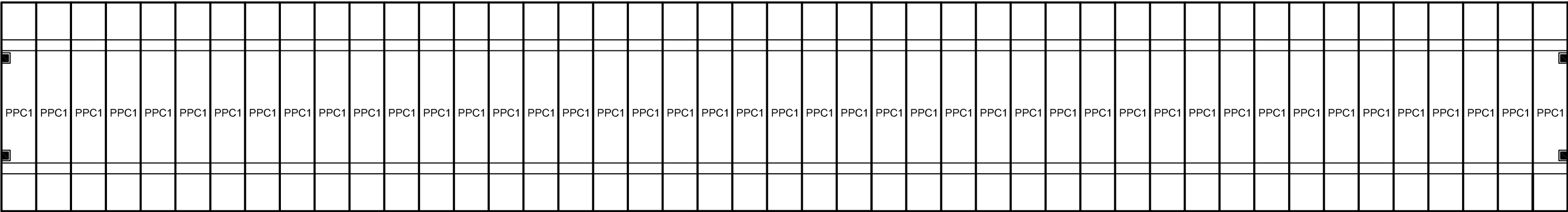
SECCIÓN TRANSVERSAL
ESCALA 1:60 (COTAS EN cm)



TIPO	NOMENCLATURA	UDS	LARGO (m)	ANCHO (m)	ESPESOR (m)
CELOSÍA	PPC1	50	6,00	1,00	0,04

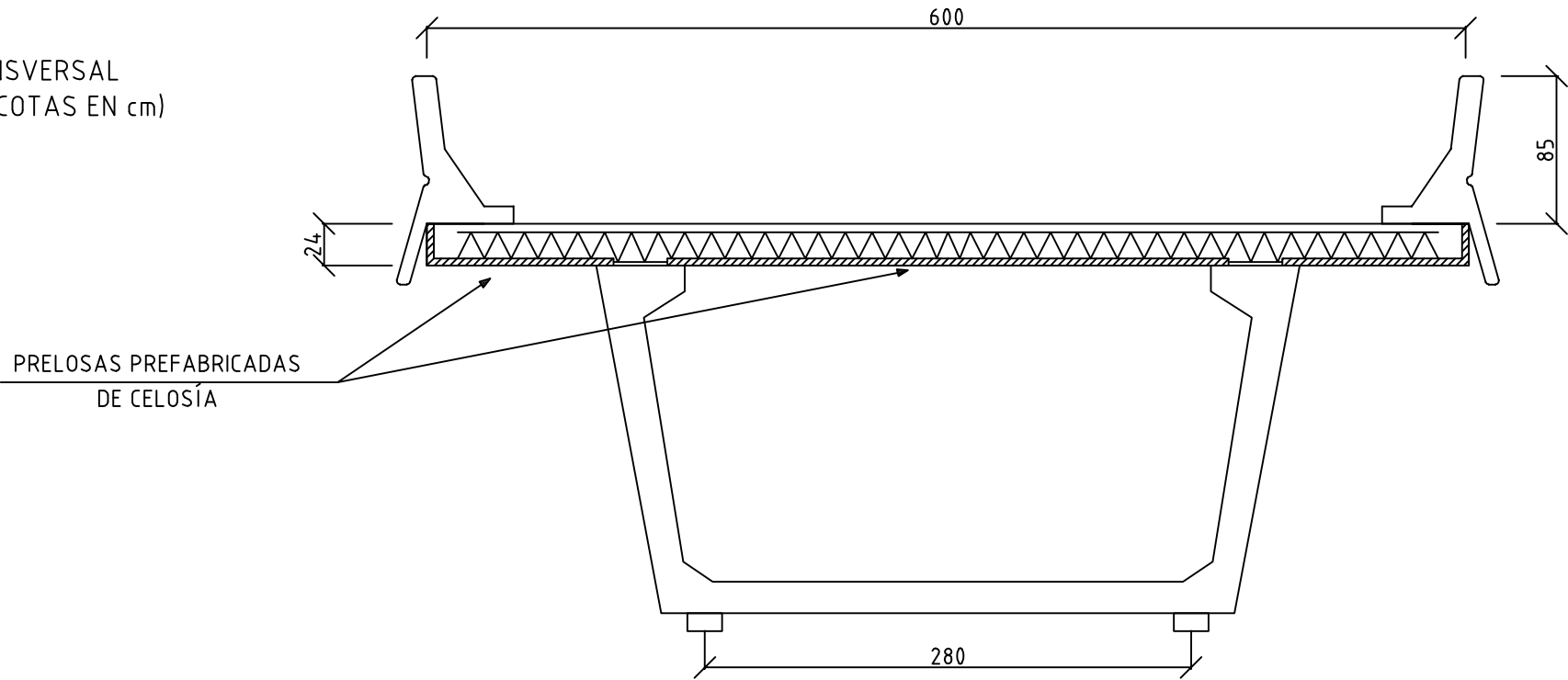
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	13/06/19	DAVID IZQUIERDO			
COMPROBADO					
ESCALA:	SECCIÓN TRANSVERSAL Y REPLANTEO DE LAS PRELOSAS VIGAS DEL VANO EXTERNO VVE (25,00 m)				Nº PLANO PLANO Nº 6 - 7
VARIAS					SUSTITUYE A:
					SUSTITUIDO POR:

REPLANTEO DE LAS PRELOSAS
ESCALA 1:120 (COTAS EN cm)



VANO CENTRAL
(VVC)

SECCIÓN TRANSVERSAL
ESCALA 1:60 (COTAS EN cm)



TIPO	NOMENCLATURA	UDS	LARGO (m)	ANCHO (m)	ESPESOR (m)
CELOSÍA	PPC1	45	6,00	1,00	0,04

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	13/06/19	DAVID IZQUIERDO		
COMPROBADO				
ESCALA:	SECCIÓN TRANSVERSAL Y REPLANTEO DE LAS PRELOSAS VIGA DEL VANO CENTRAL VVC (45,00 m)			Nº PLANO PLANO Nº 7 - 7
VARIAS				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ministerio de Fomento, Gobierno de España. (s.f.). *Instituto Geográfico Nacional*. Recuperado de <https://www.ign.es/web/ign/portal>
- [2] De Naturaleza. (2018). De rutas por la naturaleza: *El Renegadero (Sierra Morena)*. Recuperado de <https://www.derutasporlanaturaleza.es/?p=781>
- [3] Google. (s.f.). *Mapa de área cercana a La Carolina*. Obtenido de <https://www.google.es/intl/es/earth/>
- [4] Manterola Armísen, J. (2006). *Puentes, Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- [5] Consejería de Fomento y Vivienda, Servicio de Publicaciones. (2014). *Plan Andaluz de la Bicicleta. Volumen 2. Recomendaciones de diseño para las vías ciclistas en Andalucía*. Sevilla.
- [6] Donaire Ávila, J. (2017). *Apuntes de clase*. Linares.
- [7] Ministerio de Fomento.Gobierno de España. (2011). *IAP-11: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid.
- [8] Ministerio de Fomento.Gobierno de España. (2010). *EHE-08: Instrucción de Hormigón estructural*. Madrid.
- [9] GLS prefabricados. (s.f.). Catálogo de productos: *Impostas*. Obtenido de <http://www.glsprefabricados.com/es/productes/>
- [10] Varona Moya, F. (2012). *Apuntes de hormigón armado adaptado a la EHE-08*. Escuela Politécnica Superior-Universidad de Alicante.