



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

CÁLCULO DEL TABLERO DE UN PUENTE DE VIGAS PREFABRICADAS PARA USO CARRETERO

Alumno: Miriam Benedicto Lucena

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

Septiembre, 2016

INDICE DE CONTENIDO

1	Resumen.....	13
1.1	Resumen	13
1.2	Abstract	13
2	Introducción.....	14
2.1	Situación de la estructura	14
2.2	Elección de la tipología del puente.....	15
2.2.1	Descripción de tipos de puentes	15
2.2.2	Selección de tipología.	20
3	Objetivos	21
4	Predimensionamiento	23
4.1	Estudio del caso 1: viga tipo Jaguar 90.18 y combinación de seis vigas .	25
4.1.1	Peso propio	25
4.1.2	Cargas muertas.....	26
4.1.3	Sobrecargas de uso	27
4.1.4	Carga de nieve	29
4.1.5	Carga de pretensado.....	30
4.1.6	Cálculos para la obtención de la viga óptima.....	43
4.2	Estudio de los casos restantes.....	50
5	Dimensionamiento del tablero.....	53
5.1	Introducción al cálculo.	53
5.1.1	Descripción del modelo de cálculo.....	53
5.2	Definición de las características de las barras.	57
5.2.1	Definición de las barras de centro transversales	58
5.2.2	Definición de las barras de borde transversales	60
5.2.3	Definición de las barras longitudinales de centro.....	62
5.2.4	Definición de las barras longitudinales de borde.....	64
5.2.5	Barras verticales.....	67

5.3	Acciones sobre el tablero según IAP-11	68
5.3.1	Acciones permanentes de valor constante (G)	68
5.3.2	Acciones permanentes de valor no constante (G^*)	76
5.3.3	Acciones variables (Q)	76
5.3.4	Acciones accidentales	100
5.4	Combinación de acciones	100
5.4.1	Combinación para comprobaciones en ELU	101
5.4.2	Combinación para comprobaciones en ELS	104
5.5	Corrección de las envolventes de esfuerzos obtenida.	106
5.6	Armado de la viga.....	114
5.6.1	Dimensionamiento de armadura longitudinal	114
5.6.2	Dimensionamiento del armado transversal (cercos de cortante)	124
5.6.3	Dimensionamiento de armadura transversal. Rasante.	132
6	Armado de la losa	138
7	Transporte y colocación de las vigas en obra.	141
8	Anexo: Dimensionado de los vanos extremos	145
8.1	Descripción del modelo de cálculo	145
8.2	Definición de las características de las barras	145
8.2.1	Definición de las barras de centro transversales	145
8.2.2	Definición de las barras de borde transversales	146
8.2.3	Definición de las barras longitudinales de centro	147
8.2.4	Definición de las barras longitudinales de borde	148
8.2.5	Barras verticales.....	148
8.3	Acciones sobre el tablero según IAP-11	149
8.3.1	Acciones permanentes de valor no constante	149
8.3.2	Acciones permanentes de valor no constante (G^*)	151
8.3.3	Acciones variables (Q)	151
8.3.4	Acciones accidentales	160
8.4	Combinación de acciones	161

8.4.1	Combinación para comprobaciones en ELU	161
8.4.2	Combinación para comprobaciones en ELS	164
8.5	Corrección de las envolventes de esfuerzos obtenida.	166
8.6	Armado de la viga.....	173
8.6.1	Dimensionamiento de armadura longitudinal	173
8.6.2	Dimensionamiento de la armadura transversal (cercos de cortante)	180
8.6.3	Dimensionado del armado de rasante	187
9	Planos	193
10	Referencias bibliográficas.....	215

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Situación de la localidad de San Fernando.[8]	14
Figura 2: Vista aérea de la localización del puente.[9].....	15
Figura 3: Sección transversal de vigas prefabricadas.[1]	16
Figura 4: Sección de losa aligerada.[1].....	17
Figura 5: Sección en cajón.[1].....	17
Figura 6: Puente colgante [1].....	18
Figura 7: Puente atirantado.[1].....	18
Figura 8: Puente arco con tablero superior.[1].....	19
Figura 9: Puente arco con tablero intermedio. [1]	19
Figura 10: Puente arco con tablero inferior. [1].....	19
Figura 11: Croquis de la topología elegida para la realización del puente.[1]	20
Figura 12: Ambos tipos de vigas a estudiar. a) viga Jaguar b) viga Leopardo.	23
Figura 13: Secciones de tableros a estudiar. a) 6 vigas Jaguar. b) 7 vigas Jaguar. c) 6 vigas Leopardo. d)7 vigas Leopardo.....	24
Figura 14: Dimensiones de la losa que soportará cada tipo de viga.	25
Figura 15: Situación de cada uno de los elementos.	26
Figura 16: Representación de la sobrecarga de uso en vigas de borde.....	28
Figura 17: Representación de la sobrecarga de uso en vigas centrales.	28
Figura 18: Sobrecargas de nieve establecidas según IAP-11.[3]	29
Figura 19: Excentricidad media del pretensado.....	30
Figura 20: Pérdidas por relajación según EHE-08.[4].....	32
Figura 21: Posición del cdg y de los torones viga Jaguar.....	34
Figura 22: Croquis de la viga	36
Figura 23: Posición del cdg y de los torones viga Leopardo.....	39
Figura 24: Croquis de la viga.	41
Figura 25: Cargas que actúan sobre la viga.	44
Figura 26: Sección resistente.....	44
Figura 27: Croquis puntos a estudiar.	49
Figura 28: Opción óptima elegida.	52
Figura 29: Emparrillado tipo 1.	54
Figura 30: Emparrillado tipo 2	55
Figura 31: Emparrillado tipo 3.....	56
Figura 32: Modelo en Cype.....	57
Figura 33: Croquis de la sección transversal.	57
Figura 34: Descripción de las barras en Cype.	58

Figura 35: Datos de barras transversales de centro.	58
Figura 36: Croquis de la losa.	58
Figura 37: Coeficiente de dilatación térmico.	59
Figura 38: Datos de las barras transversales de centro.	60
Figura 39: Datos de las barras transversales de borde.	60
Figura 40: Croquis de losa	60
Figura 41: Coeficiente de dilatación térmico.	61
Figura 42: Datos de las barras transversales de borde.	62
Figura 43: Datos de las barras longitudinales de centro.	62
Figura 44: Croquis de la sección.	62
Figura 45: Croquis del área a cortante en el eje y.	63
Figura 46: Croquis de área a cortante en el eje z.	63
Figura 47: Datos de las barras longitudinales de centro.	64
Figura 48: Datos de las barras longitudinales de borde.	64
Figura 49: Croquis de la sección.	65
Figura 50: Croquis del área a cortante en el eje y.	65
Figura 51: Croquis del área a cortante en el eje z.	66
Figura 52: Datos de las barras longitudinales de borde.	66
Figura 53: Características mecánicas de las barras verticales.	67
Figura 54: Definición del material de las barras verticales.	67
Figura 55: Pesos específicos de los materiales. [3]	69
Figura 56: Croquis de losa.	70
Figura 57: Croquis de losa.	70
Figura 58: Imposta.	71
Figura 59: Detalle de la imposta.	71
Figura 60: Barandilla.	72
Figura 61: Detalle de la barandilla.	72
Figura 62: Cargas en Cype.	73
Figura 63: Medida de la base de la imposta.	73
Figura 64: Acera.	74
Figura 65: Croquis en sección transversal.	74
Figura 66: Pavimento.	75
Figura 67: Cargas muertas en Cype.	76
Figura 68: Definición de la plataforma. [3]	77
Figura 69: Croquis de la plataforma.	77
Figura 70: Caso 1.	79
Figura 71: Caso 2.	80

Figura 72: Caso 3.....	81
Figura 73: Valores de sobrecargas y vehículos pesados.[3]	82
Figura 74: Croquis de cargas.[3].....	83
Figura 75: Detalle de cargas.[15].....	83
Figura 76: Cargas en Cype.	84
Figura 77: Cargas en Cype.	85
Figura 78: Cargas en Cype.	86
Figura 79: Sobrecarga sobre carriles caso 1.	86
Figura 80: Posición de la sobrecarga en carriles.Caso1.....	86
Figura 81: Sobrecarga sobre carriles caso 2.	87
Figura 82: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 2.....	87
Figura 83: Sobrecarga sobre carriles caso 3.	87
Figura 84: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 3.....	88
Figura 85: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 1.....	88
Figura 86: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 2.....	88
Figura 87: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 3.....	89
Figura 88: Distintas posiciones del tren de cargas.	89
Figura 89: Sobrecargas de uso peatonal en Cype.....	90
Figura 90: Carga de frenado y arranque en Cype.	91
Figura 91: Mapa de la velocidad básica del viento. [3]	92
Figura 92: Vida útil del puente.[4]	93
Figura 93: Tipo de entorno.[3].....	94
Figura 94: Carga de empuje vertical del viento en Cype.	97
Figura 95: Valor de α según tipo de entorno.[3].....	98
Figura 96: Sobrecargas de nieve establecidas según IAP-11.[3]	99
Figura 97: Mapa sísmico de España.[5].....	100
Figura 98: Coeficientes parciales para las acciones en ELU.[3].....	102
Figura 99: Factores de simultaneidad.[3].....	102
Figura 100: Introducción de datos para la combinación de acciones en Cype....	103
Figura 101: Combinación de acciones en Cype.	104
Figura 102: Coeficientes parciales para las acciones en ELS.[3]	105
Figura 103: Diagrama de momentos obtenidos de Cype.....	106
Figura 104: Diagrama de cortantes obtenidos de Cype.....	106
Figura 105: Datos de las envolventes de esfuerzos obtenidos de Cype.	107
Figura 106: Momento que produce el peso propio de la viga de Cype.....	108
Figura 107: Momento que produce el peso propio de la viga a estudiar.	109
Figura 108: Cortante que produce el peso propio de la viga de Cype.	110

Figura 109: Cortante que produce el peso propio de la viga a estudiar.	111
Figura 110: Datos de la envolvente de esfuerzos corregida.	112
Figura 111: Datos de las envolventes de esfuerzos obtenidos de Cype.	113
Figura 112: Datos de las envolventes de esfuerzos corregida.	113
Figura 113: Dominios de deformación. [4]	114
Figura 114: Geometría de la viga.	115
Figura 115: Características del acero.	116
Figura 116: Características de la sección.	116
Figura 117: Características de la losa.	116
Figura 118: Posición del acero.	116
Figura 119: Introducción momento-axil a estudiar.	117
Figura 120: Gráficos momento-axil.	119
Figura 121: Envolvente en viga de centro.	119
Figura 122: Envolvente en viga de borde.	120
Figura 123: Armadura mínima.[4]	121
Figura 124: Croquis de la armadura As1.	123
Figura 125: Croquis de la armadura pasiva.	124
Figura 126: Croquis para la obtención del canto útil.	125
Figura 127: Croquis de rasante.[4].	133
Figura 128: Croquis de la fuerza de rasante.	133
Figura 129: Croquis del rasante a coser.	134
Figura 130: Área a tener en cuenta para el rasante.	134
Figura 131: Área a tener en cuenta para el rasante.	136
Figura 132: Transporte de la viga a obra.	141
Figura 133: Camión pluma.[10]	141
Figura 134: Camión trailer. [11].	142
Figura 135: Camión góndola.[12]	142
Figura 136: Camión con plataforma extensible.[11].	143
Figura 137: Camión Dolly.[13].	143
Figura 138: Colocación de la viga.	144
Figura 139: Colocación de la viga.[14].	144
Figura 140: Modelo en Cype.	145
Figura 141: Datos de las barras de centro transversales.	146
Figura 142: Datos de las barras de borde transversales.	146
Figura 143: Croquis de losa.	146
Figura 144: Datos de las barras longitudinales de centro.	148
Figura 145: Datos de las barras longitudinales de borde.	148

Figura 146: Datos de las barras verticales.....	149
Figura 147: Croquis de losa.....	149
Figura 148: Cargas muertas en Cype.....	150
Figura 149: Sobrecarga sobre carriles caso 1.....	151
Figura 150: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 1.....	152
Figura 151: Sobrecarga sobre carriles caso 2.....	152
Figura 152: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 2.....	152
Figura 153: Sobrecarga sobre carriles caso 3.....	153
Figura 154: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 3.....	153
Figura 155: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 1.....	154
Figura 156: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 2.....	154
Figura 157: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 3.....	154
Figura 158: Posiciones del tren de cargas.....	155
Figura 159: Sobrecargas de uso peatonal en Cype.....	155
Figura 160: Carga de frenado y arranque en Cype.....	156
Figura 161: Mapa de la velocidad básica del viento. [3].....	156
Figura 162: Carga de empuje horizontal del viento en Cype.....	158
Figura 163: Carga de empuje vertical del viento en Cype.....	158
Figura 164: Sobrecarga de nieve en el tablero.....	159
Figura 165: Mapa sísmico de España.[5].....	160
Figura 166: Coeficientes parciales para las acciones en ELU.[3].....	162
Figura 167: Factores de simultaneidad.[3].....	162
Figura 168: Introducción de datos para la combinación de acciones en Cype....	163
Figura 169: Combinación de acciones en Cype.....	164
Figura 170: Coeficientes parciales para las acciones en ELS.[3].....	165
Figura 171: Diagrama de momentos obtenidos de Cype.....	166
Figura 172: Diagrama de momentos obtenidos de Cype.....	166
Figura 173: Diagrama de cortantes obtenidos de Cype.....	167
Figura 174: Diagrama de cortantes obtenidos de Cype.....	167
Figura 175: Datos de las envolventes de esfuerzos obtenidos de Cype.....	168
Figura 176: Momento que produce el peso propio de la viga de Cype.....	169
Figura 177: Momento que produce el peso propio de la viga a estudiar.....	169
Figura 178: Cortante que produce el peso propio de la viga de Cype.....	170
Figura 179: Cortante que produce el peso propio de la viga de estudio.....	171
Figura 180: Datos de la envolvente de esfuerzos corregida.....	171
Figura 181: Datos de la envolvente de esfuerzos de Cype en viga de borde.....	172
Figura 182: Datos de la envolvente de esfuerzos corregida en viga de borde....	173

Figura 183: Gráficos momento-axil.	175
Figura 184: Envolvente en viga de centro.....	176
Figura 185: Envolvente en viga de borde.	177
Figura 186: Croquis de la armadura As1.	179
Figura 187: Croquis de la armadura pasiva.	180
Figura 188: Croquis para obtener el canto útil.	181
Figura 189: Croquis de rasante.[4].....	188
Figura 190: Croquis de la fuerza de rasante.....	188
Figura 191: Croquis del rasante a coser.	189
Figura 192: Área a tener en cuenta para el rasante.	189
Figura 193: Área a tener en cuenta para el rasante.	191

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Datos generales	24
Tabla 2: Datos obtenidos 6 vigas Jaguar.....	49
Tabla 3: Datos obtenidos 6 vigas Leopardo.....	50
Tabla 4: Datos obtenidos 7 vigas Jaguar.....	51
Tabla 5: Datos obtenidos 7 vigas Leopardo.....	51
Tabla 6: Tabla resumen del armado de las vigas del vano central.....	137
Tabla 7: Tabla resumen del armado de las vigas.	192

1 RESUMEN

1.1 Resumen

El objeto de este proyecto es el diseño del tablero de un puente carretero que se construirá para salvar una línea férrea en el término municipal de San Fernando (Cádiz).

En primer lugar se realizará un predimensionamiento para elegir el tipo de viga y la configuración transversal del tablero que soporte los esfuerzos a los que esté sometida la superestructura. Después se procederá a la definición de un modelo utilizando el programa Cype, sobre el que se introducirán unas cargas según la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" IAP-11 publicada por el Ministerio de Fomento. Con los esfuerzos obtenidos se realizará el armado, tanto de las vigas como de la losa.

Las vigas utilizadas serán vigas prefabricadas pretensadas ya que ADIF no permite montaje de cimbra sobre la zona de circulación de los ferrocarriles.

Por último, se abordará brevemente el transporte y la colocación de las vigas en obra.

1.2 Abstract

The aim of this project is the design of the deck of a road bridge which will be built to save a railway in the municipal district of San Fernando (Cadiz)

First of all, the structure is predimensioned in order to choose the type of precast concrete beams, as well as the cross section of the deck which will support the loads over the bridge. Then, a model will be prepared by using the Cype software upon which some loads will be applied according to "Instructions on the actions to be considered in road bridge projects" IAP-11, published, by the Ministry of Public Works. By doing that, the steel reinforcement of the precast concrete beams and the slab will be defined.

The beams that have been used will be precast and prestressed since ADIF doesn't allow the assembly of the structure occupying a railway circulation zone.

Finally, transport will be briefly studied, as well as the placement process of the beams on the construction site.

2 INTRODUCCIÓN

2.1 Situación de la estructura

Las progresivas ampliaciones de la línea de alta velocidad incluidas en el Plan Estratégico de Infraestructura y Transporte (PEIT), han ocasionado que aparezcan nuevos problemas de circulación en la red de carreteras.



Figura 1: Situación de la localidad de San Fernando.[8]

Una de las posibles soluciones para proporcionar una mayor fluidez del tráfico consiste en habilitar algunos puentes que permitan salvar la línea férrea y así mejorar la movilidad del tráfico rodado.

En concreto, la construcción de este puente lograría descongestionar el tráfico en las cercanías del núcleo de Cádiz en concreto en un tramo de San Fernando, tras la construcción de un tramo del AVE entre Sevilla-Cádiz.

En la Figura 1 se puede observar en un mapa, la situación de la localidad de San Fernando muy próxima a Cádiz mientras que en la Figura 2 se muestra la localización de dicho puente mediante una vista aérea.

El presente proyecto está relacionado con el estudio de uno de los aspectos del diseño del puente, que en particular es el dimensionamiento del tablero.

Por ello, se expondrán distintos tipos de puentes así como de tableros para adoptar aquel cuyas características mejor se adecúe a las especificaciones requeridas.

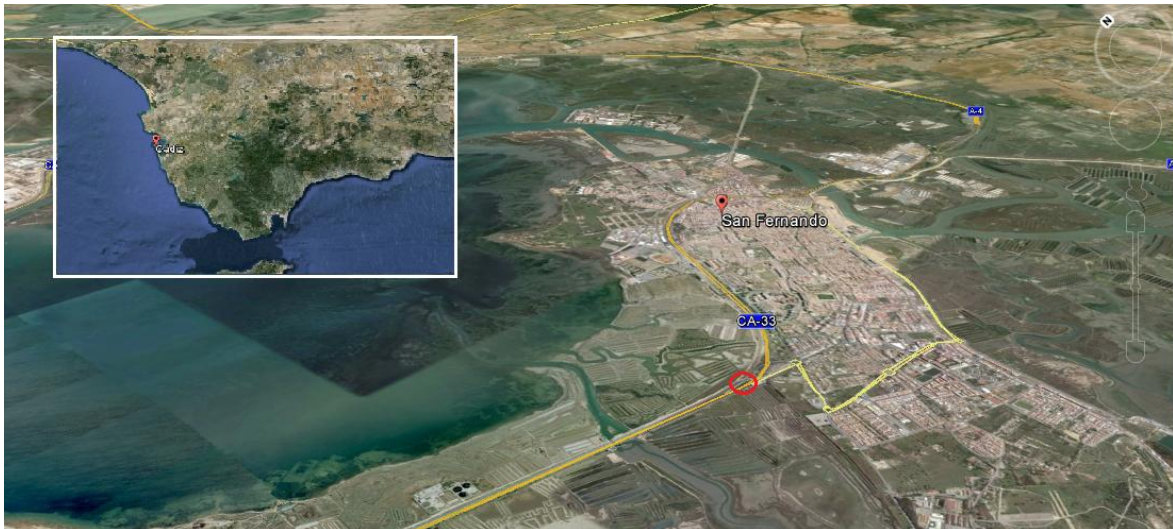


Figura 2: Vista aérea de la localización del puente.[9]

2.2 Elección de la tipología del puente.

2.2.1 Descripción de tipos de puentes

Para comenzar, se realizará una breve descripción de los tipos de puentes existentes más habituales según la luz que presenten y la aplicación de cada uno de ellos.

Puentes de luces cortas y medias

- Puentes rectos: constituidos por dos estribos en la zona de los extremos y pilas intermedias.

En este apartado se puede hacer a su vez distinción dependiendo si el material resistente es el hormigón o el acero.

Dentro del hormigón se puede encontrar tres tipos de secciones que son las siguientes:

- Sección de vigas prefabricadas.
- Sección de losa aligerada.
- Sección cajón.

Si se supone el material existente el acero, se puede realizar la siguiente clasificación:

- Sección de vigas en doble T.
- Sección en cajón.

A continuación se especificará con más detalle las secciones en las que el material resistente es el hormigón.

Sección de vigas prefabricadas.

Generalmente están constituidos con vigas prefabricadas doble "T" de hormigón pretensado o postensadas in situ. Son estructuras isostáticas es decir las vigas son colocadas en tramos biapoyados. Se ejecuta una losa de compresión de un espesor entre 20-25 cm sobre las cabezas de las vigas y la continuidad suele darse en la capa de rodadura de la losa superior para evitar que las juntas afecten al confort de las personas que viajen con su vehículo por el puente. Los cantos que suelen establecerse son de $\frac{L}{20}$ aunque pueden darse aún mayores como $\frac{L}{18}$ o $\frac{L}{15}$. Las vigas prefabricadas son perfiladas para obtener la máxima inercia. Este tipo de tablero se puede ejecutar de forma continua o discontinua.



Figura 3: Sección transversal de vigas prefabricadas.[1]

Sección de losa aligerada

Se utilizan en luces de unos 15-20 m como máximo si se realiza de hormigón armado y hasta 35 m si es pretensado (ya sea canto constante o ligeramente variable). Los cantos que suelen establecerse para esta sección son de $\frac{L}{20}$ o menores $\left(\frac{L}{30} \text{ o } \frac{L}{40}\right)$. Este tipo de sección se adapta mejor a tramos curvos u oblicuos, y se aconseja continuidad entre vanos en los procesos constructivos para obtener una mayor resistencia. Por otro lado, estos puentes están menos industrializados que los puentes de vigas prefabricadas.

Hay que tener en cuenta, según establece Manterola Armisén en su libro, que para luces menores de 25 m es más caro aligerar que no hacerlo. Si la luz del puente oscila entre unos 40-50 m, sí merece la pena aligerar.

Si en vez de losa aligerada se ejecutara con losa maciza, se permitirían luces de unos 15 m si se realiza con hormigón armado y unos 25 m si se realiza con hormigón prefabricado.

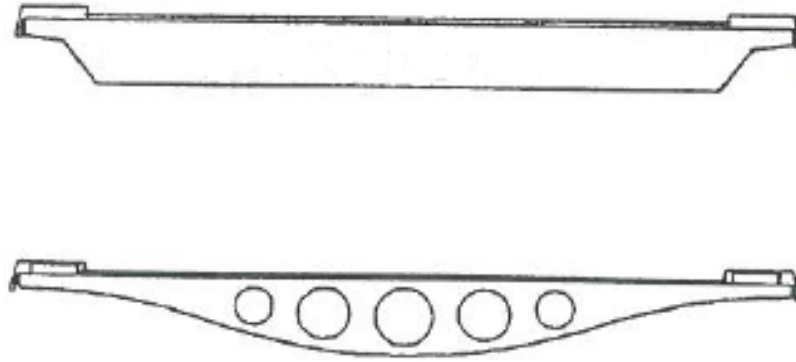


Figura 4: Sección de losa aligerada.[1]

Sección en cajón

En este tipo de secciones, el cajón puede ser armado o pretensado. Es muy común el empleo de vigas artesa, lo que conlleva la utilización de prelosas (elementos que presentan una armadura y son colaboradores estructuralmente) que conecten dichas vigas. Estos tableros pueden alcanzar medidas de 40-45 m.

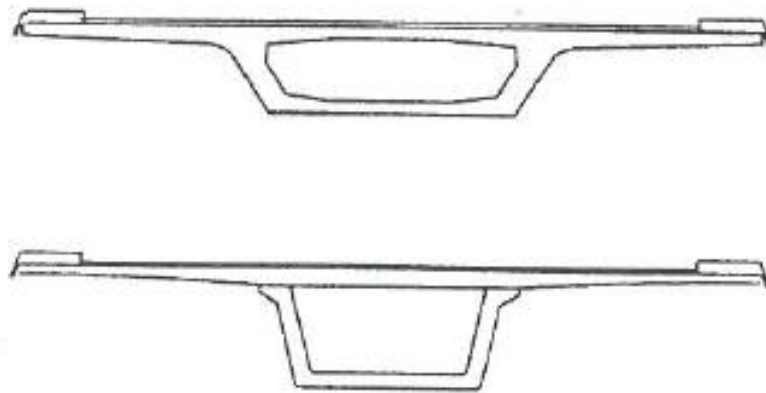


Figura 5: Sección en cajón.[1]

Puentes de grandes luces.

- Puentes colgantes

El tablero de un puente colgante está sustentado por péndolas que irán a su vez suspendidas por un cable principal que irá a los pilonos del puente.

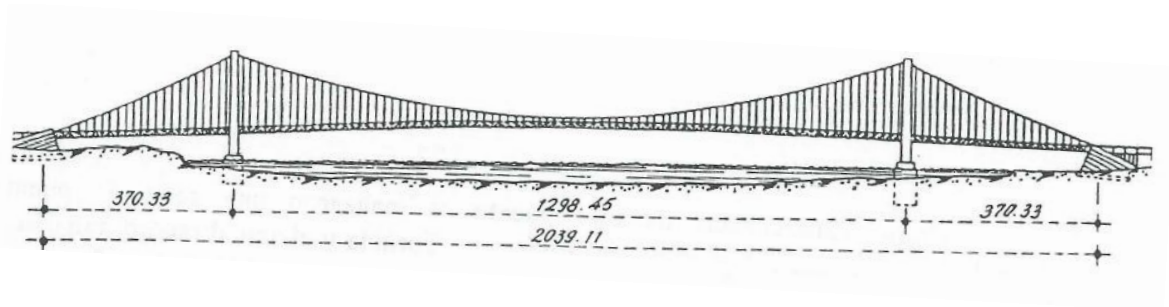


Figura 6: Puente colgante [1]

- Puentes atirantados

Son aquellos en los que el tablero está sujeto mediante unos cables de acero denominados tirantes (que se asemejarían a los apoyos intermedios de un puente recto) y a su vez estos tirantes están enganchados a los mástiles de la estructura. Estos tipos de puentes son hiperestáticos y permiten salvar luces de entre 150-500 m.

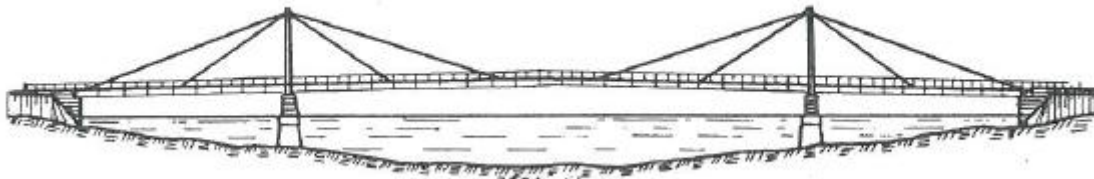


Figura 7: Puente atirantado.[1]

- Puentes arco.

Un puente arco posee apoyos situados en los extremos de la luz a salvar y un arco entre estos dos puntos que es el principal elemento resistente que reparte las tensiones en forma de compresiones.

La estructura en arco tiene varios inconvenientes que no la hace muy rentable para luces cortas, por lo que serán de aplicación óptima cuando la luz del puente a realizar oscile entre 100 y 200 m.

Se pueden clasificar en tres grupos:

- Arco con tablero superior: su construcción puede darse desde una cimbra autoportante, hasta el avance en voladizo.

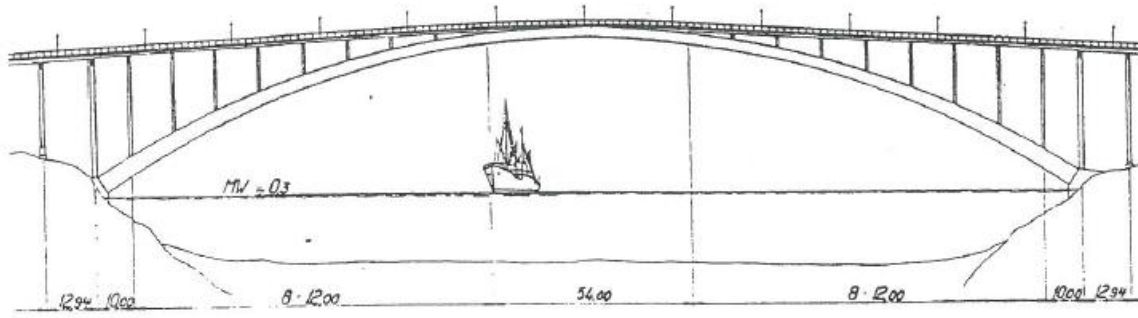


Figura 8: Puente arco con tablero superior.[1]

- Arco con tablero intermedio: como cita textualmente Manterola Armisén "es la consecuencia de un planteamiento resistente, en el cual, la altura de la rasante horizontal no da suficiente relación flecha/luz para realizar un arco con tablero superior que tenga suficientes garantías de cara a los movimientos horizontales de la cimentación. Para ganar flecha se pasa el arco por encima del tablero".

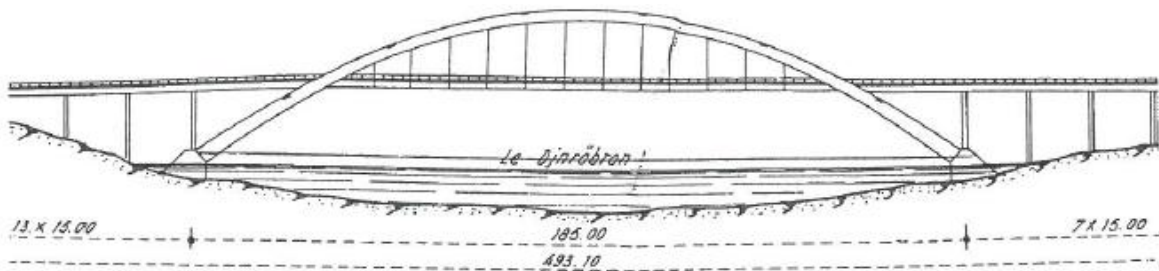


Figura 9: Puente arco con tablero intermedio. [1]

- Arco con tablero inferior.

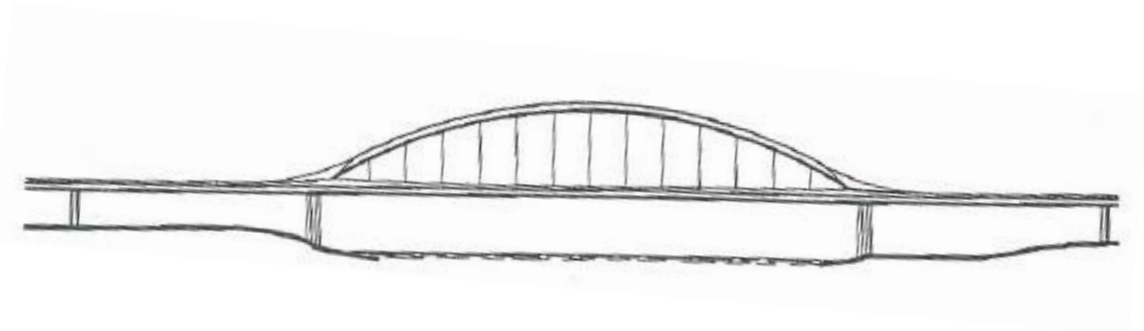


Figura 10: Puente arco con tablero inferior. [1]

2.2.2 Selección de tipología.

En este caso, se ejecutará un tablero de vigas prefabricadas en doble "T" discontinuo por lo que será necesaria la utilización de prelosas para el hormigonado de la losa. Principalmente se ha elegido este puesto que el objetivo es salvar una línea férrea y ADIF establece unas restricciones en la construcción del puente para evitar invadir el gálibo de la vía y afectar al tráfico del ferrocarril.



Figura 11: Croquis de la topología elegida para la realización del puente.[1]

3 OBJETIVOS

Por todo lo comentado anteriormente, el objetivo de este proyecto es el estudio del tablero de un puente carretero situado en la localidad de San Fernando (Cádiz) con motivo de la necesidad de salvar un tramo de la línea férrea de alta velocidad Sevilla-Cádiz.

Un puente está constituido por la superestructura (tablero) que es la que soporta directamente las cargas y lo transmiten a la infraestructura que está formada por estribos, pilas y cimentación. Este proyecto se ciñe única y exclusivamente al cálculo de las vigas y del tablero, no realizándose el dimensionado de la infraestructura del puente. Este cálculo se desarrollará de una forma pormenorizada teniendo en cuenta las particularidades que presenta una construcción mediante elementos prefabricados.

Este puente constará de 3 vanos, dos de ellos tendrán una longitud entre apoyos de 13,6 m, los dos laterales, mientras que el central presentará una longitud de 18,2 m.

A continuación, se resumirán los objetivos de este estudio de una forma más detallada en cada una de sus fases.

- Predimensionamiento. Se trata de un estudio inicial en el que se persiguen los siguientes objetivos:

- Definir la geometría del puente.
- Elegir el tipo de viga a utilizar, detallando su geometría.
- Realizar un primer cálculo de las cargas que podrían actuar sobre el tablero basándose en la Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).
- Calcular las cargas y pérdidas del pretensado según la Instrucción de Hormigón Estructural EHE -08 aprobada por el Ministerio de Fomento.
- Establecer el número de viga óptimo tras un primer estudio de las cargas que se prevé que debe soportar la superestructura del puente.
- Comprobar que en distintos puntos de la sección las tensiones presentes son de compresión.

- Dimensionamiento para cada vano:
 - Diseñar un modelo de emparrillado plano en Cype que se asemejaría al tablero real objeto de estudio.

- Estudiar las cargas según las distintas hipótesis que establece la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de carreteras (IAP-11) y la Norma de

Construcción Sismorresistente de puentes (NCSP-07) aprobadas por el ministerio de Fomento.

- Dimensionar las armaduras longitudinales (tanto activa como pasiva), transversal (cercos de cortante), de rasante de las vigas y armadura de la losa tras calcular los esfuerzos mediante el programa Cype.

- Describir brevemente el transporte y la colocación de las vigas prefabricadas a obra debido a la importancia que tienen para los elementos prefabricados.

- Confección de los planos necesarios mediante Autocad. Los planos serán los siguientes:

- Plano de situación.
- Sección transversal del puente.
- Plano de geometría de vigas.
- Plano de armaduras de vigas.
- Plano de replanteo de vigas.
- Plano de prelosas.
- Plano de transporte de la viga.
- Plano de acopio y elevación de la viga.

4 PREDIMENSIONAMIENTO

El objetivo del predimensionamiento es obtener datos previos al cálculo de dimensionado de un elemento para poder elegir la opción óptima. Para el siguiente estudio se utilizarán dos tipos de vigas: Jaguar-90.18 y Leopardo-110.15 (Figura 12).

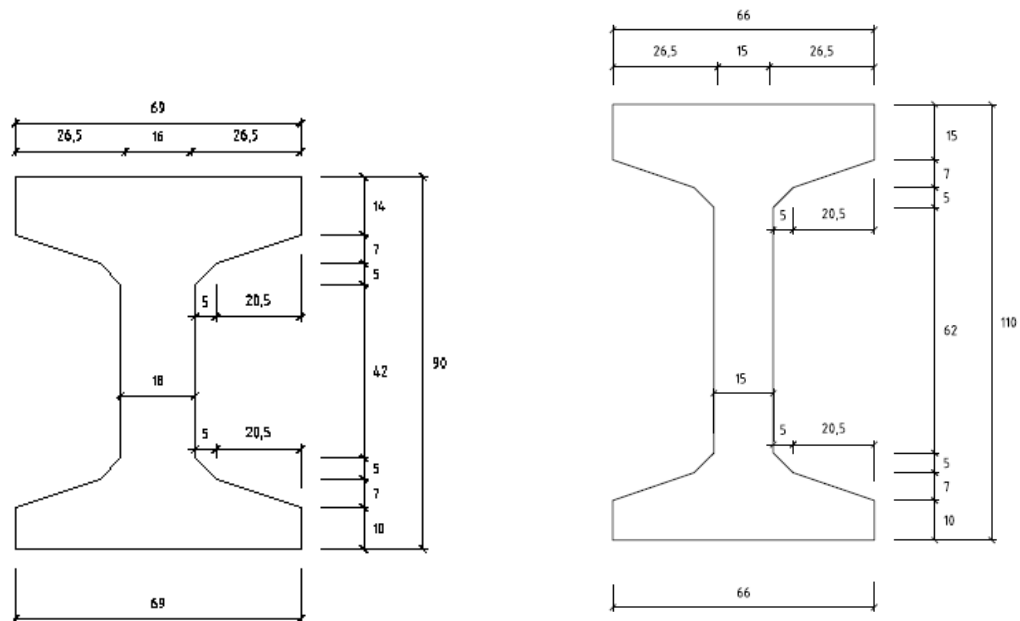


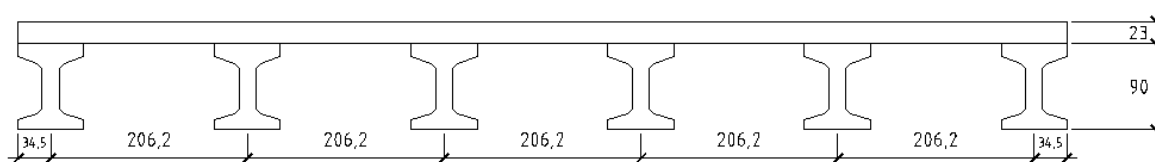
Figura 12: Ambos tipos de vigas a estudiar. a) viga Jaguar b) viga Leopardo.

Se realizará el predimensionamiento partiendo de cuatro posibles hipótesis empleando los dos tipos de vigas mencionadas anteriormente (Jaguar-90.18 y Leopardo-110.15) y variando su número en seis o siete vigas (Figura 13). Así tendremos las siguientes hipótesis:

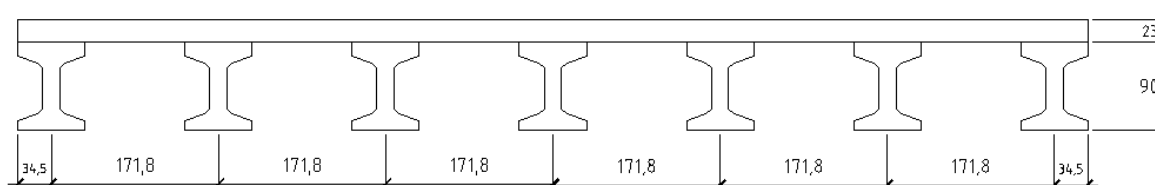
- Seis vigas Jaguar-90.18
- Siete vigas Jaguar-90.18
- Seis vigas Leopardo-110.15
- Siete vigas Leopardo-110.15

La elección se verá condicionada por los esfuerzos característicos que sean capaces de soportar cada una de las combinaciones.

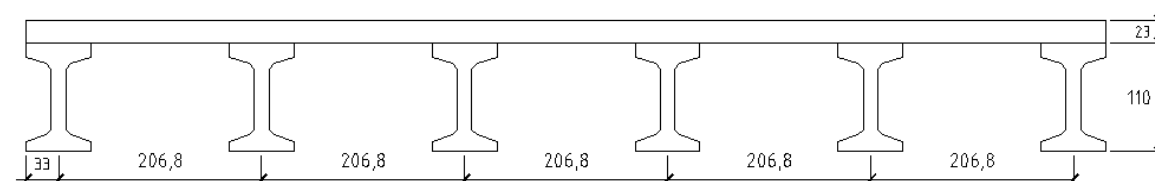
a)



b)



c)



d)

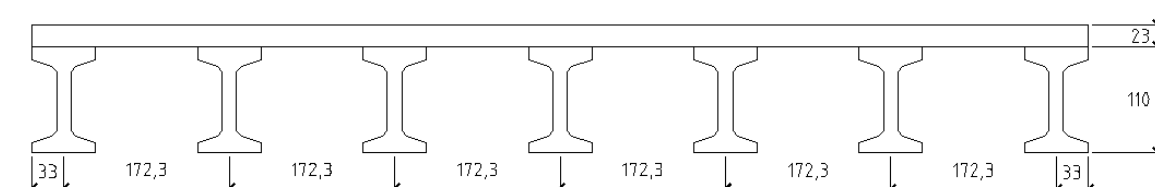


Figura 13: Secciones de tableros a estudiar. a) 6 vigas Jaguar. b) 7 vigas Jaguar. c) 6 vigas Leopardo. d) 7 vigas Leopardo.

Para realizar en cálculo se deberá de tener en cuenta las características específicas de cada tipo de viga, tales como área, ancho, largo... así como el espesor de losa y de pavimento bituminoso que será utilizado en el diseño del tablero de dicho puente. Queda plasmado en la Tabla 1 el peso específico y densidad del hormigón que será el material con el que se realizarán dichas vigas.

DATOS GENERALES

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tipo de viga	Jaguar-90.18	Jaguar-90.18	Leopardo-110.15	Leopardo-110.15
Nº de vigas	6	7	6	7
Área de la viga (m ²)	0.3321	0.3321	0.3351	0.3351
Peso específico del hormigón (kN/m ³)	25	25	25	25
Densidad del hormigón	2.548	2.548	2.548	2.548
Espesor de la losa (m)	0.23	0.23	0.23	0.23
Espesor del pavimento bituminoso (m)	0.03	0.03	0.03	0.03
Peso específico de pavimentos de mezcla bituminosa(kN/m ³)	23	23	23	23
Densidad de la mezcla bituminosa	2.345	2.345	2.345	2.345
Ancho(m)	11	11	11	11
Largo(m)	47.7	47.7	47.7	47.7
Longitud de la viga 1	13.6	13.6	13.6	13.6
Longitud de la viga 2	18.2	18.2	18.2	18.2

Tabla 1: Datos generales

4.1 Estudio del caso 1: viga tipo Jaguar 90.18 y combinación de seis vigas

Las estructuras de los puentes deben ser diseñadas para soportar las cargas a las que va a ser sometido durante toda su vida útil. Estas cargas y fuerzas son de distintos tipos y orígenes y actúan de forma combinada.

En este apartado se definirán las acciones de peso propio, cargas muertas, sobrecarga de uso, nieve y pretensado.

El estudio del primer caso se realizará con seis vigas aunque se hará distinción entre vigas de borde o vigas centrales. Se hace esta consideración porque las cargas que se definirán en cada una de las vigas serán distintas ya que la longitud de losa que recae sobre cada una de ellas variará y, por lo tanto, tanto la sección resistente como las cargas soportadas serán diferentes.

El tablero propuesto presenta un ancho de 11 m y será realizado con hormigón armado y pretensado. Para cálculos posteriores relacionados con las solicitaciones de cada viga, tendremos que asignar un ancho de losa a cada una de ellas. Para ello, en las vigas de borde se hará coincidir el extremo de la cabeza superior con el extremo de la losa. Por lo tanto, queda claro que estas vigas soportarán un peso menor que las vigas centrales. Las vigas centrales estarán cargadas a ambos lados con el mismo ancho desde izquierda a derecha desde su eje de simetría (Figura 14).

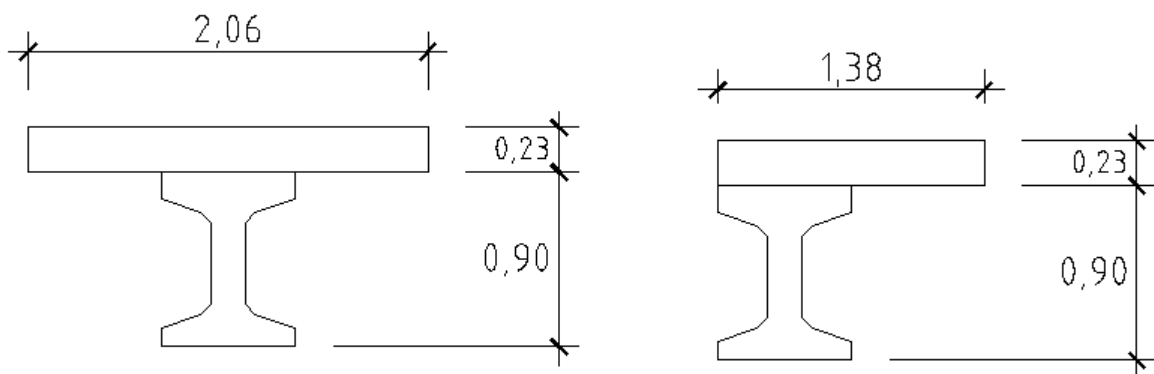


Figura 14: Dimensiones de la losa que soportará cada tipo de viga.

4.1.1 Peso propio

Se define peso propio como la carga debida al peso del elemento resistente. El cálculo del peso propio se realizará por separado el de la losa y el de la viga, sumando posteriormente ambos para obtener el total. Para determinar el peso propio de la viga se debe conocer el peso específico del hormigón armado, además del área de la sección.

Por tanto:

Vigas de borde

$$\text{Peso propio (v. borde)} = \text{Ancho de losa soportada} \cdot \text{Peso específico} \cdot \text{espesor de losa} \quad (1)$$

$$\text{Peso propio (v. borde)} = 1,376 \cdot 25 \cdot 0,23 = 7,912 \text{ m}$$

Vigas centrales

$$\text{Peso propio (v. central)} = \text{Ancho de losa soportada} \cdot \text{Peso específico} \cdot \text{espesor de losa} \quad (2)$$

$$\text{Peso propio (v. borde)} = 2,062 \cdot 25 \cdot 0,23 = 11,857 \text{ m}$$

4.1.2 Cargas muertas

Las cargas que se estudiarán en este apartado serán todas las cargas permanentes que se colocarán sobre la estructura. En este caso se incluirán las de las aceras, las barandillas, las impostas y las del pavimento que se colocará en la carretera situada sobre el puente.

Antes de realizar el cálculo, se presentará un croquis para ver la situación de todos los elementos mencionados en el párrafo anterior. Así se podrá observar fácilmente qué cargas actúan sobre cada viga. Por ejemplo, las vigas de los laterales no soportarán el peso del pavimento puesto que sobre ellas se situará la acera, imposta y barandilla.

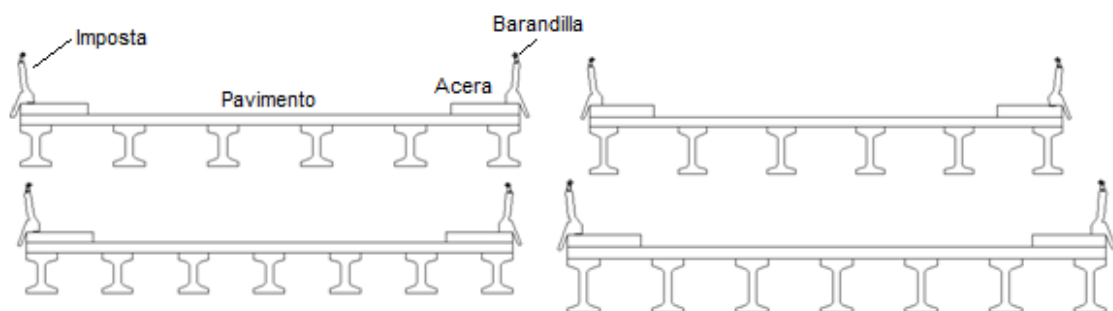


Figura 15: Situación de cada uno de los elementos.

Vigas de borde

Puesto que las vigas de borde soportan un ancho de losa de 1,376 m y la acera está proyectada con un ancho de 1,5 m, dichas vigas no soportarán peso de pavimento.

Por tanto:

- No hay carga de pavimento.

$$P_{\text{pav}} = 0 \quad (3)$$

- El peso de la barandilla se supondrá como 1,960 kN.

$$P_{\text{barandilla}} = 1,960 \text{ kN} \quad (4)$$

- El peso de la acera vendrá definido por:

$$\text{Peso de la acera} = \text{Área transversal de la acera} \cdot \text{Peso específico del hormigón} \quad (5)$$

$$P_{\text{acera}} = 0,344 \cdot 25 = 8,60 \text{ kN}$$

- El peso de la imposta responde a:

$$P_{\text{imp}} = \text{Área transversal de la imposta} \cdot \text{Peso específico del hormigón} \quad (6)$$

$$\text{Peso de la imposta} = 0,628 \cdot 25 = 5,628 \text{ kN}$$

La suma total de las cargas muertas sobre la viga de borde será:

$$\sum P_{c.m} = 1,960 + 8,60 + 31,35 = 41,91 \text{ kN}$$

Vigas centrales

Las vigas centrales soportarán un ancho de losa de 2,062 m, solamente el peso de pavimento puesto que las vigas de borde serán las que soporten las cargas anteriormente definidas.

Por tanto:

$$\text{Peso del pavimento} = \text{Ancho de losa} \cdot P_{\text{esp}} \text{ de la mezcla} \cdot \text{Espesor de la mezcla} \quad (7)$$

$$P_{\text{pav}} = 2,062 \cdot 23 \cdot 0,03 = 1,423 \text{ kN}$$

4.1.3 Sobrecargas de uso

Las sobrecargas de uso son definidas como aquellas cargas que puede ser variables a lo largo del tiempo. Según indica la IAP-11, se debe definir una carga uniforme en todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento de estudio y otra carga que será denominada tren de cargas. Cada vehículo pesado (tren de

cargas), estará constituido por dos ejes. La separación transversal entre ruedas del mismo será de 2 m y la distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m.

Vigas de borde

Se comenzará definiendo la carga uniforme. Las vigas de borde soportarán peso peatonal, es decir, sobre ellas se sitúa la imposta y la acera. Ésta última soportará a su vez a los peatones. Por este motivo se supondrá aplicada una sobrecarga uiforme de 5 kN/m^2 que es el valor estipulado por la IAP-11.

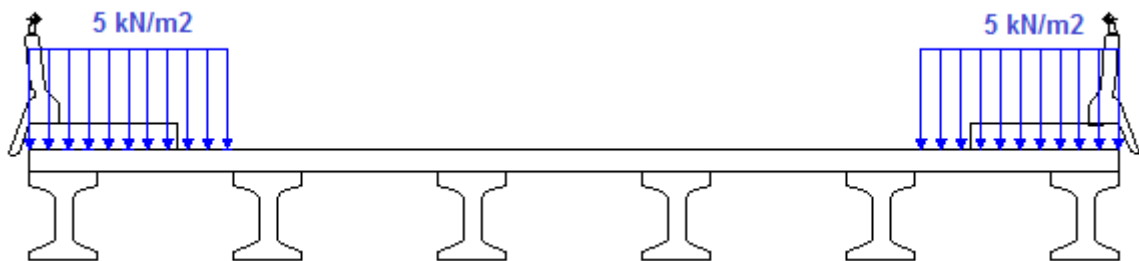


Figura 16: Representación de la sobrecarga de uso en vigas de borde.

Vigas centrales

En este caso, la normativa indica que la carretera debe ser dividida en carriles virtuales y área remanente y según el carril virtual que estemos estudiando, se supondrá una carga uniforme u otra. Al tratarse de un predimensionamiento, se va a suponer la mayor carga que será la correspondiente al carril virtual 1, obteniendo así mayores esfuerzos. La carga a suponer será de 9 kN/m^2

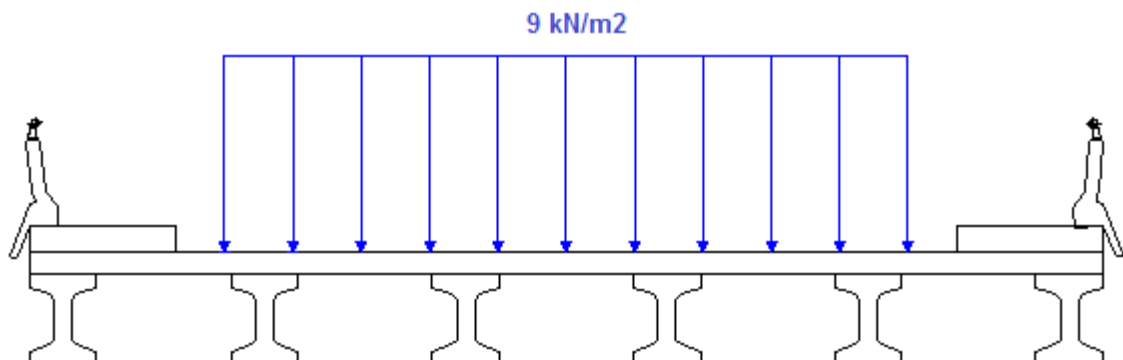


Figura 17: Representación de la sobrecarga de uso en vigas centrales.

4.1.4 Carga de nieve

Como se ha supuesto en el apartado de introducción, la obra estará situada en Cádiz más concretamente en San Fernando. La Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras, IAP-11, nos muestra en su apartado 4.4.2, la formulación de la sobrecarga de nieve en tableros para puentes que queda definido por la siguiente expresión:

$$\text{Sobrecarga de nieve} = 0,8 \cdot S_k \quad (7)$$

siendo S_k =el valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal.

El valor del parámetro S_k debemos obtenerlo de la tabla 4.4-b de la instrucción IAP-11. (Figura 18).

CAPITAL	ALTITUD [m]	S_k [kN/m ²]	CAPITAL	ALTITUD [m]	S_k [kN/m ²]	CAPITAL	ALTITUD [m]	S_k [kN/m ²]
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	San Sebastián	0	0,3
Ávila	1130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lleida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Ourense	130	0,4	Valencia	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria	520	0,7
Cuenca	1010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Figura 18: Sobrecargas de nieve establecidas según IAP-11.[3]

En este caso:

$$\text{Sobrecarga de nieve} = 0,8 \cdot 0,2 = 0,16 \text{ kN}$$

Dicha carga se supondrá como una carga uniforme repartida en todas las vigas, es decir, será el mismo valor tanto para las vigas de centro como para las vigas de borde.

4.1.5 Carga de pretensado

Puesto que el tablero propuesto está diseñado para la utilización de vigas prefabricadas, se debe estudiar el número de torones necesarios a introducir en dichas vigas para que éstas puedan soportar todas las cargas calculadas anteriormente.

Se utilizarán torones de 0,6" de diámetro cuya sección transversal será de 140 mm². El acero activo empleado será un Y 1860S (por tanto $f_{\text{máx}}=1860 \text{ N/mm}^2$) y la carga de tesado será de un 70%. En total se van a introducir en la sección 12 torones. Dos estarán situados en la cabeza superior de la viga. En la cabeza inferior se dispondrán de dos filas; la fila superior constará de dos torones mientras que en la inferior contendrá 8 torones.

A continuación se muestra un croquis. En la Figura 19, se puede observar la excentricidad que se define como la distancia entre el centro de gravedad de la pieza y el centro de las dos filas de torones situadas en la cabeza inferior de la viga.

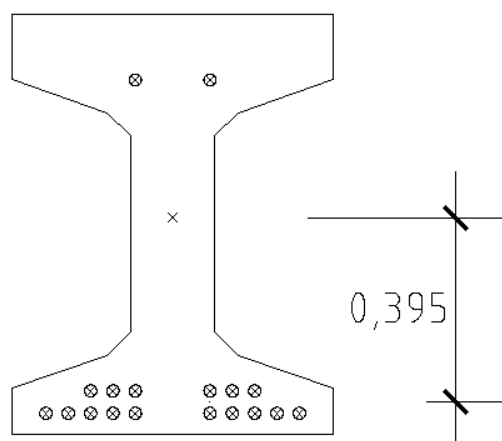


Figura 19: Excentricidad media del pretensado.

El cálculo de la carga de los torones es el siguiente:

- Carga de tesado de cordones inferiores

$$Carga_{c,i} = Sección transversal \cdot f_{máx} \cdot n^{\circ} de torones \cdot 0,7 \quad (8)$$

$$Carga de tesado cordones inferiores = 140 \cdot 1860 \cdot 10 \cdot 0,7 = 1822800 \text{ N} = 1822,800 \text{ kN}$$

- Carga de tesado de cordones superiores

$$Carga_{c,s} = Sección transversal \cdot f_{máx} \cdot n^{\circ} de torones \cdot 0,7 \quad (9)$$

$$Carga de tesado cordones superiores = 140 \cdot 1860 \cdot 2 \cdot 0,7 = 364,56 \text{ kN}$$

La suma total de las cargas de pretensado superior e inferior será:

$$\sum C_{pret} = 1822,800 + 364,56 = 2187,36 \text{ kN}$$

Éste sería el resultado en un hipotético caso ideal. No obstante, en el hormigón pretensado aparecen pérdidas debido a varios factores. Es por esto por lo que se calcularán las siguientes pérdidas:

- Pérdidas por penetración de cuñas.
- Pérdidas debidas a la relajación del acero en las armaduras activas (relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia).
- Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

Para la realización del cálculo de las pérdidas de pretensado, se utilizará la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

4.1.5.1 PÉRDIDA POR PENETRACIÓN DE CUÑAS

Según el artículo 20.2.2.1.2 de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, se calculará según la expresión siguiente:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p \quad (10)$$

Donde:

a = Penetración de la cuña.

L = Longitud total del tendón recto.

E_p = Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.

A_p = Sección de la armadura activa.

Para el vano central

En este caso, la penetración de cuña se estimará en unos 0,004m, la longitud del vano central es de 18,2 m, el módulo de deformación longitudinal de la armadura activa es de 190000MPa y la sección de la armadura activa de 140 mm².

$$\Delta P_2 = \frac{0,004}{18200} \cdot 190000 \cdot 140 = 5846,15 \text{ N} = 5,84 \text{ kN}$$

Para los vanos extremos

En este caso, la penetración de cuña se estimará en unos 0,004m, la longitud del vano central es de 13,6 m, el módulo de deformación longitudinal de la armadura activa es de 190000MPa y la sección de la armadura activa de 140 mm².

$$\Delta P_2 = \frac{0,004}{13600} \cdot 190000 \cdot 140 = 7823,52 \text{ N} = 7,823 \text{ kN}$$

4.1.5.2 PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO EN ARMADURAS ACTIVAS

Según la norma EHE-08 a falta de datos experimentales para la evaluación de las pérdidas por relajación pueden estimarse con la tabla 38.9.a (Figura 20) presente en el artículo 38.9 de dicha norma.

Tabla 38.9.a
Relajación a 1.000 h en función de la tensión inicial

Tipo de armadura	0,6 $f_{m\acute{a}x}$	0,7 $f_{m\acute{a}x}$	0,8 $f_{m\acute{a}x}$
Alambres y cordones	1,0	2,0	5,5
Barras	2,0	3,0	7,0

Figura 20: Pérdidas por relajación según EHE-08.[4]

Por tanto la pérdida será de un 2% dado que nuestra sección presenta cordones y está tesado a un 70% de $f_{m\acute{a}x}$.

Así, la carga total de todos los torones menos dicha pérdida será:

$$P\acute{e}rdidas\ de\ relajaci\acute{o}n\ del\ acero = Carga\ de\ todos\ los\ torones \cdot 2\% \quad (11)$$

$$P\acute{e}rdidas\ de\ relajaci\acute{o}n\ del\ acero = 2187,36 \cdot 0,02 = 43,74\ kN$$

4.1.5.3 PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN

Las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón, vienen definidas en el artículo 20.2.2.1.3 de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08. La expresión a utilizar sería la siguiente:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \cdot A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cj}} \quad (12)$$

Donde:

σ_{cp} = Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas y los esfuerzos actuantes en el momento del tesado.

A_p = Sección total de la armadura activa.

E_p = Módulos de deformación longitudinal de las armaduras activas.

E_{cj} = Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad "j" correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

Para la viga tipo 1

Para la viga tipo 1 vamos a comenzar calculando las pérdidas del pretensado inferior.

- Pretensado inferior.

En primer lugar se calculará la tensión de compresión en el centro de gravedad de las armaduras activas. La fórmula empleada es la siguiente:

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_0}{A_h} - \frac{P_0 \cdot e^2}{I_h} \quad (13)$$

Donde:

P_0 = Carga de tesado al 70% de la carga total.

A_h = Área homogénea.

e = Excentricidad.

I_h = Inercia homogénea.

Para el cálculo de la carga inicial se utilizará la fórmula nº 14:

$$P_0 = 0.7 \cdot f_{\text{máx acero}} \cdot A_{\text{torón}} \cdot n^{\circ} \text{ torones} \quad (14)$$

$$P_0 = 0.7 \cdot 1860 \cdot 140 \cdot 10 = 1822800 \text{ N/mm}^2$$

Para poder obtener la excentricidad, se presenta a continuación un croquis donde se visualizan las medidas necesarias para realizar los cálculos.

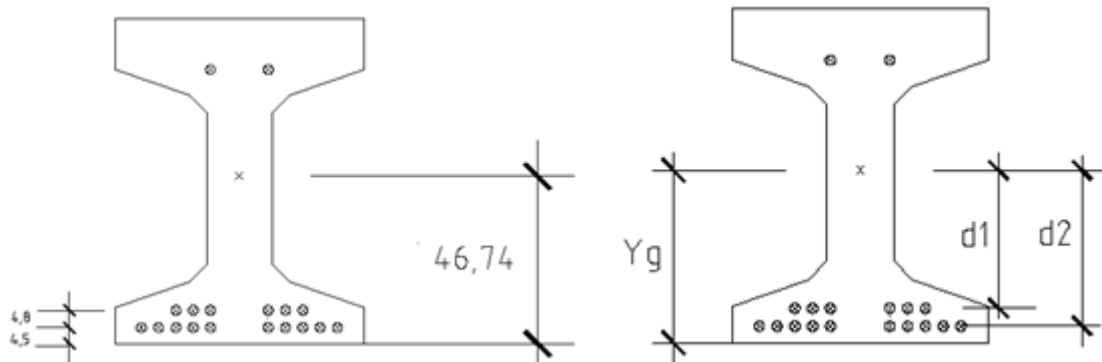


Figura 21: Posición del cdg y de los torones viga Jaguar.

Para calcular la excentricidad serán necesarias las distancias d1 y d2 que se calcularán de la siguiente manera.

$$d_1 = Y_G - 4.5 - 4.8 \quad (15)$$

Donde:

Y_G = distancia del centro de gravedad al borde inferior en cm.

Por tanto, d1:

$$d_1 = 46.74 - 4.5 - 4.8 = 37.44 \text{ cm} = 0.3744 \text{ m}$$

$$d_2 = Y_G - 4.5$$

Donde:

Y_G = distancia del centro de gravedad al borde inferior en cm.

$$d_2 = 46.74 - 4.5 = 42.24 \text{ cm} = 0.4224 \text{ m}$$

$$e = (8 \cdot d_2 + 2 \cdot d_1) / 10 \quad (16)$$

$$e = \frac{8 \cdot 0.4224 + 2 \cdot 0.3744}{10} = 0.3946 \text{ m} = 394.6 \text{ mm}$$

Otro parámetro que es necesario para el cálculo de la tensión de compresión es el área homogénea. Para obtener el área homogénea se utilizará la siguiente expresión:

$$A_h = \text{Área}_{s.\text{bruta}} + (n - 1) \cdot \text{Área}_{\text{pretensado}} \quad (17)$$

Donde:

$\text{Área}_{s.\text{bruta}}$ = Área de la sección bruta.

n = Coeficiente de equivalencia.

$\text{Área}_{\text{pretensado}}$ = Área del pretensado.

$$\text{Área}_{s.\text{bruta}} = 0,3321 \text{ m}^2 = 332100 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{190000}{31314,26} = 6,067$$

$$\text{Área}_{\text{pretensado}} = 1400 \text{ mm}^2$$

Conocidos estos valores, el área homogénea será la siguiente:

$$A_h = 332100 + (6.067 - 1) \cdot 1400 = 339193.8 \text{ mm}^2$$

El valor de la inercia homogénea se calculará mediante el teorema de Steiner:

$$I_h = I_{\text{local } 1} + A \cdot d^2 + I_{\text{local } 2} + A \cdot d^2 + I_{\text{local } 3} + A \cdot d^2 \quad (18)$$

$$\begin{aligned} I_h = & \frac{1}{12} \cdot 690 \cdot 260^3 + (690 \cdot 260 \cdot \left(\left(900 - \frac{260}{2} \right) - 467,4 \right)^2) + \frac{1}{12} \cdot 180 \cdot 420^3 + (180 \cdot 420 \\ & \cdot \left(467,4 - \left(900 - \left(260 - \frac{420}{2} \right) \right) \right)^2) + \frac{1}{12} \cdot 690 \cdot 220^3 + (690 \cdot 220 \\ & \cdot \left(467,4 - \left(900 - \frac{220}{2} - 260 - 420 \right) \right)^2) = 3,865 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Finalmente, introduciendo todos los valores en la fórmula (13), se obtiene:

$$\sigma_{cp1} = -\frac{1822800}{339193,8} - \frac{1822800 \cdot (394,6)^2}{3,865 \cdot 10^{10}} = -12,717$$

- Pretensado superior

Anteriormente se ha realizado los cálculos para el pretensado inferior. En este apartado vamos a obtener el pretensado superior para obtener el conjunto de pérdidas que obtendrá la viga.

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_0}{A_h} - \frac{P_0 \cdot e^2}{I_h}$$

Donde:

P_0 = Carga de tesado al 70% de la carga total.

A_h = Área homogénea.

e = Excentricidad.

I_h = Inercia homogénea.

Para el cálculo de la carga inicial se utilizará la fórmula nº 19.

$$P_0 = 0.7 \cdot f_{\text{máx acero}} \cdot A_{\text{torón}} \cdot n^{\circ} \text{ torones} \quad (19)$$

$$P_0 = 0.7 \cdot 1860 \cdot 140 \cdot 2 = 364560 \text{ N/mm}^2$$

Para poder obtener la excentricidad se presenta a continuación un croquis donde se visualizan las medidas necesarias para realizar los cálculos.

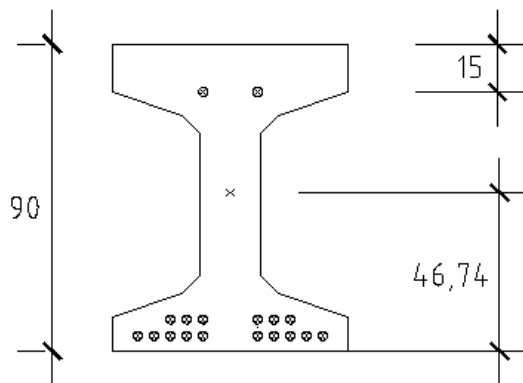


Figura 22: Croquis de la viga

La excentricidad será igual a:

$$e = 90 - 46.74 - 15 = 28.26 \text{ cm} = 0.2826 \text{ m}$$

Para obtener el área homogénea se vuelve a utilizar la fórmula (20) que es la siguiente:

$$A_h = \text{Área}_{s.bruta} + (n - 1) \cdot \text{Área}_{pretensado} \quad (20)$$

Donde:

$\text{Área}_{s.bruta}$ = Área de la sección bruta.

n = Coeficiente de equivalencia.

$\text{Área}_{pretensado}$ = Área del pretensado.

$$\text{Área}_{s.bruta} = 0,3321 \text{ m}^2 = 332100 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{190000}{31314,26} = 6,067$$

$$\text{Área}_{pretensado} = 1400 \text{ mm}^2$$

Conocidos estos valores, el área homogénea será la siguiente:

$$A_h = 332100 + (6.067 - 1) \cdot 280 = 333518.6 \text{ mm}^2$$

El valor de la inercia homogénea se calculará mediante la fórmula nº 21, (el teorema de Steiner):

$$I_h = I_{local\ 1} + A \cdot d^2 + I_{local\ 2} + A \cdot d^2 + I_{local\ 3} + A \cdot d^2 \quad (21)$$

$$\begin{aligned} I_h = & \frac{1}{12} \cdot 690 \cdot 260^3 + (690 \cdot 260 \cdot \left(\left(900 - \frac{260}{2} \right) - 467,4 \right)^2) + \frac{1}{12} \cdot 180 \cdot 420^3 + (180 \cdot 420 \\ & \cdot \left(467,4 - \left(900 - \left(260 - \frac{420}{2} \right) \right) \right)^2) + \frac{1}{12} \cdot 690 \cdot 220^3 + (690 \cdot 220 \\ & \cdot \left(467,4 - \left(900 - \frac{220}{2} - 260 - 420 \right) \right)^2) = 3,865 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Por último, si se introducen todos los valores en la fórmula (13), se podrá calcular σ_{cp2} :

$$\sigma_{cp2} = -\frac{364,56}{333518,76} - \frac{364,56 \cdot (282,6)^2}{3,865 \cdot 10^{10}} = -1,84 \cdot 10^{-3}$$

Una vez obtenido el valores de σ_{cp1} y σ_{cp2} se sumarán para conocer la pérdida por acortamiento elástico del hormigón.

- *Pérdida total de la viga tipo 1*

$$\sigma_{cp1} + \sigma_{cp2} = -12,717 + -1,84 \cdot 10^{-3} = -12,72$$

Según la fórmula (12) se puede calcular la pérdida por acortamiento elástico del hormigón. En este caso en la viga tipo 1 será:

$$\Delta P_3 = -12,72 \cdot 1680 \cdot \frac{190000}{31314,26} = -129660,54 \text{ N}$$

Para la viga tipo 2

-Pretensado inferior

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_0}{A_h} - \frac{P_0 \cdot e^2}{I_h}$$

P_0 = Carga de tesado al 70% de la carga total.

A_h = Área homogénea.

e = Excentricidad.

I_h = Inercia homogénea.

Para el cálculo de la carga inicial se utilizará la fórmula nº 22:

$$P_0 = 0.7 \cdot f_{\text{máx acero}} \cdot A_{\text{torón}} \cdot n^{\circ} \text{ torones} \quad (22)$$

$$P_0 = 0.7 \cdot 1860 \cdot 140 \cdot 10 = 1822800 \text{ N/mm}^2$$

Para poder obtener la excentricidad, se presenta a continuación un croquis donde se puedan visualizar las medidas necesarias para realizar los cálculos.

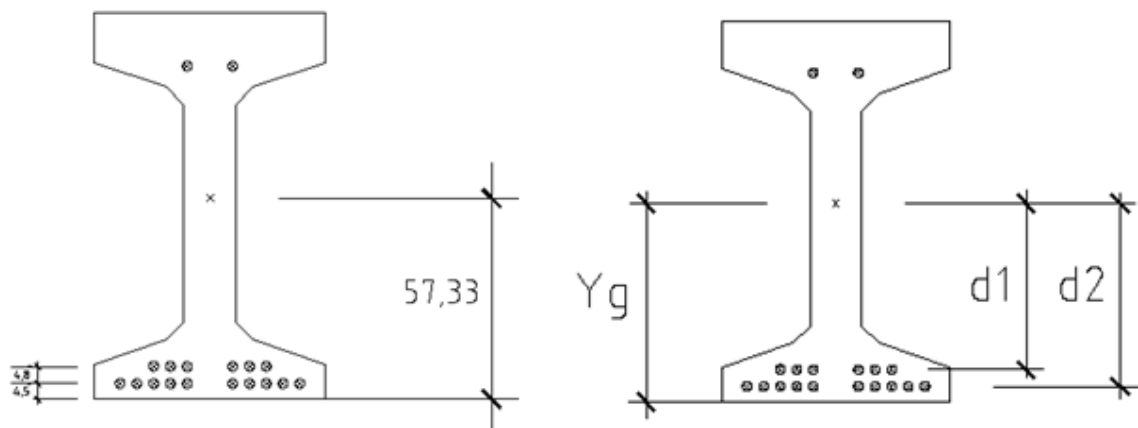


Figura 23: Posición del cdg y de los torones viga Leopardo.

Para calcular la excentricidad serán necesarias las distancias d_1 y d_2 que se calcularán de la siguiente manera.

$$d_1 = Y_G - 4.5 - 4.8 \quad (23)$$

Donde:

Y_G = distancia del centro de gravedad al borde inferior en cm.

Por tanto, d_1 :

$$d_1 = 57.33 - 4.5 - 4.8 = 48.03 \text{ cm} = 0.4803 \text{ m}$$

$$d_2 = Y_G - 4.5$$

Donde:

Y_G = distancia del centro de gravedad al borde inferior en cm.

$$d_2 = 57.33 - 4.5 = 52.83 \text{ cm} = 0.5283 \text{ m}$$

$$e = (8 \cdot d_2 + 2 \cdot d_1) / 10 \quad (24)$$

$$e = \frac{8 \cdot 0.5283 + 2 \cdot 0.4803}{10} = 0.5187 \text{ m} = 518.7 \text{ mm}$$

Otro parámetro que es necesario para el cálculo de la tensión de compresión es el área homogénea. Para obtener el área homogénea se utilizará la siguiente expresión:

$$A_h = \text{Área}_{s.\text{bruta}} + (n - 1) \cdot \text{Área}_{\text{pretensado}} \quad (25)$$

Donde:

Área_{s.bruta} = Área de la sección bruta.

n = Coeficiente de equivalencia.

Área_{pretensado} = Área del pretensado.

$$\text{Área}_{s.bruta} = 0,3351 \text{ m}^2 = 335100 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{190000}{31314,26} = 6,067$$

$$\text{Área}_{pretensado} = 1400 \text{ mm}^2$$

Conocidos estos valores, el área homogénea será la siguiente:

$$A_h = 335100 + (6.067 - 1) \cdot 1400 = 342193.8 \text{ mm}^2$$

El valor de la inercia homogénea se calculará mediante el teorema de Steiner, ya utilizado en el caso de viga tipo 1.

$$I_h = I_{local\ 1} + A \cdot d^2 + I_{local\ 2} + A \cdot d^2 + I_{local\ 3} + A \cdot d^2 \quad (26)$$

$$\begin{aligned} I_h = & \frac{1}{12} \cdot 660 \cdot 260^3 + (660 \cdot 260 \cdot \left(\left(1100 - \frac{260}{2} \right) - 573,3 \right)^2 + \frac{1}{12} \cdot 150 \cdot 620^3 + (150 \cdot 620 \\ & \cdot \left(573,3 - \left(1100 - \left(260 - \frac{620}{2} \right) \right) \right)^2 + \frac{1}{12} \cdot 660 \cdot 220^3 + (660 \cdot 220 \\ & \cdot \left(573,3 - \left(1100 - \frac{220}{2} - 260 - 620 \right) \right)^2 = 6,287 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Finalmente, introduciendo todos los valores en la fórmula (13), al igual que en el caso anterior, se podrá obtener:

$$\sigma_{cp1} = -\frac{1822800}{342193,8} - \frac{1822800 \cdot (518,7)^2}{6,287 \cdot 10^{10}} = -13,12$$

- Pretensado superior

Anteriormente se ha realizado los cálculos para el pretensado inferior. En este apartado vamos a obtener el conjunto de pérdidas del pretensado superior que sufrirá dicha viga.

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_0}{A_h} - \frac{P_0 \cdot e^2}{I_h}$$

Donde:

P_0 = Carga de tesado al 70% de la carga total.

A_h = Área homogénea.

e = Excentricidad.

I_h = Inercia homogénea.

Para el cálculo de la carga inicial se utilizará la fórmula nº 27.

$$P_0 = 0.7 \cdot f_{\text{máx acero}} \cdot A_{\text{torón}} \cdot n^{\circ} \text{ torones} \quad (27)$$

$$P_0 = 0.7 \cdot 1860 \cdot 140 \cdot 2 = 364560 \text{ N/mm}^2$$

Para la obtención de la excentricidad, se presenta a continuación un croquis donde se podrán visualizar las medidas necesarias para realizar los cálculos.

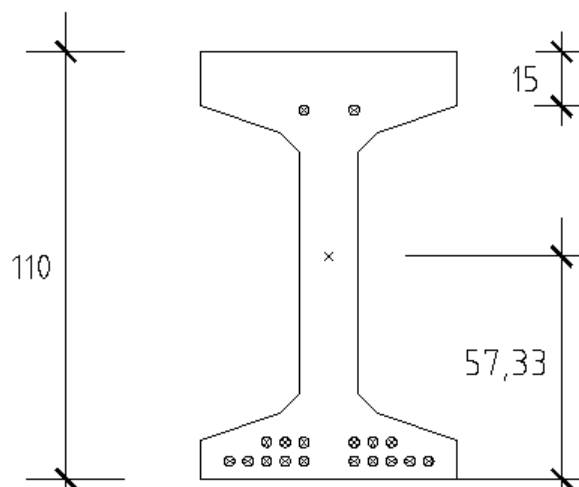


Figura 24: Croquis de la viga.

La excentricidad será igual a:

$$e = 110 - 57.33 - 15 = 37.67 \text{ cm} = 0.3767 \text{ m}$$

Para obtener el área homogénea se vuelve a utilizar la fórmula (28) que es:

$$A_h = \text{Área}_{s.\text{bruta}} + (n - 1) \cdot \text{Área}_{\text{pretensado}} \quad (28)$$

Donde:

$\text{Área}_{s.\text{bruta}}$ = Área de la sección bruta.

n = Coeficiente de equivalencia.

$\text{Área}_{\text{pretensado}}$ = Área del pretensado.

$$\text{Área}_{s.\text{bruta}} = 0,3351 \text{ m}^2 = 335100 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{190000}{31314,26} = 6,067$$

$$\text{Área}_{\text{pretensado}} = 1400 \text{ mm}^2$$

Conocidos estos valores, el área homogénea será la siguiente:

$$A_h = 335100 + (6.067 - 1) \cdot 280 = 336518,76 \text{ mm}^2$$

El valor de la inercia homogénea se calculará mediante la fórmula nº 29, (el teorema de Steiner):

$$I_h = I_{local\ 1} + A \cdot d^2 + I_{local\ 2} + A \cdot d^2 + I_{local\ 3} + A \cdot d^2 \quad (29)$$

$$\begin{aligned} I_h = & \frac{1}{12} \cdot 690 \cdot 260^3 + (690 \cdot 260 \cdot \left(\left(900 - \frac{260}{2} \right) - 467,4 \right)^2) + \frac{1}{12} \cdot 180 \cdot 420^3 + (180 \cdot 420 \\ & \cdot \left(467,4 - \left(900 - \left(260 - \frac{420}{2} \right) \right) \right)^2) + \frac{1}{12} \cdot 690 \cdot 220^3 + (690 \cdot 220 \\ & \cdot \left(467,4 - \left(900 - \frac{220}{2} - 260 - 420 \right) \right)^2) = 3,865 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Por último, si se introducen todos los valores en la fórmula (13), se podrá calcular:

$$\sigma_{cp2} = -\frac{364,56}{33518,76} - \frac{364,56 \cdot (376,7)^2}{3,865 \cdot 10^{10}} = -0,0122$$

Una vez obtenido el valores de σ_{cp1} y σ_{cp2} se sumarán para conocer la pérdida por acortamiento elástico del hormigón.

- *Pérdida total de la viga tipo 2*

$$\sigma_{cp1} + \sigma_{cp2} = -13,12 + (-0,0122) = -13,13$$

Según la fórmula (12) se puede calcular la pérdida por acortamiento elástico del hormigón. En este caso en la viga tipo 1 será:

$$\Delta P_3 = -13,13 \cdot 1680 \cdot \frac{190000}{31314,26} = -133839,85 \text{ N}$$

Pérdidas totales de pretensado

En este apartado, se sumarán todas las pérdidas previamente calculadas.

$$Total = P_{p.c} + P_{rel} + P_{acor.elás} \quad (30)$$

Donde:

$P_{p.c}$ = Pérdidas de penetración de cuñas

P_{rel} = Pérdidas por relajación del acero

$P_{acor.elás}$ = Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

Viga tipo 1

$$Total = 5,84 + 43,74 + (-129,66) = -80,52 \text{ kN}$$

Viga tipo 2

$$Total = 5,84 + 43,74 + (-133,83) = -84,25 \text{ kN}$$

4.1.6 Cálculos para la obtención de la viga óptima

En este apartado se estudiará el comportamiento de la sección al aplicarle las cargas definidas anteriormente. Dado que la estructura es evolutiva, pues la sección resistente no es siempre la misma, se tomarán tres secciones tipo, donde:

En cada caso las cargas que actuarán serán las siguientes:

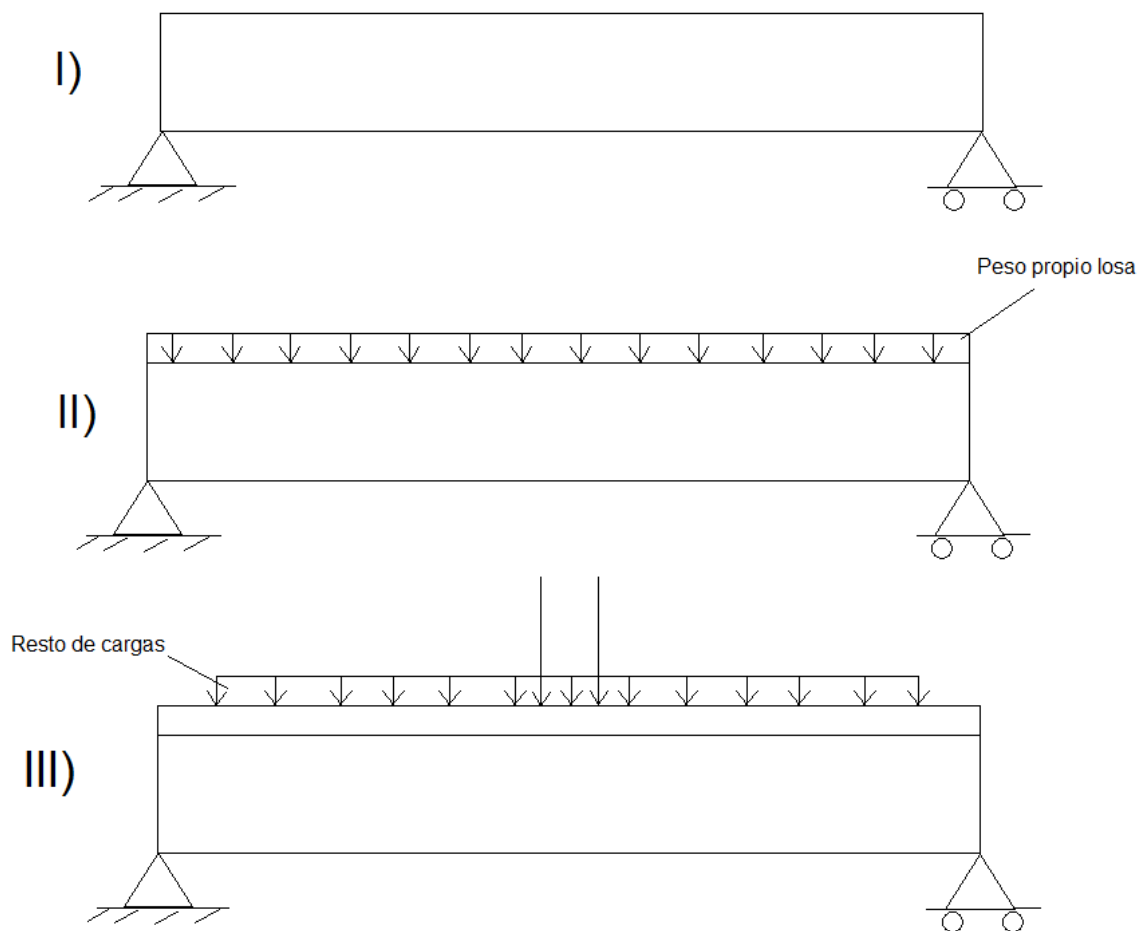


Figura 25: Cargas que actúan sobre la viga.

La sección resistente en cada caso es la que se muestra a continuación:

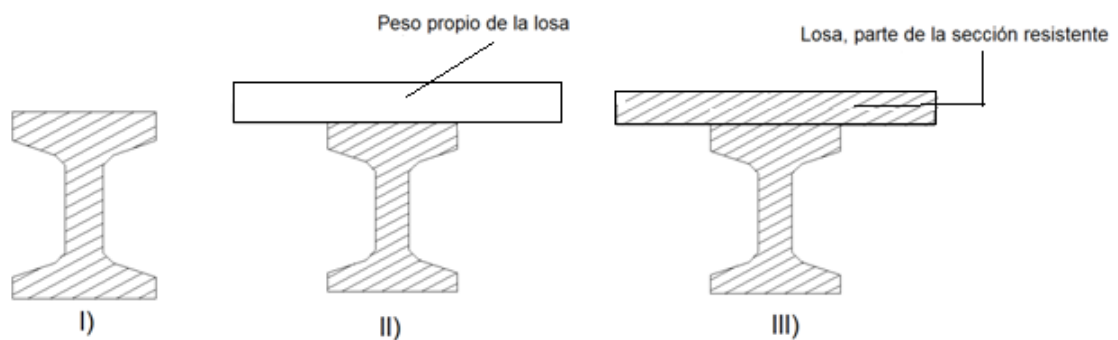


Figura 26: Sección resistente.

l) En la **sección inicial** se tendrá en cuenta el peso propio de la viga, así como el pretensado y se calcularán las tensiones en la fibra superior e inferior de la viga.

$$\text{Momento de peso propio} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (31)$$

$$\text{Momento de peso propio} = \frac{8,303 \cdot 18,2^2}{8} = 343,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento de pretensado} = P \cdot d_1 - P \cdot d_2 \quad (32)$$

$$\text{Momento de pretensado} = 1822,8 \cdot 0,3946 - 364,56 \cdot 0,2826 = 616,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se calculará ahora la fuerza superior e inferior de la viga.

$$f_s = 1 \cdot \text{Momento peso propio} + 1,05 \cdot \text{Momento pretensado} \quad (33)$$

$$f_s = 1 \cdot 343,79 + 1,05 \cdot 616,25 = 990,85 \text{ kN}$$

$$f_i = 1 \cdot \text{Momento peso propio} + 0,95 \cdot \text{Momento pretensado} \quad (34)$$

$$f_i = 1 \cdot 343,79 + 0,95 \cdot 616,25 = 929,22 \text{ kN}$$

Los coeficientes de mayoración variarán en las fórmulas anteriores ya que en el extremo superior de viga se producirá un momento desfavorable mientras que el pretensado introducirá un momento favorable.

$$\sigma = \frac{\text{Fuerza pretensado}}{\text{Área de la viga}} \quad (35)$$

$$\sigma = \frac{2187,36}{0,3321} = 6586,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{\text{Momento peso propio}}{\text{Momento de inercia}} \cdot \text{distancia superior de la viga al centro de gravedad} \quad (36)$$

$$\sigma_s = \frac{990,85}{0,038647} \cdot 0,4326 = -11091,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \sigma_s = -11091,20 + 6586,44 = -4504,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_i = \frac{\text{Momento peso propio}}{\text{Momento de inercia}} \cdot \text{distancia inferior de la viga al centro de gravedad} \quad (37)$$

$$\sigma_i = \frac{929,22}{0,038647} \cdot 0,4674 = 11238,06 \rightarrow \sigma_s = 11238,06 + 6586,44 = 17824,5 \text{ kN/m}^2$$

II) En la **sección intermedia** se tendrá en cuenta el peso propio de la losa aunque ésta no será todavía resistente por lo que el momento de inercia y el área de la sección serán las definidas en el caso anterior. Se calcularán las tensiones en la fibra superior e inferior de la viga.

$$\text{Momento de losa} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (38)$$

$$\text{Momento de losa} = \frac{11,857 \cdot 18,2^2}{8} = 490,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_s = 1 \cdot \text{Momento losa} \quad (39)$$

$$f_s = 1 \cdot 490,94 = 490,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_i = 1 \cdot \text{Momento losa} \quad (40)$$

$$f_i = 1 \cdot 490,94 = 490,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{\text{Momento losa}}{\text{Momento de inercia}} \cdot \text{distancia superior de la viga + losa al centro de gravedad} \quad (41)$$

$$\sigma_s = \frac{490,94}{0,038647} \cdot 0,4326 = 5495,29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (compresión)}$$

$$\sigma_i = \frac{\text{Momento losa}}{\text{Momento de inercia}} \cdot \text{distancia inferior de la viga + losa al centro de gravedad} \quad (42)$$

$$\sigma_i = \frac{490,94}{0,038647} \cdot 0,4674 = -5495,29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (tracción)}$$

III) En la **sección final** se tendrá en cuenta las cargas muertas, las sobrecargas de uso y el tren de cargas, y se calcularán las tensiones en la fibra superior e inferior de viga pero teniendo en cuenta la losa que ya suponemos resistente. Por tanto, en este caso, cambiará el valor del momento de inercia y el área de la sección utilizada para los cálculos.

En primer lugar, se calculará el nuevo centro de gravedad teniendo en cuenta la losa, el momento de inercia y el área.

Cálculo del centro de gravedad.

$$y_c = \frac{A_1 \cdot X_1 + A_2 \cdot X_2 + A_3 \cdot X_3}{A_1 + A_2 + A_3} \quad (43)$$

$$y_c = \frac{2,0620 \cdot 0,23 \cdot 1,015 + 0,26 \cdot 0,69 \cdot 0,77 + 0,42 \cdot 0,18 \cdot 0,43 + 0,22 \cdot 0,69 \cdot 0,11}{0,8810} = \frac{0,6687}{0,8810} = 0,7592 \text{ m}$$

$$y_i = 0,759 \text{ m} = 759,2 \text{ mm}$$

$$y_s = 1130 - 759,2 = 370,78 \text{ mm}$$

Una vez realizado el cálculo del centro de gravedad, se calculará el momento de inercia.

$$\begin{aligned} I = & \frac{1}{12} \cdot 690 \cdot 260^3 + \left(690 \cdot 260 \cdot \left(900 - \frac{260}{2} - 759,2 \right)^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot 690 \cdot 220^3 \\ & + \left(690 \cdot 220 \cdot \left(759,2 - \frac{220}{2} \right)^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot 180 \cdot 420^3 \\ & + \left(180 \cdot 420 \cdot \left(759,2 - 260 - 900 - \frac{420}{2} \right)^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot 2062 \cdot 230^3 \\ & + (2062 \cdot 230 \cdot (1015 - 759,2)^2) = 1,080 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 = 0,10804908 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Momento de cargas muertas} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (44)$$

$$\text{Momento de cargas muertas} = \frac{1,423 \cdot 18,2^2}{8} = 58,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento de sobrecargas de uso} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (45)$$

$$\text{Momento de sobrecargas de uso} = \frac{18,558 \cdot 18,2^2}{8} = 768,39 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (46)$$

$$\text{Momento tren} = F \cdot a$$

$$\text{Momento tren} = 150 \cdot 8,1 = 141,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_s = 1 \cdot \text{Momento sobrecargas de uso} + 1 \cdot \text{Momento tren} \quad (47)$$

$$f_s = 1 \cdot 58,92 + 1 \cdot 768,39 + 1 \cdot 141,9 = 969,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_i = 1 \cdot \text{Momento sobrecargas de uso} + 1 \cdot \text{Momento tren} \quad (48)$$

$$f_i = 1 \cdot 58,92 + 1 \cdot 768,39 + 1 \cdot 141,9 = 969,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{\text{Momento losa}}{\text{Momento de inercia}} \cdot \text{distancia superior de la viga + losa al centro de gravedad} \quad (49)$$

$$\sigma_s = \frac{490,94}{0,038647} \cdot 0,4326 = 5495,29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (compresión)}$$

$$\sigma_i = \frac{\text{Momento losa}}{\text{Momento de inercia}} \cdot \text{distancia inferior de la viga + losa al centro de gravedad} \quad (50)$$

$$\sigma_i = \frac{490,94}{0,038647} \cdot 0,4674 = -5495,29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (tracción)}$$

$$\sigma_{intermedio} = \frac{f_s}{\text{Momento de inercia}} \cdot \left(\frac{y_s}{1000} - \text{espesor de losa} \right) \quad (51)$$

$$\sigma_{intermedio} = \frac{969,21}{0,038647} \cdot \left(\frac{370,78}{1000} - 0,23 \right) = 2661,05 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

A continuación se presentará una tabla a modo de resumen con los valores de las fibras superiores e inferiores en cada caso obtenidos anteriormente. En dicha tabla se contemplarán tres columnas que serán las acumuladas para comprobar que tanto en la fibra superior como en la inferior no se producen tracciones puesto que esto se traducirían en grietas en el hormigón debido a los momentos producidos.

VIGA TIPO 1: 6 VIGAS			
	1	2	3
	p.p.vigas+pret	p.p.losa	cm+scu
fs losa	0	0	7008.431776
fi losa	0	0	2661.055974
fs viga	-4501.612396	5493.711764	2661.055974
fi viga	17821.37366	-5935.646968	-14350.41455
fs losa acum	0	0	7008.431776
fi losa acum	0	0	2661.055974
fs viga acum	-4501.612396	992.0993674	3653.155342
fi viga acum	17821.37366	11885.72669	-2464.687863

Tabla 2: Datos obtenidos 6 vigas Jaguar.

Se aclara a continuación la posición de la fibra superior e inferior de losa y fibra superior e inferior de viga.

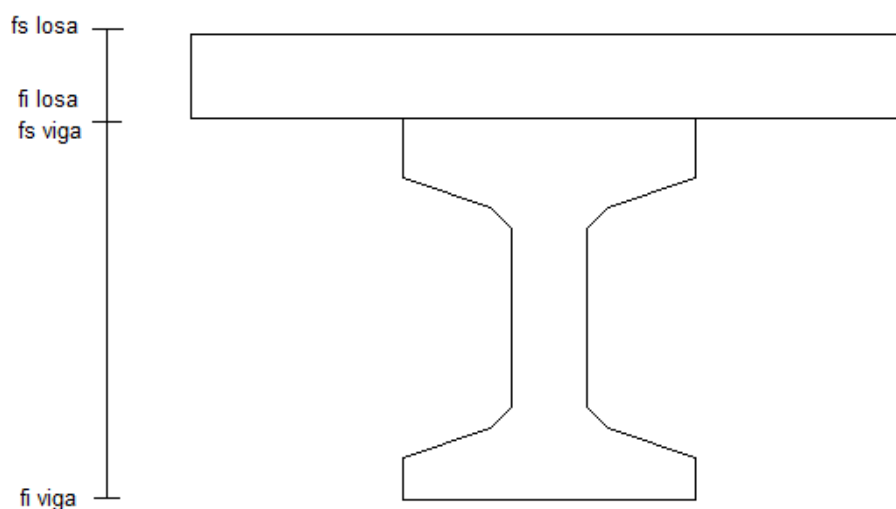


Figura 27: Croquis puntos a estudiar.

En el caso 1 la fibra superior de losa y la fibra inferior serán nulas ya que en este supuesto no se ha tenido en cuenta la losa, solamente el peso propio y el pretensado de la viga.

En el caso 2 se introduce el peso propio de la losa pero se supone que ésta no resiste. Por tanto, f_s losa y f_i losa serán cero.

En el caso 3, el conjunto de viga más losa sí resiste. Por tanto, se plasmará el valor en la tabla. En este caso, el valor de la fibra superior de viga acumulada obtenido es positivo por lo que habrá una compresión. Sin embargo, en la fibra inferior acumulada el valor es negativo, lo que significa que presenta una tracción.

Como conclusión, este caso de viga tipo 1 y seis vigas no resistiría los esfuerzos para lo que ha sido dimensionado dicho tablero.

Por este motivo habrá que realizar el estudio de los siguientes casos.

4.2 Estudio de los casos restantes.

Se ha realizado el estudio del primer caso que es el de seis vigas Jaguar-90.18. Aún queda el estudio de los tres casos restantes que son:

- Siete vigas Jaguar-90.18.
- Seis vigas Leopardo-110.15.
- Siete vigas Leopardo-110.15.

El proceso de cálculo de estas tres opciones es idéntico al que acabamos de realizar. Por ello, y para no reiterar en el mismo método, se adjuntará una tabla con los valores obtenidos para cada uno de los casos, y así poder elegir la viga óptima a utilizar.

VIGA TIPO 2: 6 VIGAS			
	1	2	3
	p.p.vigas+pret	p.p.loso	cm+scu
fs losa	0	0	4909.035578
fi losa	0	0	2257.769347
fs viga	-1798.337538	4112.238819	2257.769347
fi viga	15028.05339	-4946.27652	-10422.19958
fs losa acum	0	0	4909.035578
fi losa acum	0	0	2257.769347
fs viga acum	-1798.337538	2313.90128	4571.670627
fi viga acum	15028.05339	10081.77687	-340.4227131

Tabla 3: Datos obtenidos 6 vigas Leopardo.

VIGA TIPO 1: 7 VIGAS			
	1	2	3
	p.p.vigas+pret	p.p.losa	cm+scu
fs losa	0	0	7393.047882
fi losa	0	0	3099.064166
fs viga	-4501.612396	4578.004328	3099.064166
fi viga	17821.37366	-4946.27652	-13703.48081
fs losa acum	0	0	7393.047882
fi losa acum	0	0	3099.064166
fs viga acum	-4501.612396	76.39193133	3175.456098
fi viga acum	17821.37366	12875.09714	-828.3836706

Tabla 4: Datos obtenidos 7 vigas Jaguar.

VIGA TIPO 2: 7 VIGAS			
	1	2	3
	p.p.vigas+pret	p.p.losa	cm+scu
fs losa	0	0	5198.630514
fi losa	0	0	2579.015372
fs viga	-1798.337538	3436.770687	2579.015372
fi viga	15028.05339	-3740.840393	-9949.578787
fs losa acum	0	0	5198.630514
fi losa acum	0	0	2579.015372
fs viga acum	-1798.337538	1638.433149	4217.448521
fi viga acum	15028.05339	11287.213	1337.634211

Tabla 5: Datos obtenidos 7 vigas Leopardo.

El criterio de selección es que toda la viga esté comprimida en toda la sección. Tanto en el caso de viga tipo 2 y seis vigas y en el caso de viga tipo 1 y 7 vigas, sucede lo mismo en el primer caso estudiado. El valor obtenido de fibra superior de viga acumulada es positivo lo que significa que habrá una compresión, pero en la fibra inferior acumulada el valor es negativo, lo que significa que presenta una tracción. Descartamos

este caso pues trabajamos con la premisa de que las vigas estén siempre comprimidas en su totalidad.

Por este motivo, se utilizará el caso de viga tipo 2 (Leopardo 110.15) y 7 vigas ya que está toda la sección a compresión.

Se muestra un croquis de la elección final:

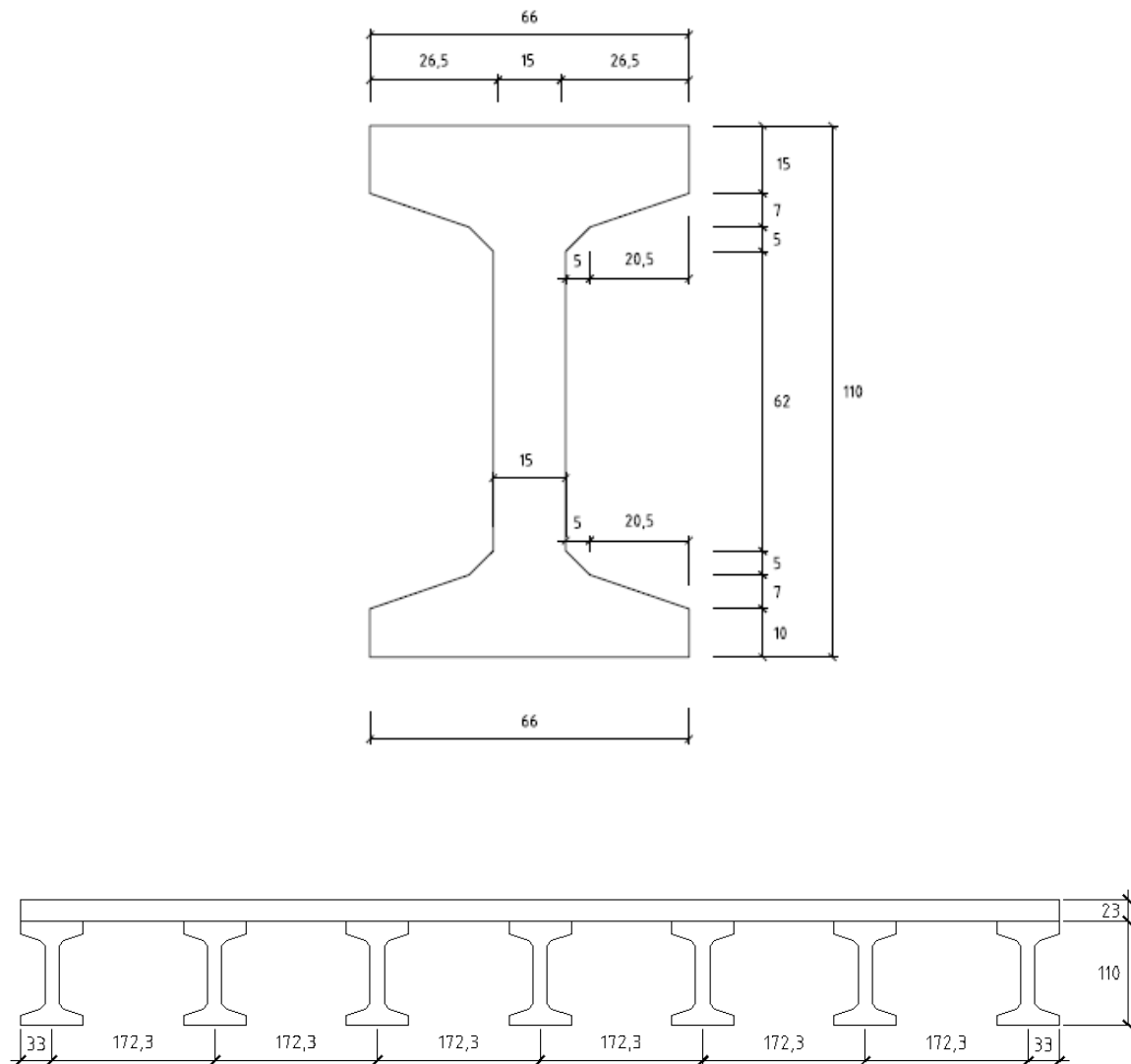


Figura 28: Opción óptima elegida.

5 DIMENSIONAMIENTO DEL TABLERO.

5.1 Introducción al cálculo.

Una vez se ha realizado el predimensionamiento y estudiado la viga que va a utilizarse en el estudio de este tablero, se desarrollará el dimensionado del mismo que engloba lo citado a continuación:

- Se expondrá los tipos de modelos más adecuados para este tipo de tableros según *Manterola Armisén, J. y otros*
- Se describirán detalladamente todas y cada una de las barras por las que está formado el modelo definido anteriormente, para asignarle las características que deben tener según las cargas y esfuerzos estudiados en el apartado de predimensionamiento.
- Una vez modelizado el tablero, se continuará estudiando y estableciendo en el mismo, las cargas objeto de estudio según la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-11" para el estudio de un tablero de estas características. Asimismo, se comentarán todos los pasos de forma explicativa para introducir dichas cargas en el programa utilizado que será Cype.
- El siguiente paso, una vez introducidas las cargas, será realizar la combinación de acciones tanto para estado límite último (ELU) como para estado límite de servicio (ELS) (comprobación de flechas). Para realizar esta combinación se seguirá utilizando el programa Cype, pero como se comentará en este apartado, se deberán introducir los coeficientes de la norma citada anteriormente (IAP-11).
- Realizadas las combinaciones, el programa proporcionará unas leyes de esfuerzos así como sus envolventes. Será necesario realizar una rectificación en estas envolventes que se comentará en el punto correspondiente.

Se ha mencionado anteriormente que el puente está constituido por 3 vanos. El vano central y de mayor longitud ,18.2m, y dos vanos laterales de 13.6 m. Puesto que el procedimiento a seguir en ambos vanos es idéntico, se procederá a explicar el vano de mayor longitud y en el punto 8 de esta memoria se calculará de forma resumida el dimensionado de los vanos de 13.6m introduciéndose como anexo en forma de tablas y gráficos.

5.1.1 Descripción del modelo de cálculo

Para establecer el modelo, nos basamos en el libro *Manterola Armisén, J. y otros.:* "Puentes: Tomo V" [2]. En él se establecen unas pautas para reproducir el comportamiento resistente de un tablero constituido por una serie de vigas longitudinales

en doble 'T' y una losa superior. Se pueden realizar varias aproximaciones, tres en concreto, por medio de un emparrillado.

- Tipo 1: se denominará tipo uno al emparrillado plano. Todas las vigas longitudinales que simbolizan al tablero, serán equiparadas por vigas longitudinales del emparrillado. Si existiesen vigas transversales, éstas serían relacionadas con las vigas transversales que presentaría el emparrillado al igual que sucede con la losa. La losa superior se debe identificar también con los segmentos de las vigas transversales. En este emparrillado tipo 1, el centro de gravedad será el establecido por el centro de gravedad que presentan las vigas pretensadas objeto de estudio.

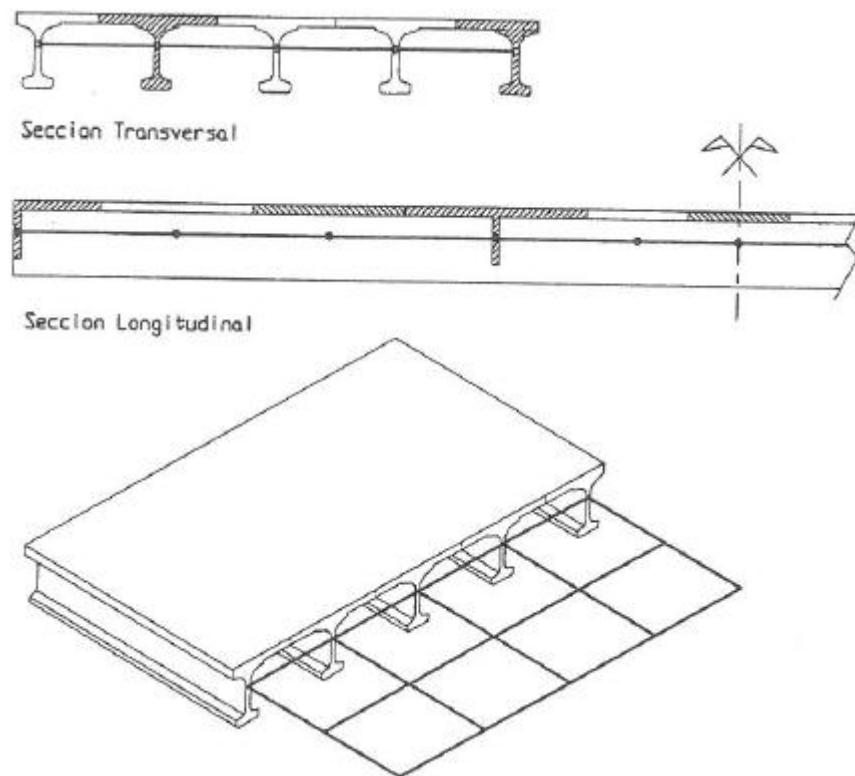


Figura 29: Emparrillado tipo 1.

- Tipo 2 : Este tipo de emparrillado presenta una diferencia con el comentado anteriormente que se expone a continuación. Las vigas transversales estarán situadas en el centro de losa. En un plano inferior se definirán las barras longitudinales que simbolizan a las vigas prefabricadas que se utilizará en el modelo, pero para la unión de ambas barras será necesario la utilización de barras verticales indeformables y que presenten gran rigidez para así transmitir los esfuerzos desde las barras transversales a las longitudinales y que todo actúe como conjunto.

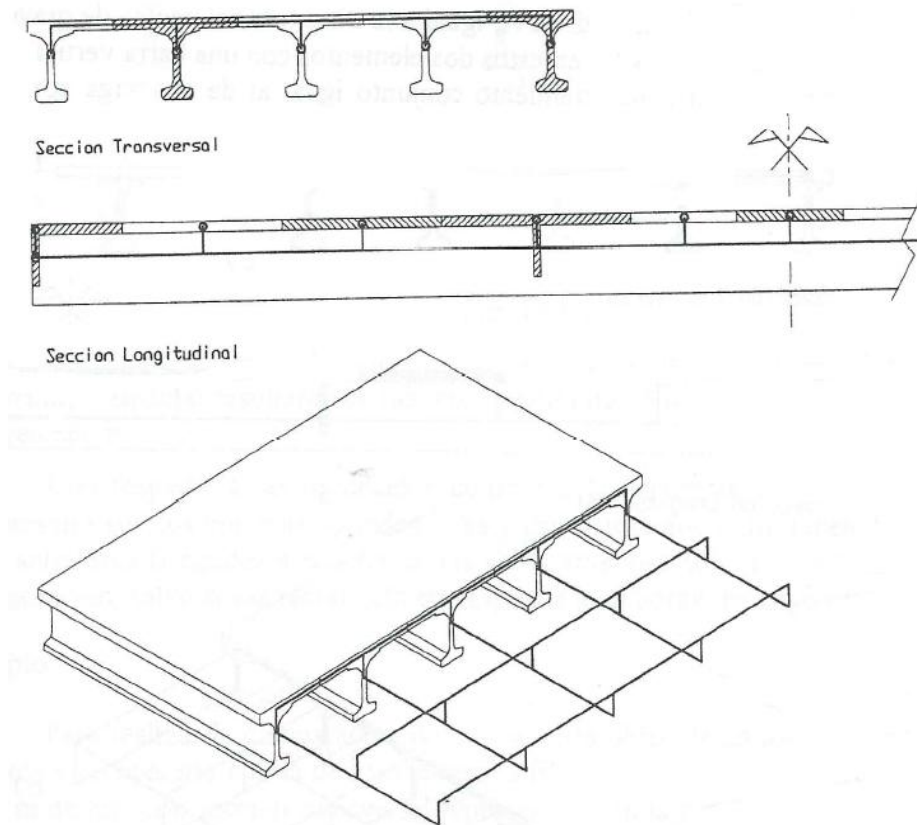


Figura 30: Emparrillado tipo 2

- Tipo 3: Este tipo de emparrillado, presenta dos elementos longitudinales. Uno estará colocado a la cota de la losa superior y representará única y exclusivamente a ésta. El segundo elemento longitudinal reproduce las características de las vigas longitudinales. Esto presenta una ventaja y es la estricta situación del centro de gravedad. Del mismo modo, hay que unir ambas barras mediante una barra vertical que posea una rigidez muy elevada para mejorar u obtener de una forma más detallada el estado tensional longitudinal de la losa (dividiendo ésta en fragmentos).

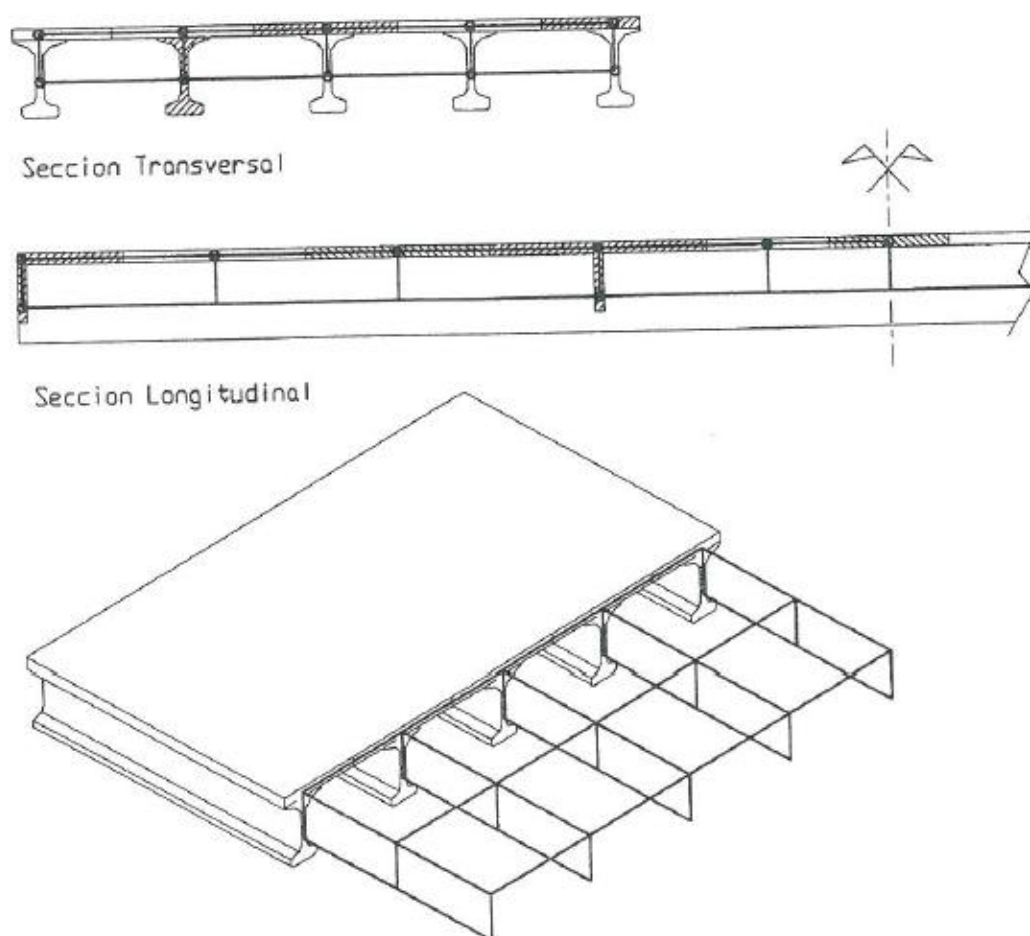


Figura 31: Emparrillado tipo 3.

En este estudio se realizará el tablero modelizándolo igual que el emparrillado tipo 2, el cual, propone asimilar las barras longitudinales al conjunto de viga más losa unido mediante barras verticales para obtener una respuesta a la resistencia de las acciones.

Una vez se ha explicado las características de cada uno de los tipos de emparrillados, utilizaremos el programa Cype para introducir el modelo elegido que será el siguiente:

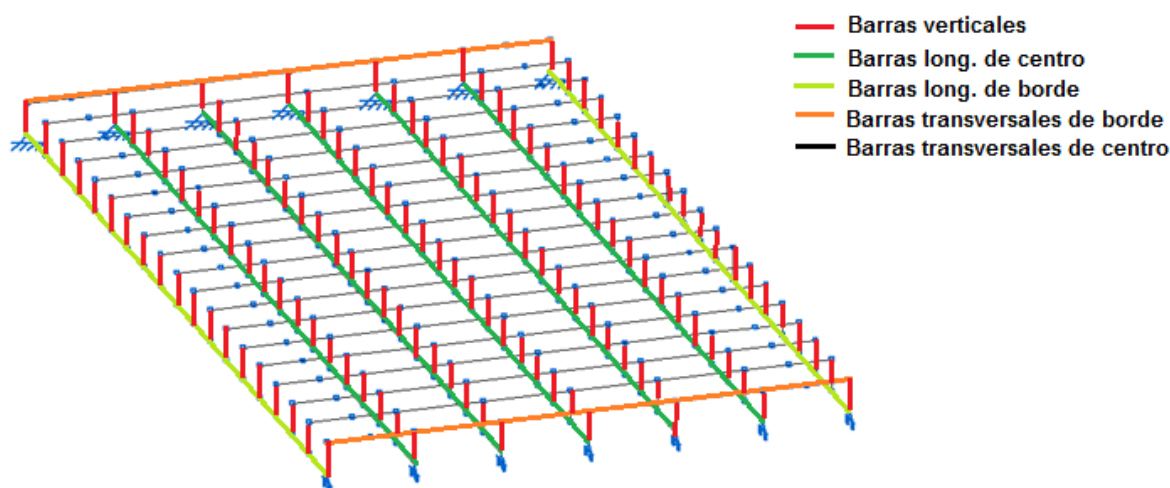


Figura 32: Modelo en Cype.

Dicho modelo presenta barras empotradas entre sí, (todos los nudos son empotrados). Las barras transversales han sido colocadas por cada metro lineal (para simplificación de cálculos a la hora de armar) en la dirección longitudinal, a excepción de la primera y la última que están a una distancia de 1.1 m ya que el tablero tiene una longitud de 18.2 m. En la dirección transversal entre cada apoyo hay una distancia de 1.72 m, que a su vez está dividida en dos barras de 0.86 m en los dos extremos mediante un nudo para facilitar posteriormente la introducción de cargas en las vigas de borde. La función de las barras verticales es transmitir los esfuerzos que soportan las barras transversales a las barras longitudinales y actúe todo como conjunto.

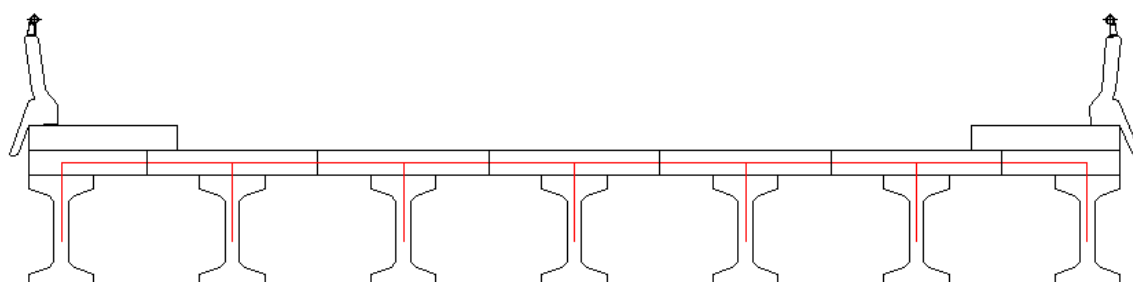


Figura 33: Croquis de la sección transversal.

5.2 Definición de las características de las barras.

Para asignarle a cada barra las características propias con el programa Cype, utilizaremos la opción describir.

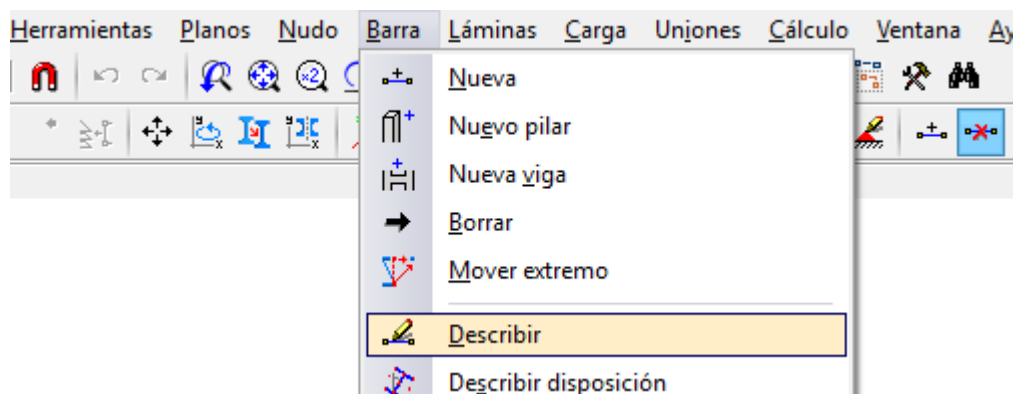


Figura 34: Descripción de las barras en Cype.

5.2.1 Definición de las barras de centro transversales

En cada una de estas barras se tuvo que introducir las características siguientes:

Características mecánicas		
Área (A)	2300.00	cm ²
Área de cortante (A _{vy})	2300.00	cm ²
Área de cortante (A _{vz})	2300.00	cm ²
Inercia a flexión (I _{yy})	170000.00	cm ⁴
Inercia a flexión (I _{zz})	9810000.00	cm ⁴
Inercia a torsión (I _t)	202783.33	cm ⁴

Figura 35: Datos de barras transversales de centro.

El área introducida es la perteneciente a la losa como muestra el siguiente croquis:

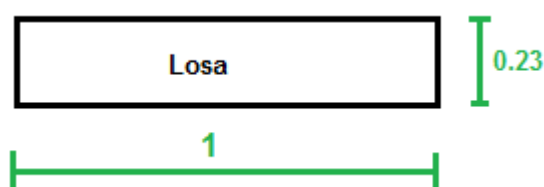


Figura 36: Croquis de la losa.

$$\text{Área} = b \cdot h$$

$$\text{Área} = 1 \cdot 0.23 = 0.23 \text{ m}^2 = 2300 \text{ cm}^2$$

Donde:

b: ancho de la losa.

h: altura de la losa.

En este caso, el área de cortante a introducir A_{vy} y A_{vz} será la misma introducida en el área de la losa, ya que las barras transversales discretizan únicamente la losa.

Los valores de inercia a flexión tanto en el eje y como en el eje z, han sido obtenidos a través de AUTOCAD con el comando propiedades físicas del elemento.

Así se ha obtenido que:

$$I_{yy} = 170000 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz} = 9810000 \text{ cm}^4$$

Como en las barras transversales solo estamos teniendo en cuenta el rectángulo superior por pertenecer a la losa, la formulación a utilizar será:

$$I_T = \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^3$$

$$I_T = \frac{1}{6} \cdot 100 \cdot 23^3 = 202783.33 \text{ cm}^4$$

Donde:

b : ancho de la losa.

d: altura de la losa.

Los datos del material de la viga introducidos han sido el módulo de elasticidad (30000 MPa) y el coeficiente de Poisson (0.3), así como el coeficiente de dilatación que se ha obtenido a través de la tabla 4.3-c de la IAP-11. El valor del peso específico que se introducirá será de 0.01 ya que debe suponerse nulo porque el peso propio de toda la sección resistente, irá introducido en las vigas longitudinales.

MATERIAL	$\alpha_T (\times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1})$
Acero inoxidable	16
Acero estructural, hierro dulce o fundición ⁽¹⁾	12
Hormigón ⁽²⁾	10

Figura 37: Coeficiente de dilatación térmico.

Material		
Módulo de elasticidad	30000	MPa
Módulo de Poisson	0.300	
Coefficiente de dilatación	0.000010	m/m °C
Peso específico	0.01	kN/m³

Figura 38: Datos de las barras transversales de centro.

5.2.2 Definición de las barras de borde transversales

El procedimiento a seguir en este apartado es idéntico al apartado anterior. Obviamente los valores de cálculo serán los pertenecientes a la viga de borde.

Características mecánicas		
Área (A)	2530.00	cm²
Área de cortante (A _{vy})	2530.00	cm²
Área de cortante (A _{vz})	2530.00	cm²
Inercia a flexión (I _{yy})	120000.00	cm⁴
Inercia a flexión (I _{zz})	3240000.00	cm⁴
Inercia a torsión (I _t)	223061.66	cm⁴

Figura 39: Datos de las barras transversales de borde.

El área introducida es la perteneciente a la losa que recae sobre la viga de borde, la cual será mayor que la que recae sobre la viga de centro, ya que como se ha comentado anteriormente, al ser el vano de 18.2 m las barras de los extremos miden 1.1m.

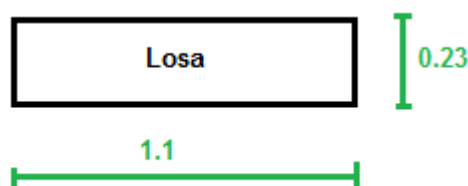


Figura 40: Croquis de losa

$$\text{Área} = b \cdot h$$

$$\text{Área} = 1.1 \cdot 0.23 = 0.253 \text{ m}^2 = 2530 \text{ cm}^2$$

Donde:

b: ancho de la losa.

h: altura de la losa.

Al igual que en el apartado anterior el área de cortante a introducir A_{vy} y A_{vz} será la correspondiente al área de la losa por el motivo indicado en el apartado anterior.

Los valores de inercia a flexión tanto en el eje y como en el eje z, han sido obtenidos a través de AUTOCAD con el comando propiedades físicas del elemento.

Así se ha obtenido que:

$$I_{yy} = 120000 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz} = 3240000 \text{ cm}^4$$

Como en las barras transversales simbolizan el rectángulo superior de losa, no teniendo en cuenta las vigas longitudinales, la formulación a utilizar para calcular la inercia a torsión será:

$$I_T = \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^3$$

$$I_T = \frac{1}{6} \cdot 110 \cdot 23^3 = 223061.66 \text{ cm}^4$$

Donde:

b : ancho de la losa.

d: altura de la losa.

Los datos del material de la viga introducidos del material han sido el módulo de elasticidad (30000 MPa) y el coeficiente de Poisson (0.3), así como el coeficiente de dilatación térmica que se ha obtenido a través de la tabla 4.3-c de la IAP-11. Con respecto al peso introducido se introduce el valor de 0.01 ya que debe suponerse nulo.

MATERIAL	$\alpha_T (\times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1})$
Acero inoxidable	16
Acero estructural, hierro dulce o fundición ⁽¹⁾	12
Hormigón ⁽²⁾	10

Figura 41: Coeficiente de dilatación térmico.

Material		
Módulo de elasticidad	30000	MPa
Módulo de Poisson	0.300	
Coefficiente de dilatación	0.000010	m/m °C
Peso específico	0.01	kN/m³

Figura 42: Datos de las barras transversales de borde.

5.2.3 Definición de las barras longitudinales de centro.

Las barras longitudinales son las que representan a las vigas pretensadas.

Características mecánicas		
Área (A)	7318.50	cm²
Área de cortante (Avy)	1995.00	cm²
Área de cortante (Avz)	3967.5	cm²
Inercia a flexión (Iyy)	11390000.00	cm⁴
Inercia a flexión (Izz)	13570000.00	cm⁴
Inercia a torsión (It)	2162024.52	cm⁴

Figura 43: Datos de las barras longitudinales de centro.

El área introducida es la perteneciente al área de viga más el área de losa como muestra el siguiente croquis:

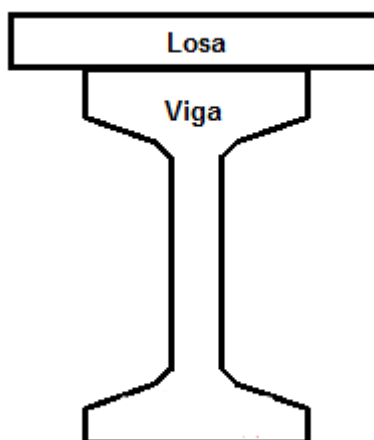


Figura 44: Croquis de la sección.

$$\text{Área} = \text{Área losa} + \text{Área viga}$$

$$\text{Área losa} = 0.23 \cdot 1.725 = 0.39675 \text{ m}^2 = 3967.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área viga} = 3351 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área} = 3967.5 + 3351 = 7318.5 \text{ cm}^2$$

El área a cortante a introducir A_{vy} tendrá un ancho igual al alma de la viga y una altura igual a la de la viga más la losa, ya que se está considerando el conjunto. Gráficamente se presenta en el siguiente croquis:

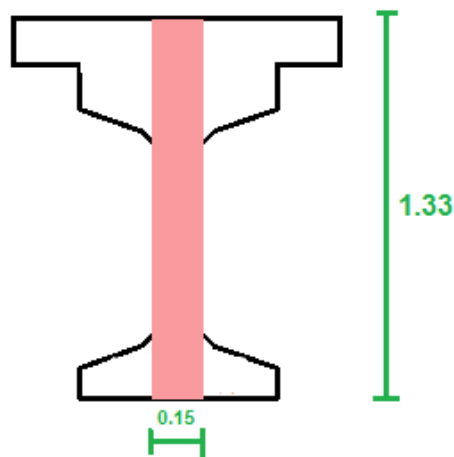


Figura 45: Croquis del área a cortante en el eje y.

$$\text{Área} = 0.15 \cdot 1.33 = 0.1995 \text{ m}^2 = 1995 \text{ cm}^2$$

En el eje "z" el área que aguantará el cortante será únicamente el área que simboliza la losa. Por tanto, el área a cortante a introducir A_{vz} será la que se presenta en el siguiente croquis:

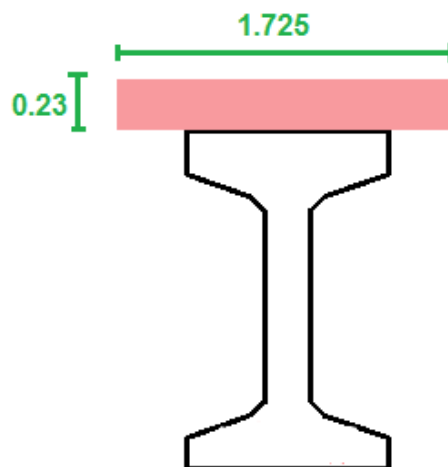


Figura 46: Croquis de área a cortante en el eje z.

$$\text{Área} = b \cdot h$$

$$\text{Área} = 1.725 \cdot 0.23 = 0.39675 \text{ m}^2 = 3967,5 \text{ cm}^2$$

La inercia a flexión en el eje x y en el y, se obtienen dibujando la figura en AUTOCAD y haciendo uso de la opción de propiedades físicas de dicho elemento.

Así se ha obtenido que:

$$I_{yy} = 11390000 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz} = 13570000 \text{ cm}^4$$

Los datos del material de la viga introducidos han sido el módulo de elasticidad (30000 MPa) y el coeficiente de Poisson (0.3), así como el coeficiente de dilatación que se ha obtenido a través de la tabla 4.3-c de la IAP-11. En este caso se introduce el peso específico del hormigón (25kN/m³).

Material		
Módulo de elasticidad	30000.00	MPa
Módulo de Poisson	0.300	
Coeficiente de dilatación	0.000010	m/m°C
Peso específico	25.00	kN/m ³

Figura 47: Datos de las barras longitudinales de centro.

5.2.4 Definición de las barras longitudinales de borde

Características mecánicas		
Área (A)	6092.00	cm ²
Área de cortante (A _{vy})	1995.00	cm ²
Área de cortante (A _{vz})	2741.00	cm ²
Inercia a flexión (I _{yy})	4160000.00	cm ⁴
Inercia a flexión (I _{zz})	12550000.00	cm ⁴
Inercia a torsión (I _t)	1019232.00	cm ⁴

Figura 48: Datos de las barras longitudinales de borde.

El área introducida es la perteneciente al conjunto de área de viga más área de losa como muestra el siguiente croquis:

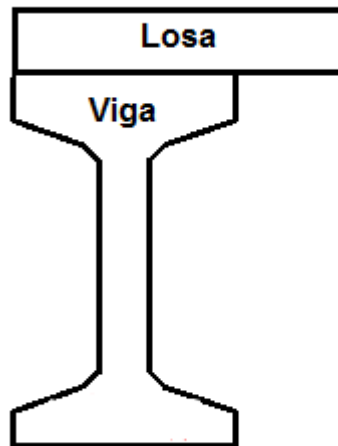


Figura 49: Croquis de la sección.

$$\text{Área} = \text{Área losa} + \text{Área viga}$$

$$\text{Área losa} = 0.23 \cdot 1.19 = 0.2737 \text{ m}^2 = 2737 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área viga} = 3351 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área} = 2737 + 3351 = 6092 \text{ cm}^2$$

El área a cortante a introducir A_{vy} será la que se presenta en el siguiente croquis:

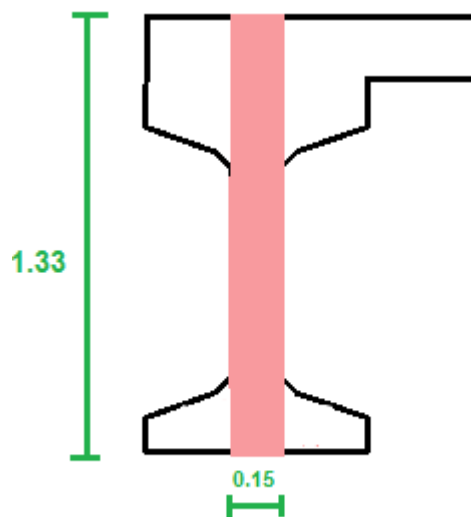


Figura 50: Croquis del área a cortante en el eje y.

$$\text{Área} = 0.15 \cdot 1.33 = 0.1995 \text{ m}^2 = 1995 \text{ cm}^2$$

El área a cortante a introducir A_{vz} será la que se presenta en el siguiente croquis:

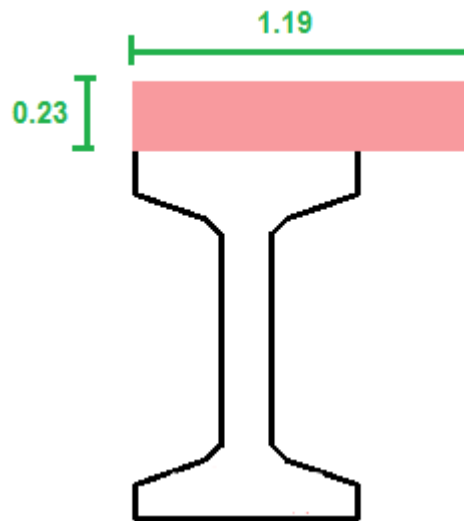


Figura 51: Croquis del área a cortante en el eje z.

$$\text{Área} = b \cdot h$$

$$\text{Área} = 1.19 \cdot 0.23 = 0.2741 \text{m}^2 = 2741 \text{cm}^2$$

Los valores de inercia a flexión tanto en el eje y como en el eje z, han sido obtenidos a través de AUTOCAD con el comando propiedades físicas del elemento.

Así se ha obtenido que:

$$I_{yy} = 4160000 \text{cm}^4$$

$$I_{zz} = 12550000 \text{cm}^4$$

Material	
Módulo de elasticidad	30000.00 MPa
Módulo de Poisson	0.300
Coefficiente de dilatación	0.000010 m/m °C
Peso específico	25.00 kN/m³

Figura 52: Datos de las barras longitudinales de borde.

Del mismo modo que en el anterior caso de la viga de centro, los datos del material de la viga introducidos han sido el módulo de elasticidad (30000 MPa) y el coeficiente de Poisson (0.3), así como el coeficiente de dilatación que se ha obtenido a través de la tabla 4.3-c de la IAP-11. En este caso se introduce el peso específico del hormigón (25kN/m³).

5.2.5 Barras verticales

Estas barras tienen la finalidad de dotar de rigidez al conjunto para que puedan transmitirse correctamente las cargas y actúe el tablero como un todo.

Características mecánicas	
Área (A)	400.00 cm²
Área de cortante (Avy)	0.01 cm²
Área de cortante (Avz)	0.01 cm²
Inercia a flexión (Iyy)	100000000.00 cm⁴
Inercia a flexión (Izz)	100000000.00 cm⁴
Inercia a torsión (It)	100000000.00 cm⁴

Figura 53: Características mecánicas de las barras verticales.

Supondremos que serán barras de 20·20 cm. El área a cortante a introducir será la mínima puesto que estas barras no trabajan a cortante. Se le dotará de una inercia muy elevada para conseguir la finalidad con la que se han introducido dichas barras.

Material	
Módulo de elasticidad	30000.00 MPa
Módulo de Poisson	0.300
Coeficiente de dilatación	0.000010 m/m°C
Peso específico	0.01 kN/m³

Figura 54: Definición del material de las barras verticales.

Las barras verticales tampoco deben tener peso, ya que como se ha comentado anteriormente; todo el peso se ha introducido en las vigas longitudinales. Por este motivo se le introducirá el peso mínimo en Cype al igual que en las barras transversales.

Una vez calculados los datos necesarios de cada barra, en el programa Cype no era posible obtener unos buenos resultados porque al definir la geometría de la viga real a la que se asemejaba la barra daba problemas. El programa no permitía definir una sección prefabricada tal cual se quería para este estudio. Por este motivo, la única solución posible que había en este caso fue introducir una propuesta por Cype la cual tuviese una inercia parecida. Como el peso propio no coincide, posteriormente se explicará las correcciones que se realizan sobre los esfuerzos que obtenemos en el programa.

5.3 Acciones sobre el tablero según IAP-11

Una vez que se ha definido el tablero y las características de cada una de las barras dependiendo del elemento que representan, se comenzará a introducir las cargas definidas en la IAP-11 sobre el modelo, con la finalidad de la obtención de unos esfuerzos que se utilizarán con posterioridad. Hay que decir que en el predimensionamiento se tuvieron en cuenta estas cargas pero de una forma menos precisa que la que se tendrá en cuenta en este apartado. Las acciones que se estudiarán serán las siguientes:

- Acciones permanentes de valor constante (G): *"Las cargas permanentes que son producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente"* (Según IAP-11).
 - Peso propio.
 - Cargas muertas.
- Acciones permanentes de valor no constante (G*).
 - Pretensado.
- Acciones variables (Q)
 - Sobrecargas de uso.
 - Viento.
 - Acción térmica.
 - Nieve.
- Acciones accidentales (A)
 - Impactos.
 - Acción sísmica.

5.3.1 Acciones permanentes de valor constante (G)

1) Peso propio

Según la norma IAP-11 el peso propio, *"es la acción que corresponde al peso de los elementos estructurales"*.

Cabe decir que al haber introducido una viga propuesta en Cype, el peso propio de las vigas son dados automáticamente por el programa, por lo que no es necesario calcularlo, es decir, ya viene definido el peso propio de dicha viga en el modelo. Todos los cálculos se realizarán con este peso propio, pero una vez obtenidos los esfuerzos, se restará el valor del peso propio de la viga de Cype y se le sumará el valor del peso propio de la viga Leopardo 110-15 para corregir las diferencias.

En el apartado 3.1 de la Instrucción IAP-11, en la tabla 3.1-a, aparece una tabla en la que se especifican diversos pesos específicos con las unidades de kN/m³ de varios materiales (Figura 55). En el caso particular de este tablero, los elementos estructurales estarán constituidos por hormigón armado y pretensado.

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

Figura 55: Pesos específicos de los materiales. [3]

El valor del peso propio de la viga Leopardo 110.15 será:

$$P.\text{propio viga} = \text{Área de la viga} \cdot \text{Peso específico del hormigón} \quad (52)$$

$$P.\text{propio viga} = 0.3351 \cdot 25 = 8.378 \text{ kN}$$

El peso propio de la losa, variará dependiendo de la posición de la misma. Como venimos comentando durante todo el documento, en la zona de borde la losa tendrá mayor dimensión que en la losa situada en la zona central.

Se va a calcular el peso propio de los dos tipos de losa.

$$P.\text{propio losa} = \text{Área de la losa} \cdot \text{Peso específico del hormigón} \quad (53)$$

Como se ha comentado en el apartado anterior, el área de la losa de borde será la siguiente:

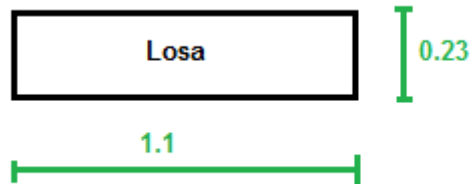


Figura 56: Croquis de losa.

$$\text{Área} = b \cdot h$$

$$\text{Área} = 1.1 \cdot 0.23 = 0.253 \text{ m}^2$$

$$P.\text{propio losa borde} = 0.253 \cdot 25 = 6.325 \text{ kN}$$

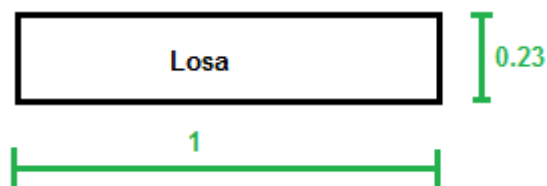


Figura 57: Croquis de losa.

$$\text{Área} = b \cdot h$$

$$\text{Área} = 1 \cdot 0.23 = 0.23 \text{ m}^2$$

$$P.\text{propio losa centro} = 0.23 \cdot 25 = 5.75 \text{ kN}$$

Por tanto el peso propio que tiene que soportar la viga de borde será:

$$\text{Peso propio (v. borde)} = P.\text{propio v. borde} + \text{losa borde} \quad (54)$$

$$\text{Peso propio (v. borde)} = 8.378 + 6.325 = 14.703 \text{ kN}$$

$$\text{Peso propio (v. centro)} = P.\text{propio v. centro} + \text{losa centro} \quad (55)$$

$$\text{Peso propio (v. centro)} = 8.378 + 5.75 = 14.128 \text{ kN}$$

2) Cargas muertas

En el punto 3.1.2 de la IAP-11, se describen las cargas debidas a los elementos no estructurales que están situados sobre los estructurales. Unos ejemplos de estas cargas son la carga de pavimento, la carga de acera, la carga de calzada, la carga de imposta entre otros.

Por lo tanto:

$$\text{Cargas muertas} = P.\text{imposta} + P.\text{barandilla} + P.\text{acera} + P.\text{pavimento} \quad (56)$$

Se irán calculando cada una de las cargas y explicando la introducción de dichas cargas en el modelo.

En el programa Cype para introducir cargas se hará de la siguiente manera:

a) Imposta

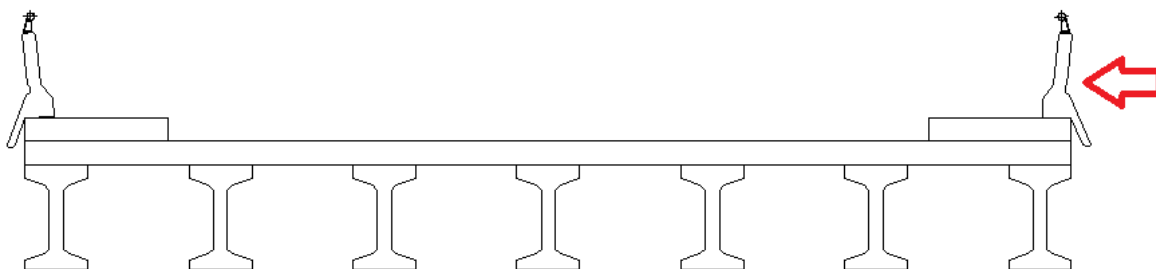


Figura 58: Imposta.



Figura 59: Detalle de la imposta.

Para la determinación del valor característico de esta acción podrá, adoptarse los pesos específicos indicados en la tabla anterior (Figura 55).

Para calcular la carga muerta correspondiente a la imposta, se ha obtenido el área transversal en AUTOCAD y se multiplicará por el peso específico del hormigón. Esta carga irá situada en las vigas de borde.

Volviendo a utilizar la fórmula (6):

$$\text{Peso de la imposta} = 0,221 \cdot 25 = 5,628 \text{ kN}$$

b) Barandilla.

Al igual que la imposta, la carga muerta de la barandilla se situará en las vigas de borde.

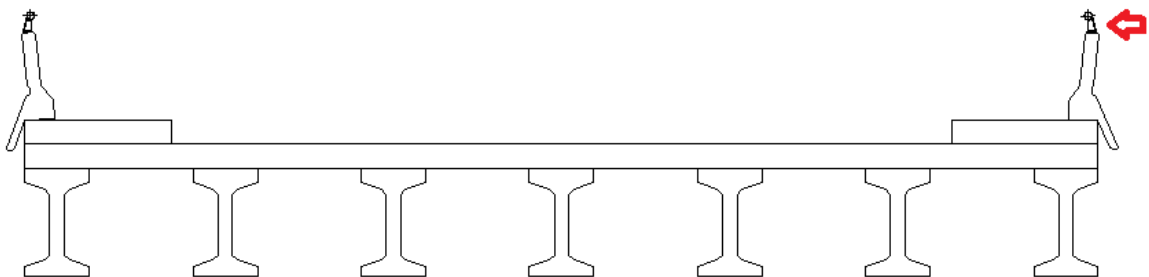


Figura 60: Barandilla

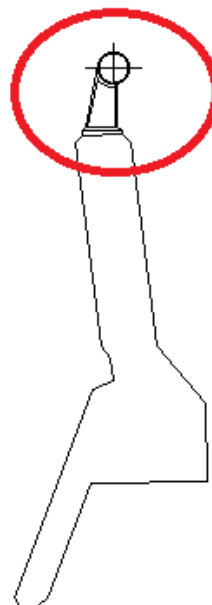


Figura 61: Detalle de la barandilla.

La carga que produce la barandilla se estimará de la misma manera que en la fórmula (4):

$$P_{\text{barandilla}} = 1,960 \text{ kN}$$

Se introdujo en Cype la suma de ambas cargas, la de la importa más la de barandilla de la siguiente manera:



Figura 62: Cargas en Cype.

En la Figura 67 podemos ver las cargas introducidas en las dos vigas de borde. La posición inicial y final, será 0.3 m que es lo que mide la base de la imposta. Podemos verlo en el siguiente detalle:



Figura 63: Medida de la base de la imposta.

c) Acera.

Al igual que la imposta, la acera ha sido dibujada en AUTOCAD y se ha obtenido el área transversal. Este área transversal por el peso específico del hormigón, será la carga muerta soportada por la barra.

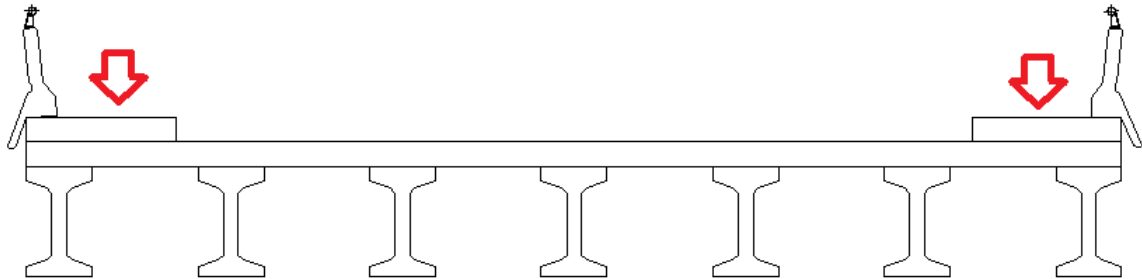


Figura 64: Acera.

Al igual que en la fórmula (5):

$$\text{Peso de la acera} = 0.375 \cdot 25 = 9.375 \text{ kN}$$

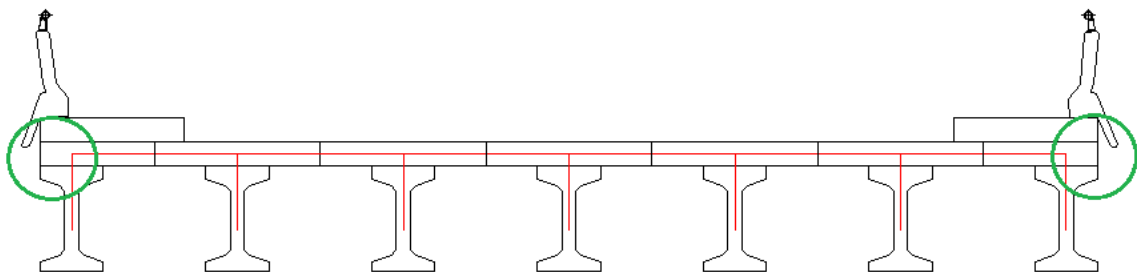


Figura 65: Croquis en sección transversal.

La carga muerta de las aceras, irá situada desde el extremo de la barra transversal del modelo, hasta completar la longitud de la acera. Hay que decir que una distancia de unos 30 cm a cada lado no está representada por el emparillado (ver Figura 65). Por este motivo, al introducir la carga de la acera se hizo una semejanza para aumentar en proporción el valor de la carga. Una vez tenido en cuenta este detalle, se empezará a introducir la carga desde la intersección de la barra del centro de la viga y la barra transversal de borde.

d) Pavimento.

El pavimento está colocado en la zona situada entre las dos aceras, en la zona central. El pavimento está proyectado con un espesor de 3 cm y ocupará todo un ancho de 8 metros (carriles más arcenes).

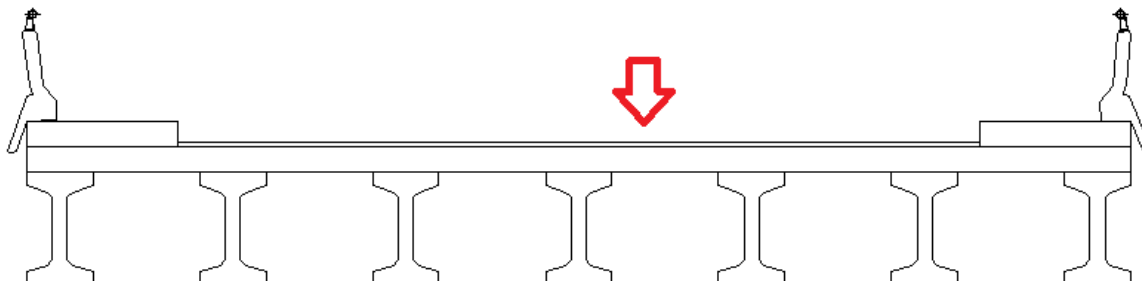


Figura 66: Pavimento.

Por tanto, teniendo en cuenta el peso específico del pavimento de la mezcla bituminosa (23 kN/m^2) y utilizando la fórmula (7), la carga del pavimento será:

$$P_{pav} = 1.72 \cdot 23 \cdot 0.03 = 1,189 \text{ kN}$$

Según la IAP-11 hay que considerar dos valores para esta carga:

-Valor inferior ($G_{k,inf}$) que hace referencia al peso de la capa de rodadura que debe ser diseñada en el proyecto global de la obra. Aplicando la formulación que se obtiene de la Instrucción IAP-11 con un espesor de pavimento de 3 cm y un peso específico de la mezcla de 23 kN/m^3 definido por la Figura 55, se obtiene:

$$G_{k,inf} = 0.03 \cdot 23 = 0.69$$

-Valor superior ($G_{k,sup}$) hace referencia al aumento del espesor de la capa de rodadura en el momento que en se vuelva a producir una pavimentación de la superficie distinta a la inicial. Este valor supone un incremento del 50% respecto al valor inferior. Por tanto:

$$G_{k,inf} = 0.03 \cdot 23 \cdot 1.5 = 1.035$$

Una vez calculadas, se introducirán en el programa y se obtendrá una representación de cada una de las cargas muertas introducidas. A continuación, se muestra una de las imágenes que representa la hipótesis del espesor de valor superior del pavimento.

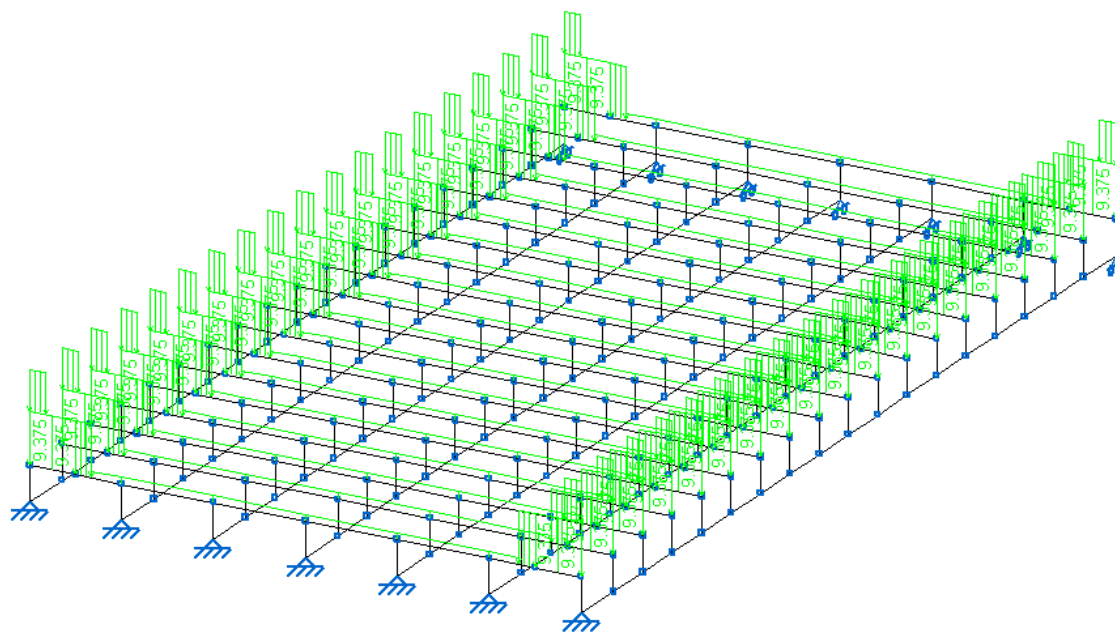


Figura 67: Cargas muertas en Cype.

5.3.2 Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

1) Pretensado

Dentro de estas acciones se encuentra el pretensado. En este caso, no se va a introducir en Cype el valor del pretensado ya que se tendrá en cuenta a posteriori, en el cálculo a estado límite último de las armaduras longitudinales (diagramas de rotura).

5.3.3 Acciones variables (Q)

1) Sobrecargas de uso

a) División de la plataforma del tablero en carriles virtuales.

Como indica la Instrucción IAP-11 en el punto 4.1.1, se define como "plataforma del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo todos los carriles de circulación, arcenes, marcas viales) comprendido entre los bordillos de las aceras laterales del tablero".

Es necesario dividir lo que se ha definido como plataforma anteriormente, en n carriles virtuales de una anchura determinada para poder aplicar sobre el tablero una sobrecarga de uso que se especificará más adelante en este documento. El criterio a seguir es el que se indica en la Figura 68 que se muestra a continuación.

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_l)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_l)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_l = \text{ent}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3n_l$

Figura 68: Definición de la plataforma. [3]

El ancho de la plataforma conforme se ha definido anteriormente, podríamos verlo de forma gráfica en el siguiente croquis:

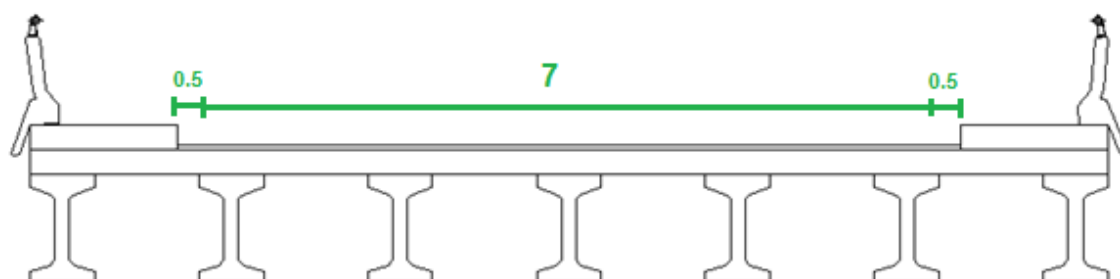


Figura 69: Croquis de la plataforma.

En este caso el ancho de la plataforma (w) es de 7 m (Figura 69). Se ha tenido en cuenta que el ancho del tablero es de 11 m al que se le ha restado el ancho de la acera izquierda y de la derecha que son de 1.5 m cada una y medio metro a ambos lados de los arcones. Por lo que:

$$\text{Anchura plataforma} = \text{ancho total} - l.\text{arcenes} - l.\text{aceras} \quad (57)$$

$$\text{Anchura plataforma} = 11 - 2 \cdot 0.5 - 2 \cdot 1.5 = 7 \text{ m}$$

El número de carriles n_l será:

$$n_l = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right) \quad (58)$$

$$n_l = \text{ent} \left(\frac{7}{3} \right) = 2.33 = 2 \text{ carriles}$$

La anchura del carril virtual w_l será de tres metros tal y como podemos observar en la tabla de la Figura 68.

La anchura del área remanente será:

$$\text{Anchura del área remanente} = w - 3 \cdot n_l \quad (59)$$

$$\text{Anchura del área remanente} = 7 - 3 \cdot 2 = 1 \text{ m}$$

Una vez que se ha definido el número de carriles, anchura de los mismos, anchura del área remanente, etc. hay que tener en cuenta lo especificado en la norma para la ubicación y numeración de los mismos.

Según la norma IAP- 11, cuando vaya a realizarse la comprobación de los estados límite, deben suponerse cargados los carriles más desfavorables para el estudio. Es decir, el carril que se considere más desfavorable será denominado carril virtual 1, el segundo más desfavorable carril virtual 2, y así con todos los restantes.

En nuestro caso particular, se estudiarán estos tres casos que consideraremos en las páginas siguientes:

Caso 1: En este caso, el carril virtual 1 que se ha definido como el más cargado, estará situado en la parte izquierda de la plataforma. (Figura70).

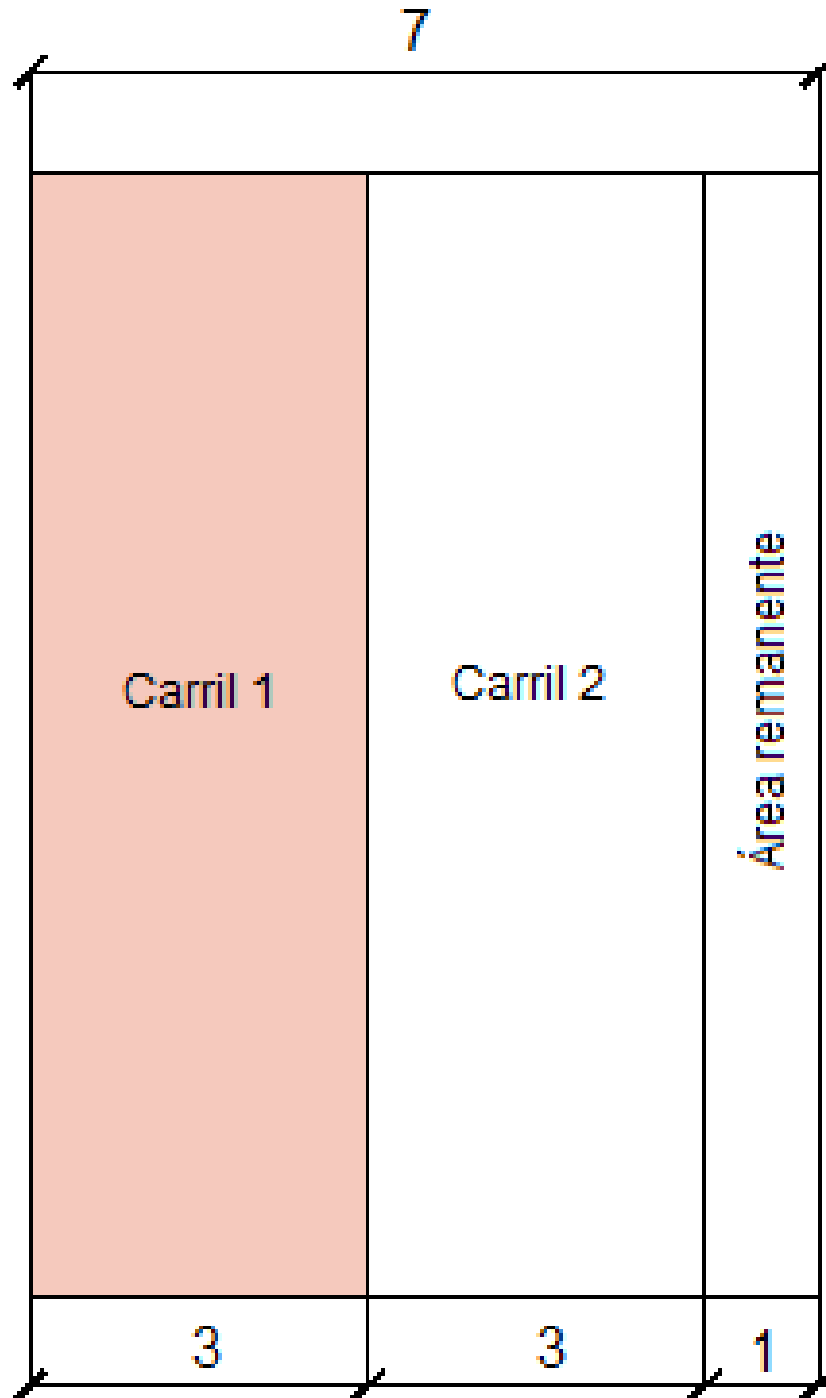


Figura 70: Caso 1

Caso 2: En este segundo caso, el carril virtual 1 se encuentra situado en la zona sombreada que puede observarse en la Figura 71.

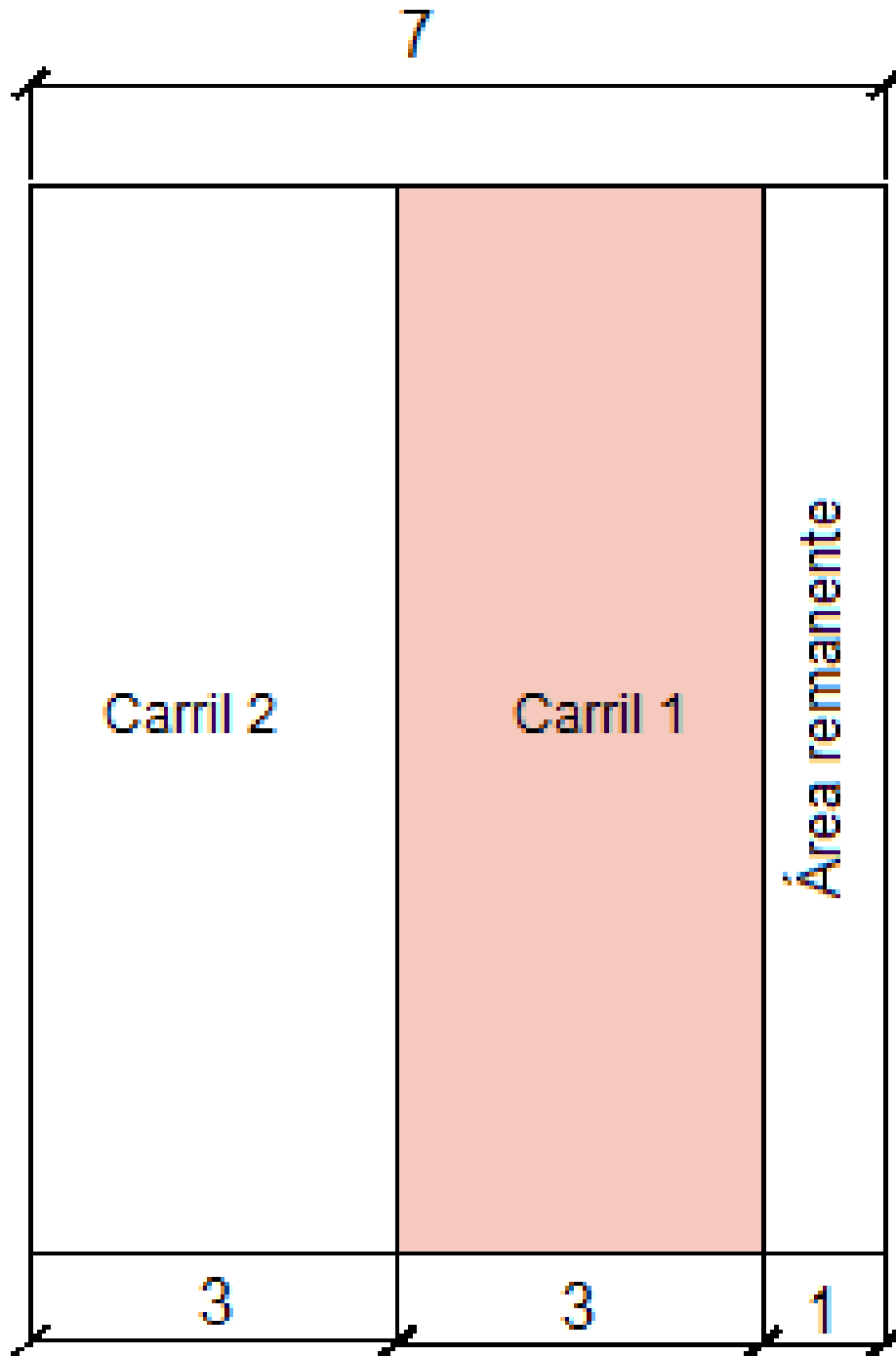


Figura 71: Caso 2.

Caso 3: En esta posición solo se tendrá en cuenta un carril, en el cual, el tren de cargas está situado justamente en el centro de la plataforma, por lo que la viga de centro debería de soportar una carga mayor que si se encuentra el tren de cargas desplazado de esta viga. Éste puede llegar a ser dimensionante a la hora de obtener los esfuerzos de la viga de centro.

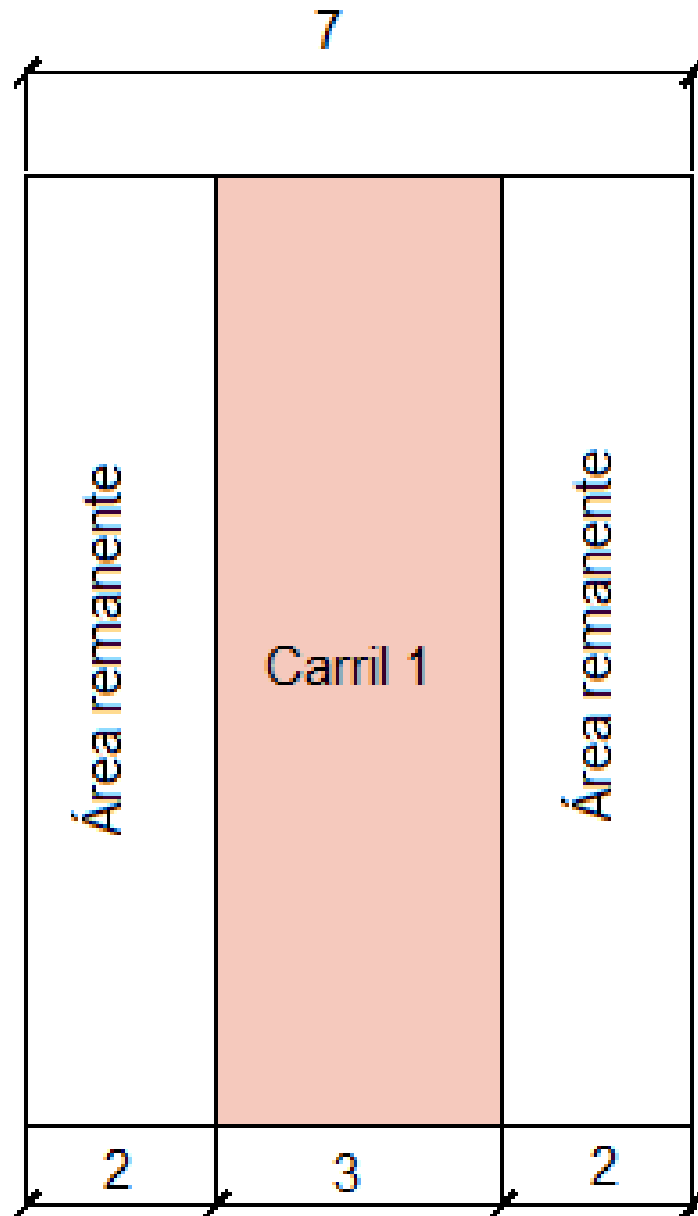


Figura 72: Caso 3.

Una vez definidos los carriles virtuales (dimensión y posición), hay que aplicarle sus correspondientes cargas a cada uno de ellos.

b) Cargas verticales

i) Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.

En el apartado 4.1.2.1 de la IAP-11 nos establecen una serie de pautas para la aplicación de cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.

Se deben considerar de forma simultánea dos cargas que serán definidas a continuación:

- Hay que situar un vehículo pesado en cada uno de los carriles virtuales definidos en el apartado anterior. Todos los vehículos pesados están compuestos por dos ejes. En cada eje debe suponerse una carga Q_{ik} que dependerá de la situación del vehículo pesado en un carril más o menos cargado, es decir, de la numeración definida anteriormente. Será necesario el uso de la tabla (Figura 73) que aparece en la IAP-11 para obtener el valor correspondiente en cada caso.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

Figura 73: Valores de sobrecargas y vehículos pesados.[3]

Se tendrán en cuenta los criterios que se exponen a continuación:

- Como se ha comentado anteriormente, solo actuará sobre un vehículo pesado sobre cada carril y se situará centrado en este. La carga de éste será de un peso $2 \cdot Q_{ik}$, es decir cada rueda presentará una carga de $0.5 Q_{ik}$. Deberá respetarse una distancia de 2m de separación transversal entre las dos ruedas de mismo eje y 1.20m de distancia longitudinal entre los dos ejes que presenta el tren de cargas.
- Habrá una sobrecarga uniforme q_{ik} que será diferente dependiendo del carril al que nos estemos refiriendo. Este valor puede obtenerse según la tabla 4.1-b de la IAP-11 (Figura 73), con las observaciones siguientes:

- Hay que establecer una sobrecarga sobre el área remanente. El valor de la misma se podrá observar en la tabla 4.1-b de la IAP-11 (Figura 73) que se mostró en la página anterior. Esta sobrecarga se debe de extender en todo el carril incluyendo la zona donde esté situado el ten de cargas como muestra la figura siguiente obtenida de la IAP-11.

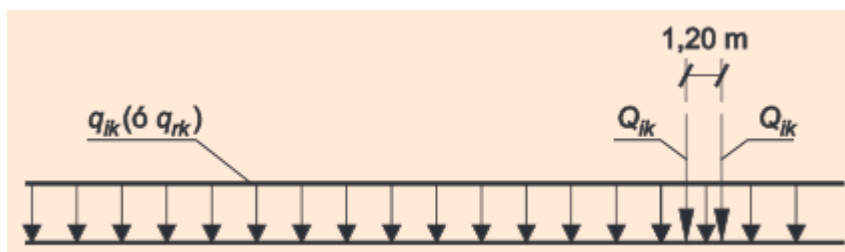


Figura 74: Croquis de cargas.[3]

La carga que representa el tren de cargas se considerará como puntual e irá variando en distintos modelos a lo largo de la longitud del carril.

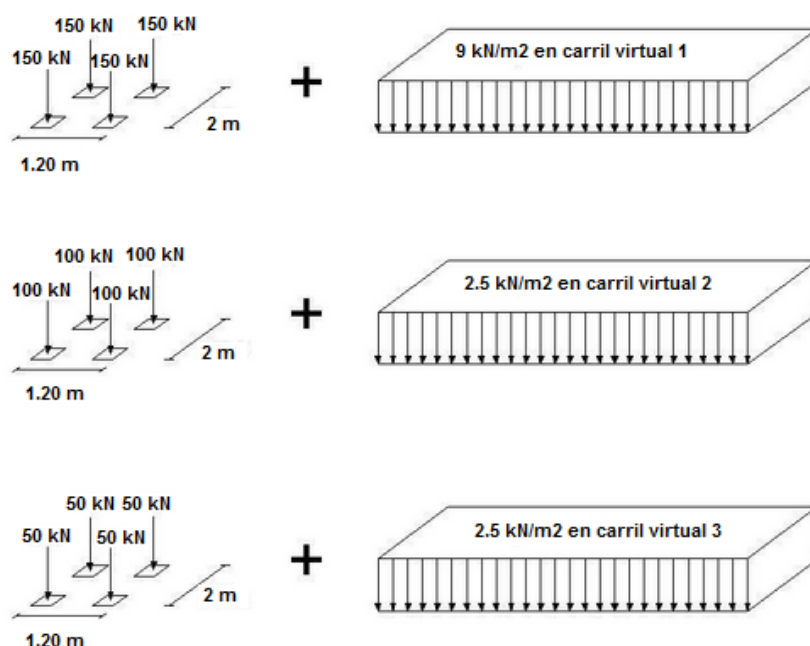


Figura 75: Detalle de cargas.[15]

Por tanto, una vez definido esto, utilizaremos el programa Cype para introducir en nuestro modelo las cargas anteriormente mencionadas. Hay que tener en cuenta que no puede ser combinable la hipótesis en la que el carril virtual 1 (el más cargado) se sitúa en el borde, con la hipótesis en el que el carril virtual 1 esté situado en el centro, puesto que ambas a la vez no puede producirse. Dentro de cada una de estas hipótesis, tampoco

serán combinables las distintas posiciones del carro introducidas en el programa, puesto que cuando el carro se sitúe en un lugar determinado, por ejemplo, en el centro de vano, no podrá estar situado a la misma vez en el extremo.

Se va a comenzar a explicar cómo se realizará la introducción de datos en el programa Cype.

La hipótesis denominada en el programa Q1 es la que se ha definido anteriormente como caso 1.

Observando la Figura 75, la sobrecarga de uso del carril virtual 1 será de 9 kN/m^2 mientras que tanto el carril virtual el área remanente, tendrán una sobrecarga de 2.5 kN/m^2 .

A continuación se muestran los pasos realizados en Cype para introducir la sobrecarga de 9 kN/m^2 sobre las barras transversales del carril virtual 1 (más cargado).

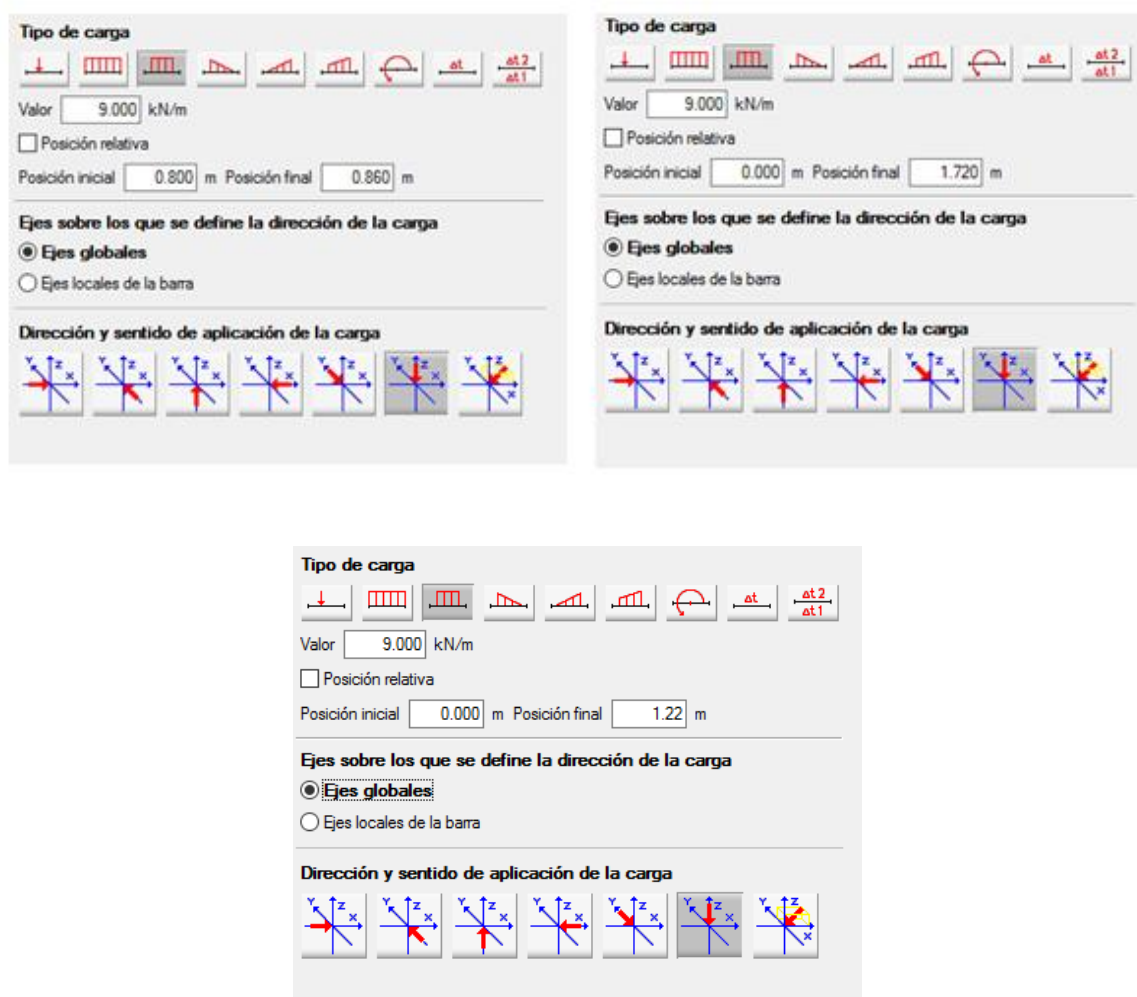


Figura 76: Cargas en Cype.

Una vez definido el carril de 3 m que presenta una sobrecarga de uso de 9 kN/m, el espacio restante hasta los 7 m de la plataforma presentará una sobrecarga de 2.5 kN/m.

En la figura inferior (Figura 77) se muestran los pasos realizados en Cype para introducir la sobrecarga de 2.5 kN/m² sobre las barras transversales del carril virtual 2 (carril menos cargado).

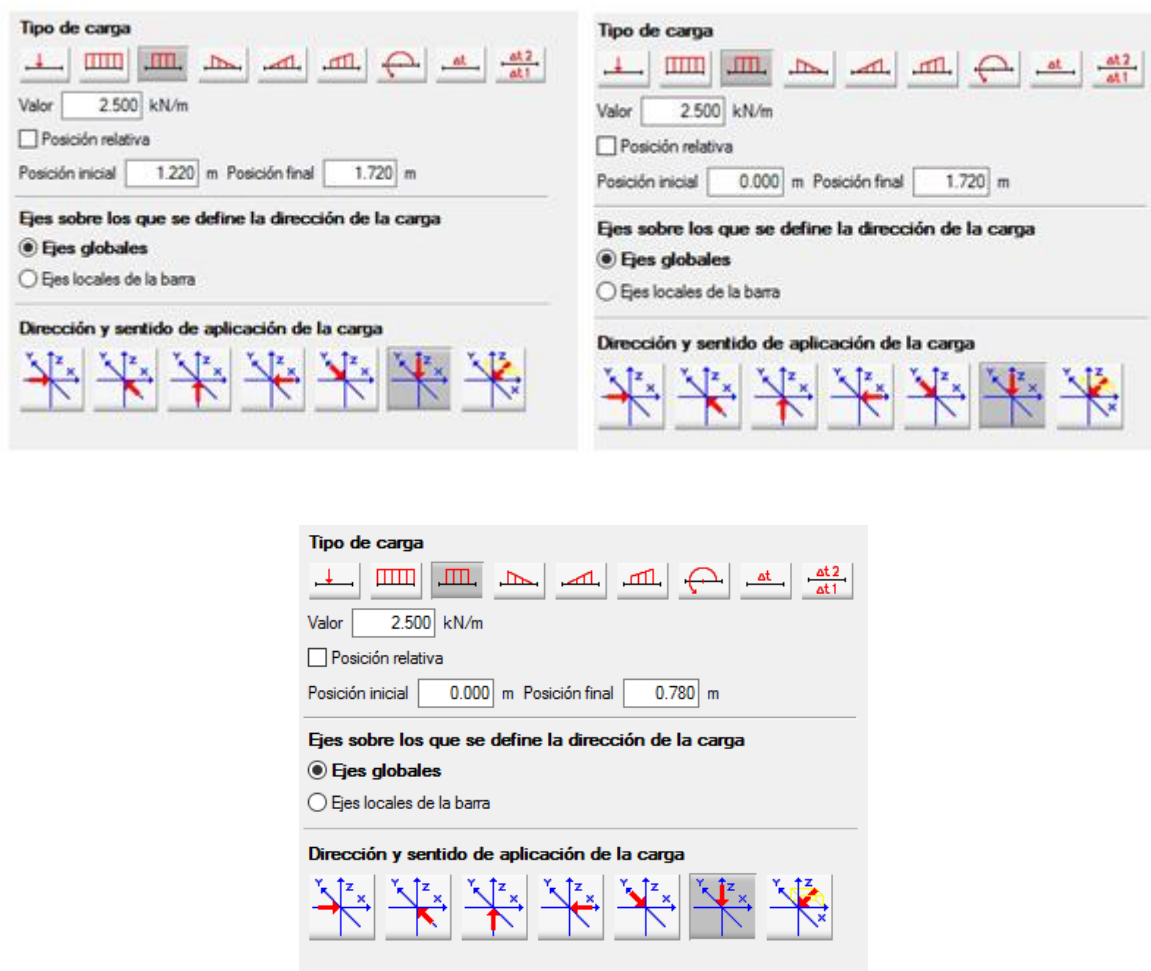


Figura 77: Cargas en Cype.

En la página siguiente se muestran los pasos realizados en Cype para introducir la sobrecarga de 2.5 kN/m² sobre las barras transversales del área remanente.

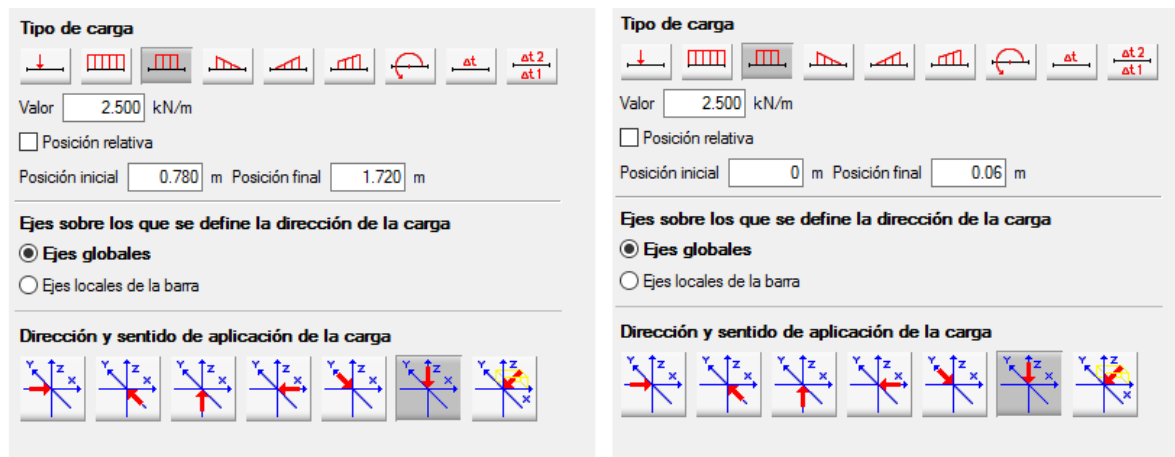


Figura 78: Cargas en Cype.

Los modelos que se obtienen de Cype son los que se muestran a continuación:

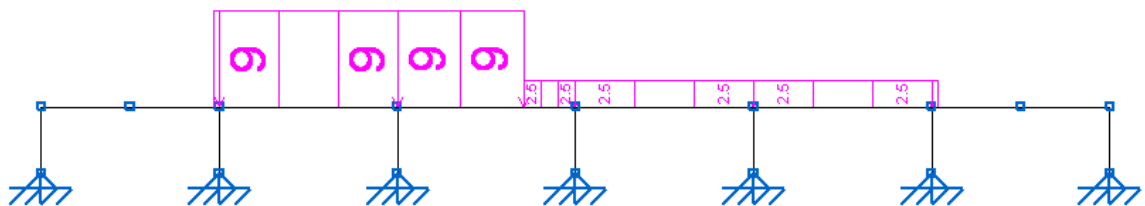


Figura 79: Sobrecarga sobre carriles caso 1.

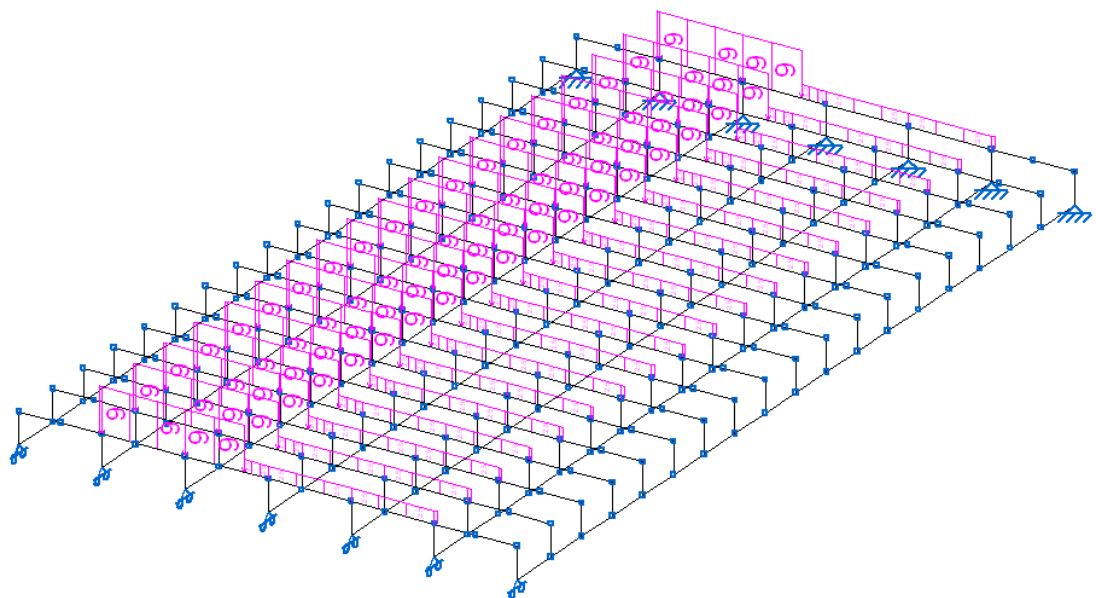


Figura 80: Posición de la sobrecarga en carriles.Caso1.

La hipótesis denominada en el programa Q2 es la que se ha definido anteriormente como caso dos. Ver Figura 82.

Observando la Figura 81, la sobrecarga de uso del carril virtual 1 será de 9 kN/m^2 mientras que tanto el carril virtual 2 como el área remanente, tendrán una sobrecarga de 2.5 kN/m^2 .

Se ha introducido de la misma forma que se ha explicado en el caso anterior.

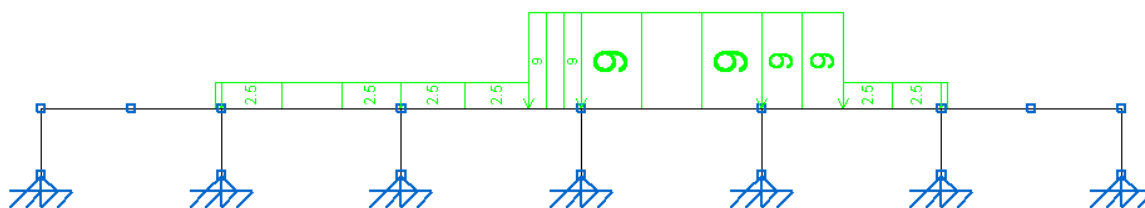


Figura 81: Sobrecarga sobre carriles caso 2.

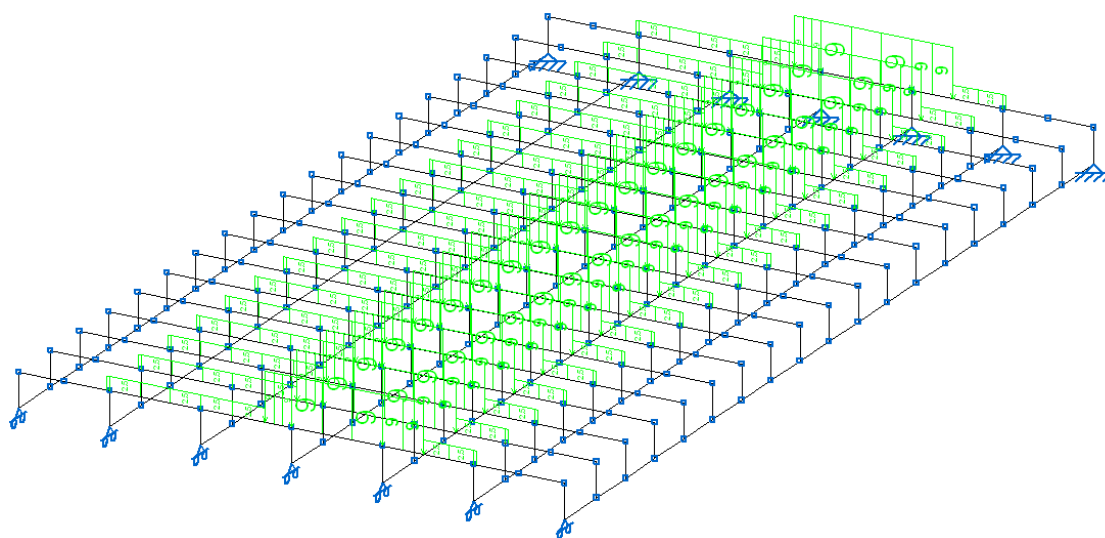


Figura 82: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 2.

La tercera hipótesis corresponde al caso 3 definido anteriormente (ver Figura 84). Realizando los mismos pasos, se introducen las cargas y se obtiene lo siguiente:

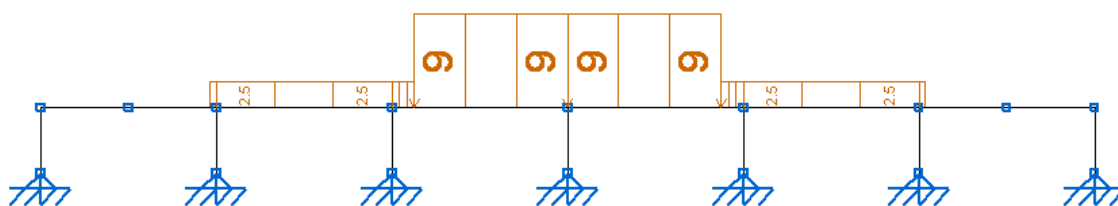


Figura 83: Sobrecarga sobre carriles caso 3.

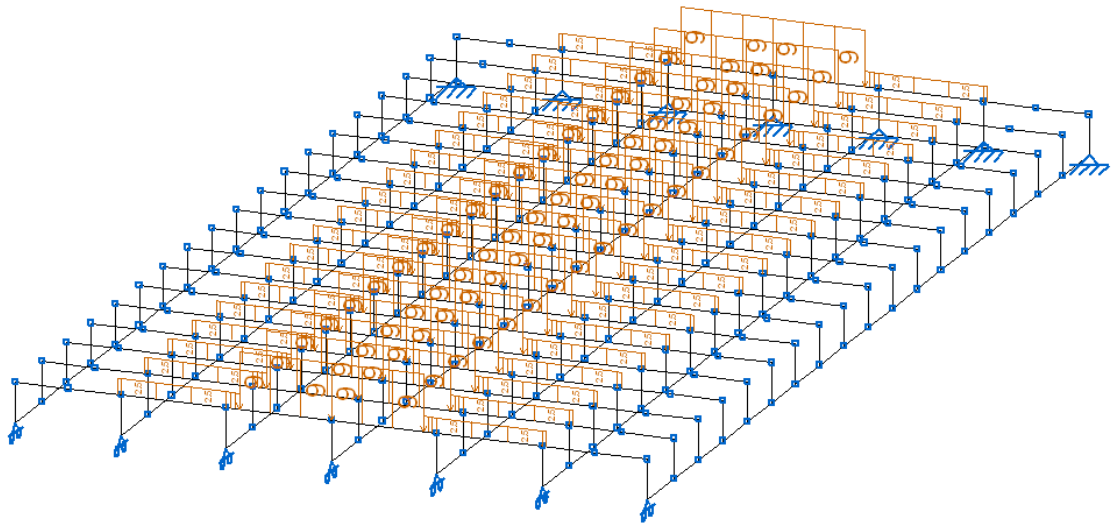


Figura 84: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 3.

Como se ha comentado antes, también se han estudiado las 6 posiciones del tren de cargas. Las Figuras 85-86-87 presentan el alzado con las posiciones que tendrán los carros. Después un conjunto de imágenes expondrán las distintas posiciones del carro (las imágenes mostradas del avance del carro en posición longitudinal serán únicamente del caso 1 para no resultar repetitivo). Ver Figura 88.

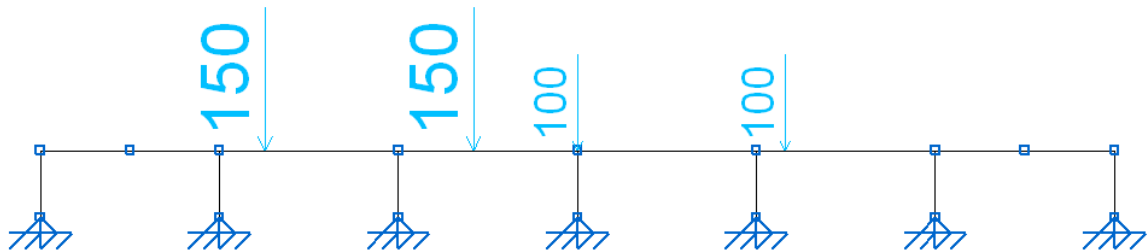


Figura 85: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 1.

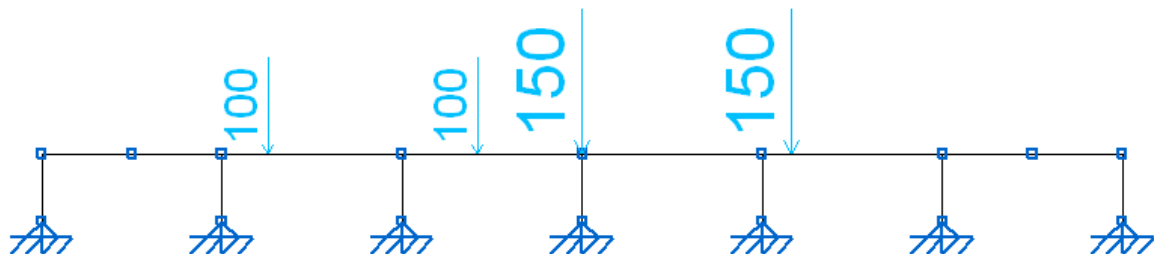


Figura 86: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 2.

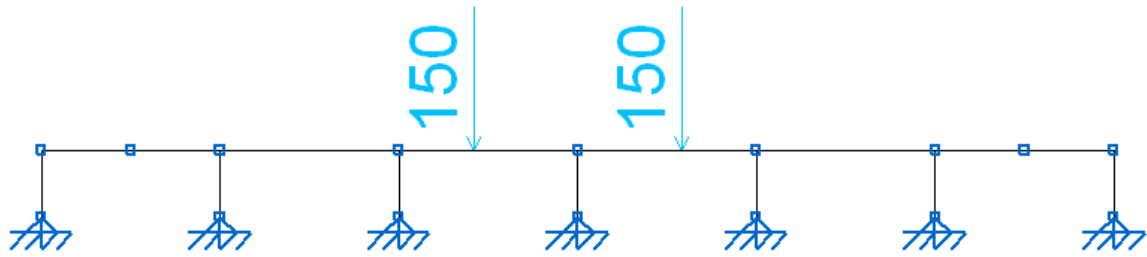


Figura 87: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 3.

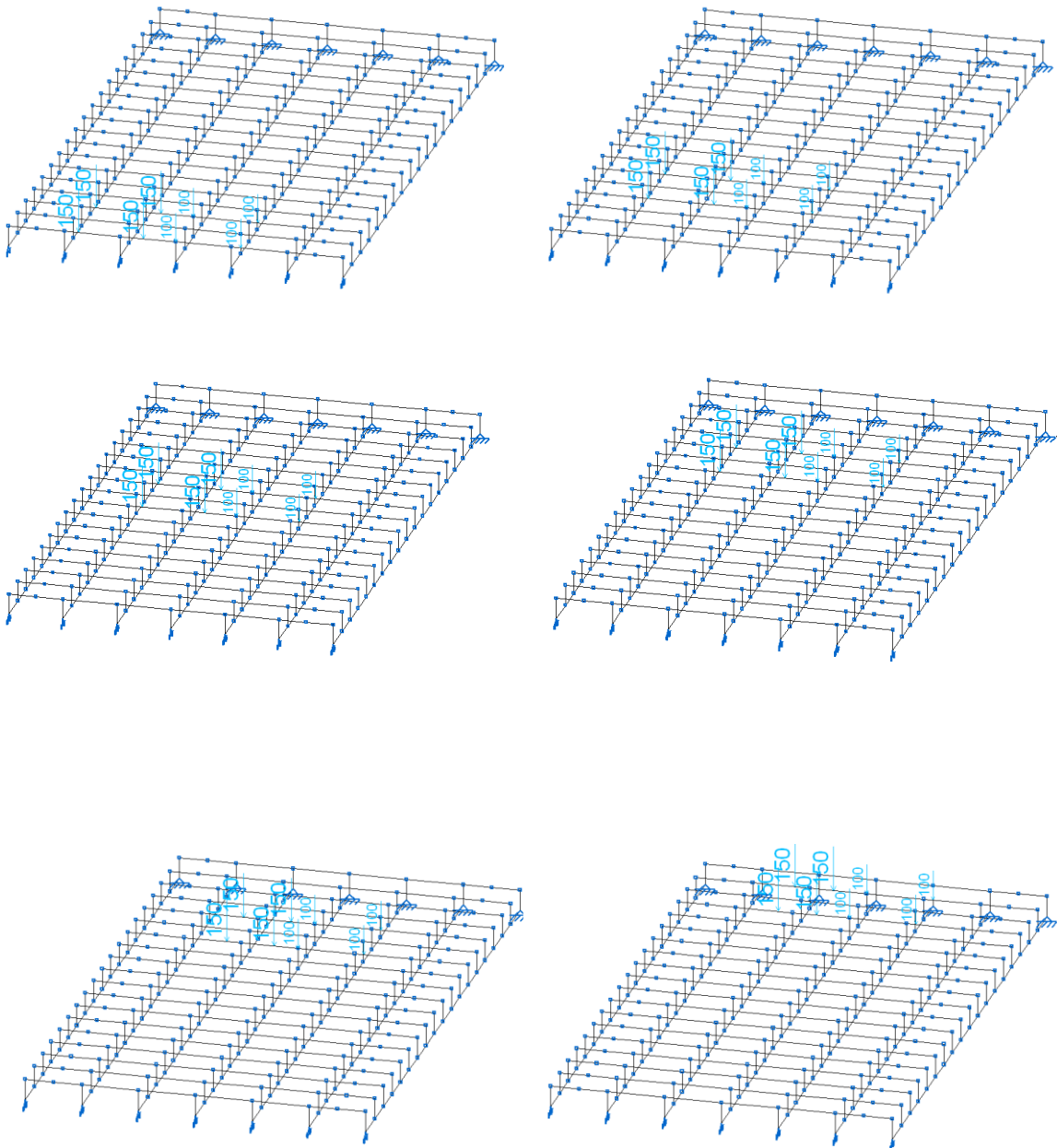


Figura 88: Distintas posiciones del tren de cargas.

ii) Cargas verticales en zonas de uso peatonal.

Ya que se han definido las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos, ahora será necesario describir las cargas verticales en los extremos del tablero que representen el uso peatonal. Sobre las aceras se los puentes se situará una sobrecarga uniforme de 5 kN/m². Esta carga viene definida en la norma en el punto 4.1.2.2.

Por este motivo, la hipótesis denominada en el programa Q4 es la siguiente:

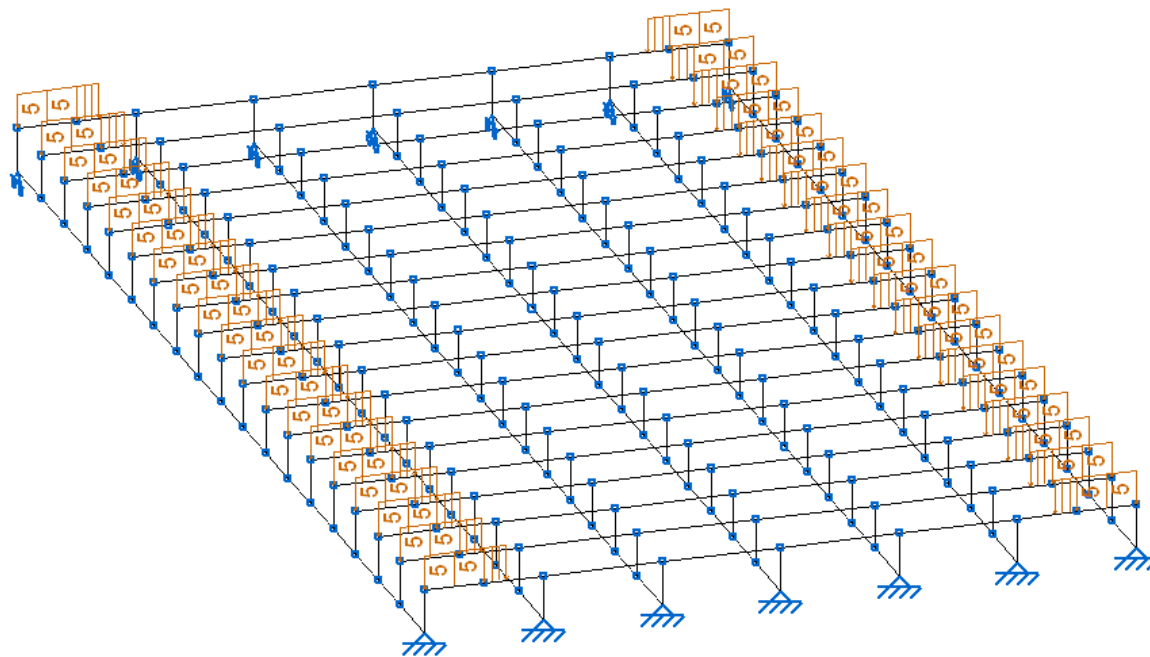


Figura 89: Sobrecargas de uso peatonal en Cype.

La forma de introducir las cargas ha sido idéntica a la explicada en la sobrecargas de uso. El resultado final es el que se presenta en la ilustración de arriba. No se introducirán imágenes pues su introducción se ha explicado para otras cargas anteriormente.

c) Fuerzas horizontales

i) Frenado y arranque.

Según indica la IAP-11 en el punto 4.1.3.1 "el frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente".

El valor característico de la acción que representa el frenado y arranque de los vehículos será representado por Q_{ik} y se obtendrá suponiendo una fracción de la carga vertical que esté actuando sobre el carril virtual 1, es decir, el más cargado. Para poder calcularlo, se hará uso de la siguiente expresión:

$$Q_{ik} = 0.6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \quad (60)$$

siendo :

L: distancia entre juntas contiguas, o longitud del puente si estas no existieran.

$$Q_{ik} = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 18.2 = 409.14 \text{ kN/m}^2$$

Esa sería la carga total a repartir entre las 90 barras que forman las vigas longitudinales.

Así, si son 5 barras longitudinales sobre las que hay que repartir la carga y cada barra tiene 18 m:

$$5 \text{ barras longitudinales} \cdot 18 \text{ m} = 90$$

$$\frac{409.14 \text{ kN/m}^2}{90 \text{ barras}} = 4.5 \text{ kN/m}$$

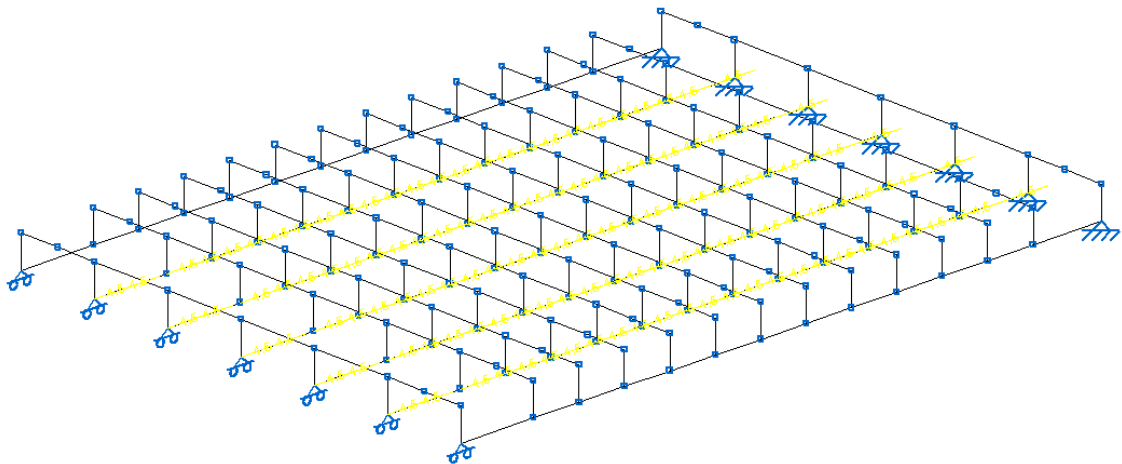


Figura 90: Carga de frenado y arranque en Cype.

ii) Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales.

Como el puente es recto y no presenta ningún radio de curvatura no habrá fuerza centrífuga por lo que no se tendrá en cuenta.

2) Viento

El artículo 4.2 de la Instrucción nos indica los pasos a seguir para definir la carga del viento sobre el tablero.

a) Velocidad básica del viento

La velocidad básica del viento se puede calcular mediante la expresión siguiente que indica la IAP-11 en el punto 4.2.1.

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (61)$$

Donde:

V_b = velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años (m/s)

c_{dir} = factor direccional del viento. A falta de estudios más precisos se tomará igual a 1.

c_{season} = factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos puede tomarse igual a 1.

$v_{b,0}$ = velocidad básica fundamental del viento (m/s) que se obtendrá del mapa que se muestra en la Figura siguiente:



Figura 91: Mapa de la velocidad básica del viento. [3]

Como la localización de este puente será en San Fernando en la provincia de Cádiz, según la ilustración anterior, se encuentra en la zona C por lo que tomaremos un valor de 29 m/s como velocidad básica del viento.

$$V_b = 1 \cdot 1 \cdot 29 = 29 \text{ m/s}$$

Una vez obtenida la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años, se tendrá que calcular la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 100 años que será el definido para el puente, según indica la EHE-08 en el artículo 5º.

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

Figura 92: Vida útil del puente.[4]

El cálculo de la velocidad básica para un periodo de 100 años se realizará con la siguiente ecuación:

$$V_b(T) = V_b \cdot c_{prob} \quad (62)$$

Donde:

$$V_b = 29 \text{ m/s.}$$

c_{prob} = factor de probabilidad. Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno de 100 años con $c_{prob}=1.04$.

Aplicando la fórmula (62):

$$V_b(T) = 29 \cdot 1.04 = 30.16 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

b) Velocidad media del viento.

A continuación se calcula la velocidad media del viento que depende de la altura "z" que se define como la altura a la que está situado el tablero y del periodo de retorno que se ha descrito en el apartado anterior. En la normativa, podemos encontrarlo en el punto 4.2.2 (IAP-11).

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o \cdot V_b(T) \quad (63)$$

Donde:

$V_b(T)$ = velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T.

C_o = factor de topografía, que se tomará habitualmente igual a 1.

$C_r(z)$ = factor de rugosidad obtenido de la siguiente fórmula:

$$C_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z \geq z_{min} \quad (64)$$

Donde:

z = altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente (m).

K_r = factor del terreno, según la Figura 93.

z_0 = longitud de la rugosidad, según la Figura 93.

z_{min} = altura mínima según la Figura 93.

La altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno será de unos 13.5 m.

A efectos de los parámetros anteriores, se considerará que estamos en un Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.

Si observamos la Figura 93, el factor del terreno para un tipo de entorno I, será de 0.170, z_0 será de 0.01 y $z_{min}=1$.

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

Figura 93: Tipo de entorno.[3]

Como se ha indicado antes, en este caso la cota de la estructura es superior a la cota mínima por tanto se utiliza la siguiente expresión para la determinación del parametro $C_r(z)$.

Por tanto, como $z \geq z_{\min} \rightarrow 13.5 \geq 1$

$$C_r(z) = 0.170 \cdot \ln\left(\frac{13.5}{0.01}\right) = 1.225$$

Una vez que se ha calculado el factor de rugosidad, calculamos la velocidad media del viento.

$$V_m(z) = 1.225 \cdot 1 \cdot 29 = 35.53 \text{ m/s}$$

c) Empuje del viento sobre el tablero

Una vez determinadas las dos velocidades, la media y la básica, se procederá al cálculo del empuje del viento sobre el tablero. Vendrá definido por el efecto debido al viento transversal y por otra parte debido al longitudinal.

i) Empuje provocado por el viento transversal

(1) Empuje horizontal.

Para el cálculo de la carga que produce el empuje transversal sobre el tablero hay que hacer distinción entre dos tipos. Por un lado, tableros de alma llena que incluyen entre otros los tableros tipo cajón o los tableros de vigas y por otro, los tableros en celosía.

En este caso en particular, el tablero presentado es de vigas. Por este motivo para el cálculo será necesario definir A_{ref} . Pero antes debe determinarse h_{eq} , ya que A_{ref} es el producto de la longitud del tramo de puente considerado esta altura equivalente.

A falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección X se determinará mediante la expresión siguiente:

$$c_f = 2.5 - 0.3 \left(\frac{B}{h_{\text{eq}}} \right) \quad (65)$$

Donde:

B = anchura total del tablero.

h_{eq} = altura equivalente (m) se obtiene considerando el tablero en su totalidad, incluyendo todos los elementos no estructurales que sean opacos frente a la acción del viento.

En cualquier caso, el coeficiente c_f se considerará limitado por los valores siguientes:

$$1.3 \leq c_f \leq 2.4$$

Aplicando la fórmula (64),

$$c_f = 2.5 - 0.3 \left(\frac{11}{2.7} \right) = 1.31$$

Como está entre:

$$1.3 \leq 1.31 \leq 2.4 \text{ cumple}$$

(2) Empuje vertical

$$F_{w,z} = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right) \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} \quad (66)$$

Donde:

F_w = empuje vertical del viento (N)

$\left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right)$ = presión de la velocidad básica del viento q_b (N/m²)

ρ = densidad del aire, que se tomará igual a 1.25 kg/m³

$v_b(T)$ = velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T

C_{fz} = coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual a ± 0.9

A_{ref} = área en planta del tablero (m²)

$c_e(z)$ = coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot \left(c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \cdot k_l \cdot c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right) \text{ para } z \geq z_{min} \quad (67)$$

$$C_e(z) = 0.170^2 \cdot \left(1^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{13.5}{0.01} \right) + 7 \cdot 0.170 \cdot 1 \cdot \ln \left(\frac{13.5}{0.01} \right) \right) = 1.70$$

Aplicando la fórmula 64:

$$F_w = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 30.16^2 \right) \cdot 1.70 \cdot \pm 0.9 = \pm 869.83$$

$$7 \text{ barras longitudinales} \cdot 18 \text{ m} = 126$$

$$\frac{662.28 \text{ kN/m}^2}{126 \text{ barras}} = 6.9 \text{ kN/m}$$

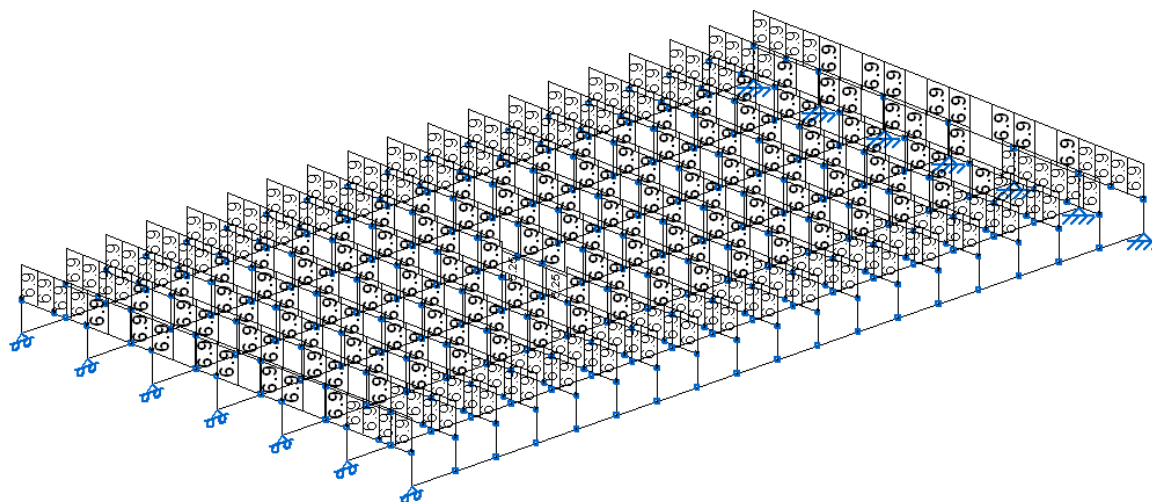


Figura 94: Carga de empuje vertical del viento en Cype.

ii) Empuje del viento longitudinalmente al puente.

Según la IAP-11 en el punto 4.2.5.2, el valor de la acción de del viento en la dirección longitudinal al tablero, "será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal, multiplicado por un coeficiente reductor". El valor de dicha fracción se calcula como un 25% de la acción transversal.

El coeficiente reductor, será definido por la expresión:

$$1 - \left(\frac{7}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right) \cdot \phi[L/L(z)] \quad (68)$$

Donde:

C_0 = factor de topografía definido anteriormente

$\phi[L/L(z)] = 0.23 + 0.182 \cdot \ln[L/L(z)]$ siendo $0 \leq \phi[L/L(z)] \leq 1$

L = longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal (m). Se tomará igual a la longitud total del puente.

$L(z)$ = longitud integral de turbulencia (m) definida por:

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

$$L(z) = 300 \left(\frac{13.5}{200} \right)^{0.44} = 91.625$$

z = altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno.

z_0 = longitud de la rugosidad, según la Figura 95.

$z_{\min}$ = altura mínima según la Figura 95.

α = coeficiente definido en la Figura 95.

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

Figura 95: Valor de α según tipo de entorno.[3]

$$\phi[L/L(z)] = 0.23 + 0.182 \cdot \ln[45.4/91.625]$$

$$1 - \left(\frac{7}{1 \cdot \ln\left(\frac{13.5}{0.01}\right) + 7} \right) \cdot \phi[L/L(z)] = 0.94$$

3) Acción térmica

Debido a que se está estudiando un tablero de vigas isostáticas, no se estudiará la acción térmica puesto que ésta si producirá deformaciones pero no producirá esfuerzos sobre el tablero (objeto de estudio en este apartado del documento).

4) Nieve

a) Sobrecarga de nieve en tableros.

Según la expresión que presenta la Instrucción IAP-11 en el punto 4.4.2 la sobrecarga q_k a tener en cuenta sobre los tableros de puentes es la siguiente:

$$q_k = 0.8 \cdot s_k$$

Donde:

s_k = valor característico de las sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal.

El valor del parámetro S_k debemos obtenerlo de la tabla 4.4-b de la instrucción IAP-11. Figura 96.

CAPITAL	ALTITUD [m]	s_k [kN/m ²]	CAPITAL	ALTITUD [m]	s_k [kN/m ²]	CAPITAL	ALTITUD [m]	s_k [kN/m ²]
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	San Sebastián	0	0,3
Ávila	1130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lleida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Ourense	130	0,4	Valencia	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria	520	0,7
Cuenca	1010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Figura 96: Sobrecargas de nieve establecidas según IAP-11.[3]

En este caso:

$$\text{Sobrecarga de nieve} = 0,8 \cdot 0,2 = 0,16 \text{ kN}$$

Dicha carga se supondrá como una carga uniforme repartida en todas las vigas, es decir, será el mismo valor tanto para las vigas de centro como para las vigas de borde.

5.3.4 Acciones accidentales

1) Impactos

Ya que solo se está estudiando el tablero, en este documento no se introducirán los efectos sobre la estructura que resultarían de un impacto en las pilas, que sí sería objeto de estudio en un proyecto completo de dimensionamiento de un puente.

Estructuralmente, un impacto de un vehículo sobre la barandilla, no afectaría prácticamente nada a la totalidad del puente. Sin embargo, si se produjera en las pilas y/o estribos la estructura quedaría afectada.

2) Acción sísmica

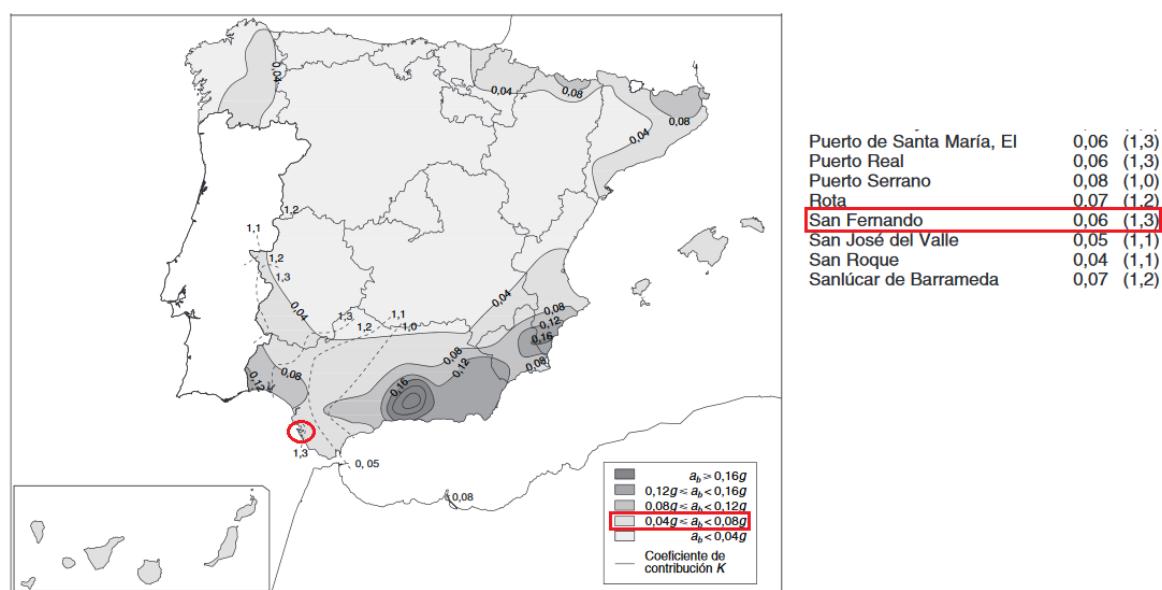


Figura 97: Mapa sísmico de España.[5]

Si se observa el mapa sísmico de la norma sismo resistente NCSP-07, San Fernando en la provincia de Cádiz tiene una aceleración básica (aceleraciones que sufre la superficie del terreno) de 0.06, con lo que sí es necesario tener en cuenta el sismo. De todos modos, como en el presente proyecto no se está dimensionando las pilas, estribos... solo el tablero, no se calculará dicha acción ya que la mayor parte de ésta se las llevan las pilas y no el tablero.

5.4 Combinación de acciones

Siguiendo la normativa de Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11) se proponen tres tipos de combinaciones de acciones.

5.4.1 Combinación para comprobaciones en ELU

En la normativa se explica que las combinaciones generales que deben tenerse en cuenta para verificar el Estado Límite Último (ELU) serán las que se muestran a continuación:

- En situación persistente o transitoria.
- En situación accidental.
- En situación sísmica.

1) En situación persistente o transitoria

La combinación se realizará con la fórmula que nos indica la IAP-11 para situación persistente o transitoria en ELU que será la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (69)$$

Donde:

$G_{K,j}$ = 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.

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

$\gamma_G \gamma_Q$ = coeficientes parciales.

En la tabla que aparece en la Figura 98 se pueden observar los distintos valores de los coeficientes parciales para las acciones.

Por otra parte, en la Figura 99 se pueden consultar los valores de los factores de simultaneidad para las acciones, que son los mismo tanto para ELU como para ELS.

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

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

Figura 98: Coeficientes parciales para las acciones en ELU.[3]

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

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

Figura 99: Factores de simultaneidad.[3]

Estamos trabajando con el programa Cype, que al calcular, utiliza por defecto las hipótesis el código técnico de la edificación (CTE) y EHE-08. Por este motivo será necesario crear unos coeficientes (que son los que nos impone la IAP-11) para que el programa los utilice al realizar las combinaciones. Se seguirán los siguientes pasos:

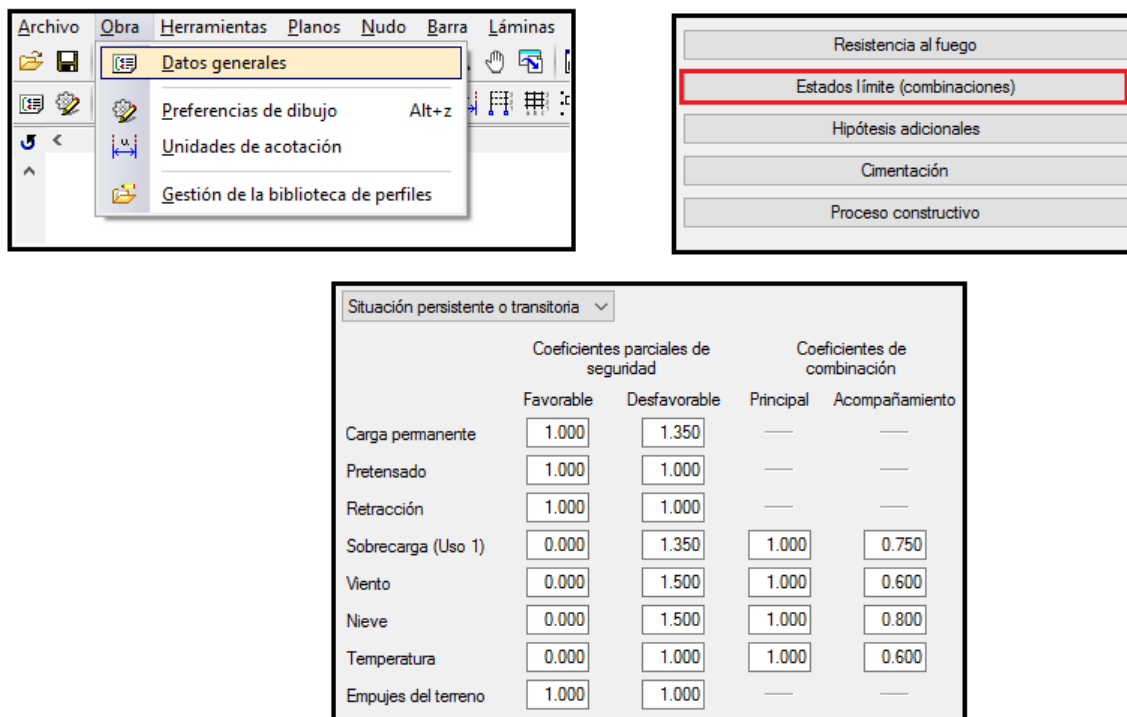


Figura 100: Introducción de datos para la combinación de acciones en Cype.

Así se han introducido los coeficientes tanto para ELU como para ELS. El programa generará la combinación de acciones. También nos permite ver en PDF los coeficientes introducidos y la combinación que se aplicará. Un ejemplo es el siguiente:

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{Qi} Q_{ki}$$

- Donde:

G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

$\Psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\Psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

	I		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Pretensado, armadura postesa (PST)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.350	1.000	0.750
Retracción (R)	1.000	1.000	-	-
Viento (Q)	0.000	1.500	1.000	0.600
Nieve (Q)	0.000	1.500	1.000	0.800
Temperatura (T)	0.000	1.000	1.000	0.600
Empujes del terreno (H)	1.000	1.000	-	-

Figura 101: Combinación de acciones en Cype.

2) En situación accidental y en situación sísmica

En este caso, como se está realizando el estudio del tablero, no se tendrá en cuenta la situación sísmica ni la situación accidental, debido a lo comentado anteriormente.

5.4.2 Combinación para comprobaciones en ELS

Para el ELS, se adoptará uno de los tres tipos de combinación de acciones indicados a continuación.

1) Combinación característica (poco probable o rara).

"Se utiliza en general para la verificación de ELS irreversible". (Según IAP-11)

2) Combinación frecuente.

"Se utiliza para la verificación de ELS reversibles". (Según IAP-11)

3) Combinación casi-permanente.

"Esta combinación se utiliza para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos." (Según IAP-11)

La combinación se realizará con la fórmula que nos indica la IAP-11 para situación frecuente en ELS que será la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (70)$$

En la tabla que se muestra a continuación, se pueden observar los distintos valores de los coeficientes parciales para las acciones en ELS.

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

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

Figura 102: Coeficientes parciales para las acciones en ELS.[3]

Los valores de simultaneidad serán los mismos que para el ELU, y los podemos observar en la Figura 99.

Una vez que se han introducido todos los valores en el programa, éste realizará la combinación de acciones. Calculando, el programa nos ofrecerá cada uno de los esfuerzos, así como la envolvente de los mismos.

En el punto 7.1.1 de la IAP-11, nos indica que "se debe verificar que la flecha vertical máxima correspondiente para al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supere":

$$\frac{L}{1000} \text{ en puentes de carretera}$$

$$\frac{18200}{1000} = 18.2 \text{ mm CUMPLE}$$

Tras los cálculos realizados en el programa, se observa que la flecha máxima producida debido a las cargas introducidas es de 14.811 mm, por lo que es menor que 18.2 mm que establece la norma IAP-11 y cumple este requisito.

5.5 Corrección de las envolventes de esfuerzos obtenida.

Como se comentó en el apartado en el que se definieron las acciones, se tiene que hacer una corrección ya que la viga introducida en Cype no era exactamente la que se propuso en el predimensionamiento por lo que se procederá a realizar los siguientes pasos.

Se obtendrá del modelo los valores de $M_{\max}$, $M_{\min}$, $V_{\max}$, $V_{\min}$, $N_{\max}$ y $N_{\min}$.

En las Figuras 103 y 104 se muestran gráficamente las envolventes obtenidas tanto de momentos como de cortantes.

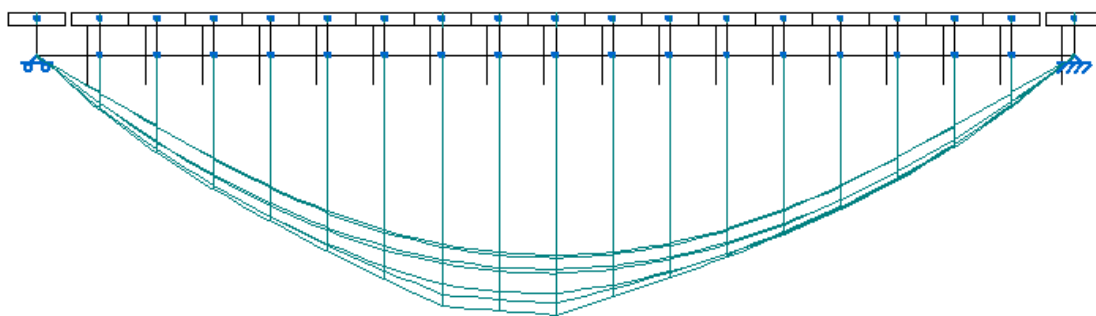


Figura 103: Diagrama de momentos obtenidos de Cype.

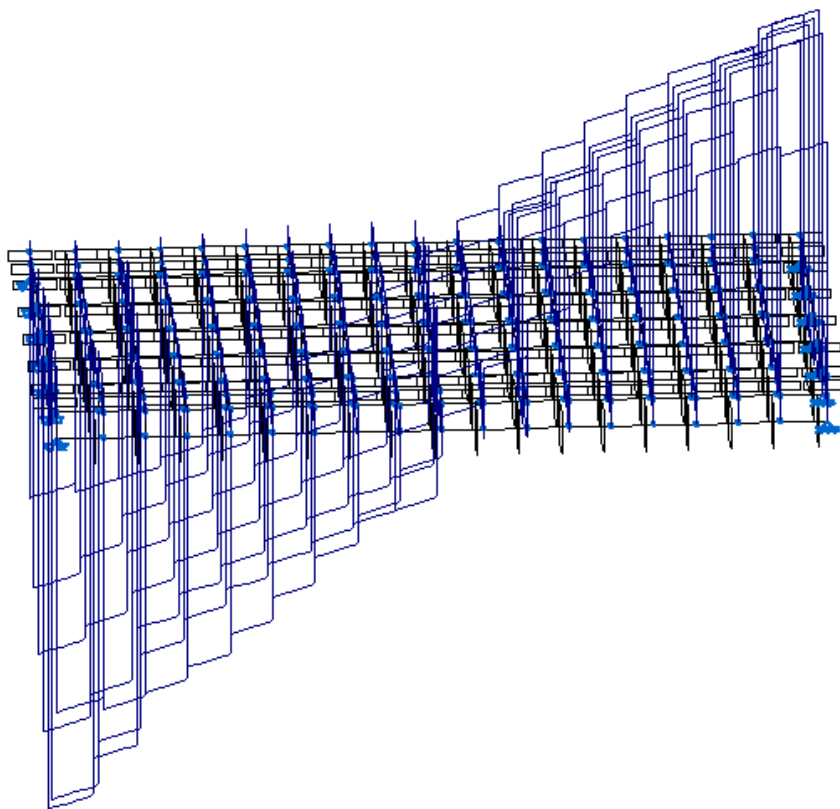


Figura 104: Diagrama de cortantes obtenidos de Cype.

Envolvente de esfuerzos cype						
Modelo 6 centro						
	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	N max	N min
Barra 1	791.8	105.64	-281.37	-738.249	7.708	-0.105
Barra 2	1385.3	324.3	-249.566	-667.791	15.409	-0.178
Barra 3	1967.5	568.23	-173.88	-540.37	23.098	-0.255
Barra 4	2348.62	824.32	-141.215	-475.501	30.77	-0.321
Barra 5	2699.39	1007.73	-109.687	-414.709	38.426	-0.374
Barra 6	3038.43	1167.18	-78.706	-358.136	46.065	-0.416
Barra 7	3324.57	1291.54	-47.764	-304.995	53.683	-0.446
Barra 8	3561.71	1380.53	-16.492	-225.3	61.274	-0.465
Barra 9	3753.6	1433.96	15.329	-208.923	68.829	-0.474
Barra 10	3752.72	1433.96	66.901	6.848	76.329	-0.474
Barra 11	3701.4	1380.53	126.697	42.402	83.767	-0.474
Barra 12	3608.52	1291.54	357.041	77.861	91.141	-0.445
Barra 13	3270.18	1167.18	404.594	113.14	98.458	-0.415
Barra 14	2884.95	1007.73	456.301	148.126	105.731	-0.373
Barra 15	2448.08	813.62	513.436	182.667	112.972	-0.319
Barra 16	1954.38	585.51	576.021	216.567	120.185	-0.253
Barra 17	1398.25	324.3	644.808	249.574	127.376	-0.175
Barra 18	773.41	106.53	724.088	281.378	134.55	-0.088

Figura 105: Datos de las envolventes de esfuerzos obtenidos de Cype.

La carga del peso propio de la viga de Cype es de 21.889 kN. Para realizar las correcciones se calculará el momento producido por dicha carga en cada metro de viga.

Para la obtención de dicho momento se utilizará la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{q \cdot L}{2}\right) \cdot x - \left(q \cdot \frac{x^2}{2}\right) \quad (71)$$

	x	q	Mmax
Barra 1	1.1	21.889	205.866045
Barra 2	2.1	21.889	370.033545
Barra 3	3.1	21.889	512.312045
Barra 4	4.1	21.889	632.701545
Barra 5	5.1	21.889	731.202045
Barra 6	6.1	21.889	807.813545
Barra 7	7.1	21.889	862.536045
Barra 8	8.1	21.889	895.369545
Barra 9	9.1	21.889	906.314045
Barra 10	10.1	21.889	895.369545
Barra 11	11.1	21.889	862.536045
Barra 12	12.1	21.889	807.813545
Barra 13	13.1	21.889	731.202045
Barra 14	14.1	21.889	632.701545
Barra 15	15.1	21.889	512.312045
Barra 16	16.1	21.889	370.033545
Barra 17	17.1	21.889	205.866045
Barra 18	18.2	21.889	0

Longitud	18.2
----------	------

Figura 106: Momento que produce el peso propio de la viga de Cype.

Una vez calculados los valores del momento producido por el peso propio de la viga propuesta por Cype, se volverá a utilizar la misma fórmula empleada anteriormente fórmula (71) para conocer el momento, pero con el peso propio de la viga objeto de estudio.

	x	q	Mmax
Barra 1	1.1	18.29	172.01745
Barra 2	2.1	18.29	309.19245
Barra 3	3.1	18.29	428.07745
Barra 4	4.1	18.29	528.67245
Barra 5	5.1	18.29	610.97745
Barra 6	6.1	18.29	674.99245
Barra 7	7.1	18.29	720.71745
Barra 8	8.1	18.29	748.15245
Barra 9	9.1	18.29	757.29745
Barra 10	10.1	18.29	748.15245
Barra 11	11.1	18.29	720.71745
Barra 12	12.1	18.29	674.99245
Barra 13	13.1	18.29	610.97745
Barra 14	14.1	18.29	528.67245
Barra 15	15.1	18.29	428.07745
Barra 16	16.1	18.29	309.19245
Barra 17	17.1	18.29	172.01745
Barra 18	18.2	18.29	0

Figura 107: Momento que produce el peso propio de la viga a estudiar.

Tras valorar el momento de la viga con la que se ha realizado los cálculos y el momento de la viga objeto de estudio, se realizará la siguiente corrección:

$$M_{\max_{cype}} = (M_{\max_{p.p.viga\ cype}} \cdot 1.35) + (M_{\max_{p.p.viga\ leopardo}} \cdot 1.35) \quad (72)$$

Se multiplicará por 1.35 que es el coeficiente parcial para las acciones permanentes de valor no constante.

También debe modificarse el valor del cortante con el mismo procedimiento empleado anteriormente, pero calculando el cortante producido por la acción de peso propio. Es decir, con la siguiente ecuación se obtiene el cortante producido con el valor de Cype:

$$\left(\frac{q \cdot L}{2}\right) - (q \cdot x) \quad (73)$$

Se obtienen los valores siguientes:

	x	q	Vmax
Barra 1	1.1	21.889	175.112
Barra 2	2.1	21.889	153.223
Barra 3	3.1	21.889	131.334
Barra 4	4.1	21.889	109.445
Barra 5	5.1	21.889	87.556
Barra 6	6.1	21.889	65.667
Barra 7	7.1	21.889	43.778
Barra 8	8.1	21.889	21.889
Barra 9	9.1	21.889	0
Barra 10	10.1	21.889	-21.889
Barra 11	11.1	21.889	-43.778
Barra 12	12.1	21.889	-65.667
Barra 13	13.1	21.889	-87.556
Barra 14	14.1	21.889	-109.445
Barra 15	15.1	21.889	-131.334
Barra 16	16.1	21.889	-153.223
Barra 17	17.1	21.889	-175.112
Barra 18	18.2	21.889	-199.1899

Longitud	18.2
----------	------

Figura 108: Cortante que produce el peso propio de la viga de Cype.

Del mismo modo que antes, se calcula el valor del esfuerzo cortante (envolvente) producido por la acción de la viga leopardo. Se aplicará la fórmula 73 pero con valores de la nueva viga.

	x	q	Vmax
Barra 1	1.1	18.29	146.32
Barra 2	2.1	18.29	128.03
Barra 3	3.1	18.29	109.74
Barra 4	4.1	18.29	91.45
Barra 5	5.1	18.29	73.16
Barra 6	6.1	18.29	54.87
Barra 7	7.1	18.29	36.58
Barra 8	8.1	18.29	18.29
Barra 9	9.1	18.29	0
Barra 10	10.1	18.29	-18.29
Barra 11	11.1	18.29	-36.58
Barra 12	12.1	18.29	-54.87
Barra 13	13.1	18.29	-73.16
Barra 14	14.1	18.29	-91.45
Barra 15	15.1	18.29	-109.74
Barra 16	16.1	18.29	-128.03
Barra 17	17.1	18.29	-146.32
Barra 18	18.2	18.29	-166.439

Longitud	18.2
----------	------

Figura 109: Cortante que produce el peso propio de la viga a estudiar.

La corrección para la envolvente del esfuerzo cortante será la siguiente:

$$V_{\max_{cype}} = (V_{\max_{p.p.viga\ cype}} \cdot 1) + (V_{\max_{p.p.viga\ leopardo}} \cdot 1) \quad (74)$$

Envolvente de esfuerzos corregida						
Modelo 6 centro						
	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	N max	N min
Barra 1	746.1	71.8	-320.2	-767.0	7.7	-0.1
Barra 2	1303.2	263.5	-283.6	-693.0	15.4	-0.2
Barra 3	1853.8	484.0	-203.0	-562.0	23.1	-0.3
Barra 4	2208.2	720.3	-165.5	-493.5	30.8	-0.3
Barra 5	2537.1	887.5	-129.1	-429.1	38.4	-0.4
Barra 6	2859.1	1034.4	-93.3	-368.9	46.1	-0.4
Barra 7	3133.1	1149.7	-57.5	-312.2	53.7	-0.4
Barra 8	3363.0	1233.3	-21.4	-228.9	61.3	-0.5
Barra 9	3552.4	1284.9	15.3	-208.9	68.8	-0.5
Barra 10	3554.0	1286.7	71.8	10.4	76.3	-0.5
Barra 11	3509.9	1238.7	136.4	49.6	83.8	-0.5
Barra 12	3429.2	1158.7	371.6	88.7	91.1	-0.4
Barra 13	3107.9	1047.0	424.0	127.5	98.5	-0.4
Barra 14	2744.5	903.7	480.6	166.1	105.7	-0.4
Barra 15	2334.4	729.4	542.6	204.3	113.0	-0.3
Barra 16	1872.2	524.7	610.0	241.8	120.2	-0.3
Barra 17	1352.6	290.5	683.7	278.4	127.4	-0.2
Barra 18	773.4	106.5	768.3	314.1	134.6	-0.1

Figura 110: Datos de la envolvente de esfuerzos corregida.

En esta tabla se muestra un resumen de los valores de la envolvente de esfuerzos que serán utilizados para armar la viga.

Este procedimiento se ha realizado para todos y cada uno de los modelos realizados. Además, hay que recordar que para el vano de 18.2 m se estudiaron 6 modelos para cada uno de los casos explicados anteriormente, suponiendo que el carro más cargado circulaba por la viga central y que el carro más cargado cambiaba de posición sobre la viga de borde y suponiendo la existencia de un único carril virtual.

A continuación se muestran la tabla de los esfuerzos obtenidos de Cype y la tabla de valores de los esfuerzos corregidos para la viga de borde en el vano central.

Envolvente de esfuerzos cype						
Modelo 6 borde						
	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	N max	N min
Barra 1	694.05	42.04	-290.104	-638.059	2.578	-0.228
Barra 2	1298.57	332.49	-225.122	-609.772	5.157	-0.43
Barra 3	1858.19	598.55	-219.791	-566.049	7.732	-0.57
Barra 4	2359.56	829.22	-184.262	-508.946	10.292	-0.642
Barra 5	2793.1	1024.33	-148.666	-441.928	12.828	-0.669
Barra 6	3151.04	1183.83	-113.09	-366.758	15.328	-0.677
Barra 7	3425.79	1307.77	-77.578	-283.767	17.784	-0.667
Barra 8	3608.98	1396.21	-39.352	-192.486	20.192	-0.648
Barra 9	3691.5	1449.25	0.807	-92.657	22.554	-0.625
Barra 10	3694.06	1449.27	58.684	4.148	24.88	-0.601
Barra 11	3663.72	1396.23	154.073	42.121	27.176	-0.578
Barra 12	3521.45	1307.78	262.324	77.565	29.443	-0.554
Barra 13	3268.47	1183.84	361.913	113.079	31.68	-0.525
Barra 14	2914.49	1024.34	451.314	148.656	33.879	-0.488
Barra 15	2469.99	829.24	528.838	184.254	36.042	-0.436
Barra 16	1946.81	598.56	592.247	291.784	38.178	-0.365
Barra 17	1358.88	332.5	637.853	255.114	40.296	-0.271
Barra 18	724.05	42.02	663.268	290.096	42.406	-0.157

Figura 111: Datos de las envolventes de esfuerzos obtenidos de Cype.

Envolvente de esfuerzos corregida						
Modelo 6 borde						
	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	N max	N min
Barra 1	648.4	8.2	-329.0	-666.9	2.6	-0.2
Barra 2	1216.4	271.6	-259.1	-635.0	5.2	-0.4
Barra 3	1744.5	514.3	-248.9	-587.6	7.7	-0.6
Barra 4	2219.1	725.2	-208.6	-526.9	10.3	-0.6
Barra 5	2630.8	904.1	-168.1	-456.3	12.8	-0.7
Barra 6	2971.7	1051.0	-127.7	-377.6	15.3	-0.7
Barra 7	3234.3	1166.0	-87.3	-291.0	17.8	-0.7
Barra 8	3410.2	1249.0	-44.2	-196.1	20.2	-0.6
Barra 9	3490.3	1300.2	0.8	-92.7	22.6	-0.6
Barra 10	3495.3	1302.1	63.5	7.7	24.9	-0.6
Barra 11	3472.3	1254.4	163.8	49.3	27.2	-0.6
Barra 12	3342.1	1175.0	276.9	88.4	29.4	-0.6
Barra 13	3106.2	1063.6	381.3	127.5	31.7	-0.5
Barra 14	2774.1	920.3	475.6	166.7	33.9	-0.5
Barra 15	2356.3	745.0	558.0	205.8	36.0	-0.4
Barra 16	1864.7	537.7	626.3	317.0	38.2	-0.4
Barra 17	1313.2	298.7	676.7	283.9	40.3	-0.3
Barra 18	724.1	42.0	707.5	322.8	42.4	-0.2

Figura 112: Datos de las envolventes de esfuerzos corregida.

Para el caso de los vanos de 13.6 m se ha seguido el mismo procedimiento. Pero hay que comentar que al ser el vano más corto, la posición del carro se ha dispuesto en 4 posiciones distintas sobre la viga para cada uno de los casos explicados en el punto 8 de este documento.

5.6 Armado de la viga.

Estas vigas van a disponer de armadura longitudinal activa, pasiva y armadura transversal (incluyendo el armado de rasante).

5.6.1 Dimensionamiento de armadura longitudinal

En primer lugar se describirá la obtención de la **armadura activa**.

Para el cálculo de la armadura activa, se utilizará un programa en Matlab el cual se basará en los dominios de deformación que explica la EHE-08 en el artículo 42.1.3.

Las deformaciones que se producen en una sección vienen determinadas por las sollicitaciones a las que esté sometida. La norma EHE-08 establece 6 dominios de deformación que representan a todas y cada una de las casuísticas que pueden darse.

Se explican a continuación:

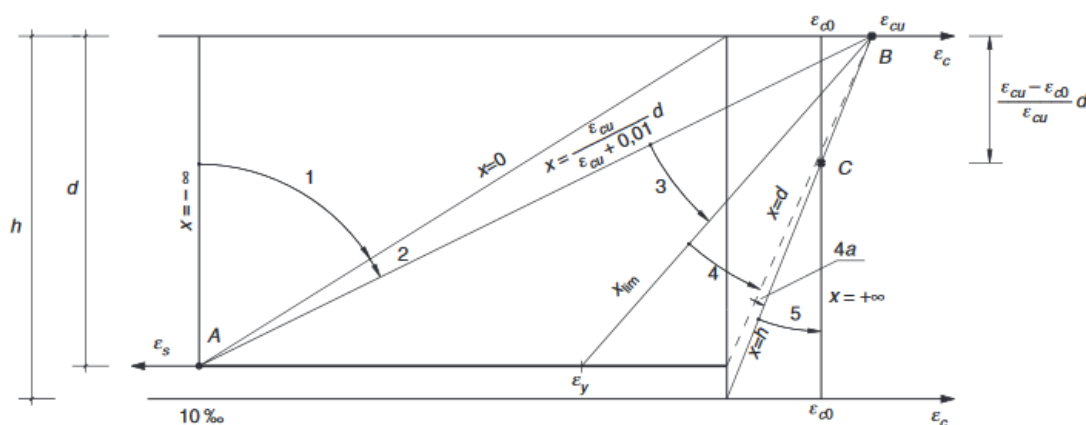


Figura 113: Dominios de deformación. [4]

- Dominio 1: Si la sección se encuentra en este dominio, estará sometida a tracción simple o compuesta. Como se puede ver en la Figura 113 la deformación máxima del acero (alargamiento de la armadura) para el dominio 1 será de un 10‰, por lo que agota el acero. El punto sobre el que gira será el A. El hormigón no contribuye.
- Dominio 2: La sección está sometida a flexión simple o compuesta. El acero seguirá teniendo una deformación máxima del 10‰ (el acero sigue produciendo el agotamiento) y la deformación máxima del hormigón puede llegar como máximo un 3.5‰.

- Dominio 3: La sección está sometida a flexión simple o compuesta. La deformación del acero varía desde el límite elástico hasta el 10‰ . La deformación del hormigón es de un 3.5 ‰ es decir su máxima capacidad (produce el agotamiento) ya que el punto sobre el que gira es el punto B.
- Dominio 4: La sección está sometida a flexión simple o compuesta. La contribución de la armadura varía desde 0 hasta el límite elástico del acero (es decir, la tensión del acero es menor que el límite elástico) y el hormigón sigue en una deformación del 3.5‰. Sigue girando sobre el punto B.
- Dominio 4a: La sección está sometida a flexión simple o compuesta. El acero comienza a trabajar a compresión y parte del hormigón pequeña trabaja a tracción. El punto sobre el que gira es el punto B.
- Dominio 5: La sección está sometida a compresión simple o compuesta. Todos los materiales trabajan en compresión y la recta de deformación gira sobre el punto C. La deformación del hormigón va desde un 2‰ a un 3.5‰.

En el programa se tuvo que introducir:

- La geometría de la viga definida durante el predimensionamiento. La columna de la izquierda, representa el cambio de anchura que se produce en cada parte de la viga, mientras que en la columna de la derecha, se plasman las alturas de todos los vértices de la viga. De esta manera, la viga queda totalmente definida. Ver Figura 114.

```
% GEOMETRÍA DE LA VIGA (distancias en milímetros)
geom_viga = [ 660      0      ;
              660     100     ;
              250     170     ;
              150     220     ;
              150     840     ;
              250     890     ;
              660     960     ;
              660    1100    ];
```

Figura 114: Geometría de la viga.

- Será necesario introducir las características del acero tanto pasivo como activo que será empleado en la armadura de esta viga. Se utilizará un acero B500s cuyo coeficiente de mayoración es de 1.15 y el módulo elástico del acero de 200000 Mpa.

Con respecto a las características del acero de pretensado, se va a utilizar un Y1860 con un módulo elástico de 190000 MPa y un coeficiente de mayoración de 1.15.

```

% 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.)

```

Figura 115: Características del acero.

-Las características del hormigón de la viga serán las que se muestran a continuación. La resistencia característica del hormigón para la viga será de 55 MPa y el coeficiente de mayoración de 1.5.

```

% CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN DE LA VIGA
fck_viga = 55; %MPa
gamma_c = 1.5;

```

Figura 116: Características de la sección.

- Se definirá también la losa, ya que la sección resistente que se ha tenido en cuenta en el diagrama de rotura que me proporcionará a continuación el programa de Matlab, incluye también la losa. Con lo que en la losa se dispondrá un armado mínimo para poder colocar la armadura a cortante.

```

% CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA
fck_losa = 30; %MPa
b_losa = 1720; %mm
h_losa = 230; %mm

```

Figura 117: Características de la losa.

- La posición tanto de los torones en acero activo, como de la armadura pasiva, así como la posición a la que irán situados.

```

% ARMADO
% Armadura activa
Ap_i = 1400; %mm2
hp_i = 54.6; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)
Ap_s = 280; %mm2
hp_s = 950; %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)

```

Figura 118: Posición del acero.

- También se introducirá el momento y axil a comprobar obtenido del programa Cype.

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

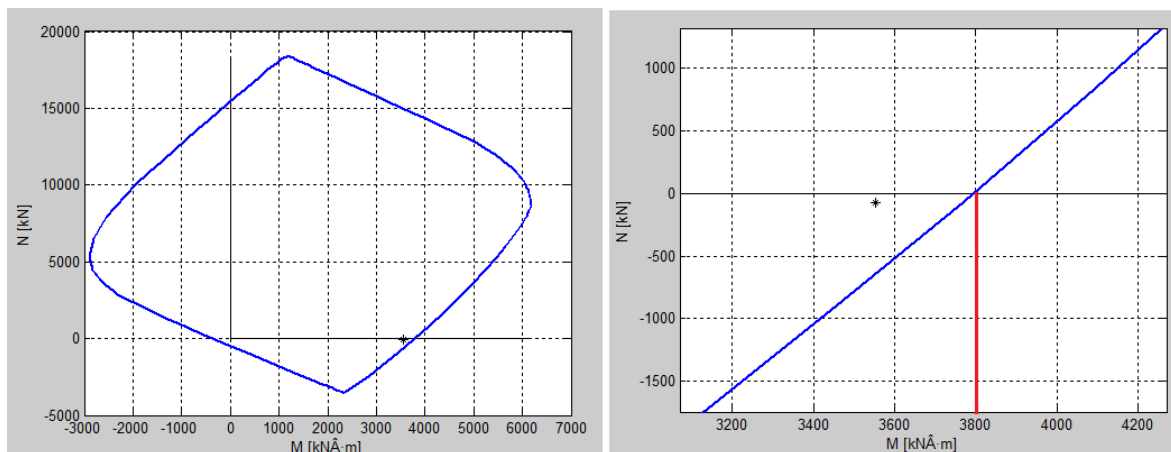
Figura 119: Introducción momento-axil a estudiar.

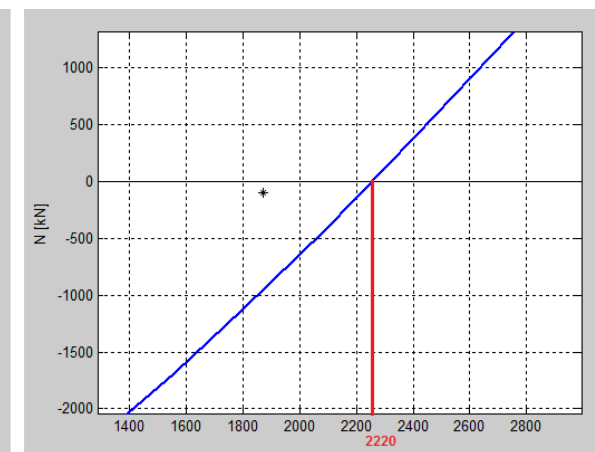
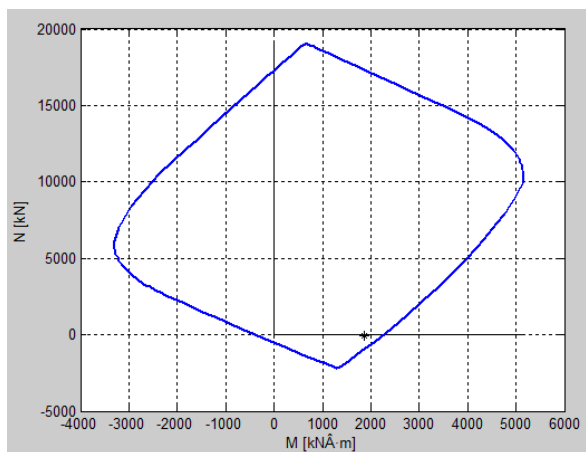
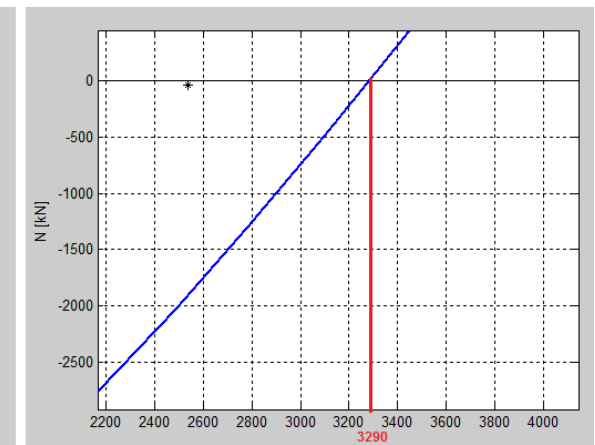
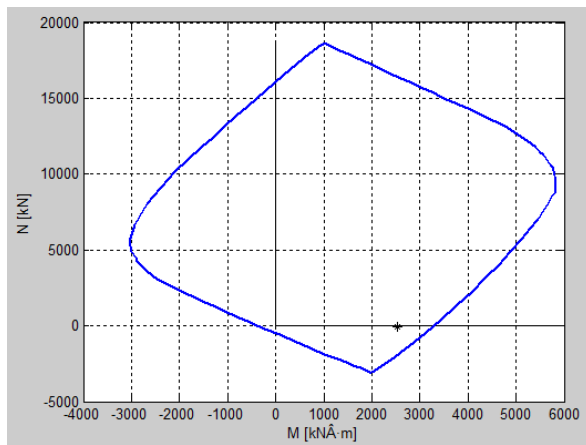
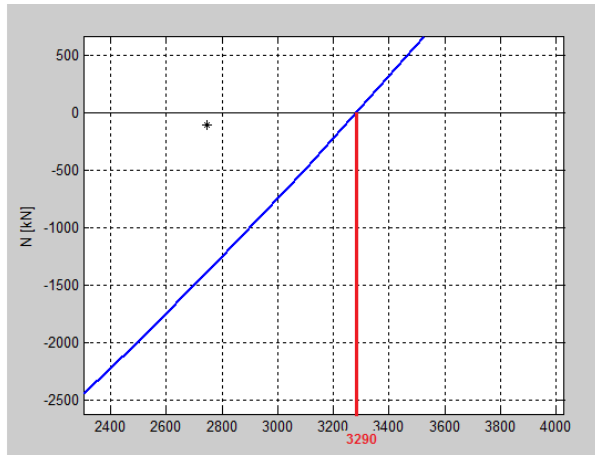
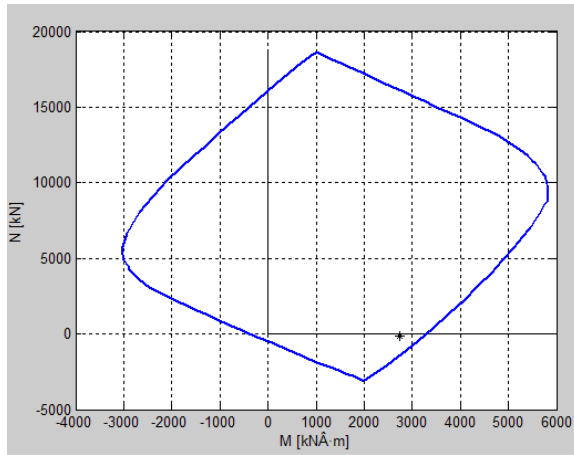
Será en este momento en el que se introducirá la carga del pretensado. Como se ha comentado durante todo el documento, esta carga no se había introducido en Cype.

El programa nos devolverá un diagrama momento-axil que define las combinaciones axil-momento que resiste la sección. Todos los pares N-M que estén dentro del diagrama serán resistidos por la sección; los que se encuentren fuera no. Es decir, nos indicará si los torones que estamos introduciendo soportan los esfuerzos a los que está sometida la viga. Si no es así, se cambiará el número de torones hasta que cumpla.

A lo largo de la viga, el armado activo variará hasta tres veces, disminuyéndolo desde el centro de vano donde se encuentra el mayor momento flector, hasta el extremo de la viga donde el momento será mínimo. Esto se realiza para evitar que el pretensado introduzca una autoflecha excesiva.

Con el programa Matlab, se han obtenido todas las envolventes de los 12 modelos que se han realizado en el programa Cype. A continuación se exponen los diagramas momento-axil de la viga de centro de vano así como la envolvente de esfuerzos obtenida de la viga de centro para el vano de 18.2 m.





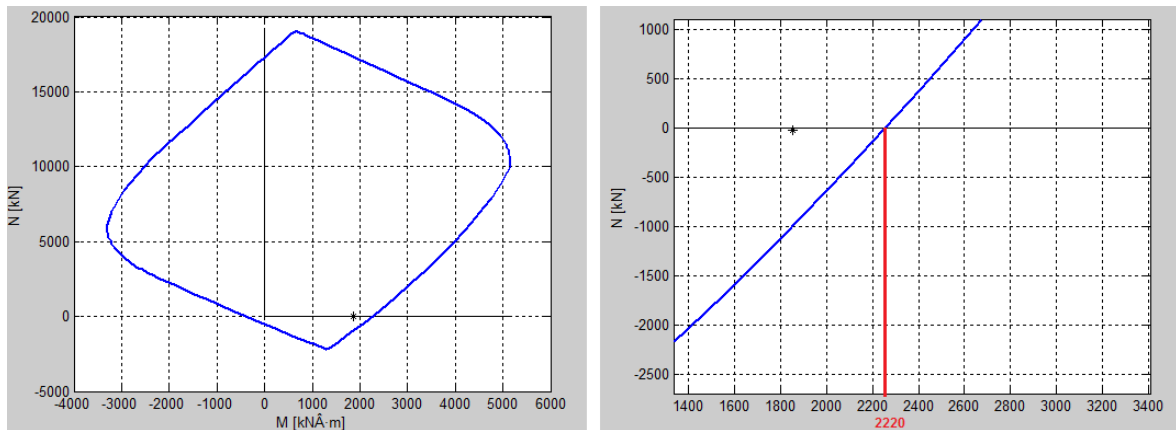


Figura 120: Gráficos momento-axil.

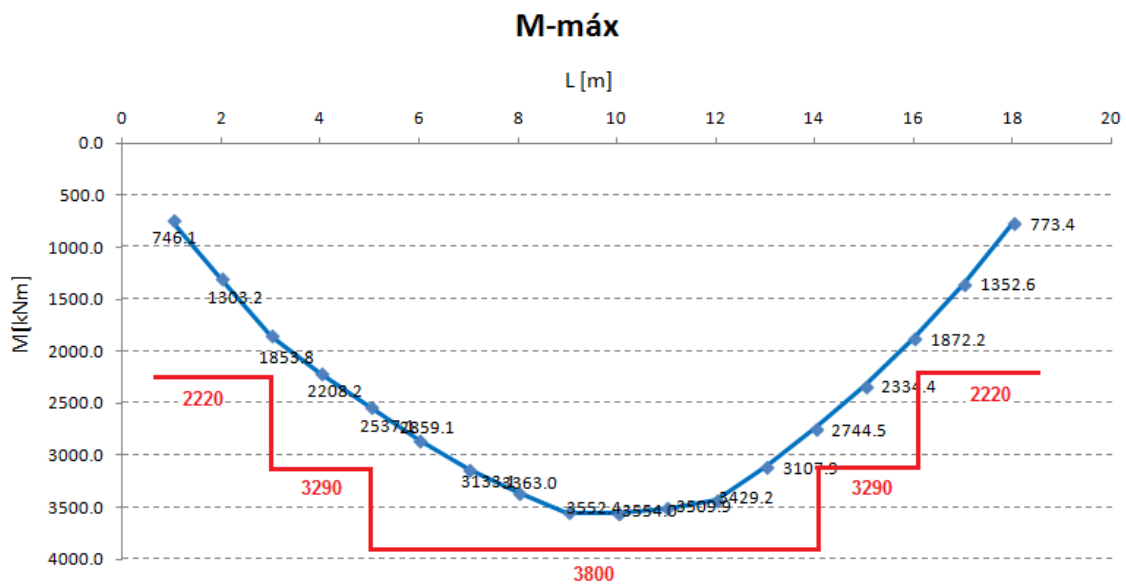


Figura 121: Envoltura en viga de centro.

Se explicará ahora lo que podemos obtener de este gráfico. Como se puede apreciar, la sección del vano central puede resistir, con los torones que le hemos introducido (14), un momento de 3800 kNm y el momento máximo que presenta la sección es de 3554 kNm. Asimismo, se reduce la cantidad de acero durante una longitud determinada, en la que con 12 torones de acero activo, la sección puede soportar un momento de hasta 3290 kNm y el que tenemos de cálculo es de 2744.5 kNm y 2859.1 kNm, mucho menor que el máximo resistente por el acero.

Por último, en esta sección se disminuirá de nuevo la cantidad de acero, siendo el momento máximo que puede soportar 2220 kNm y por cálculo obtenemos 1872.2 kNm y 1858.8 kNm. Con estos esfuerzos se deben introducir 14 torones de 0.6" en la parte

central de la viga, donde el momento máximo es mayor. En la parte intermedia de la viga se enfundarán 2 torones, con lo que el número a disponer será de 12 de 0.6". En la parte de los extremos de la viga se volverán a enfundar otros dos torones más, por lo que se dispondrán 10 de 0.6".

El gráfico que representa el valor máximo del esfuerzo que puede soportar cada sección de la viga de borde es el siguiente:

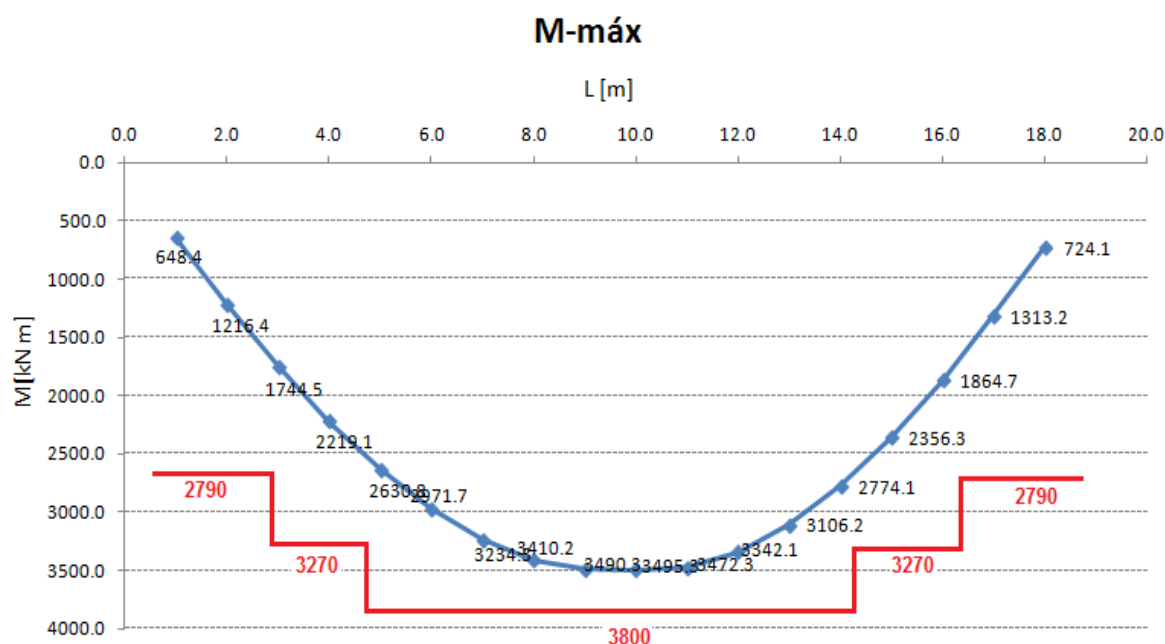


Figura 122: Envolvente en viga de borde.

Hay que decir que en el vano central, las 7 vigas del tablero estarán armadas con la misma cantidad de acero. Esto es debido a que los esfuerzos obtenidos en centro y en borde son muy similares, y al calcular el armado activo, sale el mismo número de torones.

En el vano de 13.6m las vigas de los extremos definidas como de borde durante todo el documento, presentarán un armado activo distinto al de las vigas de centro. Lo comentado anteriormente, puede verse en el punto 8 de este documento.

Con respecto a la **armadura pasiva**, se dispondrá la mínima necesaria por cálculo, ya que las exigencias de esfuerzos lo soporta la armadura activa.

Es por esto, que se utilizará la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 para definir el armado mínimo. Como muestra la tabla siguiente (Figura 123) obtenida del artículo 42.3.5 de dicha Instrucción y suponiendo que se ha utilizado un acero B500 S, el armado será:

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

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto h del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Figura 123: Armadura mínima.[4]

Cuantía geométrica:

$$A_{s1 \text{ geométrica}} = 2.8\% \cdot A_c \quad (75)$$

Donde:

A_c = Área de la sección total de hormigón.

$$\frac{2.8}{1000} \cdot (335100) = 938.28 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2 \text{ (compresión)}} = 0.3 \cdot A_{s1 \text{ geométrica}} \quad (76)$$

$$A_{s2 \text{ (compresión)}} = 0.3 \cdot 1206.4 = 361.92 \text{ mm}^2$$

Cuantía mecánica:

$$U_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \cdot f_{ctm,fl} \quad (77)$$

Donde:

W_1 = Módulo resistente de la sección bruta (fibra más traccionada)

z = Brazo mecánico de la sección. En este caso a falta de cálculos precisos se tomara $d = 0.8 \cdot h$

$f_{ctm,fl}$ = Resistencia media a flexotracción que depende del canto del elemento.

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\} \quad (78)$$

Donde:

$f_{ct,m}$ = resistencia media a tracción. Podrá estimarse a partir de la siguiente ecuación:

$$f_{ct,m} = 0.58 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (79)$$

$$f_{ct,m} = 0.58 \cdot 55^{1/2} = 4.30$$

En nuestro caso:

$$f_{ctm,fl} = \max\{(2.15); 4.30\}$$

Aplicando la fórmula (77):

$$A_{s1} \geq \frac{W_1'}{0.8 \cdot h} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} = \frac{10.13 \cdot 10^7}{0.8 \cdot 1100} \cdot \frac{4.30}{\frac{500}{1.15}} = 1138.47 \text{ mm}^2$$

$$W_1' = \frac{5336816.83}{(110 - 57.33)} = 101325.55 \text{ cm}^3 \cdot 1000 = 10.13 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

La cuantía mínima es la geométrica, que será la utilizada como armado longitudinal. Como:

$A_{s1 \text{ geométrica}} = 938.28 \text{ mm}^2$ que podrían ser 6Ø16 (1206.4 mm²). Pero debido a la disposición de la armadura activa para que no interfiera una con otra se van a disponer 3Ø25 (1472.6 mm²) que serán situados uno en cada extremo y otro en el centro.

La armadura de compresión $A_{s2} \text{ (compresión)} = 361.92 \text{ mm}^2$ que podrían ser 2Ø 16.

Además, cercanos a los vértices se supondrá un redondo Ø 10 para poder montar la armadura transversal.

La separación máxima debe cumplir:

- $s \leq 30 \text{ cm}$
- $s \leq 3 \cdot e$

La separación mínima debe cumplir:

- 20 mm
- $\varnothing_{\text{max}} = 25 \text{ mm}$
- $1.25 \cdot D_{\text{árido}} = 1.25 \cdot 20 = 25 \text{ mm}$

Se supondrá un recubrimiento de 30mm.

$$s = 660 - 60 = 600 / 2 = 300 \text{ mm}$$

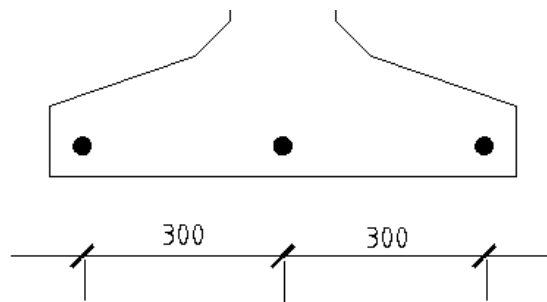


Figura 124: Croquis de la armadura As1.

Armadura de piel.

Según Varona Moya. Fco. B. y otros.: "Apuntes de hormigón armado adaptado a la EHE-08", " en el caso de vigas cuyo canto sea superior a 50 cm, la separación entre armaduras principales superior e inferior, será con toda probabilidad, superior a 30cm, por lo que será necesario añadir redondos laterales para formar armaduras de piel"

Como en nuestro caso el canto de la viga es de 110 cm se dispondrá una armadura de piel para poder colocar los cercos. Se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{\text{piel}} \geq \frac{0.5}{1000} \cdot b_0 \cdot d \quad (80)$$

$$A_{\text{piel}} \geq \frac{0.5}{1000} \cdot 660 \cdot (1100 - 30) = 353.1 \text{ mm}^2$$

Por lo que se dispondrá $2\phi 16$ (402.1 mm^2) en cada cara.

La armadura pasiva mínima quedaría de la siguiente manera:

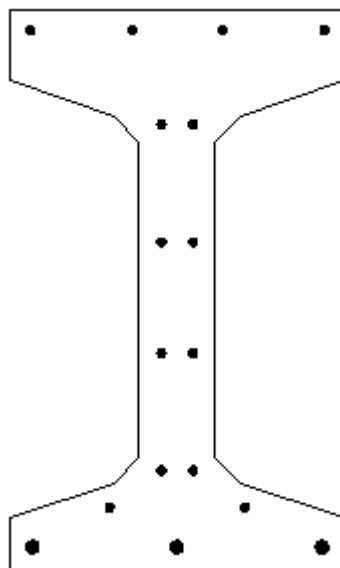


Figura 125: Croquis de la armadura pasiva.

5.6.2 Dimensionamiento del armado transversal (cercos de cortante)

Una vez se ha definido el armado longitudinal activo y pasivo, se continuará calculando el **armado transversal** de la viga. Para ello será utilizada de nuevo la EHE-08 en el artículo 44.2.3 en el cual se indica las comprobaciones que hay que realizar para verificar el Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante. Deberá cerciorarse que la sección no agota por compresión oblicua en el alma (es decir que no falla el hormigón) y por agotamiento de tracción en el alma (que no falla el acero).

Para ello deberán realizarse las dos comprobaciones siguientes que indica la EHE-08:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (81)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (82)$$

Donde:

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.

Siguiendo con la normativa EHE-08, en el artículo 44.2.3.1, para obtener el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma, se utilizará la siguiente expresión:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} \quad (83)$$

Donde:

f_{1cd} = resistencia a compresión del hormigón.

$f_{1cd} = 0.6 \cdot f_{cd} = 60 \cdot 55 = 33 \text{ N/mm}^2$ para $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$

d = canto útil de la sección

Se mostrará el siguiente croquis para detallar como se ha hallado el canto útil. Si nos fijamos en la Figura 126:

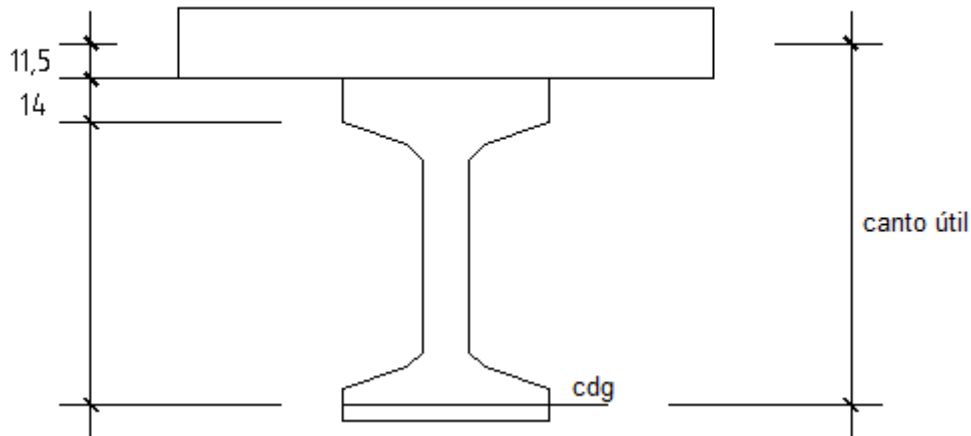


Figura 126: Croquis para la obtención del canto útil.

$$d = 133 - 11.5 - 6.9 = 114.6 \text{ cm} = 1146 \text{ mm}$$

b_0 = Anchura mínima del elemento.

b_0 =150 mm.

$K= 1$.

El factor K sirve para considerar que si el hormigón está comprimido, hay un mayor confinamiento del material y la resistencia a compresión es mayor. No obstante esto es así sólo bajo compresiones que no supongan tensiones excesivas en el hormigón, ya que ante estas compresiones excesivas el material se deteriora y la resistencia será menor.

El ángulo θ (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) se estimará como 45° y el ángulo α (ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza) será igual a 90° .

Hay que decir que $\cotg \theta$ debe estar entre:

$$0.5 \leq \cot \theta \leq 2$$

Se realizó el armado con ambos valores extremos para comprobar que armado era el más restrictivo, que resultó ser $\cotg \theta = 2$.

A continuación se muestran los cálculos para la obtención de V_{u1} . Aplicando la fórmula (83):

$$V_{u1} = 1 \cdot 22 \cdot 150 \cdot 1146 \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} = 1891081.4 \text{ N} = 1891.08 \text{ kN}$$

Para la comprobación especificada en la fórmula (81) será necesario obtener de Cype el esfuerzo de cálculo en el borde del apoyo. Este valor es de 738.207 kN.

Por tanto:

$$738.207 \text{ kN} \leq 1891.08 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

Una vez realizada la primera comprobación, y continuando con la normativa EHE-08, en el punto 44.2.3.2.2, para obtener el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma, se utilizará la siguiente expresión:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (84)$$

Donde:

V_{cu} = Contribución del hormigón a la resistencia del esfuerzo cortante. Se calculará con la siguiente expresión:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \beta \cdot b_0 \cdot d \quad (85)$$

Donde:

f_{cv} = resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 ($f_{cv} = f_{ck}$)

f_{ck} = resistencia de compresión del hormigón en N/mm^2

σ'_{cd} = tensión axial media en el alma de la sección.

y donde:

$$\beta = \frac{2 \cdot \cot(\theta) - 1}{2 \cdot \cot(\theta_e) - 1} \quad \text{si} \quad 0.5 \leq \cot(\theta) < \cot(\theta_e)$$

$$\beta = \frac{\cot(\theta) - 2}{\cot(\theta_e) - 2} \quad \text{si} \quad \cot(\theta_e) \leq \cot(\theta) \leq 2$$

θ_e = ángulo de referencia de inclinación de las fisuras.

$$\cot \theta_e \geq 0.5$$

$$\cot \theta_e \leq 2$$

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

siendo d= canto útil.

En este caso:

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{1146}} \right) = 1.42 < 2$$

ρ_l = Cuantía geométrica de la armadura longitudinal al tracción, pasiva y activa adherente.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

Ahora:

$$\rho_l = \frac{4689 + 1960}{(150 \cdot 1146)} = 0.038 \leq 0.02 \quad \text{se utilizará } 0.02$$

Una vez que se han definido cada uno de los parámetros, se aplicará la fórmula (85) y obtenemos que:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{1.5} \cdot 1.42 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 55)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 6.5 \right] 0.33 \cdot 150 \cdot 1146 = 94.97 \text{ kN}$$

El siguiente proceso a realizar es el cálculo de V_{su} .

V_{su} = Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante. Se calculará con la siguiente expresión:

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d} \quad (86)$$

Donde:

A_{α} =área por unidad de longitud de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza.

$f_{y\alpha,d}$ = resistencia de cálculo de la armadura A_{α} .

θ = Se utilizará el mismo valor que para el apartado anterior.

α = ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.

z = Brazo mecánico. Puede adoptarse de valor aproximado $z=0.9 \cdot d$.

La comprobación de la fórmula (82) se efectúa para un cortante de cálculo situado a un canto útil.

Como conocemos V_{rd2} y V_{cu} (calculados anteriormente) se va a despejar V_{su} que representa el esfuerzo que tiene que soportar la armadura transversal.

Aplicando la fórmula (82) y la fórmula (84):

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Con lo que:

$$V_{rd2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{rd2} - V_{cu} = V_{su}$$

$$666.428 \text{ kN} - 94.97 \text{ kN} = V_{su}$$

$$V_{su} = 571.458 \text{ kN}$$

Ya que hemos obtenido el valor de V_{su} , se va a despejar de la fórmula (85) A_{α} que será el área necesaria para obtener los cercos en nuestra viga.

$$\frac{V_{su}}{z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)} = A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

$$\frac{571.458 \cdot 10^3}{1032.32} = 553.566$$

Por lo que el área será:

$$\frac{553.566}{400} = 1.38 \frac{mm^2}{m}$$

Si se disponen estribos de diámetro 10:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 10^2\right)}{1.38} = 113.82 \text{ mm}$$

Si se disponen estribos de diámetro 12:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 12^2\right)}{1.38} = 163.90 \text{ mm}$$

Si se disponen estribos de diámetro 16:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 16^2\right)}{1.38} = 291.39 \text{ mm}$$

También se han comprobado las cuantías mínimas de armado transversal. Las verificaciones vienen reflejadas en el artículo 44.2.3.4.1 de la normativa EHE-08.

La separación longitudinal según la EHE-08 " *deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua*":

$$\begin{aligned} s_t &\leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} &\leq \frac{1}{5} V_{u1} \\ s_t &\leq 0.6 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 450 \text{ mm} & \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ s_t &\leq 0.3 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 300 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1} \end{aligned}$$

En nuestro caso se aplicará la segunda ecuación:

$$s_t \leq 689.66 \leq 450 \text{ mm} = 450 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

Según la norma EHE-08, la separación transversal $s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L,max}}{4} = \frac{25}{4} = 8 \text{ mm}$$

La cuantía mínima debe ser tal que cumpla la ecuación siguiente:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

$$a = \frac{4.3 \cdot 150 \cdot \sin(90)}{7.5 \cdot 400} = 0.215 \text{ mm}$$

Se han calculado los cercos necesarios en los extremos de la viga. V_{rd1} y V_{rd2} han sido obtenidos de Cype en la zona más solicitada. Al igual que se ha hecho con la armadura activa, se han ido enfundando torones (hasta dos veces) en zonas donde la sollicitación era menor, para ahorrar en armadura que no es necesaria. Se hará lo mismo con la armadura transversal. Como el procedimiento a realizar es el mismo, se plasmará de una forma más resumida.

En la zona central de la viga, los cercos necesarios serán:

$$V_{rd1} = V_d \text{ (en el borde)} = 358.041 \text{ kN}$$

$$V_{rd2} = V_d \text{ (a un canto útil)} = 305.474 \text{ kN}$$

Aplicando la fórmula (81):

$$V_{rd1} \leq V_{u1} \quad 358.041 \text{ kN} \leq 1891.08 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

Realizando el mismo procedimiento para la obtención de la armadura a cortante que en el apartado anterior:

$$V_{rd2} - V_{cu} = V_{su}$$

$$305.474 \text{ kN} - 94.97 \text{ kN} = V_{su}$$

$$V_{su} = 208.504 \text{ kN}$$

Ahora se despejará de la fórmula (85) A_α , que es el área necesaria para obtener los cercos de nuestra viga.

$$\frac{V_{su}}{z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)} = A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

$$\frac{208.504 \cdot 10^3}{1032.32} = 201.97$$

Por lo que el área será:

$$\frac{201.97}{400} = 0.50 \frac{mm^2}{m}$$

Si se disponen estribos de diámetro 10:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 10^2 \right)}{0.5} = 314.15 \text{ mm}$$

Si se disponen estribos de diámetro 12:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 12^2 \right)}{0.5} = 452.39 \text{ mm}$$

Se dispondrán cercos del 10 cada 30 cm.

Entre el extremo de la viga y la zona central, se volverá a reducir el armado.

Siguiendo los mismos pasos:

$$V_{rd1} = V_d \text{ (en el borde)} = 475.407 \text{ kN}$$

$$V_{rd2} = V_d \text{ (a un canto útil)} = 413.372 \text{ kN}$$

Aplicando la fórmula (81):

$$V_{rd1} \leq V_{u1} \quad 475.407 \text{ kN} \leq 1891.08 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

Realizando el mismo procedimiento para la obtención de la armadura a cortante que en el apartado anterior:

$$V_{rd2} - V_{cu} = V_{su}$$

$$475.407 \text{ kN} - 94.97 \text{ kN} = V_{su}$$

$$V_{su} = 318.402 \text{ kN}$$

Se despejará de la fórmula (85) A_α , que es el área necesaria para obtener los cercos de nuestra viga.

$$\frac{V_{su}}{z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)} = A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}$$

$$\frac{318.402 \cdot 10^3}{1032.32} = 308.43$$

Por lo que el área será:

$$\frac{308.43}{400} = 0.77 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Si se disponen estribos de diámetro 10:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 10^2 \right)}{0.77} = 203.99 \text{ mm}$$

Si se disponen estribos de diámetro 12:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 12^2 \right)}{0.77} = 293.76 \text{ mm}$$

5.6.3 Dimensionamiento de armadura transversal. Rasante.

Por último se calculará el **armado de rasante** que servirá para coser la armadura y que el alma de la viga pueda transmitir el esfuerzo cortante a las alas para que contribuyan a soportar las tensiones normales de la sección.

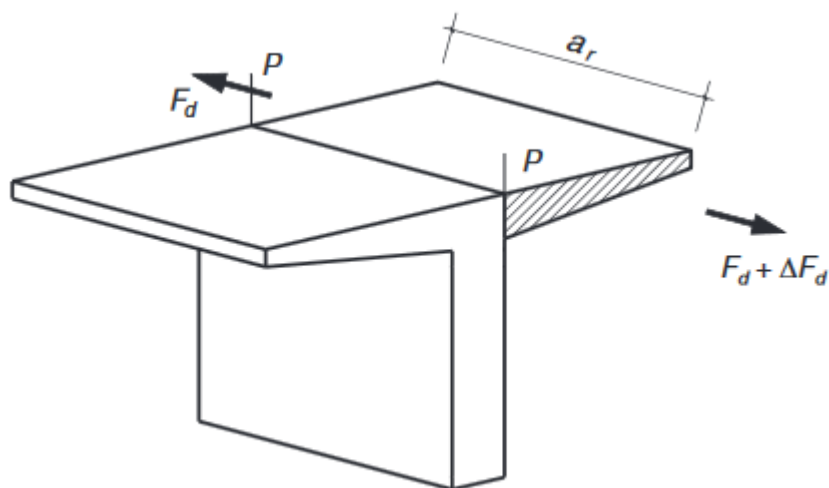


Figura 127: Croquis de rasante.[4]

Se supondrá la utilización del método de bielas y tirantes para obtener el valor de la F_d . Suponiendo un ángulo de 45° , la fuerza será igual a la tracción del tirante como se muestra en el siguiente croquis:

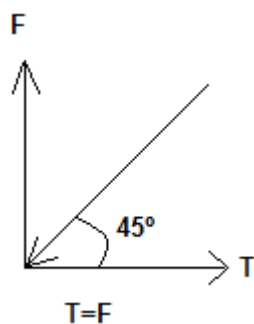


Figura 128: Croquis de la fuerza de rasante.

Según el artículo 44.2.3.5 de la EHE-08, el esfuerzo rasante se calculará como:

$$S_d = \frac{F_d}{a_r} \quad (87)$$

Donde:

a_r = distancia desde el momento máximo hasta el punto donde el momento es nulo.

F_d = Variación de la fuerza longitudinal actuante en la sección.

$$F_d = \frac{A_1}{A_2} \cdot \frac{M_d}{z} \quad (88)$$

Donde:

M_d = momento flector máximo en el centro de vano.

$$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 1.146 = 1.03 \text{ m.}$$

A_1 y A_2 = áreas mostradas en la Figura 130 y 131.

El rasante que se debe de coser es el que aparece en el centro de vano, donde se presenta el momento máximo, y el extremo del vano. Como se puede observar en la Figura 129, en el extremo no hay momento mientras que en centro de vano aparece un momento muy elevado. Este momento tendrá que ser soportado a lo largo de la mitad de la longitud de la viga (de forma simétrica). Es por esto que se hace necesario el cálculo del armado de rasante.

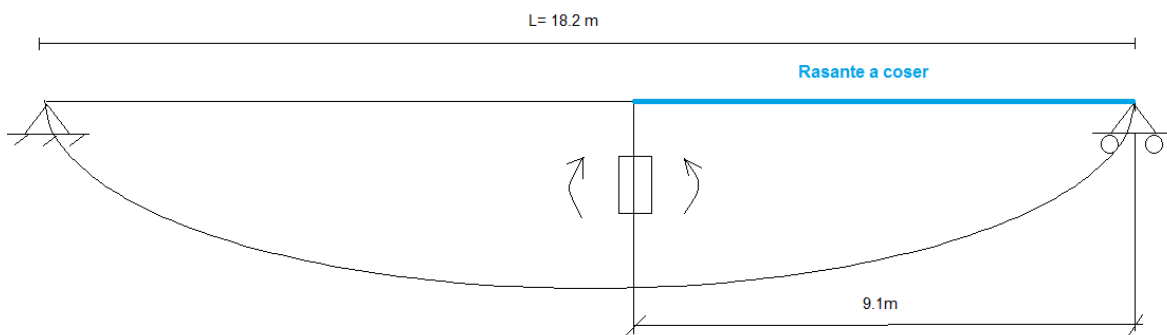


Figura 129: Croquis del rasante a coser.

Para el ala superior

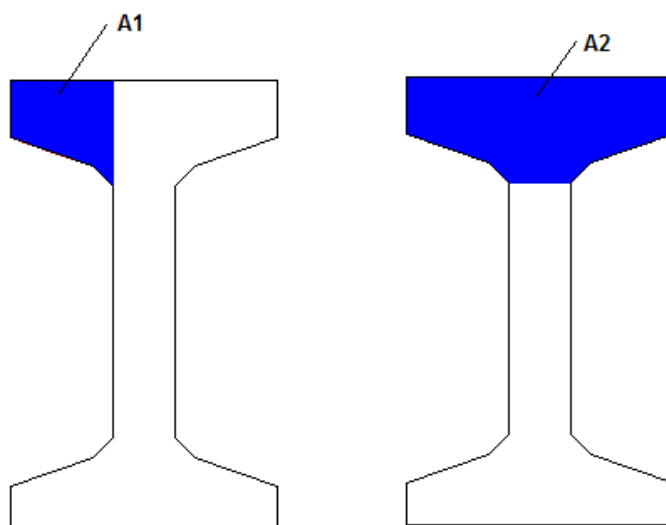


Figura 130: Área a tener en cuenta para el rasante.

Para la aplicación de la fórmula (88) A_1 y A_2 serán obtenidas de AUTOCAD y será la siguiente:

$$F_d = \frac{0.0476}{0.1342} \cdot \frac{3554}{1.03} = 3450.5 \text{ kN}$$

Por tanto el esfuerzo de rasante se obtendrá aplicando la fórmula (87):

$$S_d = \frac{3450.5}{9.1} = 379.18 \text{ kNm}$$

Se han de verificar las comprobaciones que aparecen en el artículo 44.2.3.5, que en ausencia de cálculos más precisos debe cumplir las siguientes comprobaciones:

$$S_d \leq S_{u1} \quad (89)$$

$$S_d \leq S_{u2} \quad (90)$$

Donde:

S_{u1} = esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua y se obtiene de la siguiente expresión:

$$S_{u1} = 0.5 \cdot f_{1cd} \cdot h_0 \quad (91)$$

Donde:

f_{1cd} = resistencia a compresión del hormigón.

- Para las alas comprimidas de la sección, f_{1cd} será:

$$f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

- Para las alas traccionadas de la sección, f_{1cd} será:

$$f_{1cd} = 0.40 \cdot f_{cd}.$$

h_0 = espesor del ala.

S_{u2} = Esfuerzo rasante de agotamiento por tracción.

$$S_{u2} = S_{su} \quad (92)$$

Donde:

S_{su} = Contribución de la armadura perpendicular a la resistencia a esfuerzo rasante.

$$S_{su} = A_p \cdot f_{yP,d} \quad (93)$$

Aplicando las fórmulas (91) y (92):

$$S_{u1} = 0.5 \cdot 0.6 \cdot \frac{55}{1.5} \cdot 140 = 1540 \text{ kN/m}$$

Vemos que cumple por compresión oblicua, fórmula (89):

$$379.18 \text{ kN/m} \leq 1540 \text{ kN/m}$$

Para comprobar el esfuerzo rasante de agotamiento por tracción, se realizará lo siguiente:

$$S_{u2} = A_{s,trans} \cdot f_{yt,\alpha}$$

$$A_{s,trans} = \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{379.18 \text{ kN/m}}{400 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2} = 947.95 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Con esta cuantía podrá disponerse 5Ø16 o 9Ø12.

Para el caso del ala inferior:

Para el cálculo del ala inferior, la proporción entre áreas será las del ala inferior como muestra el siguiente croquis.

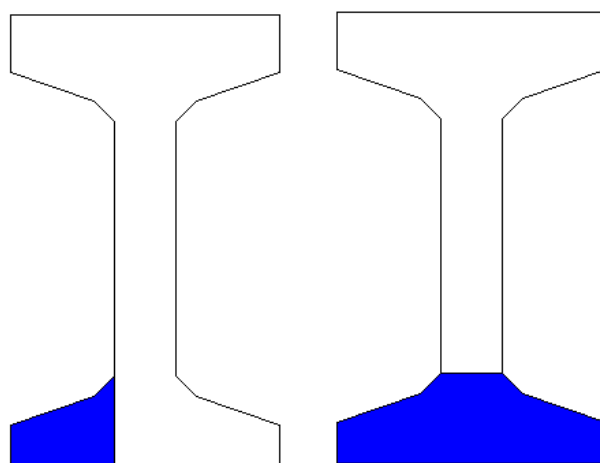


Figura 131: Área a tener en cuenta para el rasante.

Para la aplicación de la fórmula (88) A_1 y A_2 serán obtenidas de AUTOCAD y será la siguiente:

$$F_d = \frac{0.037}{0.108} \cdot \frac{3554}{1.03} = 1182.11 \text{ kN}$$

Por tanto, el esfuerzo de rasante se obtendrá aplicando la fórmula (87):

$$S_d = \frac{1182.11}{9.1} = 129.90 \text{ kNm}$$

$$S_{u1} = 0.5 \cdot 0.4 \cdot \frac{55}{1.5} \cdot 140 = 1026.66 \text{ kN/m}$$

Vemos que cumple por compresión oblicua, fórmula (89):

$$129.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 1026.66 \text{ kN/m}$$

Para comprobar el esfuerzo rasante de agotamiento por tracción, se realizará lo siguiente:

$$S_{u2} = A_{s,trans} \cdot f_{yt,\alpha}$$

$$A_{s,trans} = \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{129.90 \text{ kN/m}}{400 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2} = 324.75 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Con esta cuantía podrá disponerse 2Ø16 o 4Ø12.

A continuación se expone una tabla resumen con el armado calculado para las vigas del vano central. Ver Tabla 6.

VIGA DE 18.2 m								
	Armadura activa		Armadura pasiva		Cercos de cortante	Armadura de piel	Armado de rasante	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior			Superior	Inferior
Tramo 1	2 torones 0.6"	14 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø16/20	2 Ø 16 en cada cara	Ø16/20	Ø10/20
Tramo 2	2 torones 0.6"	12 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø10/20	2 Ø 16 en cada cara	Ø16/20	Ø10/20
Tramo 3	2 torones 0.6"	10 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø8/20	2 Ø 16 en cada cara	Ø16/20	Ø10/20

Tabla 6: Tabla resumen del armado de las vigas del vano central.

6 ARMADO DE LA LOSA

El armado de la losa que se calcula a continuación será dispuesto en todo el tablero del puente, es decir, el armado será el mismo en los tres vanos.

Para diseñar el armado de la losa, fue necesario definir en Cype una sección transversal de una geometría de 23 cm por 100 cm. Se obtuvieron los esfuerzos que serían necesarios para obtener el armado. Como se comentó cuando se armó la viga, la sección resistente empleada incluía la losa, por lo que solo se pondrá un armado longitudinal mínimo para poder colocar la armadura transversal de la losa.

El valor del momento máximo positivo (para el armado inferior de losa) es de 75.33 kNm. Con este valor, se procederá al cálculo del acero necesario de la siguiente manera:

$$M_d \leq 0.375 \cdot U_0 \cdot d \quad (94)$$

Donde:

$$U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d$$

d= canto útil.

$$U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (95)$$

b=Base de la sección que será definida como 1 m ya que el armado obtenido será por metro.

d=canto útil.

f_{cd} = resistencia mayorada del hormigón.

b=1000mm.

d=190-30=160mm.

Aplicando la fórmula (95):

$$U_0 = \frac{30}{1.5} \cdot 1000 \cdot 160 = 3.2 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Aplicando la fórmula (94) comprobamos que el momento de cálculo es mayor que el momento obtenido de Cype.

$$75.33 \text{ kNm} \leq 0.375 \cdot 3.2 \cdot 10^6 \cdot 160 = 192 \cdot 10^6 = 192 \text{ kNm}$$

- Cálculo de U_{s1} :

$$U_{s1} = U_0 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \cdot d}} \right) \quad (96)$$

$$U_{s1} = 3.2 \cdot 10^6 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 75.33 \cdot 10^6}{3.2 \cdot 10^6 \cdot 160}} \right) = 511729.18 \text{ N/mm}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} \quad (97)$$

$$A_{s1} = \frac{511729.18}{\frac{500}{1.15}} = 1176.97 \text{ mm}^2 \text{ cada m}$$

Esta cuantía de acero correspondería a 6Ø16 o 11Ø12.

El momento máximo negativo obtenido es de 68.5 kNm que será el utilizado para el cálculo de la armadura superior. Se realizará el mismo procedimiento seguido para el cálculo del momento máximo positivo.

$$M_d \leq 0.375 \cdot U_0 \cdot d \quad (98)$$

Donde:

$$U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d$$

d= canto útil.

$$U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (99)$$

b=Base de la sección que será definida como 1 m ya que el armado obtenido será por metro.

d=canto útil.

f_{cd} = resistencia mayorada del hormigón.

b=1000mm.

d=190-30=160mm.

Aplicando la fórmula (95):

$$U_0 = \frac{30}{1.5} \cdot 1000 \cdot 160 = 3.2 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Utilizando la fórmula (94) comprobamos que el momento de cálculo es mayor que el momento obtenido de Cype.

$$68.5 \text{ kNm} \leq 0.375 \cdot 3.2 \cdot 10^6 \cdot 160 = 192 \cdot 10^6 = 192 \text{ kNm}$$

- Cálculo de U_{s1} :

$$U_{s1} = U_0 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \cdot d}} \right) \quad (100)$$

$$U_{s1} = 3.2 \cdot 10^6 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 68.5 \cdot 10^6}{3.2 \cdot 10^6 \cdot 160}} \right) = 461387.2125 \text{ N/mm}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} \quad (101)$$

$$A_{s1} = \frac{461387.2125}{\frac{500}{1.15}} = 1061.19 \text{ mm}^2 \text{ cada m}$$

Esta cuantía de acero correspondería con 6Ø16 o 10Ø12.

Para el armado en la otra dirección del emparrillado, se pondrá Ø12 cada 25 cm.

Por último, hay que tener en cuenta que en el tablero se utilizarán unas prelosas como encofrado perdido.

Se utilizarán tres tipos. En el centro serán todas las mismas P-2 (denominadas en el plano) y en el borde serán diferentes para un vano y para el otro (P-1 y P-3). La altura de las prelosas será de 4 cm y su longitud de 1.22m. La anchura variará dependiendo de donde se sitúe cada una.

7 TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DE LAS VIGAS EN OBRA.

El transporte a obra en este caso resulta de particular importancia ya que, al tratarse de vigas prefabricadas con pretensado, si la colocación en el vehículo no es correcta pueden variar las leyes de momentos que presenta la viga. Esto supone un grave problema puesto que la viga no resistiría las cargas para la que ha sido dimensionada. Los puntos de apoyo de la viga será donde se sitúen las esligas, a 0.35m del extremo de la viga.

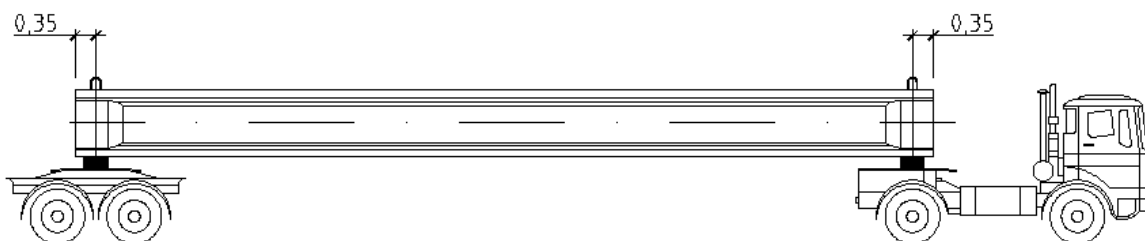


Figura 132: Transporte de la viga a obra.

Existen varios tipos de vehículos para realizar el transporte a obra como son:

- Camión con plataforma autocargantes.

Estos camiones son típicos para transportar las prelosas ya que tienen una caja de unos 5 m y pueden cargar entorno a unas 12 toneladas. La descarga del material se realiza con una pluma pero ésta no será utilizada para el montaje de la estructura, solo se utilizará para descargar.

Debido a las pequeñas dimensiones que presenta este camión será una buena opción a utilizar en lugares más estrechos pero si se necesita transportar muchos elementos prefabricados resultará más caro.



Figura 133: Camión pluma.[10]

- Camión trailer.

Este vehículo será apto utilizarlo para transportar vigas con una longitud máxima de unos 14 m y una altura de 2.5 m.

No es necesario obtener un permiso para el transporte en este vehículo a diferencia de otros que se explican a continuación.



Figura 134: Camión trailer. [11]

- Camión góndola.

Cuando la altura es mayor a los 2.5m ya no es posible realizar el transporte mediante camiones trailers por lo que habrá que utilizar un camión góndola. En este caso sí será necesario obtener un permiso previamente.



Figura 135: Camión góndola.[12]

- Camión con plataforma extensible.

Se utilizarán cuando no sea posible el uso de camiones trailers, debido a que la longitud de la viga es mayor de 14m. Se podrán transportar elementos de 14m a 28m de longitud. No pueden superar una carga de 45 toneladas y necesitan de un permiso especial para circular. Presenta un radio de giro mayor al de otro tipo de camión que se especifica a continuación, llamado camión Dolly, por lo que la carretera hasta llegar a obra puede ser que limite la utilización de este vehículo.



Figura 136: Camión con plataforma extensible.[11]

- Camión Dolly.

Sirve para transportar vigas de una longitud entre 14m y 35 m aproximadamente. Como se ha comentado anteriormente, pueden transportar mayor peso que los camiones con plataforma extensible. Sería necesario una vez más una autorización para circular.



Figura 137: Camión Dolly.[13]

Si las vigas prefabricadas necesitan ser acopiadas, es decir, no se colocan directamente, será necesario apoyarlas sobre dos durmientes de madera en cada extremo sin ningún punto de apoyo intermedio.

La colocación de las vigas en obra se realizará con dos grúas que sujetarán la viga por unas anillas llamadas eslingas que estarán situadas a la misma distancia de los extremos de las vigas al punto de apoyo de la misma.

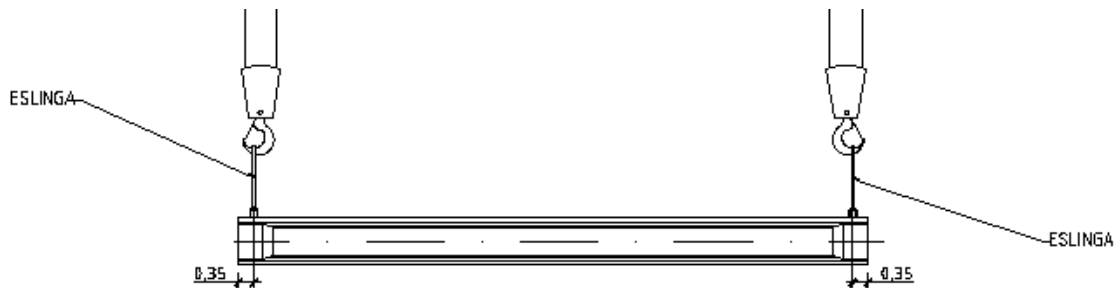


Figura 138: Colocación de la viga.

La operación de descenso de la viga hasta apoyarla en el lugar correspondiente debe realizarse de una forma muy lenta para evitar el impacto y que se modifique las leyes de momentos de la viga. La viga será apoyada sobre placas de neopreno previamente niveladas y replanteadas de tal forma que mantenga la distancia al extremo de la viga indicada en los planos.



Figura 139: Colocación de la viga.[14]

8 ANEXO: DIMENSIONADO DE LOS VANOS EXTREMOS

8.1 Descripción del modelo de cálculo

Al igual que para el vano central, la estructura será asimilada a un emparrillado tipo 2 que presenta las mismas características que el utilizado para el dimensionamiento de la viga estudiada en los apartados anteriores.

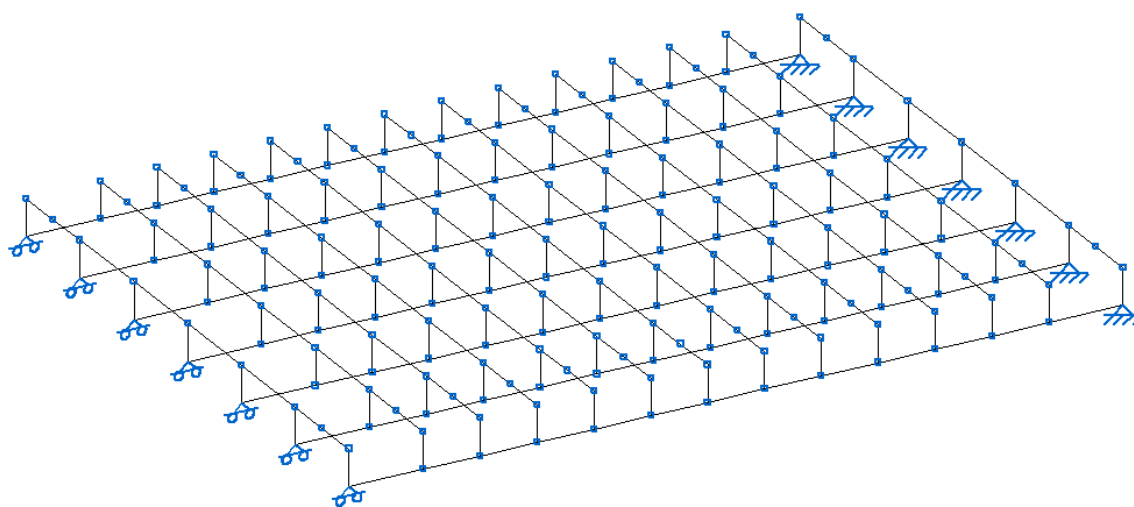


Figura 140: Modelo en Cype.

8.2 Definición de las características de las barras

Con respecto a las características de cada barra, se introducirán las mismas ya que para los vanos laterales se utilizará el mismo tipo de viga estudiada en el predimensionamiento (Leopardo 110.15) con la utilización de 7 vigas.

8.2.1 Definición de las barras de centro transversales

Tendrá las mismas características que las barras del vano de 18.2 m explicado anteriormente en el documento.

Características mecánicas		Material	
Área (A)	2300.00 cm ²	Módulo de elasticidad	30000 MPa
Área de cortante (A _{vy})	2300.00 cm ²	Módulo de Poisson	0.300
Área de cortante (A _{vz})	2300.00 cm ²	Coeficiente de dilatación	0.000010 m/m°C
Inercia a flexión (I _{yy})	170000.00 cm ⁴	Peso específico	0.01 kN/m ³
Inercia a flexión (I _{zz})	9810000.00 cm ⁴		
Inercia a torsión (I _t)	202783.33 cm ⁴		

Figura 141: Datos de las barras de centro transversales.

8.2.2 Definición de las barras de borde transversales

Las características de las barras transversales de borde se especifican en la Figura 142:

Características mecánicas		Material	
Área (A)	2990 cm ²	Módulo de elasticidad	30000 MPa
Área de cortante (A _{vy})	2990 cm ²	Módulo de Poisson	0.300
Área de cortante (A _{vz})	2990.00 cm ²	Coeficiente de dilatación	0.000010 m/m°C
Inercia a flexión (I _{yy})	130000.00 cm ⁴	Peso específico	0.01 kN/m ³
Inercia a flexión (I _{zz})	4210000.00 cm ⁴		
Inercia a torsión (I _t)	229145.17 cm ⁴		

Figura 142: Datos de las barras de borde transversales.

Al ser el vano de menor longitud, las barras que representan a la losa en el modelo variarán, teniendo la longitud de un metro, a excepción de las de los extremos que tendrán 1.3 m.

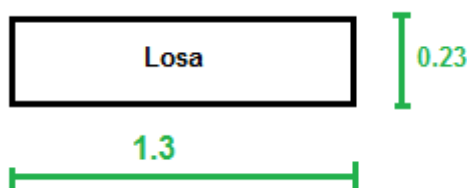


Figura 143: Croquis de losa.

$$\text{Área} = b \cdot h$$

$$\text{Área} = 1.3 \cdot 0.23 = 0.299 \text{ m}^2 = 2990 \text{ cm}^2$$

Donde:

b: ancho de la losa.

h: altura de la losa.

Al igual que en el apartado 5.2.2 de este documento, el área de cortante a introducir A_{vy} y A_{vz} será la correspondiente al área de la losa, ya que las barras transversales representan a la losa y está tiene el mismo área frente a cortante trabajando en el eje "y" o "z". Los valores de inercia a flexión tanto en el eje y como en el eje z, han sido obtenidos a través de AUTOCAD, con el comando región y a continuación, con el comando propiedades físicas del elemento.

Así se ha obtenido que:

$$I_{yy} = 130000 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz} = 4210000 \text{ cm}^4$$

Como las barras transversales simbolizan el rectángulo superior de losa, no teniendo en cuenta las vigas longitudinales, la formulación a utilizar para calcular la inercia a torsión será:

$$I_T = \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^3$$

$$I_T = \frac{1}{6} \cdot 113 \cdot 23^3 = 229145.1667 \text{ cm}^4$$

Donde:

b : ancho de la losa.

d: altura de la losa.

8.2.3 Definición de las barras longitudinales de centro

Tendrá las mismas características que las barras del vano de 18.2m explicado anteriormente en el documento.

Características mecánicas		Material	
Área (A)	7318.50 cm ²	Módulo de elasticidad	30000.00 MPa
Área de cortante (A _{vy})	1995.00 cm ²	Módulo de Poisson	0.300
Área de cortante (A _{vz})	3967.5 cm ²	Coefficiente de dilatación	0.000010 m/m°C
Inercia a flexión (I _{yy})	11390000.00 cm ⁴	Peso específico	25.00 kN/m ³
Inercia a flexión (I _{zz})	13570000.00 cm ⁴		
Inercia a torsión (I _t)	2162024.52 cm ⁴		

Figura 144: Datos de las barras longitudinales de centro.

8.2.4 Definición de las barras longitudinales de borde

Tendrá las mismas características que las barras del vano de 18.2m explicado anteriormente en el documento.

Características mecánicas		Material	
Área (A)	6092.00 cm ²	Módulo de elasticidad	30000.00 MPa
Área de cortante (A _{vy})	1995.00 cm ²	Módulo de Poisson	0.300
Área de cortante (A _{vz})	2741.00 cm ²	Coefficiente de dilatación	0.000010 m/m°C
Inercia a flexión (I _{yy})	4160000.00 cm ⁴	Peso específico	25.00 kN/m ³
Inercia a flexión (I _{zz})	12550000.00 cm ⁴		
Inercia a torsión (I _t)	1019232.00 cm ⁴		

Figura 145: Datos de las barras longitudinales de borde.

8.2.5 Barras verticales

Estas barras tienen la finalidad de dotar de rigidez al conjunto para que puedan transmitirse correctamente las cargas y actúe el tablero como un todo.

Supondremos que serán barras de 20-20 cm. El área a cortante a introducir será la mínima puesto que estas barras no trabajan a cortante. Se le dotará de una inercia muy elevada para conseguir la finalidad con la que se han introducido dichas barras. Al igual que en el vano central, en las barras verticales tampoco se introduce el peso, ya que se ha considerado en las vigas longitudinales tanto de centro como de borde.

Características mecánicas		Material	
Área (A)	400.00 cm ²	Módulo de elasticidad	30000 MPa
Área de cortante (Avy)	0.01 cm ²	Módulo de Poisson	0.300
Área de cortante (Avz)	0.01 cm ²	Coefficiente de dilatación	0.000010 m/m°C
Inercia a flexión (Iyy)	100000000.00 cm ⁴	Peso específico	0.01 kN/m ³
Inercia a flexión (Izz)	100000000.00 cm ⁴		
Inercia a torsión (It)	100000000.00 cm ⁴		

Figura 146: Datos de las barras verticales.

8.3 Acciones sobre el tablero según IAP-11

Las acciones a introducir sobre este vano serán las mismas que las introducidas anteriormente. Por este motivo solo se mostrarán las imágenes de los modelos y se aclararán algunas cargas que varíen debido a la nueva geometría del emparrillado. Éstas últimas sí serán explicadas.

8.3.1 Acciones permanentes de valor no constante

1) Peso propio

El peso propio de la losa variará dependiendo de la posición de la misma. Como venimos comentando durante todo el documento, en la zona de borde la losa tendrá mayor dimensión que en la losa situada en la zona central.

Se debería calcular el peso propio de los dos tipos de losa pero la de centro tendrá el mismo valor que en el apartado 5.3.1 de este documento, el de vano 18.2m. Es por esto por lo que solo se expondrá aquí la losa de borde.

$$P.\text{propio losa} = \text{Área de la losa} \cdot \text{Peso específico del hormigón} \quad (102)$$

El área de la losa de borde será la siguiente:

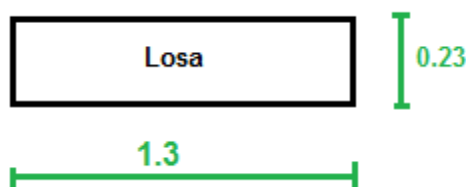


Figura 147: Croquis de losa.

$$\text{Área} = b \cdot h$$

$$\text{Área} = 1.3 \cdot 0.23 = 0.299 \text{ m}^2$$

$$P.\text{propio losa borde} = 0.299 \cdot 25 = 7.475 \text{ kN}$$

Por tanto, el peso propio que tiene que soportar la viga de borde será:

$$\text{Peso propio (v. borde)} = P.\text{propio v. borde} + \text{losa borde} \quad (103)$$

$$\text{Peso propio (v. borde)} = 8.378 + 7.475 = 15.853 \text{ kN}$$

2) Cargas muertas

Ya que la sección transversal del tablero no varía en dimensiones, todas las cargas muertas explicadas para el vano de 18.2 m se introducirán en el modelo de 13.6 m de forma idéntica. Como se puede observar en la Figura 148, que se muestra a continuación, lo único que varía del modelo es la longitud de las barras y la separación de las barras transversales de las vigas de borde.

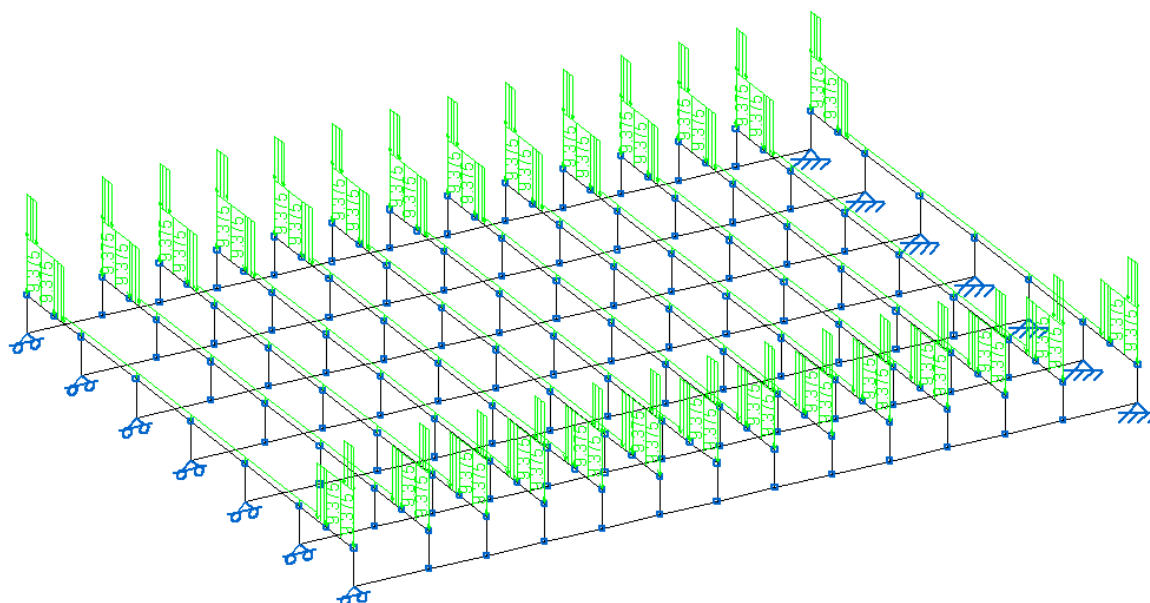


Figura 148: Cargas muertas en Cype.

8.3.2 Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

1) Pretensado

Dentro de estas acciones se encuentra el pretensado. En este caso, no se va a introducir en Cype el valor del pretensado ya que se tendrá en cuenta a posteriori, en el cálculo a estado límite último de las armaduras longitudinales (diagramas de rotura).

8.3.3 Acciones variables (Q)

1) Sobrecargas de uso

a) División de la plataforma del tablero en carriles virtuales.

La división de los carriles virtuales será la misma que la citada anteriormente, puesto que la sección transversal de un vano a otro no ha variado.

a) Cargas verticales

i) Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.

Las sobrecargas a aplicar serán las mismas que se especifican en la tabla de la Figura 73 obtenida de la IAP-11. Se muestran a continuación los tres casos estudiados en este vano que coincide con las posiciones del vano central.

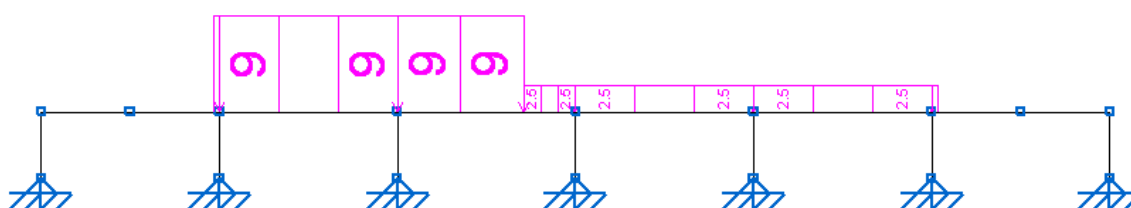


Figura 149: Sobrecarga sobre carriles caso 1.

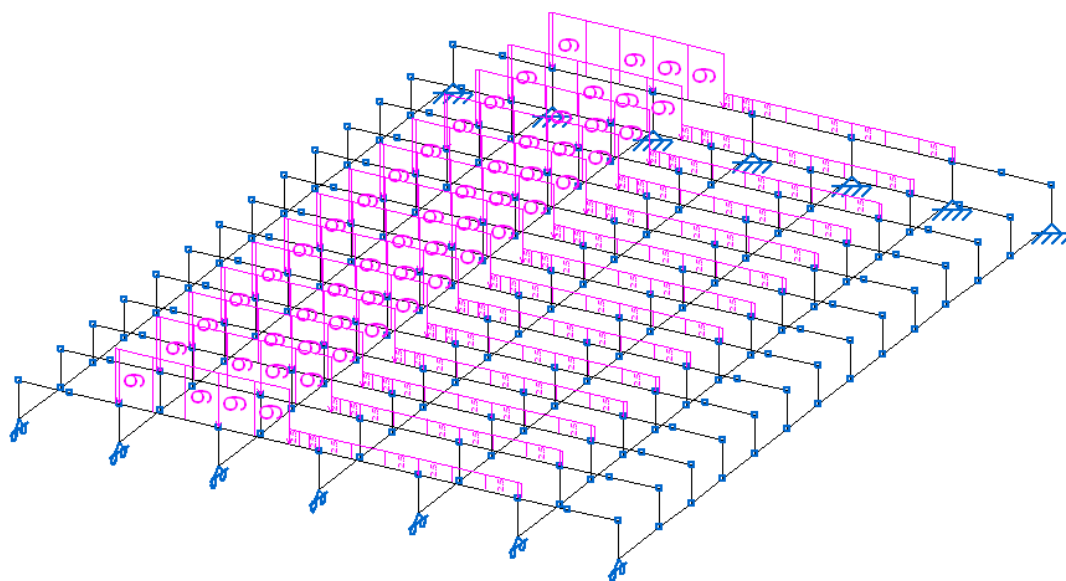


Figura 150: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 1.

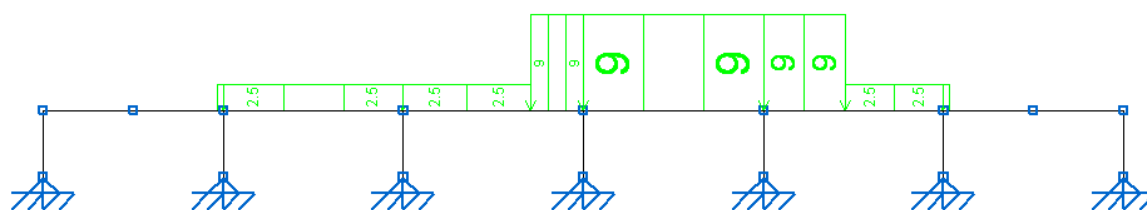


Figura 151: Sobrecarga sobre carriles caso 2.

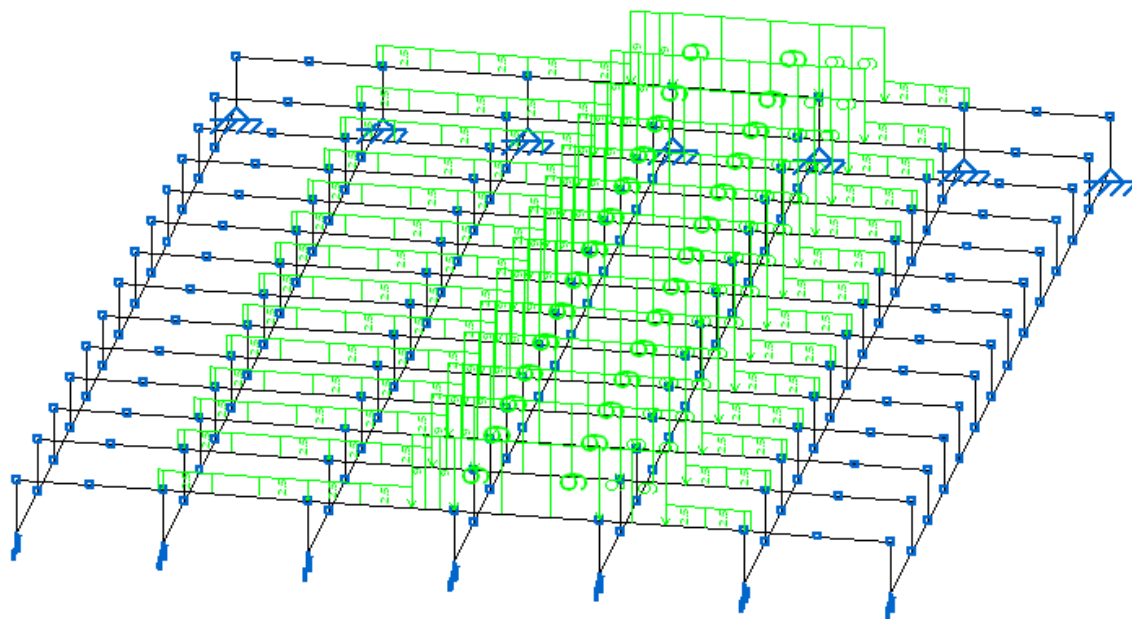


Figura 152: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 2.

La tercera hipótesis corresponde con el caso 3 definido anteriormente (ver Figura 153). Realizando los mismos pasos, se introducen las cargas y se obtiene el siguiente modelo:

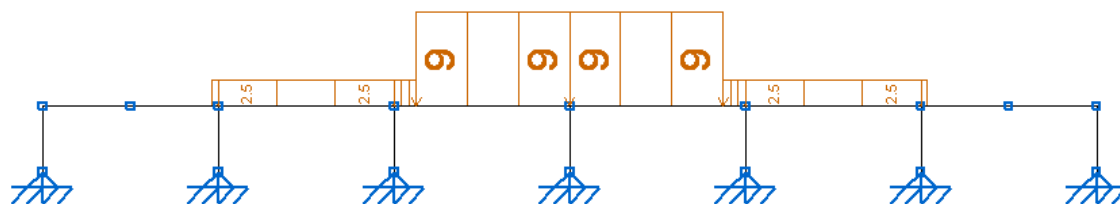


Figura 153: Sobrecarga sobre carriles caso 3.

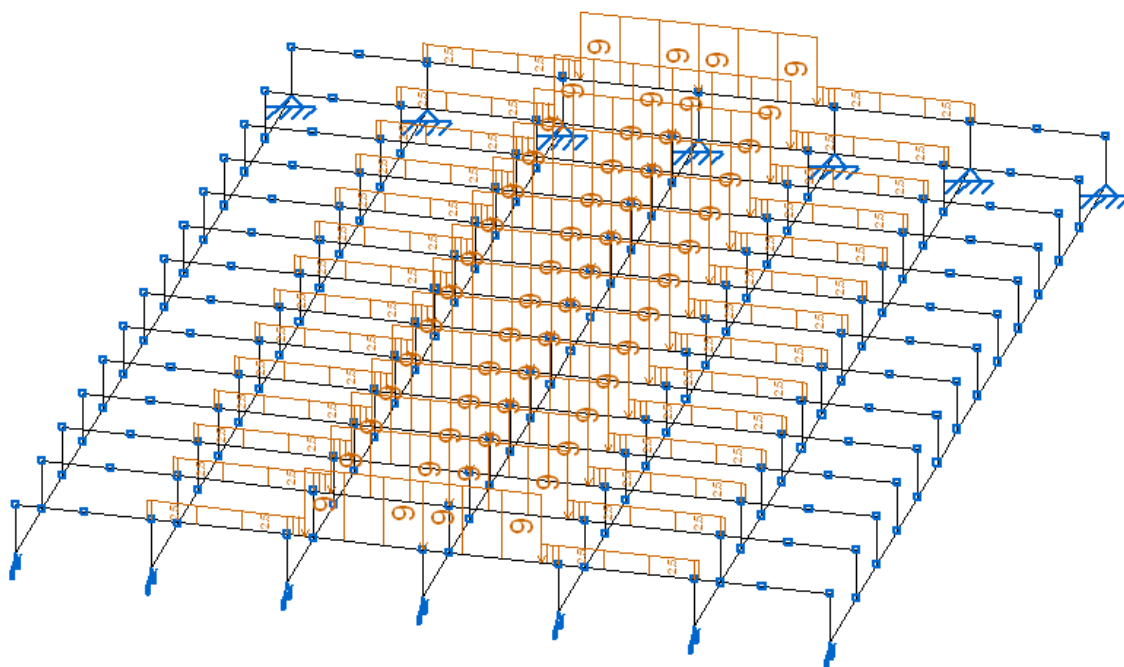


Figura 154: Posición de la sobrecarga en carriles. Caso 3.

Las posiciones de las cargas del tren de cargas se mostrarán en alzado y en planta para diferenciar todas las situaciones de esta carga. Serán las mismas que para el vano central, pero la longitud del modelo es menor.

Al igual que en el otro modelo, únicamente se mostrará la posición del tren de cargas a lo largo de la longitud del tablero del caso primero para que el proceso no sea tan repetitivo. Como los vanos extremos son más cortos, la posición del tren de cargas se ha variado en cuatro posiciones.

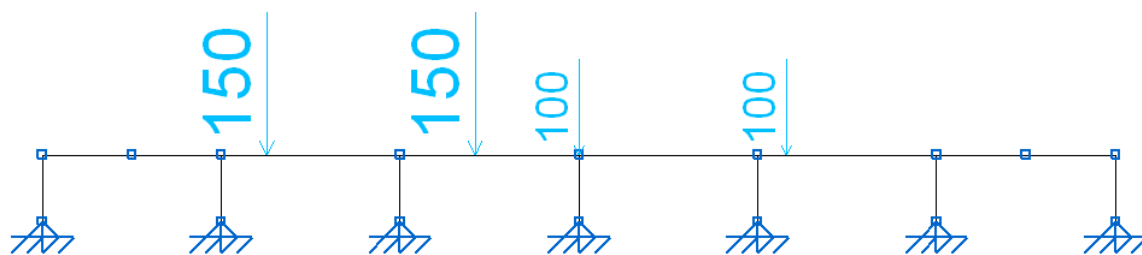


Figura 155: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 1.

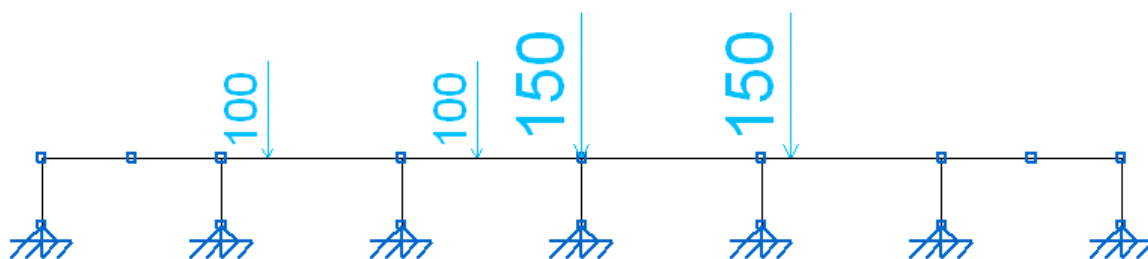


Figura 156: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 2.

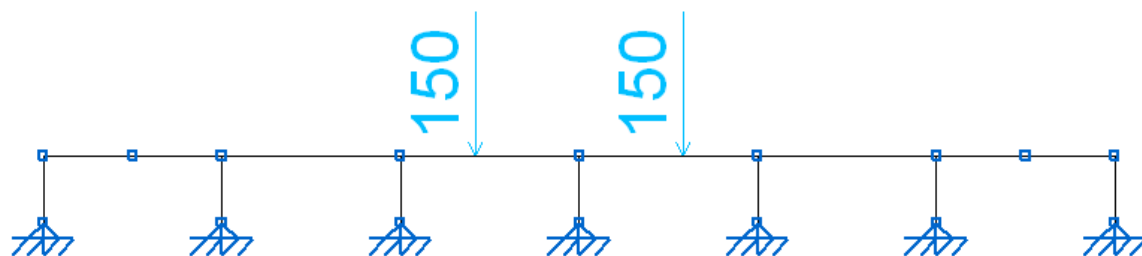
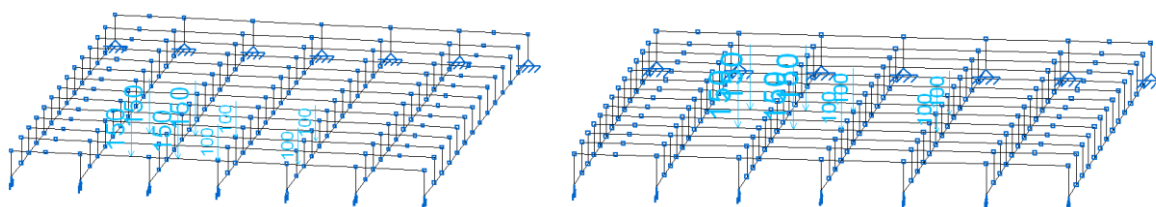


Figura 157: Posición del tren de cargas en Cype. Caso 3.



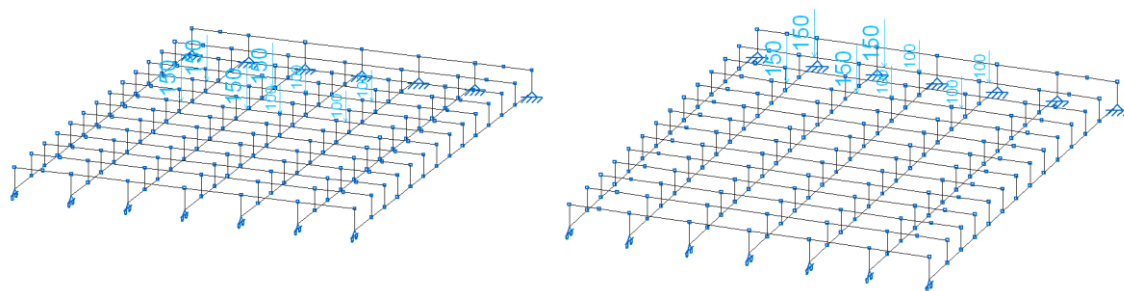


Figura 158: Posiciones del tren de cargas.

i) Cargas verticales en zonas de uso peatonal.

Simboliza a la carga de la acera debido al uso de los peatones. Igualmente que en el otro vano, tendrá un valor de 5 kN/m.

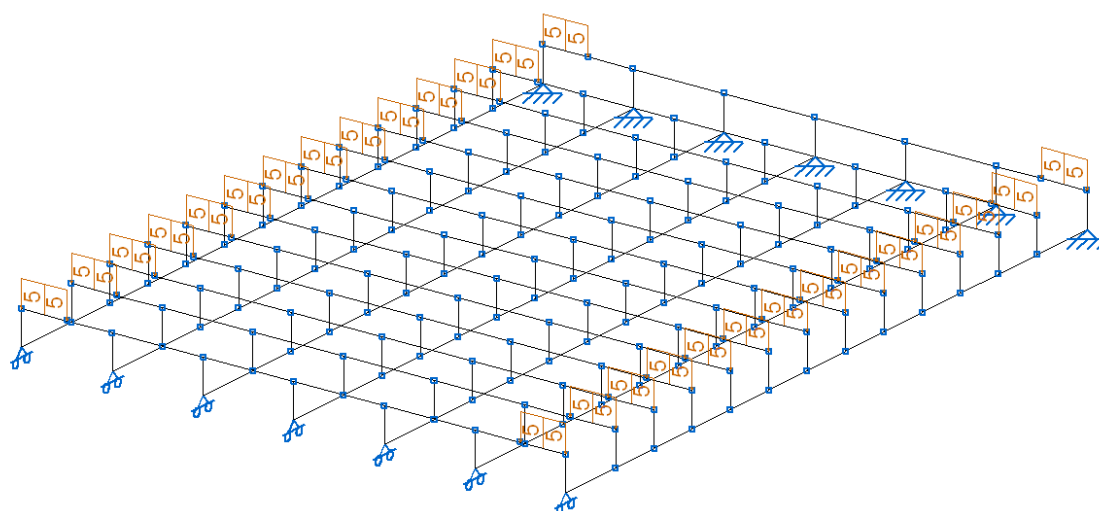


Figura 159: Sobrecargas de uso peatonal en Cype.

a) Fuerzas horizontales

i) Frenado y arranque.

Se aplicará la misma fuerza de frenado y arranque durante todo el tablero, por lo que la carga a introducir es la misma que la empleada en el vano central de 18.2 m.

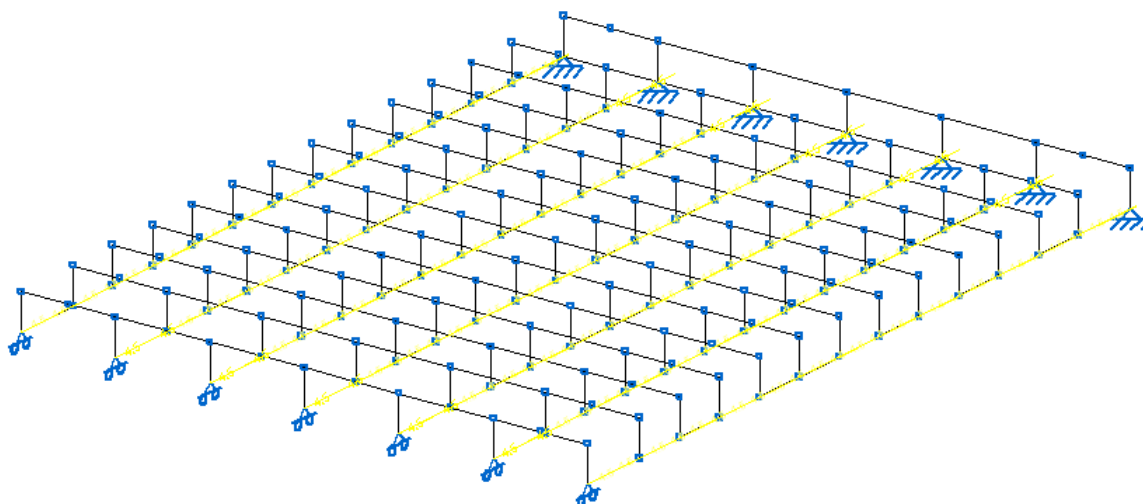


Figura 160: Carga de frenado y arranque en Cype.

ii) Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales.

Al igual que el vano de 18.2m se supuso que era recto, los dos extremos también. Por esta razón no se estudiará la fuerza centrífuga sobre el tablero.

5) Viento

El artículo 4.2 de la Instrucción nos proponía los pasos a seguir para definir la carga del viento sobre el tablero.

a) Velocidad básica del viento



Figura 161: Mapa de la velocidad básica del viento. [3]

La obra está situada en Cádiz como puede observarse en la Figura 161. Aplicando las fórmulas del punto definido anteriormente de la IAP-11, para un periodo de retorno de 50 años, la velocidad básica será de :

$$V_b = 1 \cdot 1 \cdot 29 = 29 \text{ m/s}$$

Pero como la vida útil de un puente es de 100 años (vida útil del puente según EHE-08), deberá calcularse para este periodo de retorno. Se obtiene:

$$V_b(T) = 29 \cdot 1.04 = 30.16 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

b) Velocidad media del viento.

Como la velocidad media del viento dependía de la altura a la que está el tablero sobre el terreno y del periodo de retorno, la velocidad será la misma que en el caso anterior. En la normativa podemos encontrarlo en el punto 4.2.2 (IAP-11).

$$V_m(z) = 1.225 \cdot 1 \cdot 29 = 35.53 \text{ m/s}$$

c) Empuje del viento sobre el tablero

Una vez determinadas las dos velocidades, la media y la básica, se procederá al cálculo del empuje del viento sobre el tablero.

i) Empuje provocado por el viento transversal

(1) Empuje horizontal.

A falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección X se determinará mediante la expresión siguiente:

$$c_f = 2.5 - 0.3 \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) \quad (104)$$

En cualquier caso, el coeficiente c_f se considerará limitado por los valores siguientes:

$$1.3 \leq c_f \leq 2.4$$

Aplicando la fórmula (64),

$$c_f = 2.5 - 0.3 \left(\frac{11}{2.7} \right) = 1.31$$

Como está entre:

$$1.3 \leq 1.31 \leq 2.4 \text{ cumple}$$

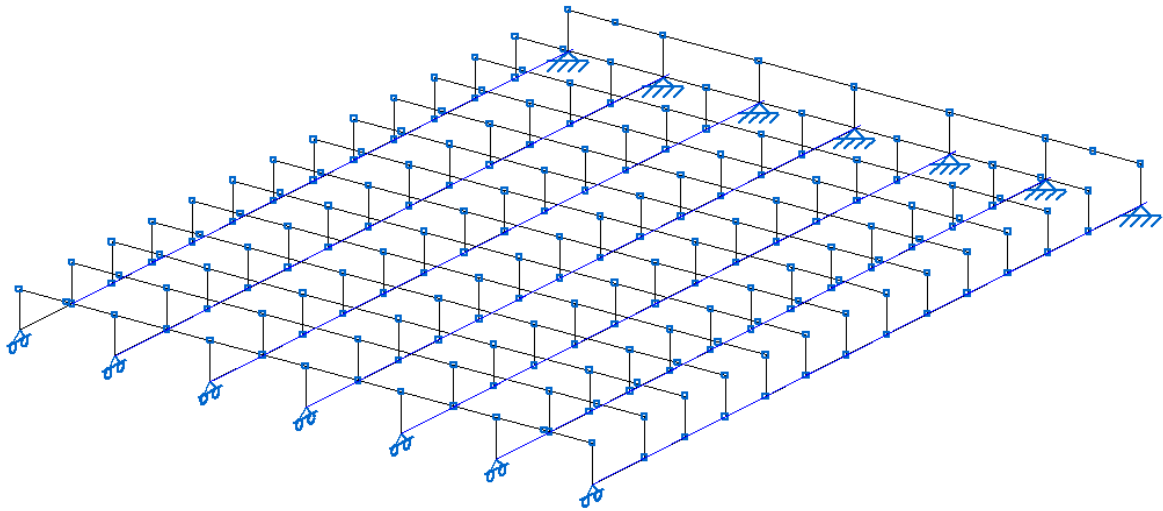


Figura 162: Carga de empuje horizontal del viento en Cype.

(2) Empuje vertical

$$F_w = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 30.16^2 \right) \cdot 1.70 \cdot \pm 0.9 = \pm 869.83$$

$$7 \text{ barras longitudinales} \cdot 18 \text{ m} = 126$$

$$\frac{662.28 \text{ kN/m}^2}{126 \text{ barras}} = 6.9 \text{ kN/m}$$

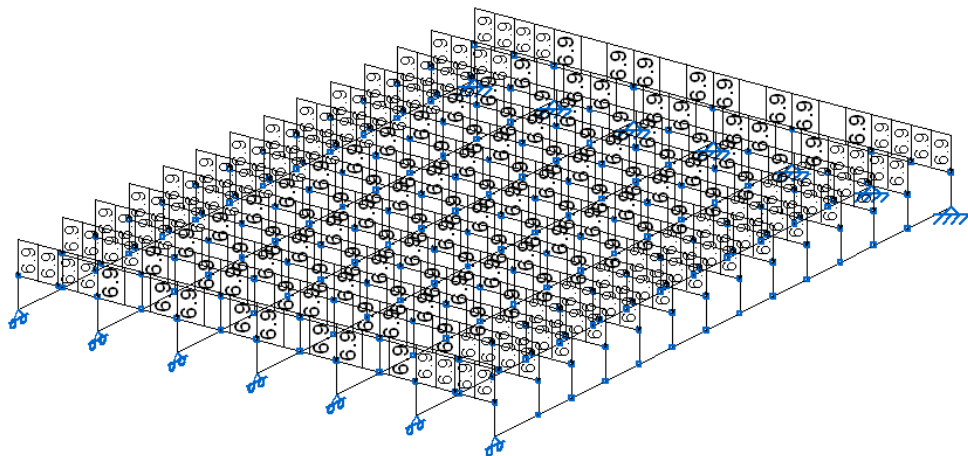


Figura 163: Carga de empuje vertical del viento en Cype.

i) Empuje del viento longitudinalmente al puente.

El coeficiente reductor para obtener el empuje del viento longitudinalmente al puente será:

$$1 - \left(\frac{7}{1 \cdot \ln\left(\frac{13.5}{0.01}\right) + 7} \right) \cdot \phi[L/L(z)] = 0.94$$

6) Acción térmica

Debido a que se está estudiando un tablero de vigas isostáticas, no se estudiará la acción térmica puesto que ésta si producirá deformaciones pero no producirá esfuerzos sobre el tablero (que es el objeto de estudio en este apartado del documento).

7) Nieve

a) Sobrecarga de nieve en tableros.

La sobrecarga a tener en cuenta será la misma que en el vano de 18.2m, donde:

$$q_k = 0.8 \cdot s_k = 0.8 \cdot 0.2 = 0.16 \text{ kN/m}$$

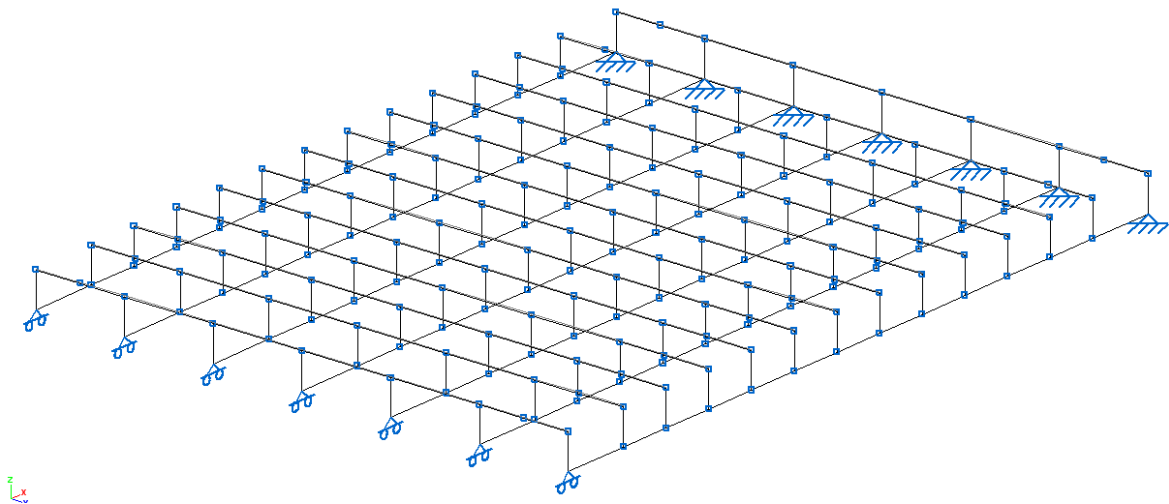


Figura 164: Sobrecarga de nieve en el tablero.

8.3.4 Acciones accidentales

3) Impactos

Ya que solo estamos estudiando el tablero, en este documento no se introducirá los efectos sobre la estructura que resultarían de un impacto en las pilas, que sí sería objeto de estudio en un proyecto completo de dimensionamiento de un puente.

Estructuralmente, un impacto de un vehículo sobre la barandilla, no afectaría prácticamente nada a la totalidad del puente. Sin embargo si se produjera en las pilas y/o estribos la estructura quedaría afectada.

4) Acción sísmica

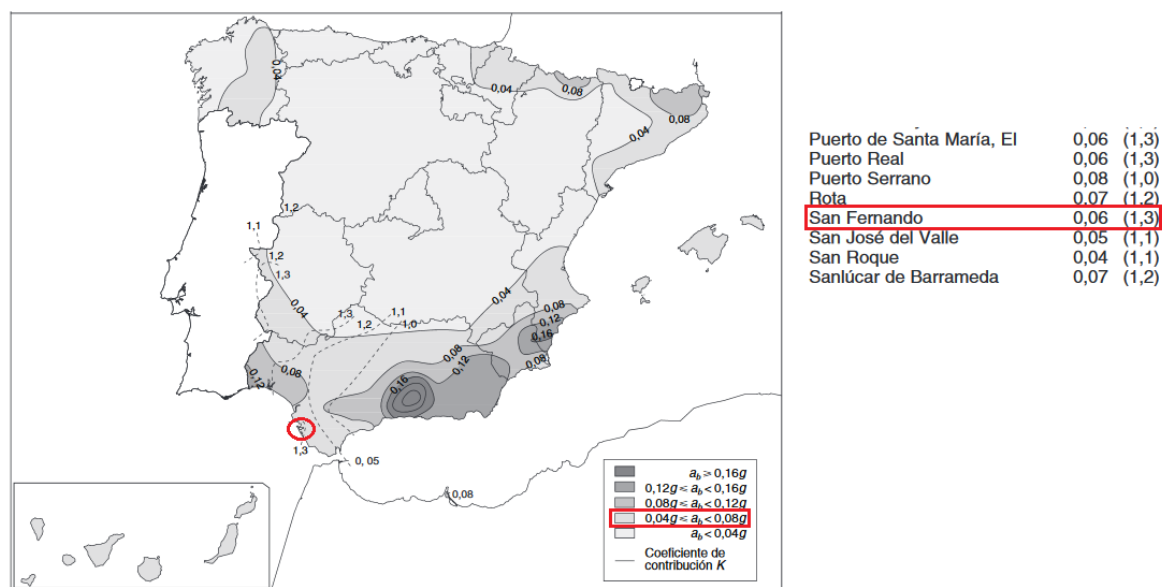


Figura 165: Mapa sísmico de España.[5]

Si observamos el mapa sísmico de la norma sismo resistente NCSP-07, San Fernando en la provincia de Cádiz tiene una aceleración básica (aceleraciones que sufre la superficie del terreno) de 0.06, con lo que sí es necesario tener en cuenta el sismo. De todos modos, como en el presente proyecto no se está dimensionando las pilas, estribos... solo el tablero, no se calculará dicha acción ya que la mayor parte de esta se las llevan las pilas y no el tablero.

8.4 Combinación de acciones

La normativa de Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11) nos propone tres tipos de combinaciones de acciones.

8.4.1 Combinación para comprobaciones en ELU

En la normativa, se explica que las combinaciones generales que deben tenerse en cuenta para verificar el Estado Límite Último (ELU) serán las que se muestran a continuación:

- En situación persistente o transitoria.
- En situación accidental.
- En situación sísmica.

1) En situación persistente o transitoria

La combinación se realizará con la fórmula que nos indica la IAP-11 para situación persistente o transitoria en ELU que será la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (105)$$

Donde:

$G_{K,j}$ = 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.

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

$\gamma_G \gamma_Q$ = coeficientes parciales.

En la tabla de la Figura 166 se pueden observar los distintos valores de los coeficientes parciales para las acciones.

Por otra parte, en la Figura 167 se muestran los valores de los factores de simultaneidad para las acciones, que son los mismo tanto para ELU como para ELS.

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

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

Figura 166: Coeficientes parciales para las acciones en ELU.[3]

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
		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_{nt}	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}	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

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

Figura 167: Factores de simultaneidad.[3]

Se está trabajando con el programa Cype, que utiliza por defecto para calcular las hipótesis el código técnico de la edificación (CTE) y EHE-08. Por este motivo será necesario crear unos coeficientes para realizar las combinaciones de acciones que nos impone la IAP-11. Para ello, se siguen los siguientes pasos:

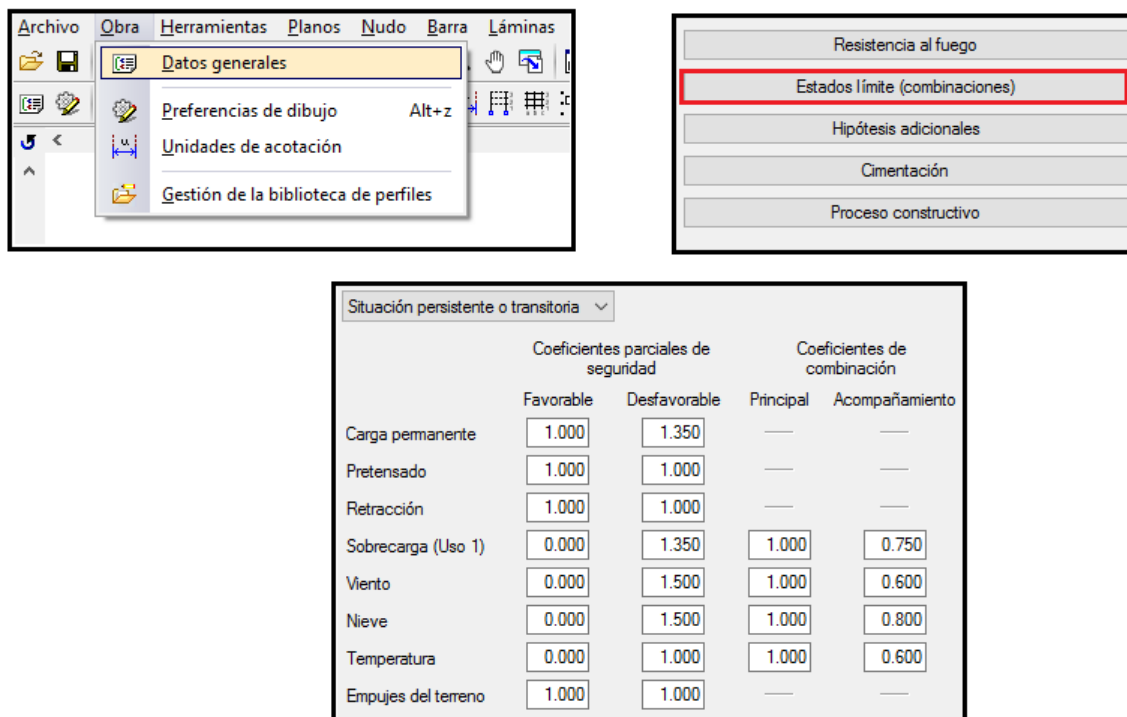


Figura 168: Introducción de datos para la combinación de acciones en Cype.

Así, se han introducido los coeficientes tanto para ELU como para ELS. El programa generará la combinación de acciones. También nos permite ver en PDF los coeficientes introducidos y la combinación que se aplicará. Un ejemplo será el siguiente:

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{G_i} G_{k_i} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{p,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \Psi_{a,i} Q_{k,i}$$

- Donde:

G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

$\Psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\Psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

	I		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Pretensado, armadura postesa (PST)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.350	1.000	0.750
Retracción (R)	1.000	1.000	-	-
Viento (Q)	0.000	1.500	1.000	0.600
Nieve (Q)	0.000	1.500	1.000	0.800
Temperatura (T)	0.000	1.000	1.000	0.600
Empujes del terreno (H)	1.000	1.000	-	-

Figura 169: Combinación de acciones en Cype.

2) En situación accidental y en situación sísmica

En este caso como se está realizando el estudio del tablero, no se tendrá en cuenta la situación sísmica ni la situación accidental, debido a lo comentado anteriormente.

8.4.2 Combinación para comprobaciones en ELS

Para el ELS, se adoptará uno de los tres tipos de combinación de acciones indicados a continuación.

1) Combinación característica (poco probable o rara).

"Se utiliza en general para la verificación de ELS irreversible". (Según IAP-11)

2) Combinación frecuente.

"Se utiliza para la verificación de ELS reversibles". (Según IAP-11)

3) Combinación casi-permanente.

"Esta combinación se utiliza para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos." (Según IAP-11)

La combinación se realizará con la fórmula que nos indica la IAP-11 para situación frecuente en ELS que será la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (106)$$

En la tabla que se muestra a continuación (Figura 170), se pueden observar los distintos valores de los coeficientes parciales para las acciones en ELS.

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

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

Figura 170: Coeficientes parciales para las acciones en ELS.[3]

Los valores de simultaneidad serán los mismos que para el ELU, y los podemos observar en la tabla de la Figura 167.

Una vez que se han introducido todos los valores en el programa, éste realizará la combinación de acciones. El programa nos ofrecerá cada uno de los esfuerzos, así como la envolvente de los mismos.

En el punto 7.1.1 de la IAP-11, nos indica que "se debe verificar que la flecha vertical máxima correspondiente para al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supere":

$$\frac{L}{1000} \text{ en puentes de carretera}$$

$$\frac{13600}{1000} = 13.6 \text{ mm CUMPLE}$$

En el programa podemos observar que la flecha máxima producida debido a las cargas introducidas es de 7.25 mm, por lo que es menor que 13.6 mm que establece la norma IAP-11 y cumple este requisito.

8.5 Corrección de las envolventes de esfuerzos obtenida.

Como se comentó en el apartado en el que se definieron las acciones, se tiene que hacer una corrección ya que la viga introducida en Cype no era exactamente la que se propuso en el predimensionamiento.

Por ello, se procederá a realizar los siguientes pasos:

Se obtendrán a mano los valores de $M_{\max}$, $M_{\min}$, $V_{\max}$, $V_{\min}$, $N_{\max}$ y $N_{\min}$.

En las ilustraciones siguientes se muestra gráficamente las envolventes obtenidas tanto de momentos como de cortantes.

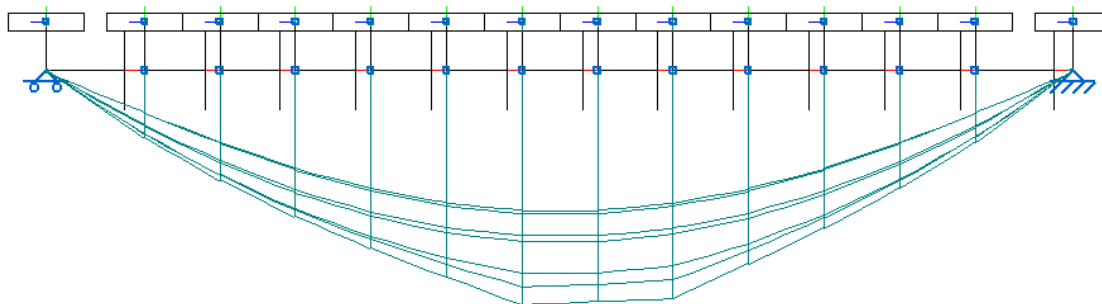


Figura 171: Diagrama de momentos obtenidos de Cype.

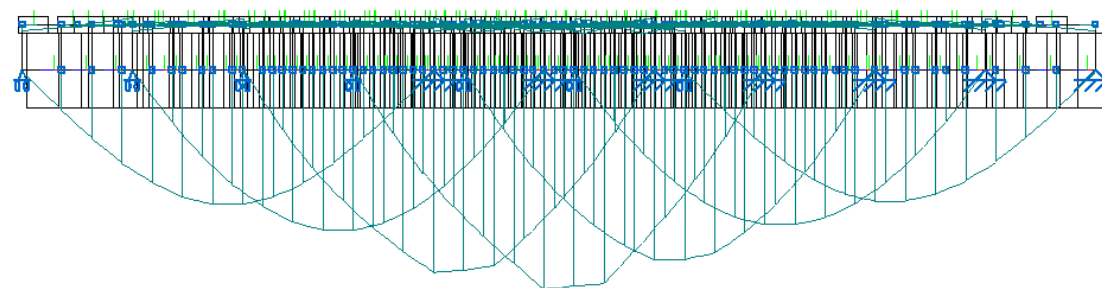


Figura 172: Diagrama de momentos obtenidos de Cype.

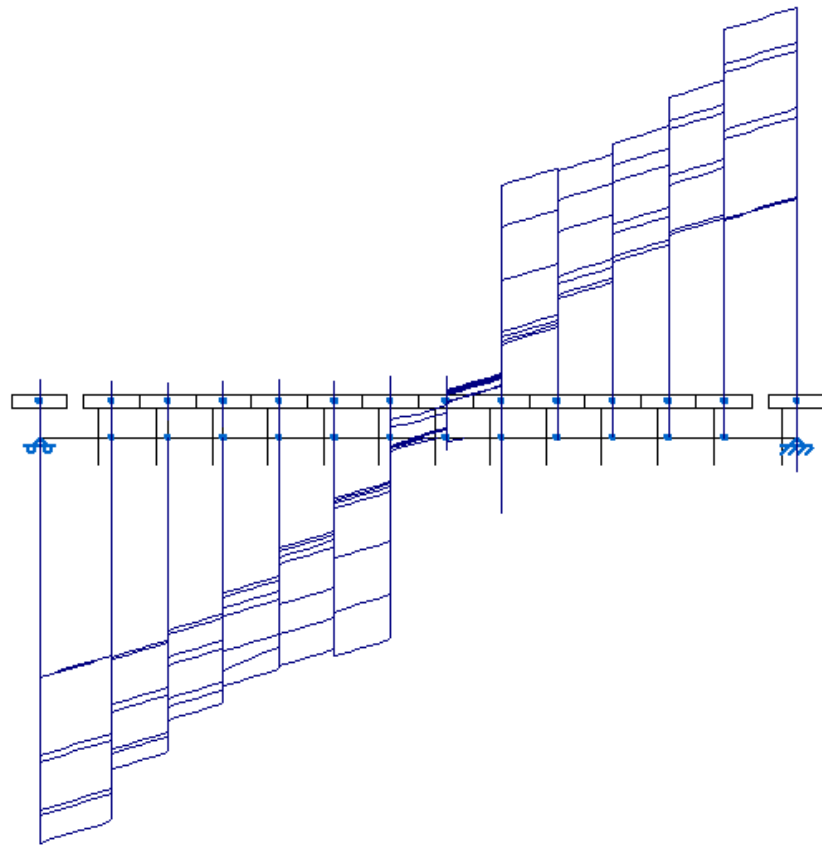


Figura 173: Diagrama de cortantes obtenidos de Cype.

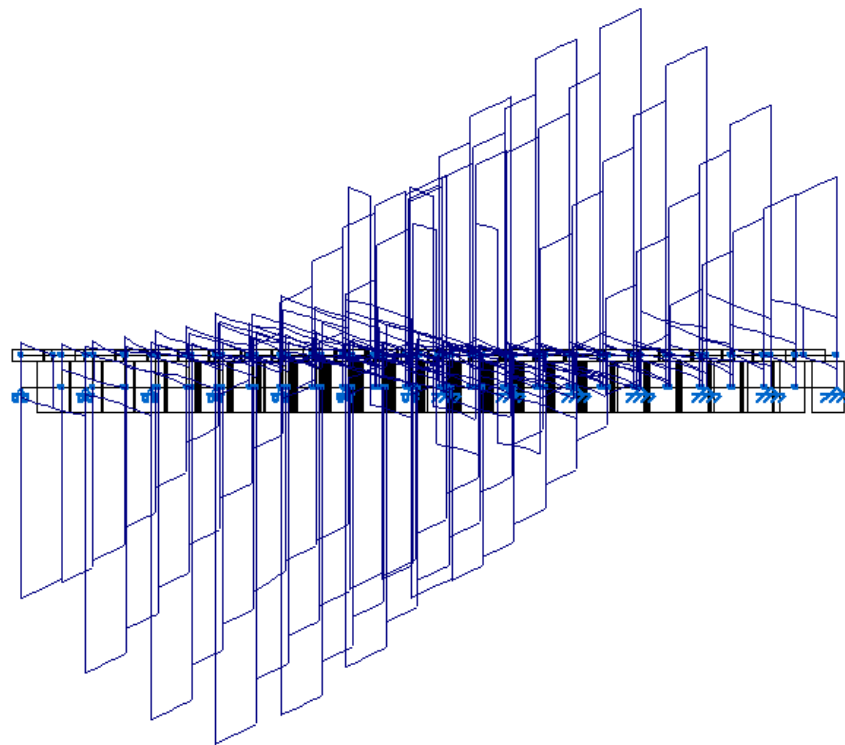


Figura 174: Diagrama de cortantes obtenidos de Cype.

Envolvente de esfuerzos cype						
Modelo 2 centro						
	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	N max	N min
Barra 1	862.08	51.3	-697.787	-194.298	8.852	-0.044
Barra 2	1398.82	272.33	-161.802	-571.068	16.535	-0.069
Barra 3	1852.6	445.42	-128.319	-487.06	24.119	-0.096
Barra 4	2252.9	585.32	-94.101	-430.56	31.606	-0.117
Barra 5	2620.59	690.89	-59.361	-397.098	39.045	-0.132
Barra 6	2976.97	761.19	-24.289	-381.967	46.461	-0.141
Barra 7	3102.5	746.49	56.408	-14.795	53.866	-0.144
Barra 8	2990.1	761.19	88.881	-7.764	61.27	-0.14
Barra 9	2897.8	690.69	468.642	59.361	68.669	-0.131
Barra 10	2457.49	585.32	491.3	94.1	76.064	-0.155
Barra 11	1998.33	445.62	537.967	128.319	83.455	-0.093
Barra 12	1495.13	272.33	615.765	161.802	90.84	-0.065
Barra 13	915.96	23.61	741.237	194.298	101.955	-0.032

Figura 175: Datos de las envolventes de esfuerzos obtenidos de Cype.

La carga del peso propio de la viga de Cype es de 21.889 kN. Para realizar las correcciones se calculará el momento producido por dicha carga en cada metro de viga.

Se utilizará la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{q \cdot L}{2}\right) \cdot x - \left(q \cdot \frac{x^2}{2}\right) \quad (107)$$

	x	q	Mmax
Barra 1	1.3	21.889	175.002555
Barra 2	2.3	21.889	284.447555
Barra 3	3.3	21.889	372.003555
Barra 4	4.3	21.889	437.670555
Barra 5	5.3	21.889	481.448555
Barra 6	6.3	21.889	503.337555
Barra 7	7.3	21.889	503.337555
Barra 8	8.3	21.889	481.448555
Barra 9	9.3	21.889	437.670555
Barra 10	10.3	21.889	372.003555
Barra 11	11.3	21.889	284.447555
Barra 12	12.3	21.889	175.002555
Barra 13	13.6	21.889	0

Figura 176: Momento que produce el peso propio de la viga de Cype.

Una vez se han obtenido los valores del momento producido por el peso propio de Cype, se calculará el momento pero con el peso propio de la viga objeto de estudio.

Se volverá a utilizar la misma fórmula (71) empleada anteriormente.

	x	q	Mmax
Barra 1	1.3	18.29	146.22855
Barra 2	2.3	18.29	237.67855
Barra 3	3.3	18.29	310.83855
Barra 4	4.3	18.29	365.70855
Barra 5	5.3	18.29	402.28855
Barra 6	6.3	18.29	420.57855
Barra 7	7.3	18.29	420.57855
Barra 8	8.3	18.29	402.28855
Barra 9	9.3	18.29	365.70855
Barra 10	10.3	18.29	310.83855
Barra 11	11.3	18.29	237.67855
Barra 12	12.3	18.29	146.22855
Barra 13	13.6	18.29	0

Figura 177: Momento que produce el peso propio de la viga a estudiar.

Una vez calculado esto, se realizará la siguiente corrección:

$$Mmáx_{cype} - (M máx_{p.p.viga\ cype} \cdot 1.35) + (Mmáx_{p.p.viga\ leopardo} \cdot 1.35) \quad (108)$$

Se multiplicará por 1.35 que es el coeficiente parcial para las acciones permanentes de valor no constante.

También debe modificarse el valor del cortante con el mismo procedimiento empleado anteriormente pero calculando el cortante producido por la acción de peso propio. Es decir, con la siguiente ecuación se obtiene el cortante producido con el valor de Cype:

$$\left(\frac{q \cdot L}{2}\right) - (q \cdot x) \quad (109)$$

Se obtienen los valores siguientes:

	x	q	Vmax
Barra 1	1.3	21.889	120.3895
Barra 2	2.3	21.889	98.5005
Barra 3	3.3	21.889	76.6115
Barra 4	4.3	21.889	54.7225
Barra 5	5.3	21.889	32.8335
Barra 6	6.3	21.889	10.9445
Barra 7	7.3	21.889	-10.9445
Barra 8	8.3	21.889	-32.8335
Barra 9	9.3	21.889	-54.7225
Barra 10	10.3	21.889	-76.6115
Barra 11	11.3	21.889	-98.5005
Barra 12	12.3	21.889	-120.3895
Barra 13	13.6	21.889	-148.8452

Longitud	13.6
----------	------

Figura 178: Cortante que produce el peso propio de la viga de Cype.

Del mismo modo que antes, se calcula el valor del esfuerzo cortante (envolvente) producido por la acción de la viga leopardo. Se aplicará la fórmula (73) pero con valores de la nueva viga.

	x	q	Vmax
Barra 1	1.3	18.29	100.595
Barra 2	2.3	18.29	82.305
Barra 3	3.3	18.29	64.015
Barra 4	4.3	18.29	45.725
Barra 5	5.3	18.29	27.435
Barra 6	6.3	18.29	9.145
Barra 7	7.3	18.29	-9.145
Barra 8	8.3	18.29	-27.435
Barra 9	9.3	18.29	-45.725
Barra 10	10.3	18.29	-64.015
Barra 11	11.3	18.29	-82.305
Barra 12	12.3	18.29	-100.595
Barra 13	13.6	18.29	-124.372

Longitud	13.6
----------	------

Figura 179: Cortante que produce el peso propio de la viga de estudio.

La corrección para la envolvente del esfuerzo cortante será la siguiente:

$$V_{\max_{cype}} = (V_{\max_{p.p.viga\ cype}} \cdot 1) + (V_{\max_{p.p.viga\ leopardo}} \cdot 1) \quad (110)$$

Envolvente de esfuerzos corregida						
Modelo 2 centro						
	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	N max	N min
Barra 1	823.2	22.5	-724.5	-214.1	8.9	0.0
Barra 2	1335.7	225.6	-183.7	-587.3	16.5	-0.1
Barra 3	1770.0	384.3	-145.3	-499.7	24.1	-0.1
Barra 4	2155.8	513.4	-106.2	-439.6	31.6	-0.1
Barra 5	2513.7	611.7	-66.6	-402.5	39.0	-0.1
Barra 6	2865.2	678.4	-26.7	-383.8	46.5	-0.1
Barra 7	2990.8	663.7	58.8	-13.0	53.9	-0.1
Barra 8	2883.2	682.0	96.2	-2.4	61.3	-0.1
Barra 9	2800.7	618.7	480.8	68.4	68.7	-0.1
Barra 10	2374.9	524.2	508.3	106.7	76.1	-0.2
Barra 11	1935.2	398.9	559.8	144.5	83.5	-0.1
Barra 12	1456.3	243.6	642.5	181.6	90.8	-0.1
Barra 13	916.0	23.6	774.3	218.8	102.0	0.0

Figura 180: Datos de la envolvente de esfuerzos corregida.

En esta tabla (Figura 180) se muestra un resumen de los valores de la envolvente de esfuerzos que serán utilizados para armar la viga.

Hay que decir que este procedimiento se ha realizado para todos y cada uno de los modelos realizados. Recordar que para el vano de 13.6 m se han adoptado 4 modelos para cada uno de los casos definidos en el apartado de las cargas verticales sobre la plataforma.

Al igual que en el vano central, en este vano también se hará diferencia entre las vigas de borde y las de centro. A continuación se mostrarán las tablas de los esfuerzos obtenidos de Cype y los esfuerzos corregidos con las mismas fórmulas mostradas anteriormente.

Envolvente de esfuerzos cype						
Modelo 3 borde						
	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	N max	N min
Barra 1	581.54	1.24	-201.399	-453.57	6.146	-0.476
Barra 2	1004.98	280.7	-166.751	-422.337	13.684	-0.923
Barra 3	1374.83	458.5	-131.5	-370.892	21.217	-1.315
Barra 4	1668.99	601.09	-96.128	-297.851	28.742	-1.637
Barra 5	1872.04	708.18	-60.493	-209.722	36.251	-1.856
Barra 6	1974.35	779.61	-24.786	-112.429	43.739	-2.013
Barra 7	1977.21	815.32	18.559	-29.562	51.202	-2.013
Barra 8	1969.12	779.61	118.787	19.577	58.655	-1.967
Barra 9	1859.4	708.18	213.488	60.493	66.103	-1.795
Barra 10	1652.3	601.09	298.092	96.128	73.537	-1.547
Barra 11	1358.17	458.56	367.965	131.598	80.96	-1.234
Barra 12	991.95	280.7	417.541	166.751	88.377	-0.863
Barra 13	574.28	1.24	449.999	261.399	96.208	-0.444

Figura 181: Datos de la envolvente de esfuerzos de Cype en viga de borde.

Envolvente de esfuerzos corregida						
Modelo 3 borde						
	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	N max	N min
Barra 1	542.7	30.0	-228.1	-473.4	6.1	-0.5
Barra 2	941.8	233.9	-188.6	-438.5	13.7	-0.9
Barra 3	1292.3	397.3	-148.5	-383.5	21.2	-1.3
Barra 4	1571.8	529.1	-108.3	-306.8	28.7	-1.6
Barra 5	1765.2	629.0	-67.8	-215.1	36.3	-1.9
Barra 6	1862.6	696.9	-27.2	-114.2	43.7	-2.0
Barra 7	1865.5	732.6	21.0	-27.8	51.2	-2.0
Barra 8	1862.3	700.4	126.1	25.0	58.7	-2.0
Barra 9	1762.3	636.2	225.6	69.5	66.1	-1.8
Barra 10	1569.7	539.9	315.1	108.7	73.5	-1.5
Barra 11	1295.0	411.8	389.8	147.8	81.0	-1.2
Barra 12	953.1	251.9	444.3	186.5	88.4	-0.9
Barra 13	574.3	1.2	483.0	285.9	96.2	-0.4

Figura 182: Datos de la envolvente de esfuerzos corregida en viga de borde.

Los valores de las envolventes se han corregido aplicando la misma formulación que se ha explicado en el caso anterior.

A continuación se explicará la obtención del armado de la viga para ambos casos.

8.6 Armado de la viga

Se realizará el mismo procedimiento seguido para el armado de las vigas del vano central. Estas vigas también presentarán armadura longitudinal activa, pasiva y armadura transversal (incluyendo el armado de rasante).

8.6.1 Dimensionamiento de armadura longitudinal

En primer lugar se describirá la obtención de **la armadura activa**.

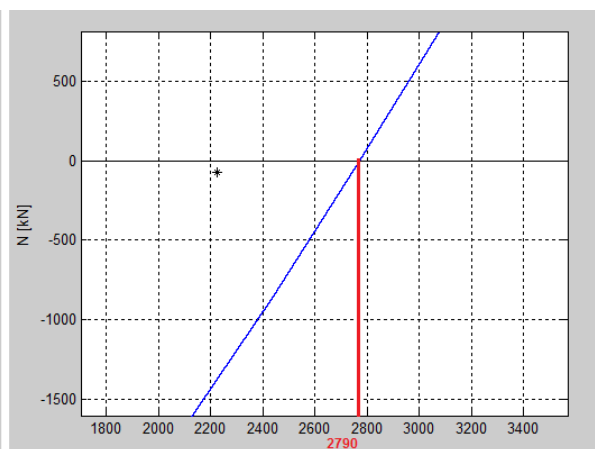
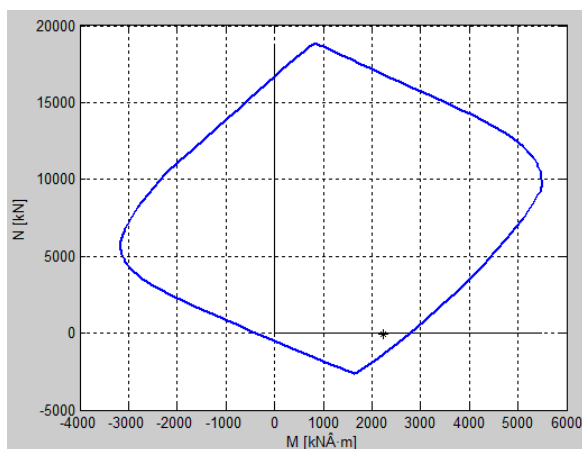
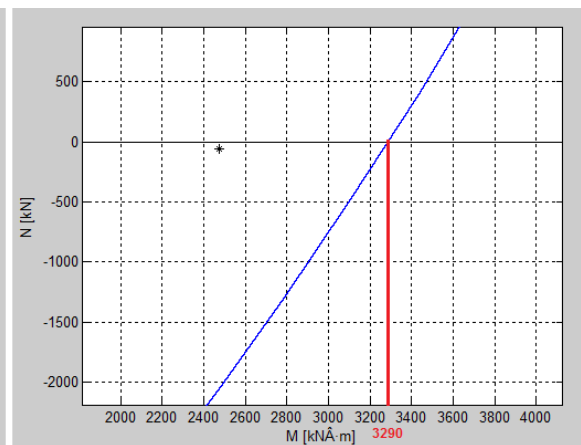
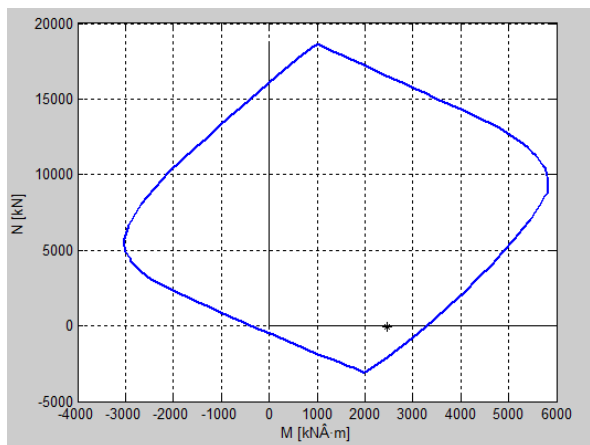
Para el armado activo, se utilizará un programa en Matlab el cual se basará en los dominios de deformación que establece la EHE-08 en el artículo 42.1.3. Ya han sido explicados en el apartado 1.1.1.1 de este documento.

La introducción de datos en el programa Matlab, fue exactamente igual que la realizada para la viga del vano central. Como se comentó en el apartado 1.1.1.1, el programa Matlab nos devuelve un diagrama momento-axil que define todas las combinaciones axil-momento que resiste la sección. Todos los pares N-M que estén dentro del diagrama, serán resistidos por la sección, los que se encuentren fuera, no.

Será en este momento en el que se incluya la carga del pretensado.

A lo largo de la viga, el armado activo variará hasta tres veces, al igual que en la viga de 18.2 m.

A continuación se muestran los diagramas momento-axil de la viga de centro de 13.6 m. Para la viga de borde se siguieron los mismos pasos.



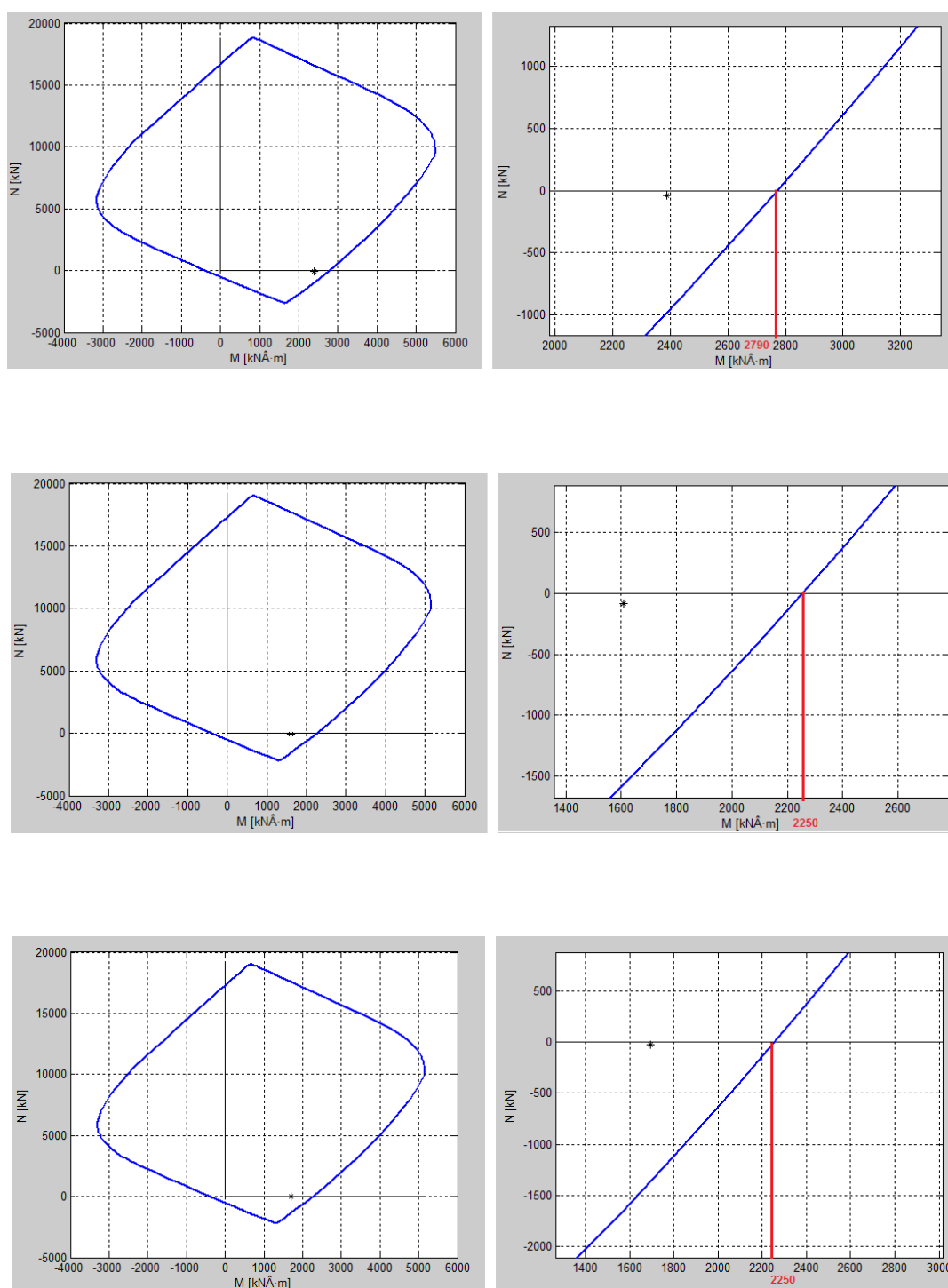


Figura 183: Gráficos momento-axil.

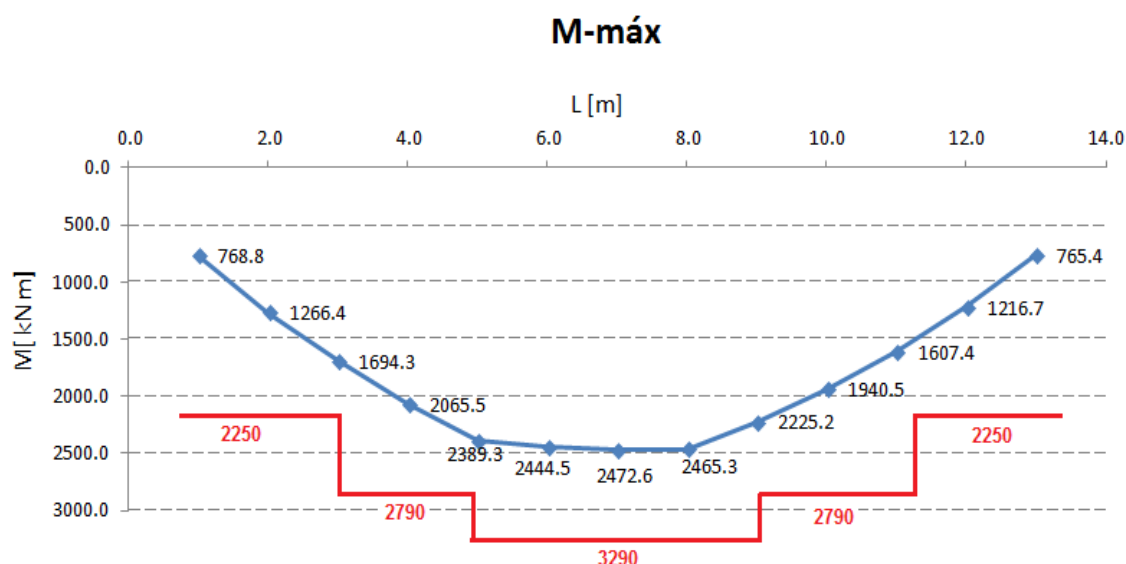


Figura 184: Envolvente en viga de centro.

Como se puede apreciar, en el vano lateral la sección puede resistir con los torones que le hemos introducido (12) un momento de 3290 kNm y el momento máximo que presenta la sección es de 2472.6 kNm. Asimismo, se reduce la cantidad de acero durante una longitud determinada, en la que con 10 torones de acero activo la sección puede soportar un momento de hasta 2790 kNm y el que tenemos de cálculo es de 2389.3 kNm y 2225.2 kNm, mucho menor que el máximo resistente por el acero. Por último, en esta sección se disminuirá de nuevo la cantidad de acero, siendo el momento máximo que puede soportar 2250 kNm y por cálculo obtenemos 1694.3 kNm y 1607.4 kNm.

Con estos esfuerzos, sabemos que se introducirán en la parte central de la viga donde el momento máximo es mayor 12 torones de 0.6". En la parte intermedia de la viga se enfundarán 2 torones, con lo que el número de torones a disponer será de 10 de 0.6". En la parte de los extremos de la viga se volverán a enfundar otros dos torones más, por lo que se dispondrán 8 de 0.6".

El gráfico que representa el valor máximo del esfuerzo que se puede soportar en cada sección de la viga de borde es el siguiente:

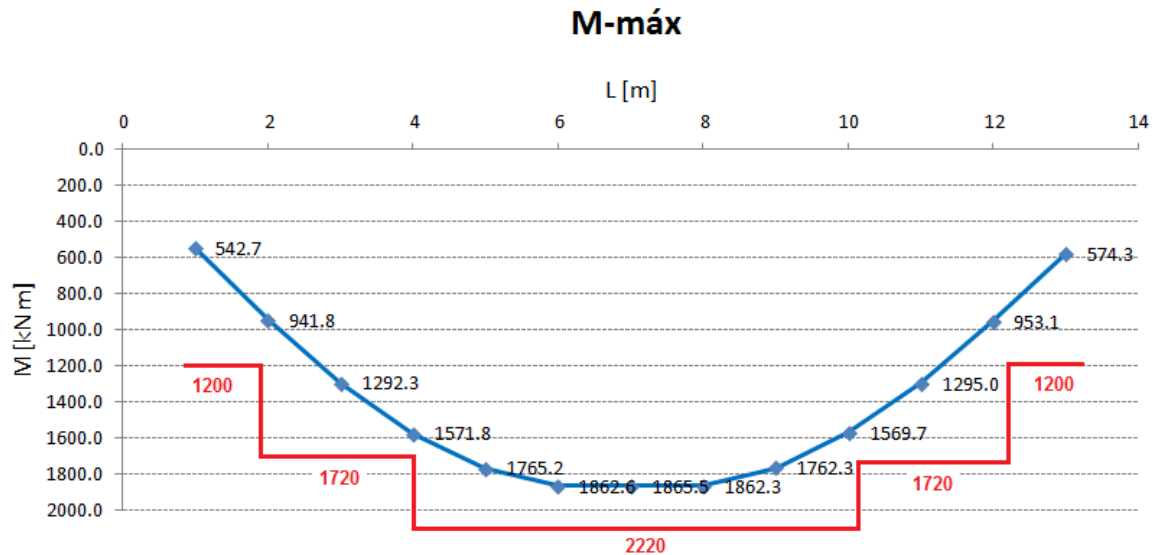


Figura 185: Envoltura en viga de borde.

En el caso de la viga de borde, la sección resiste un momento de 2220 kNm con 8 torones que se le han introducido y el momento máximo que presenta la sección es de 1865.5 kNm. Asimismo, se reduce la cantidad de acero durante una longitud determinada, en la que con 6 torones de acero activo, la sección puede soportar un momento de hasta 1720 kNm y el que tenemos de cálculo es de 1571.8 kNm y 1569.7 kNm, mucho menor que el máximo resistente por el acero. Por último en esta sección se disminuirá de nuevo la cantidad de acero, siendo el momento máximo que puede soportar 1200 kNm y por cálculo obtenemos 941.8 kNm y 953.1 kNm.

Con estos esfuerzos, se introducirán en la parte central de la viga, donde el momento máximo es mayor, 8 torones de 0.6". En la parte intermedia de la viga se enfundarán 2 torones, con lo que el número de torones a disponer será de 6 de 0.6". En la parte de los extremos de la viga se volverán a enfundar otros dos torones más, por lo que se dispondrán 4 de 0.6". Estos irán situados en la parte inferior. En la parte superior siempre se mantendrán dos torones.

Con respecto a la **armadura pasiva**, se dispondrá la mínima necesaria para por cálculo ya que las exigencias de esfuerzos lo soporta la armadura activa.

La cuantía de armadura longitudinal pasiva será la misma que la definida en el apartado 5.6.1.

Cuantía geométrica:

$$A_{s1 \text{ geométrica}} = 2.8\% \cdot A_c \quad (111)$$

Donde:

A_c = Área de la sección total de hormigón.

$$\frac{2.8}{1000} \cdot (335100) = 938.28 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} \text{ (compresión)} = 0.3 \cdot A_{s1 \text{ geométrica}} \quad (112)$$

$$A_{s2} \text{ (compresión)} = 0.3 \cdot 1206.4 = 361.92 \text{ mm}^2$$

Cuantía mecánica:

$$U_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \cdot f_{ctm,fl} \quad (113)$$

Donde:

W_1 = Módulo resistente de la sección bruta (fibra más traccionada).

z = Brazo mecánico de la sección. En este caso a falta de cálculos precisos se tomara $d = 0.8 \cdot h$

$f_{ctm,fl}$ = Resistencia media a flexotracción que depende del canto del elemento.

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\} \quad (114)$$

Donde:

$f_{ct,m}$ = resistencia media a tracción. Podrá estimarse a partir de la siguiente ecuación:

$$f_{ct,m} = 0.58 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (115)$$

$$f_{ct,m} = 0.58 \cdot 55^{1/2} = 4.30$$

En nuestro caso:

$$f_{ctm,fl} = \max\{(2.15); 4.30\}$$

Aplicando la fórmula (77):

$$A_{s1} \geq \frac{W_1'}{0.8 \cdot h} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} = \frac{10.13 \cdot 10^7}{0.8 \cdot 1100} \cdot \frac{4.30}{\frac{500}{1.15}} = 1138.47 \text{ mm}^2$$

$$W'_1 = \frac{5336816.83}{(110 - 57.33)} = 101325.55 \text{ cm}^3 \cdot 1000 = 10.13 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

La cuantía mínima es la geométrica, que será la utilizada como armado longitudinal.

Como:

$A_{s1 \text{ geométrica}} = 938.28 \text{ mm}^2$ podrían colocarse 6 ϕ 16 (1206.4 mm^2). Pero debido a la disposición de la armadura activa, para que no interfiera una con otra, se van a disponer 3 ϕ 25 (1472.6 mm^2) que estarán situados uno en cada extremo y otro en el centro.

La armadura de compresión $A_{s2 \text{ (compresión)}} = 361.92 \text{ mm}^2$ podrían colocarse 2 ϕ 16.

Además, cercanos a los vértices se supondrá un redondo ϕ 10 para poder montar la armadura transversal.

La separación máxima debe cumplir:

- $s \leq 30 \text{ cm}$
- $s \leq 3 \cdot e$

La separación mínima debe cumplir:

- 20 mm
- $\phi_{\text{max}} = 25 \text{ mm}$
- $1.25 \cdot D_{\text{árido}} = 1.25 \cdot 20 = 25 \text{ mm}$

Se supondrá un recubrimiento de 30mm.

$$s = 660 - 60 = 600 / 2 = 300 \text{ mm.}$$

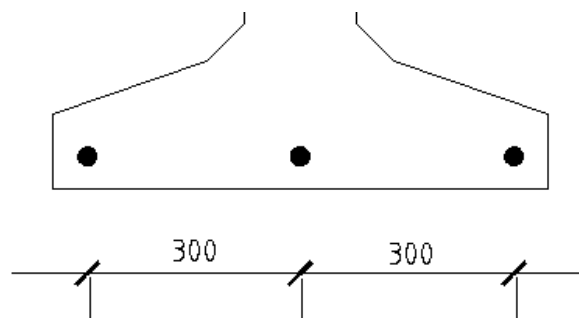


Figura 186: Croquis de la armadura As1.

Armadura de piel.

Según Varona Moya. Fco. B. y otros.: "Apuntes de hormigón armado adaptado a la EHE-08". Escuela politécnica superior - Universidad Alicante, 2012," en el caso de vigas cuyo canto sea superior a 50 cm, la separación entre armaduras principales superior e inferior, será con toda probabilidad, superior a 30cm, por lo que será necesario añadir redondos laterales para formar armaduras de piel"

Como en nuestro caso el canto de la viga es de 110 cm, se dispondrá una armadura de piel para poder colocar los cercos.

Se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{piel} \geq \frac{0.5}{1000} \cdot b_0 \cdot d \quad (116)$$

$$A_{piel} \geq \frac{0.5}{1000} \cdot 660 \cdot (1100 - 30) = 353.1 \text{ mm}^2$$

Por lo que se dispondrán 2Ø16 (402.1 mm²) en cada cara.

La armadura pasiva mínima quedaría de la siguiente manera:

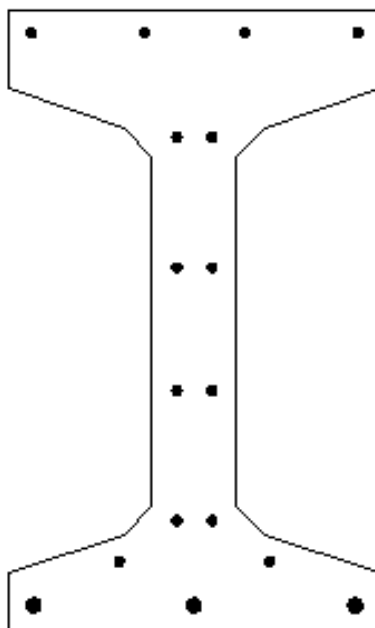


Figura 187: Croquis de la armadura pasiva.

8.6.2 Dimensionamiento de la armadura transversal (cercos de cortante)

Se continúa calculando el **armado transversal** de la viga que sí variará con respecto a las otras vigas de centro ya que los esfuerzos no son los mismos.

Al igual que en el armado de las otras vigas, será utilizado el artículo 44.2.3 para comprobar el Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante. Se deberá comprobar:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (117)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (118)$$

Donde:

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.

Siguiendo con la normativa EHE-08, en el artículo 44.2.3.1, para conocer el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma, se utilizará la siguiente expresión:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} \quad (119)$$

Donde:

f_{1cd} = resistencia a compresión del hormigón.

$f_{1cd} = 0.6 \cdot f_{cd} = 60 \cdot 55 = 33 \text{ N/mm}^2$ para $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$

d = canto útil de la sección

Se mostrará el siguiente croquis para detallar cómo se ha obtenido el canto útil. Si nos fijamos en la Figura 188:

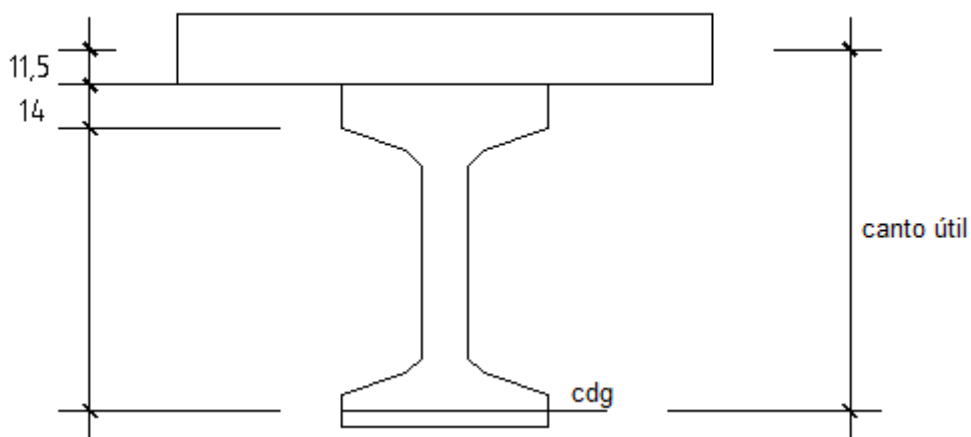


Figura 188: Croquis para obtener el canto útil.

$$d = 133 - 11.5 - 6.9 = 114.6 \text{ cm} = 1146 \text{ mm}$$

b_0 = Anchura mínima del elemento.

$b_0 = 150 \text{ mm}$.

$K = 1$.

El ángulo θ (ángulo de las armaduras con el eje de la pieza) se estimará de 45° y el ángulo α (ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza) será igual a 90° .

Hay que decir que $\cotg \theta$ debe estar entre:

$$0.5 \leq \cotg \theta \leq 2$$

Se realizó el armado con ambos valores extremos para comprobar que armado era el más restrictivo, que resultó ser $\cotg \theta = 2$.

A continuación se muestran los cálculos realizados para la obtención de V_{u1} .

Aplicando la fórmula (83):

$$V_{u1} = 1 \cdot 22 \cdot 150 \cdot 1146 \cdot \frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha)}{1 + \cot(\theta)^2} = 1891081.4 \text{ N} = 1891.08 \text{ kN}$$

Para realizar la comprobación especificada en la fórmula (81) será necesario obtener de Cype el esfuerzo de cálculo en el borde del apoyo. El valor del cortante de cálculo es de 648.85 kN. Por tanto:

$$648.85 \text{ kN} \leq 1891.08 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

Una vez realizada la primera comprobación, y continuando con la normativa EHE-08, en el artículo 44.2.3.2.2, para conocer el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma, se utilizará la siguiente expresión:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (120)$$

Donde:

V_{cu} = Contribución del hormigón a la resistencia del esfuerzo cortante.

Se calculará con la siguiente expresión:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \beta \cdot b_0 \cdot d \quad (121)$$

Donde:

f_{cv} =resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm² ($f_{cv}=f_{ck}$)

f_{ck} = resistencia de compresión del hormigón en N /mm²

σ'_{cd} = tensión axial media en el alma de la sección.

y donde:

$$\beta = \frac{2 \cdot \cot(\theta) - 1}{2 \cdot \cot(\theta_e) - 1} \quad \text{si} \quad 0.5 \leq \cot(\theta) < \cot(\theta_e)$$

$$\beta = \frac{\cot(\theta) - 2}{\cot(\theta_e) - 2} \quad \text{si} \quad \cot(\theta_e) \leq \cot(\theta) \leq 2$$

θ_e = ángulo de referencia de inclinación de las fisuras.

$$\cot \theta_e \geq 0.5$$

$$\cot \theta_e \leq 2$$

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

siendo d= canto útil.

En este caso:

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{1146}} \right) = 1.42 < 2$$

ρ_l = Cuantía geométrica de la armadura longitudinal al tracción, pasiva y activa adherente.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

Por tanto:

$$\rho_l = \frac{4689 + 1680}{150 \cdot 1146} = 0.037 \leq 0.02 \quad \text{se utilizará } 0.02$$

Una vez que se han definido cada uno de los parámetros, se aplicará la fórmula(85):

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{1.5} \cdot 1.42 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 55)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 6.67 \right] 0.33 \cdot 150 \cdot 1146 = 94.97 \text{ kN}$$

Ahora se expondrá el cálculo de V_{su} .

V_{su} = Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante. Se utilizará la siguiente expresión:

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d} \quad (122)$$

Donde:

A_{α} =área por unidad de longitud de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza.

$f_{y\alpha,d}$ = resistencia de cálculo de la armadura A_{α} .

θ = Se utilizará el mismo valor que para el apartado anterior.

α = ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.

z = Brazo mecánico. Puede adoptarse de valor aproximado $z=0.9 \cdot d$.

La comprobación de la fórmula (82) se efectúa para un cortante de cálculo situado a un canto útil.

Como conocemos V_{rd2} y V_{cu} (calculados anteriormente) se va a despejar V_{su} que representa el esfuerzo que tiene que soportar la armadura transversal.

Aplicando la fórmula (82) y la fórmula (84):

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Con lo que:

$$V_{rd2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{rd2} - V_{cu} = V_{su}$$

$$545.878 \text{ kN} - 94.97 \text{ kN} = V_{su}$$

$$V_{su} = 450.908 \text{ kN}$$

Ya que hemos obtenido el valor de V_{su} , se va a despejar de la fórmula (85) A_{α} para obtener los cercos necesarios en nuestra viga.

$$\frac{V_{su}}{z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)} = A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

$$\frac{450.908 \cdot 10^3}{1032.32} = 436.79 \text{ N}$$

Por lo que el área será:

$$\frac{436.79}{400} = 1.09 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Si se disponen estribos de diámetro 10:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 10^2 \right)}{1.09} = 144.10 \text{ mm}$$

Si se disponen estribos de diámetro 12:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 12^2 \right)}{1.09} = 207.51 \text{ mm}$$

Si se disponen estribos de diámetro 16:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \right)}{1.09} = 368.92 \text{ mm}$$

También se han comprobado las cuantías mínimas de armado transversal. Las comprobaciones vienen reflejadas en el artículo 44.2.3.4.1 de la normativa EHE-08.

La separación longitudinal según la EHE-08 " *deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua*":

$$s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm} \quad \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0.6 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 450 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0.3 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1}$$

En nuestro caso se aplicará la segunda ecuación:

$$s_t \leq 689.66 \leq 450 \text{ mm} = 450 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

Según la norma EHE-08, la separación transversal $s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L,max}}{4} = \frac{25}{4} = 8 \text{ mm}$$

La cuantía mínima debe ser tal que cumpla la ecuación siguiente:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_0$$

$$a = \frac{4.3 \cdot 150 \cdot \sin(90)}{7.5 \cdot 400} = 0.215 \text{ mm}$$

Se han calculado los cercos necesarios en los extremos de la viga, ya que V_{rd1} y V_{rd2} han sido obtenidos de Cype en la zona más solicitada. Para ahorrar en armadura que no es necesaria, se enfundarán torones (hasta dos veces) a lo largo de toda la viga. Como el procedimiento a realizar es el mismo que en el apartado anterior, se plasmará de una forma más resumida.

Entre el extremo de la viga y la zona central, se volverá a reducir el armado. Siguiendo los mismos pasos:

$$V_{rd1} = V_d \text{ (en el borde)} = 407.977 \text{ kN}$$

$$V_{rd2} = V_d \text{ (a un canto útil)} = 352.432 \text{ kN}$$

Aplicando la fórmula (81):

$$V_{rd1} \leq V_{u1} \quad 407.977 \text{ kN} \leq 1891.08 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

$$V_{rd2} - V_{cu} = V_{su}$$

$$352.432 \text{ kN} - 94.97 \text{ kN} = V_{su}$$

$$V_{su} = 257.462 \text{ kN}$$

Una vez conocido el valor de V_{su} , se va a despejar de la fórmula (85) A_α para obtener los cercos necesarios en nuestra viga.

$$\frac{V_{su}}{z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)} = A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}$$

$$\frac{257.462 \cdot 10^3}{1032.32} = 249.40 \text{ N}$$

Por lo que el área será:

$$\frac{249.40}{400} = 0.62 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Si se disponen estribos de diámetro 10:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 10^2 \right)}{0.62} = 253.35 \text{ mm}$$

Si se disponen estribos de diámetro 12:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 12^2 \right)}{0.62} = 364.83 \text{ mm}$$

En la zona central de la viga se aplicarán las mismas fórmulas que en los dos casos anteriores. Como conclusión, se dispondrán cercos de diámetro 10 cada 30 cm de distancia.

8.6.3 Dimensionado del armado de rasante

Por último se calculará el **armado de rasante** que servirá para coser la armadura y que el alma de la viga, pueda transmitir esfuerzo cortante a las alas para que contribuyan a soportar el esfuerzo. Se puede observar un pequeño detalle en la imagen siguiente obtenida de la EHE-08:

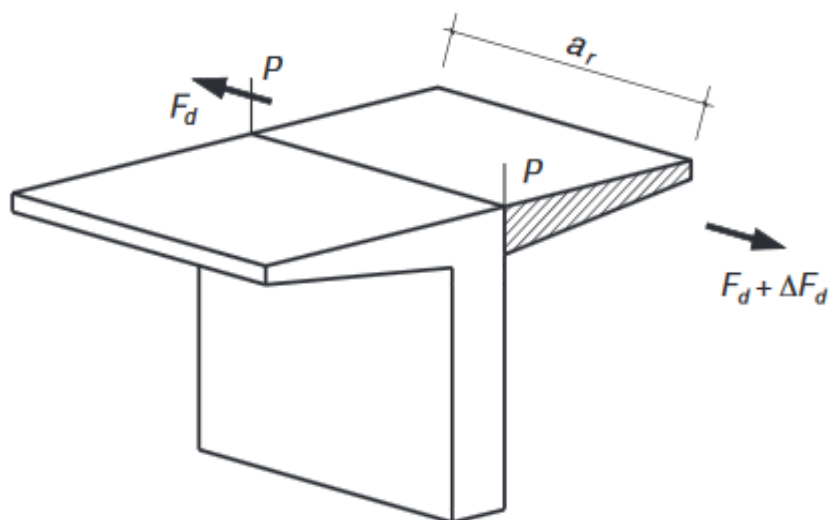


Figura 189: Croquis de rasante.[4]

Se supondrá la utilización del método de bielas y tirantes para obtener el valor de F_d . Con un ángulo de 45° , la fuerza será igual a la tracción del tirante, como se muestra en el siguiente croquis:

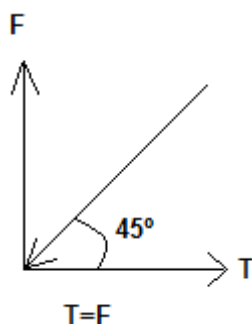


Figura 190: Croquis de la fuerza de rasante.

Según el artículo 44.2.3.5 de la EHE-08, el esfuerzo rasante se calculará como:

$$S_d = \frac{F_d}{a_r} \quad (123)$$

Donde:

a_r = distancia desde el momento máximo hasta el punto donde el momento es nulo.

F_d = Variación de la fuerza longitudinal actuante en la sección.

$$F_d = \frac{A_1}{A_2} \cdot \frac{M_d}{z} \quad (124)$$

Donde:

M_d = momento flector máximo en el centro de vano.

$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 1.146 = 1.03 \text{ m}$.

A_1 y A_2 = áreas mostradas en la Figura 192 y 193.

El rasante que se debe de coser es el que aparece en el centro de vano, donde se presenta el momento máximo y el extremo del vano. Como se puede observar en la Figura 191, en el extremo no hay momento mientras que en centro de vano aparece un momento muy elevado. Este momento tendrá que ser soportado a lo largo de la mitad de la longitud de la viga (de forma simétrica). Es por esto que se hace necesario el cálculo del armado de rasante.

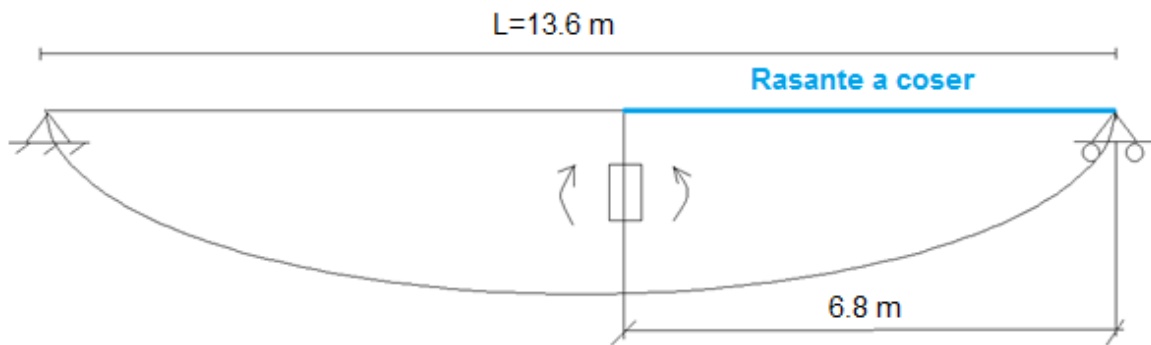


Figura 191: Croquis del rasante a coser.

Para el ala superior

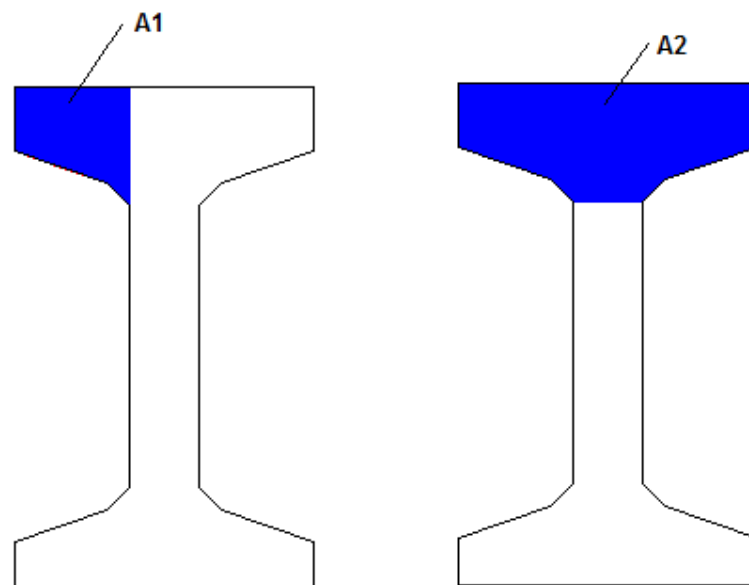


Figura 192: Área a tener en cuenta para el rasante.

Para la aplicación de la fórmula (88) A_1 y A_2 serán obtenidas de AUTOCAD y F_d será:

$$F_d = \frac{0.0476}{0.1342} \cdot \frac{2472.6}{1.03} = 851.47 \text{ kN}$$

Por tanto el esfuerzo de rasante se obtendrá aplicando la fórmula (87):

$$S_d = \frac{851.47}{6.8} = 125.21 \text{ kNm}$$

Se han de verificar las comprobaciones que aparecen en el artículo 44.2.3.5, que en ausencia de cálculos más precisos deben cumplir las siguientes comprobaciones:

$$S_d \leq S_{u1} \quad (125)$$

$$S_d \leq S_{u2} \quad (126)$$

Donde:

S_{u1} = esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua y se obtiene de la siguiente expresión:

$$S_{u1} = 0.5 \cdot f_{1cd} \cdot h_0 \quad (127)$$

Donde:

f_{1cd} = resistencia a compresión del hormigón.

- Para las alas comprimidas de la sección, f_{1cd} será:

$$f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2.$$

- Para las alas traccionadas de la sección, f_{1cd} será:

$$f_{1cd} = 0.40 \cdot f_{cd}.$$

h_0 = espesor del ala.

S_{u2} = Esfuerzo rasante de agotamiento por tracción.

$$S_{u2} = S_{su} \quad (128)$$

Donde:

S_{su} = Contribución de la armadura perpendicular a la resistencia a esfuerzo rasante.

$$S_{su} = A_p \cdot f_{yP,d} \quad (129)$$

Aplicando las fórmulas (91) y (92):

$$S_{u1} = 0.5 \cdot 0.6 \cdot \frac{55}{1.5} \cdot 140 = 1540 \text{ kN/m}$$

Vemos que cumple por compresión oblicua, fórmula (89):

$$125.21 \text{ kN/m} \leq 1540 \text{ kN/m}$$

Para comprobar el esfuerzo rasante de agotamiento por tracción, se realizará lo siguiente:

$$S_{u2} = A_{s,trans} \cdot f_{yt,\alpha}$$

$$A_{s,trans} = \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{125.21 \text{ kN/m}}{400 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2} = 313.025 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Con esta cuantía podrían disponerse 2Ø16 o 3Ø12.

Para el ala inferior:

La proporción entre áreas será las del ala inferior como muestra el siguiente croquis.

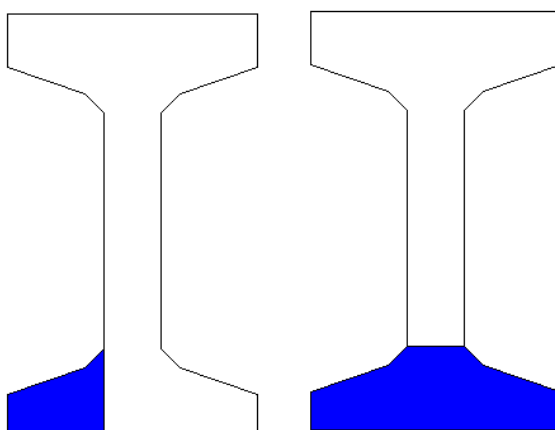


Figura 193: Área a tener en cuenta para el rasante.

Para la aplicación de la fórmula (88) A_1 y A_2 serán obtenidas de AUTOCAD y el valor de F_d será:

$$F_d = \frac{0.037}{0.108} \cdot \frac{2472.6}{1.03} = 822.42 \text{ kN}$$

Por tanto el esfuerzo de rasante se obtendrá aplicando la fórmula (87):

$$S_d = \frac{822.42}{6.8} = 120.94 \text{ kNm}$$

$$S_{u1} = 0.5 \cdot 0.4 \cdot \frac{55}{1.5} \cdot 140 = 1026.66 \text{ kN/m}$$

Vemos que cumple por compresión oblicua, fórmula (89):

$$120.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 1026.66 \text{ kN/m}$$

Para comprobar el esfuerzo rasante de agotamiento por tracción:

$$S_{u2} = A_{s,trans} \cdot f_{yt,\alpha}$$

$$A_{s,trans} = \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{120.94 \text{ kN/m}}{400 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2} = 302.35 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Con esta cuantía podrían disponerse 3Ø12.

Como resumen del armado realizado en este apartado tanto para la viga de centro como para la viga de borde, se expone la siguiente tabla. Ver Tabla 7.

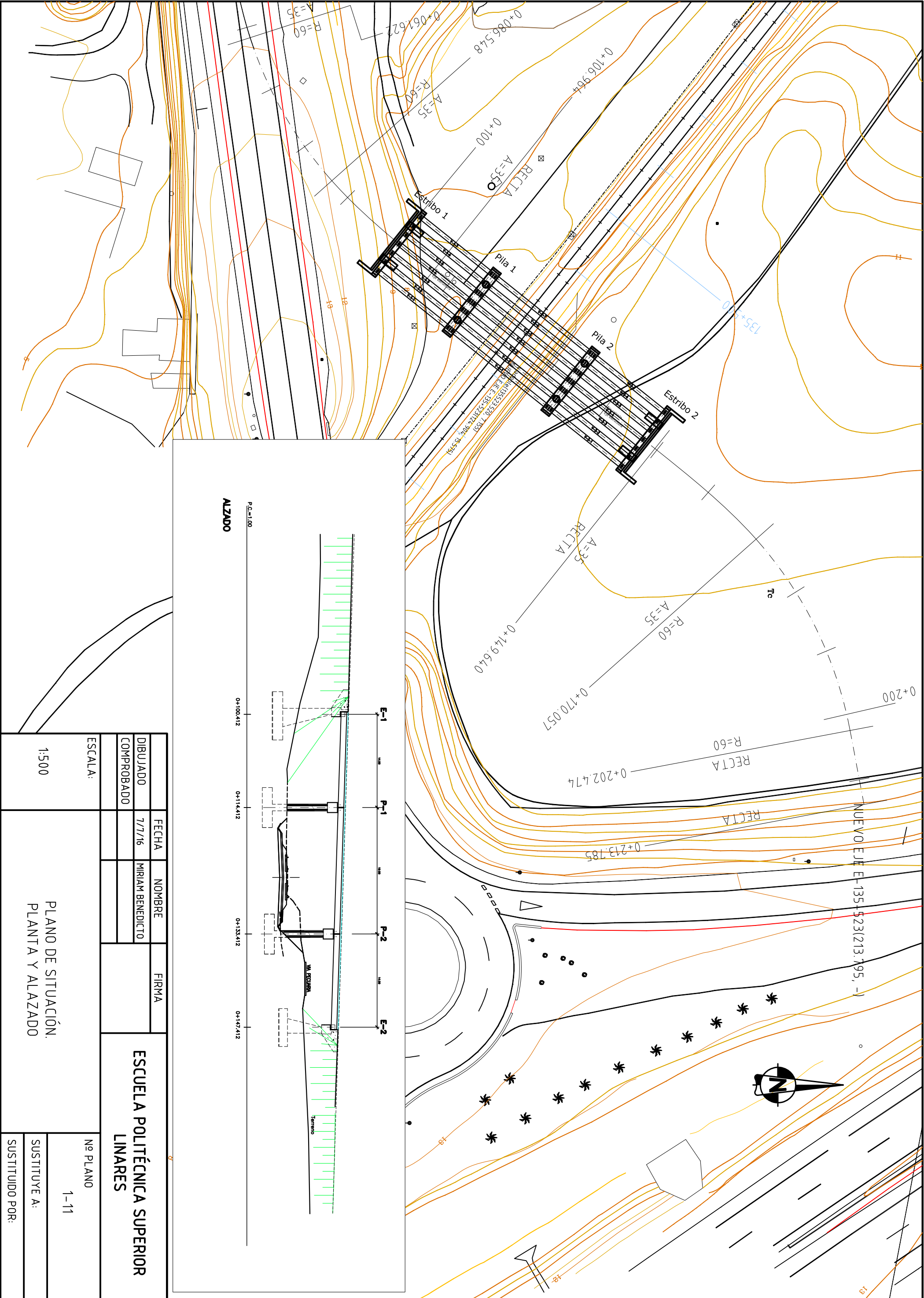
VIGA DE CENTRO 13.6 m								
	Armadura activa		Armadura pasiva		Cercos de cortante	Armadura de piel	Armado de rasante	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior			Superior	Inferior
Tramo 1	2 torones 0.6"	12 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø12/20	2 Ø 16 en cada cara	Ø10/20	Ø10/20
Tramo 2	2 torones 0.6"	10 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø10/25	2 Ø 16 en cada cara	Ø12/25	Ø12/25
Tramo 3	2 torones 0.6"	8 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø10/30	2 Ø 16 en cada cara	Ø12/30	Ø10/30

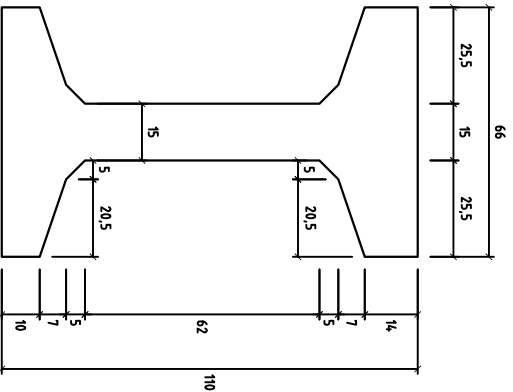
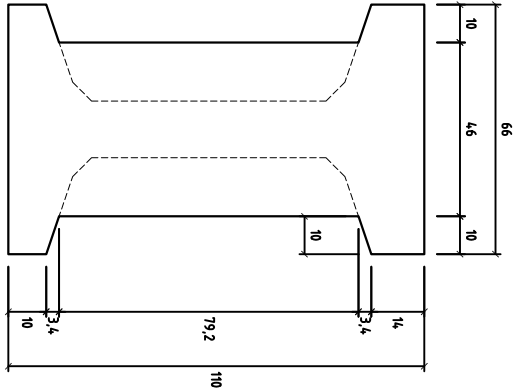
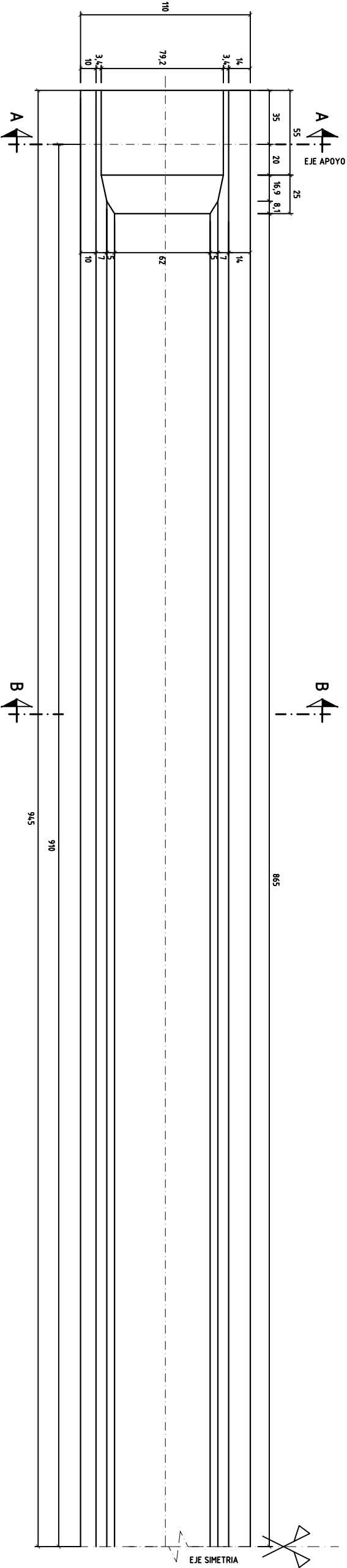
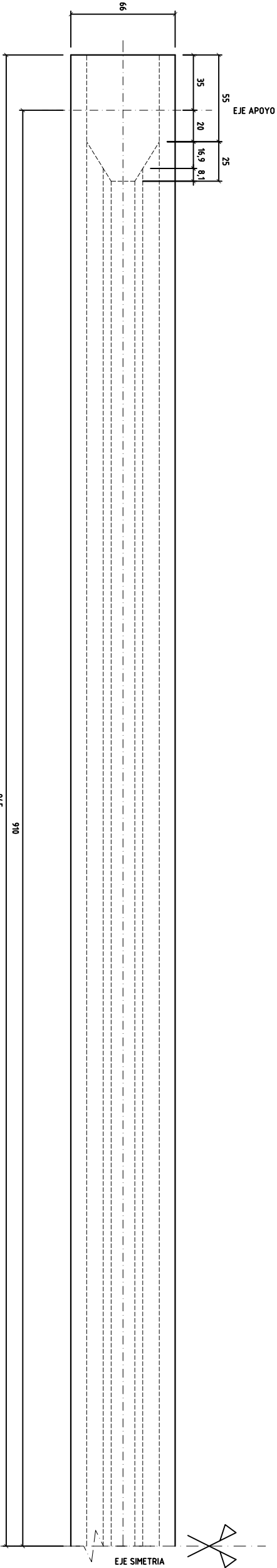
VIGA DE BORDE 13.6 m								
	Armadura activa		Armadura pasiva		Cercos de cortante	Armadura de piel	Armado de rasante	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior			Superior	Inferior
Tramo 1	2 torones 0.6"	8 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø12/20	2 Ø 16 en cada cara	Ø10/20	Ø10/20
Tramo 2	2 torones 0.6"	6 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø10/25	2 Ø 16 en cada cara	Ø12/25	Ø12/25
Tramo 3	2 torones 0.6"	4 torones 0.6"	2Ø10 y 2Ø16	3Ø25	Ø10/30	2 Ø 16 en cada cara	Ø12/30	Ø10/30

Tabla 7: Tabla resumen del armado de las vigas.

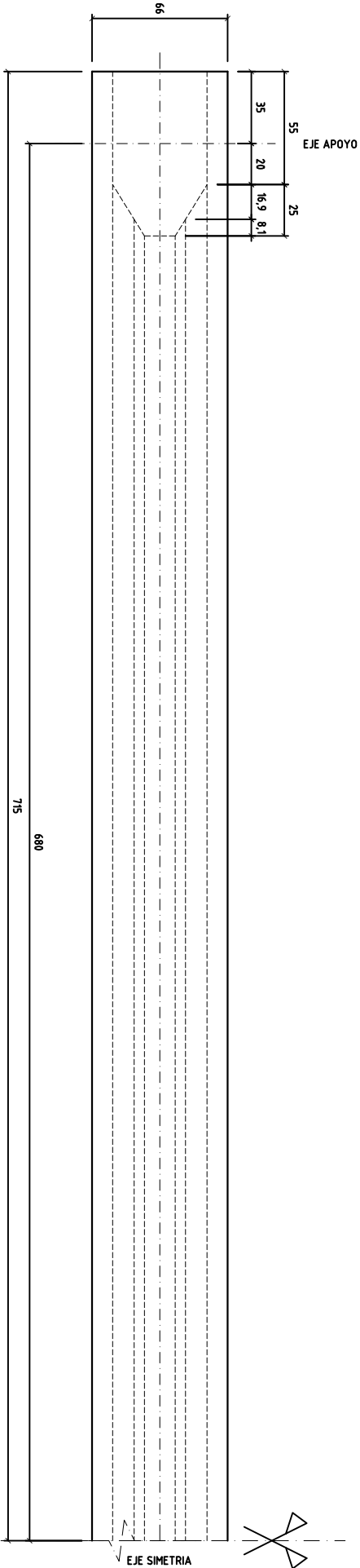
9 PLANOS

PLANOS

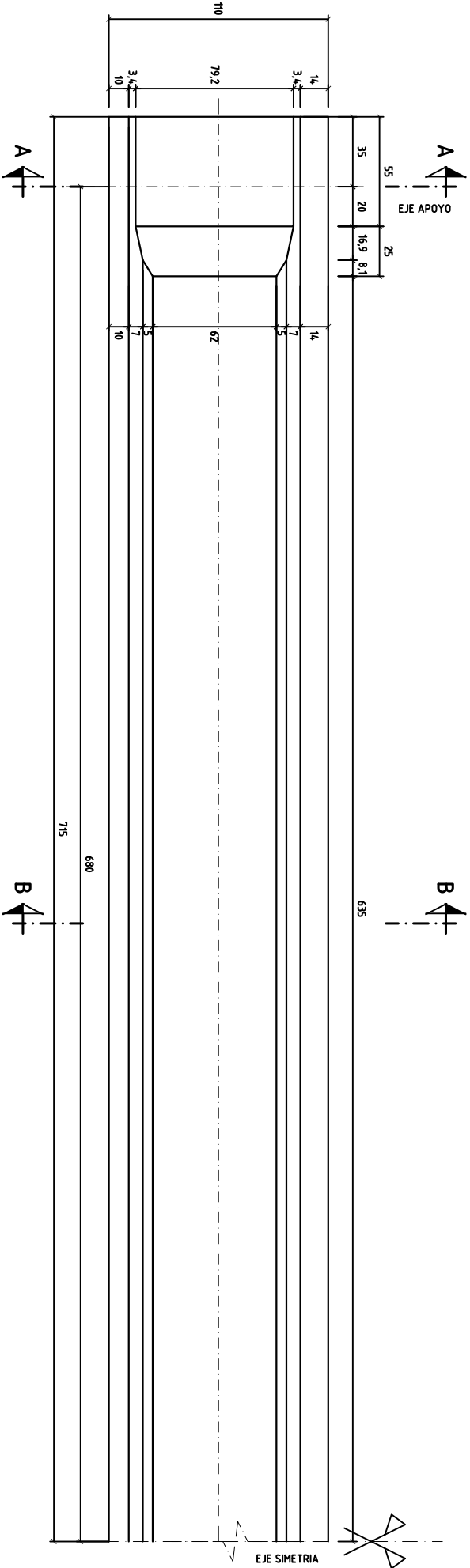




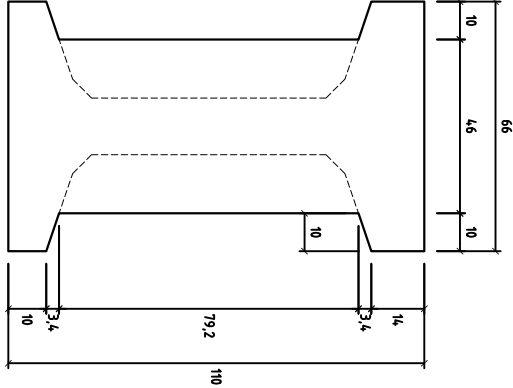
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	7/7/16	MIRIAM BENEDICTO		
COMPROBADO				
ESCALA:				Nº PLANO 2 - 11 SUSTITUYE A: SUSTITUIDO POR:
INDICADAS	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE VIGAS VANO CENTRAL 18.20m			



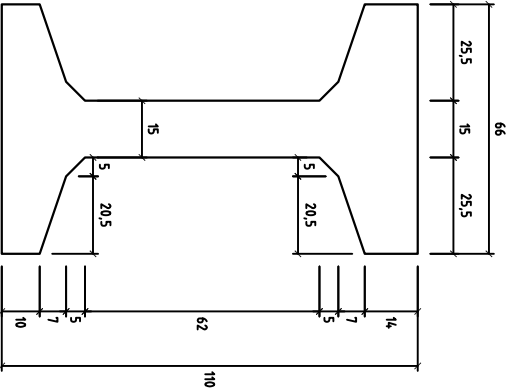
PLANTA
ESCALA 1:30 (Cotas en cm)



ALZADO
ESCALA 1:30 (Cotas en cm)



SECCIÓN A - A
ESCALA 1:20 (Cotas en cm)



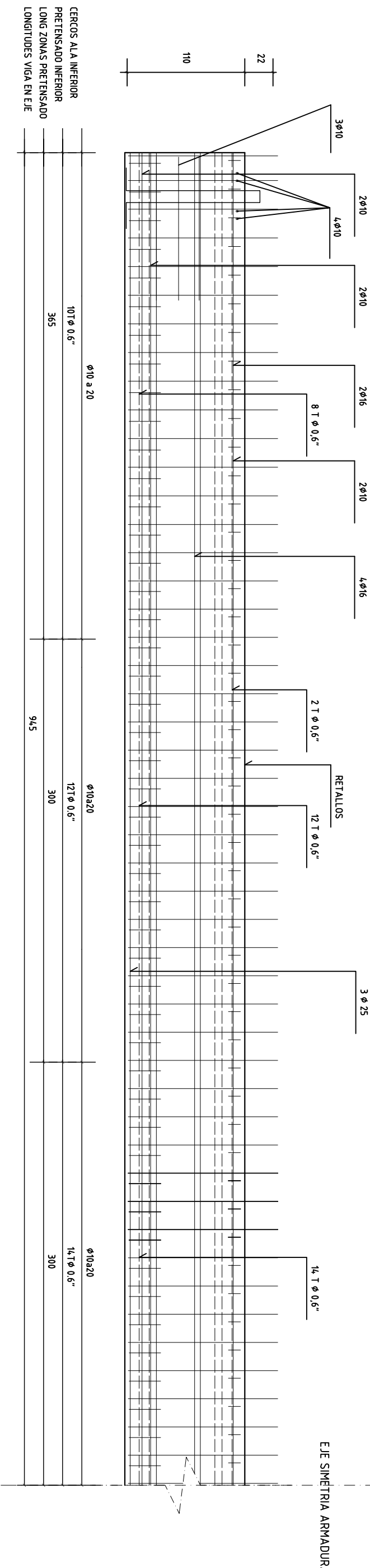
SECCIÓN B - B
ESCALA 1:20 (Cotas en cm)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	7/7/16	MIRIAM BENEDICTO			
COMPROBADO					
ESCALA:				DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE VIGAS VANOS LATERALES 13.60m	
INDICADAS					
				Nº PLANO	3 - 11
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

SECCION LONGITUDINAL (ARMADURA)

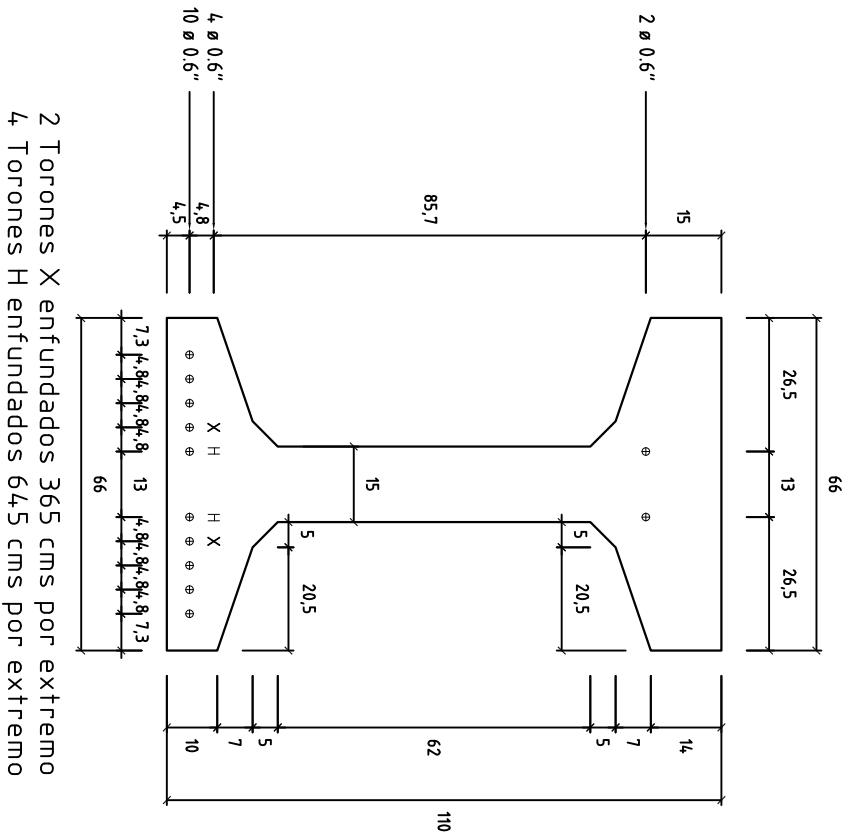
ESCALA 1:30 (Cotas en cm)

BARRAS ALA SUPERIOR	φ 16 a 20	φ 16 a 20	φ 16 a 20
HORQUILLAS ALMA	φ 16 a 20	φ 10 a 20	φ 8 a 20
LONG ZONAS ARMADO	365	300	300
LONG. VIGA EJE		94.5	
PRETENSADO SUPERIOR		21 φ 0.6"	



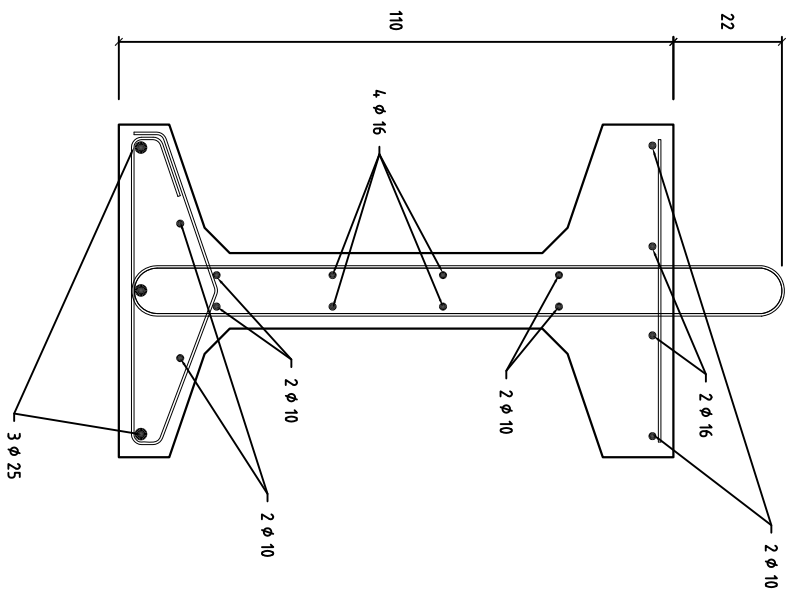
SEC. TRANSVERSAL: FORMA Y PRETENSADO

ESCALA 1:15 (Cotas en cm)

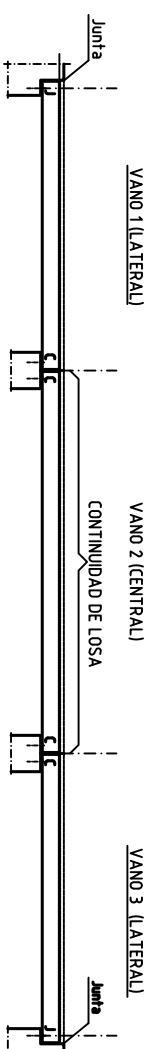


SEC. TRANSVERSAL: ARMADURA PASIVA

ESCALA 1:15 (Cotas en cm)



SECCION LONGITUDINAL (FORMAS)



CARACTERÍSTICAS MATERIALES/COEFICIENTES SEGURIDAD SEGUN NORMA EHE-08			
MATERIAL	CALIDAD	CF.SEG	
Hormigon vigas	HP-55/P/20/IIIa	Cc=1.5	
Acero pasivo	B-500S	Cs=1.15	
Acero Pretensado	Y 1860 S7	Cs=1.15	

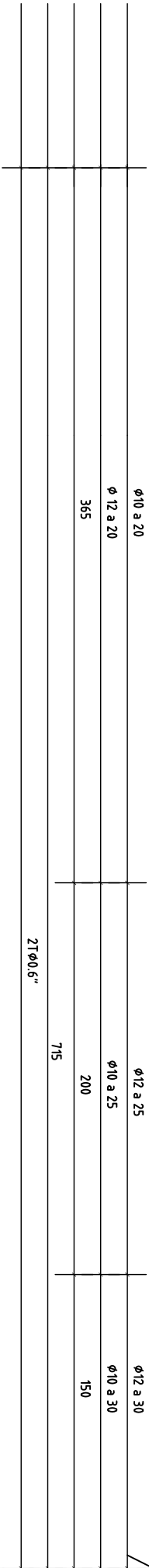
RECUBRIMIENTO MIN. = 3 cm

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	7/7/16	MIRIAM BENEDICTO		
COMPROBADO				
ESCALA:				Nº PLANO 4 - 11
INDICADAS	ARMADURA DE VIGAS VANO CENTRAL			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

SECCION LONGITUDINAL (ARMADURA)

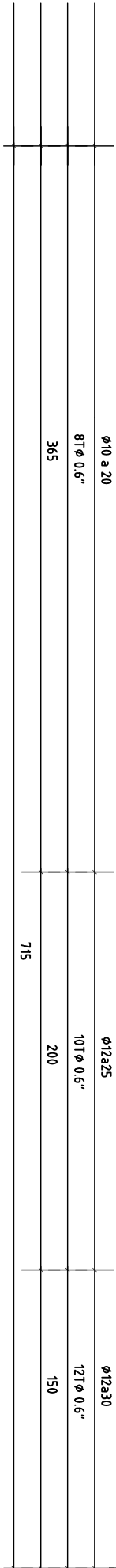
ESCALA 1:30 (Cotas en cm)

BARRAS ALA SUPERIOR
HORQUILLAS ALMA
LONG. ZONAS ARMADO
LONG. VIGA EJE
PRETENSADO SUPERIOR



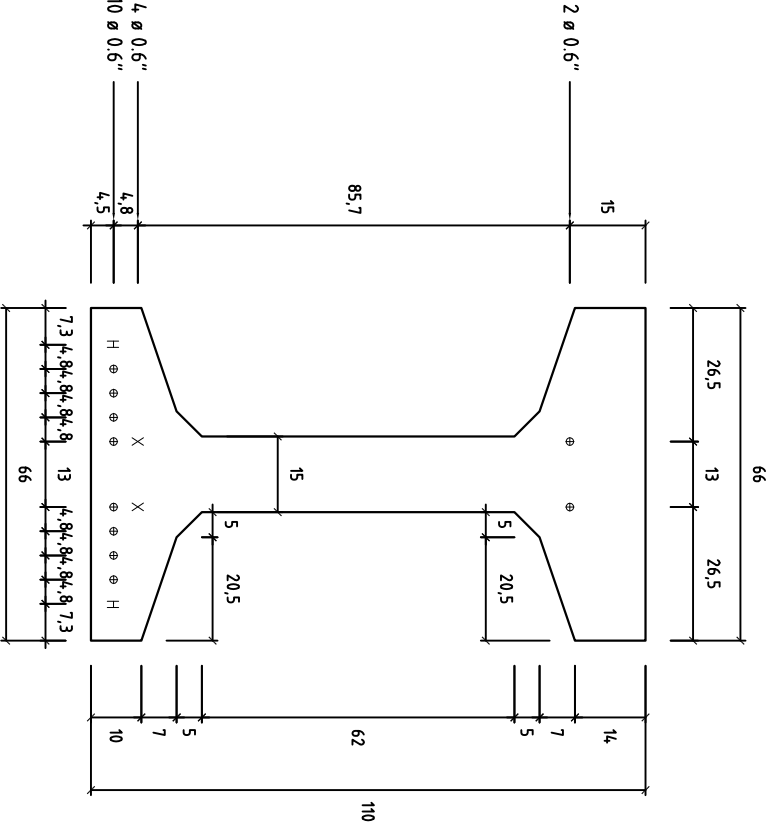
EJE SIMETRIA ARMADURA

CERCOS ALA INFERIOR
PRETENSADO INFERIOR
LONG ZONAS PRETENSADO
LONGITUDES VIGA EN EJE



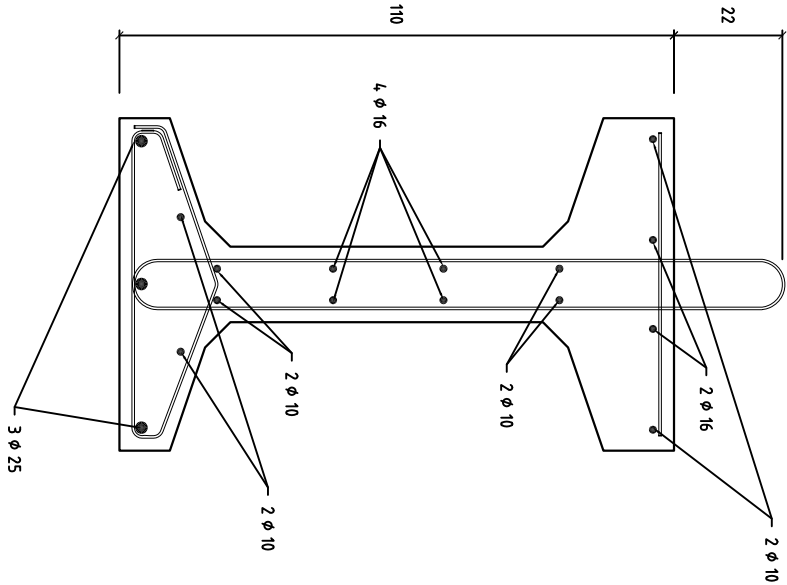
SEC. TRANSVERSAL: FORMA Y PRETENSADO

ESCALA 1:15 (Cotas en cm)

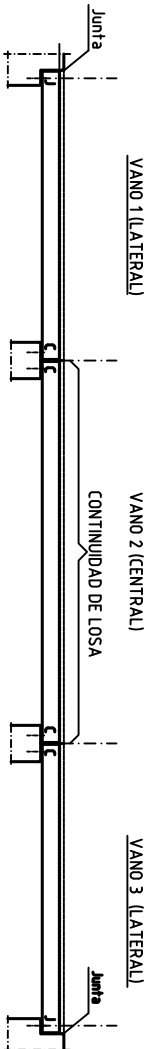


SEC. TRANSVERSAL: ARMADURA PASIVA

ESCALA 1:15 (Cotas en cm)



SECCION LONGITUDINAL (FORMAS)



CARACTERISTICAS MATERIALES/COEFICIENTES		
SEGURIDAD SEGUN NORMA EHE-08		
MATERIAL	CALIDAD	CF.SEG
Hormigon vigas	HP-55/P/20/IIIa	Cc=1.15
Acero pasivo	B-500S	Cs=1.15
Acero Pretensado	Y 1860 S7	Cs=1.15

RECUBRIMIENTO MIN. = 3 cm

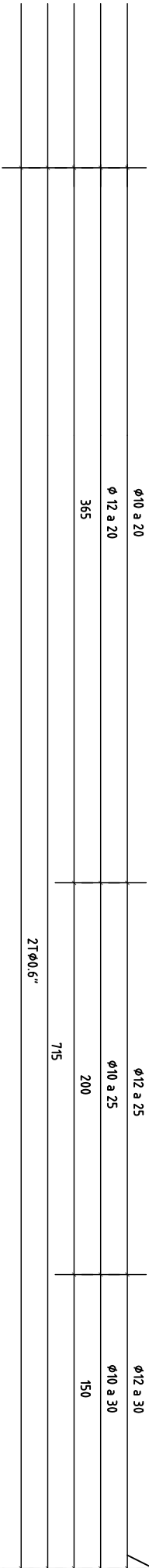
2 Torones X enfundados 365 cms por extremo
2 Torones H enfundados 565 cms por extremo

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	7/7/16	MIRIAM BENEDICTO		
COMPROBADO				
ESCALA:				Nº PLANO
INDICADAS	ARMADURA DE VIGAS VANOS LATERALES VIGAS INTERIORES			5 - 11
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

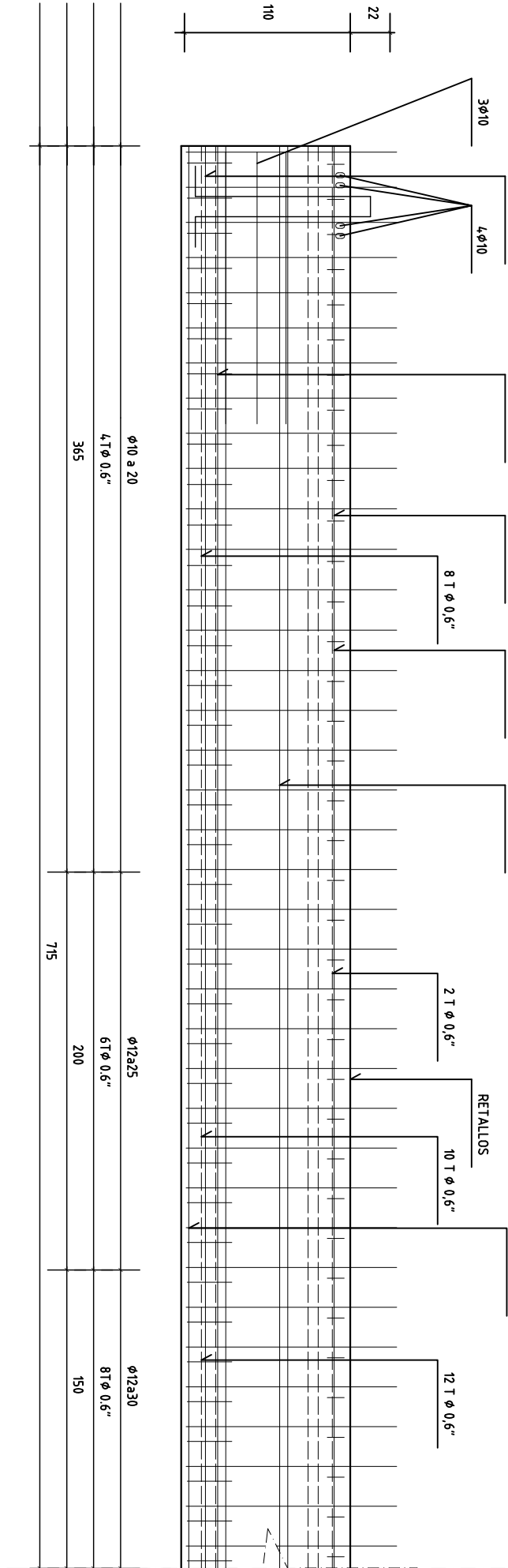
SECCION LONGITUDINAL (ARMADURA)

ESCALA 1:30 (Cotas en cm)

BARRAS ALA SUPERIOR
HORQUILLAS ALMA
LONG. ZONAS ARMADO
LONG. VIGA EJE
PRETENSADO SUPERIOR

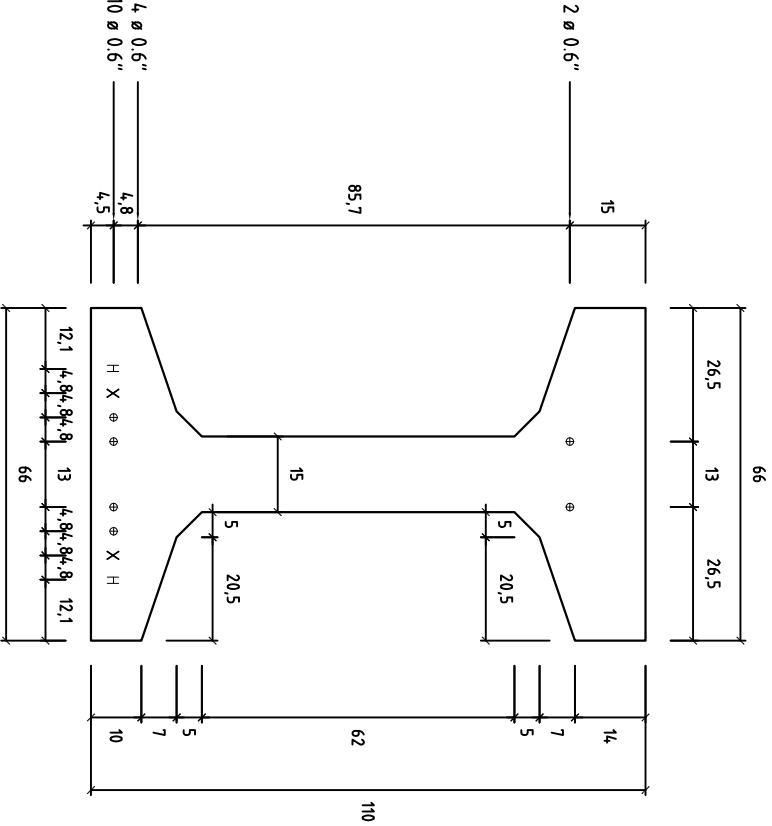


CERCOS ALA INFERIOR
PRETENSADO INFERIOR
LONG ZONAS PRETENSADO
LONGITUDES VIGA EN EJE



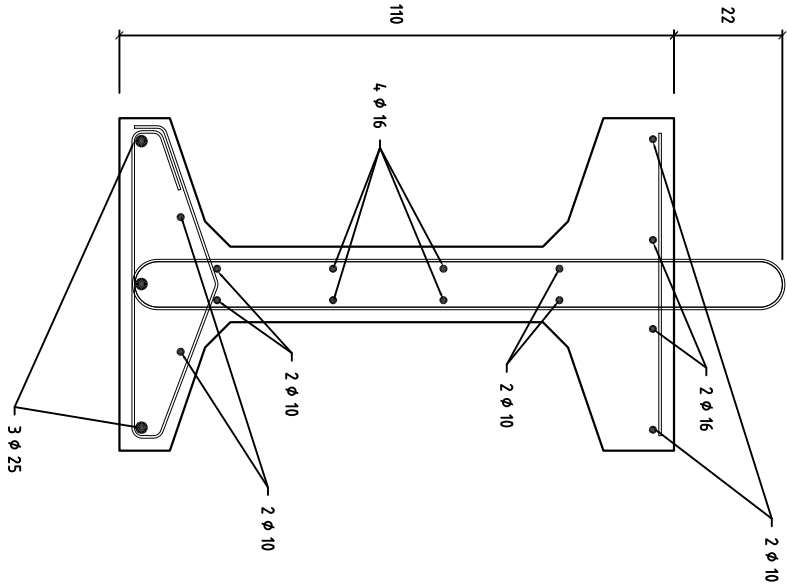
SEC. TRANSVERSAL:FORMA Y PRETENSADO

ESCALA 1:15 (Cotas en cm)

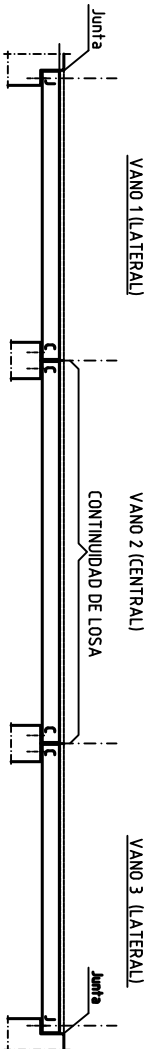


SEC. TRANSVERSAL:ARMADURA PASIVA

ESCALA 1:15 (Cotas en cm)



SECCION LONGITUDINAL (FORMAS)



CARACTERISTICAS MATERIALES/COEFICIENTES		
SEGURIDAD SEGUN NORMA EHE-08		
MATERIAL	CALIDAD	CF.SEG
Hormigon vigas	HP-55/P/20/IIIa	Cc=1.15
Acero pasivo	B-500S	Cs=1.15
Acero Pretensado	Y 1860 S7	Cs=1.15

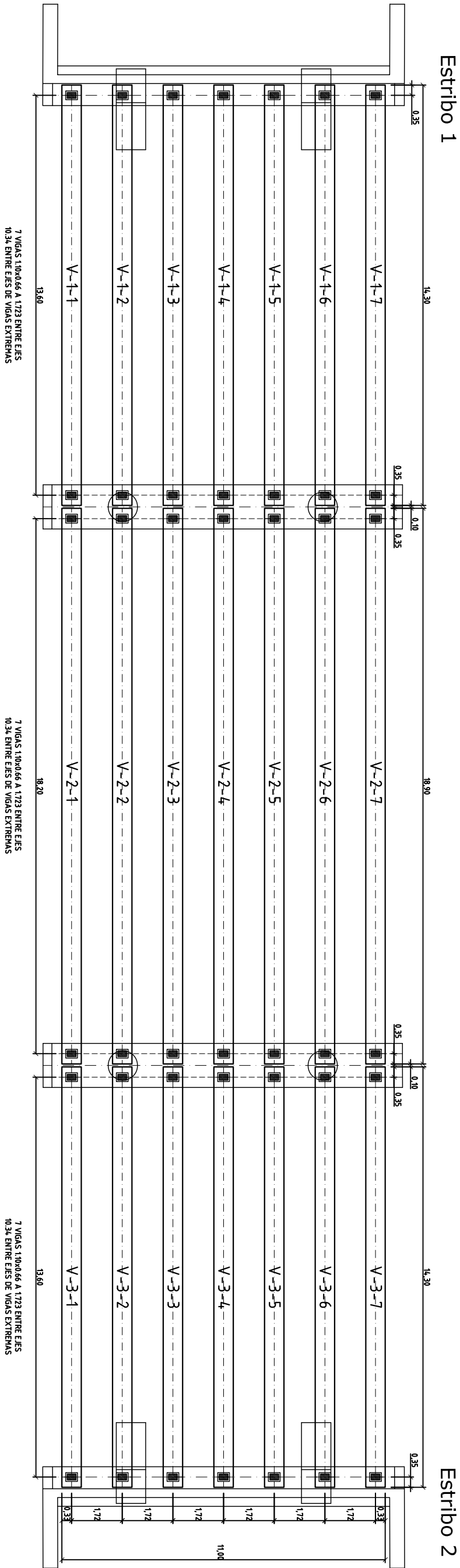
RECUBRIMIENTO MIN. = 3 cm

2 Torones X enfundados 365 cms por extremo
2 Torones H enfundados 565 cms por extremo

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	7/7/16	MIRIAM BENEDICTO		
COMPROBADO				
ESCALA:				Nº PLANO
INDICADAS	ARMADURA DE VIGAS VANOS LATERALES VIGAS EXTERIORES			6 - 11
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

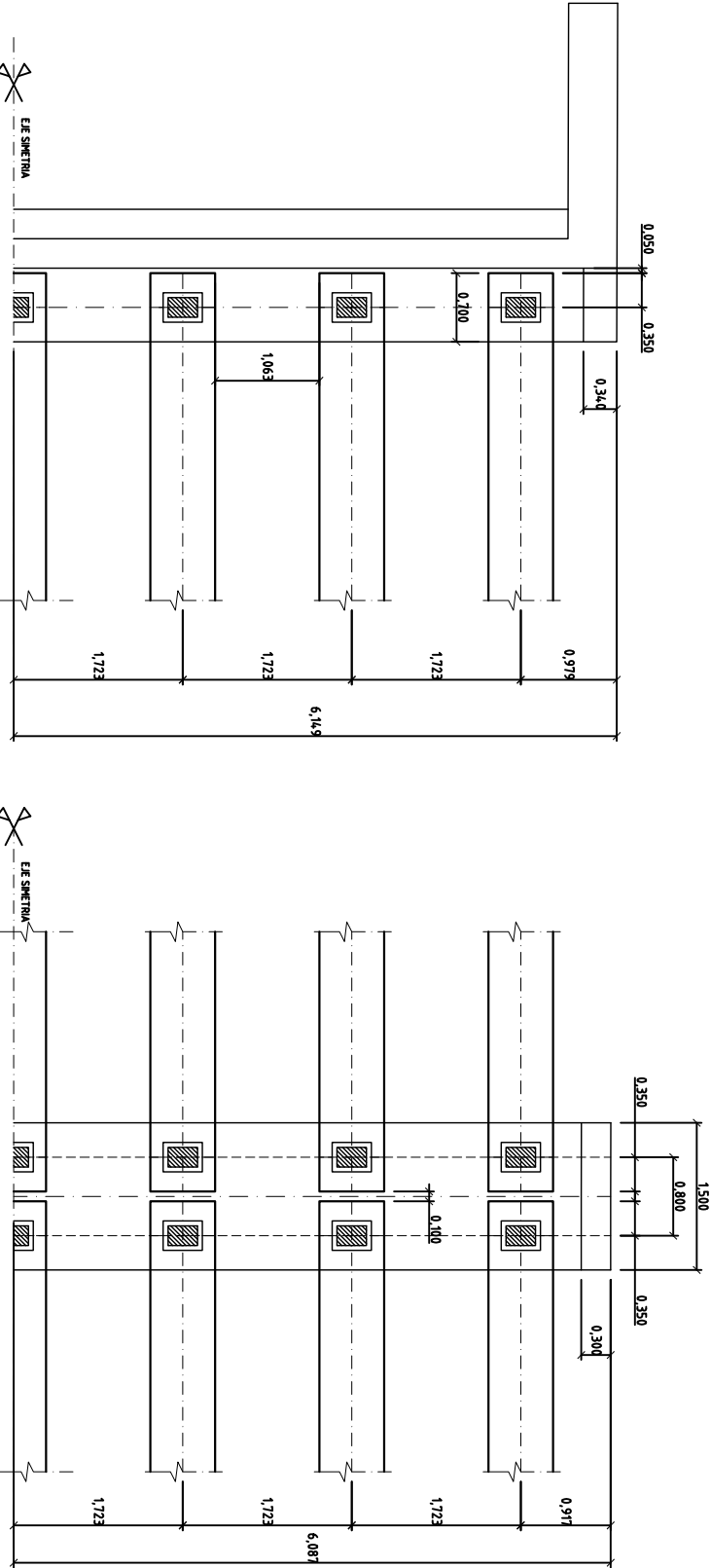
Pila 1

Pila 2



REPLANTEO DE VIGAS PLANTA

ESCALA 1 : 15



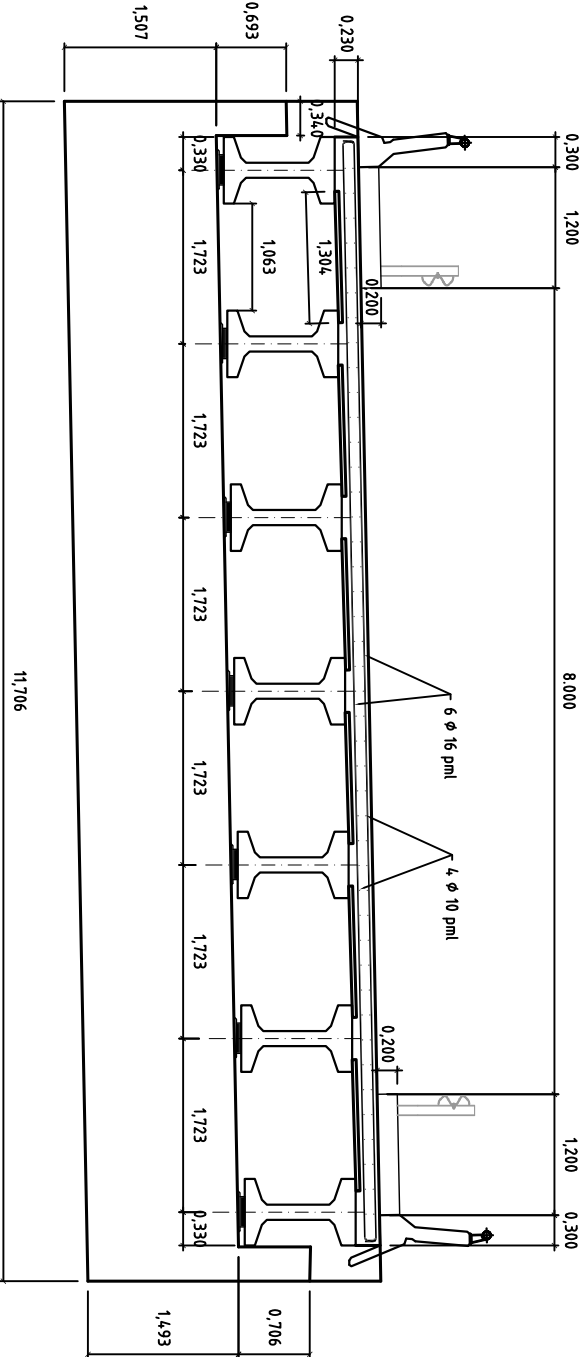
REPLANTEO DE VIGAS EN ESTRIBO

ESCALA 1 : 7.5

REPLANTEO DE VIGAS EN PILA

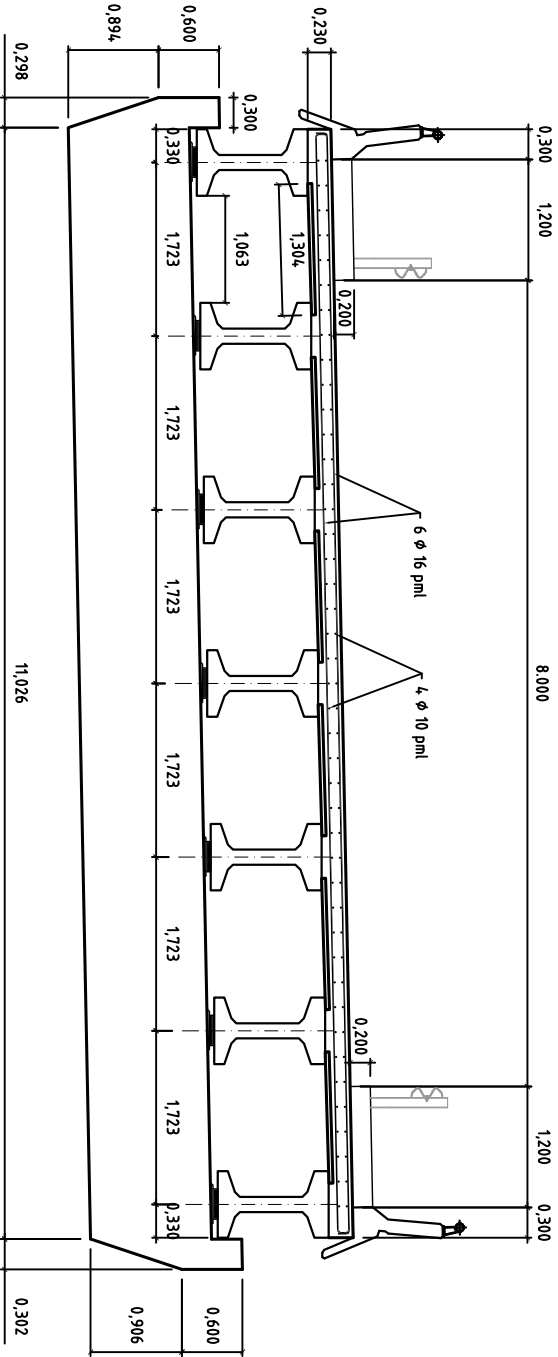
ESCALA 1 : 7.5

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	14/7/16	MIRIAM BENEDICTO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REPLANTEO DE VIGAS			Nº PLANO
INDICADAS				7 - 11
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



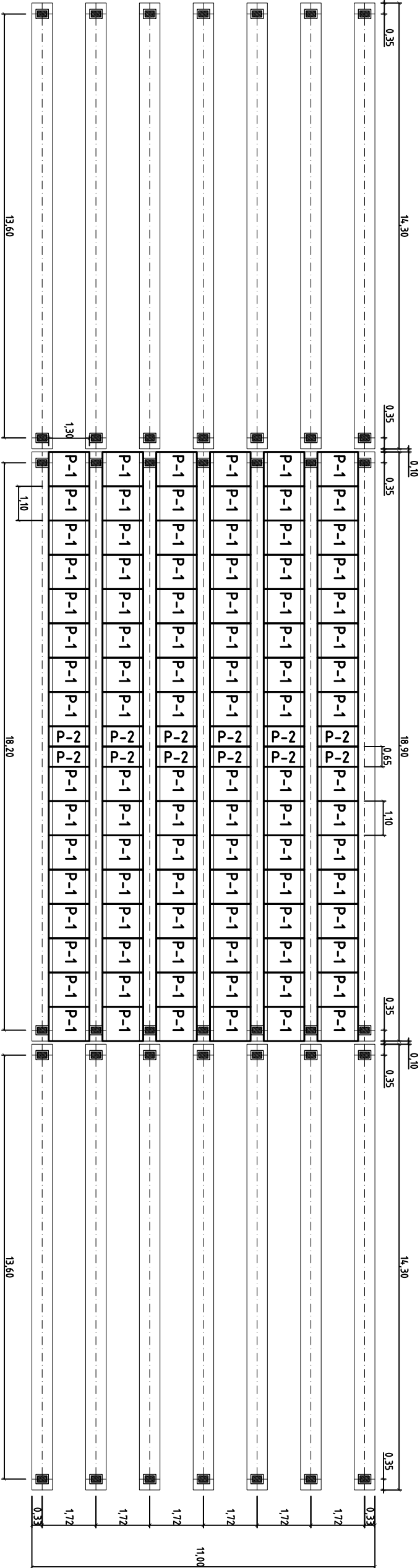
SECCION TRANSVERSAL POR ESTRIBO

ESCALA 1 : 75



SECCION TRANSVERSAL POR PILA

ESCALA 1 : 75

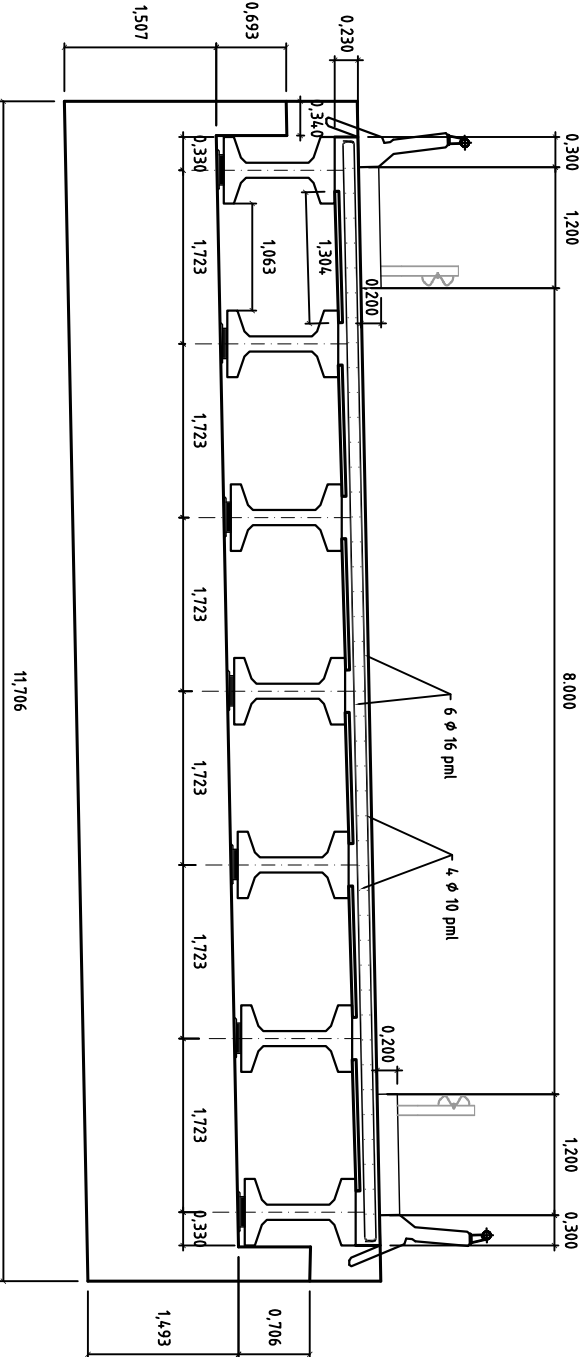


REPLANTEO DE PRELOSAS

ESCALA 1 : 150

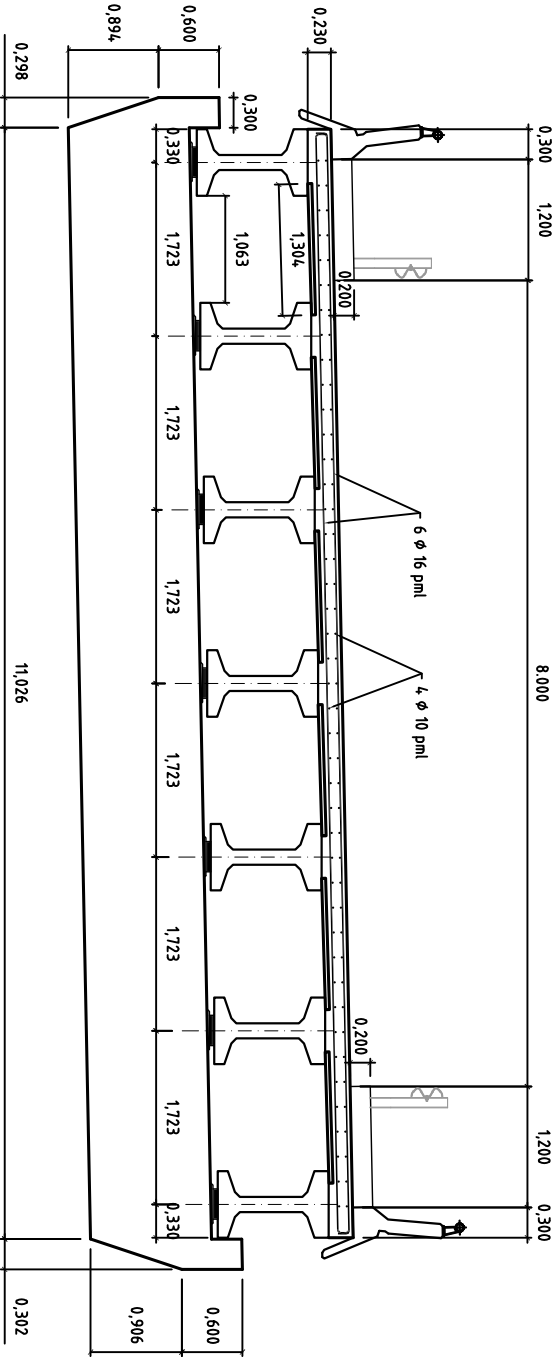
PLACA	UNIDADES	LARGO	ANCHO	ESPESOR
P-1	96	1.30	1.10	0.04
P-2	12	1.30	0.65	0.04

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	14/7/16	MIRIAM BENEDICTO		
COMPROBADO				
ESCALA:				SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO Y REPLANTEO DE PRELOSAS VANO CENTRAL
INDICADAS				
				Nº PLANO
				8-11
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



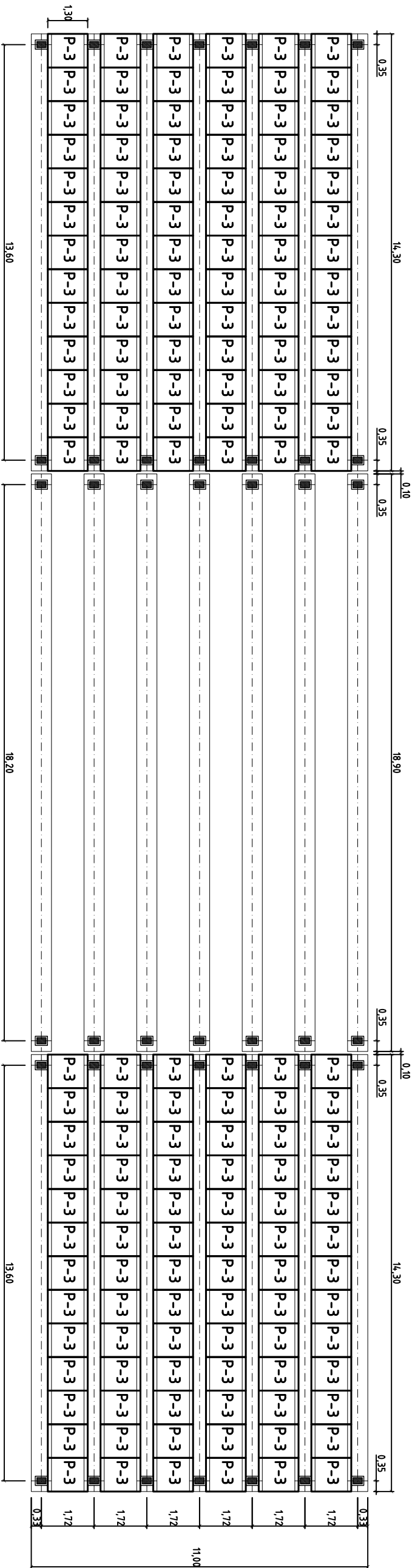
SECCION TRANSVERSAL POR ESTRIBO

ESCALA 1 : 75



SECCION TRANSVERSAL POR PILA

ESCALA 1 : 75

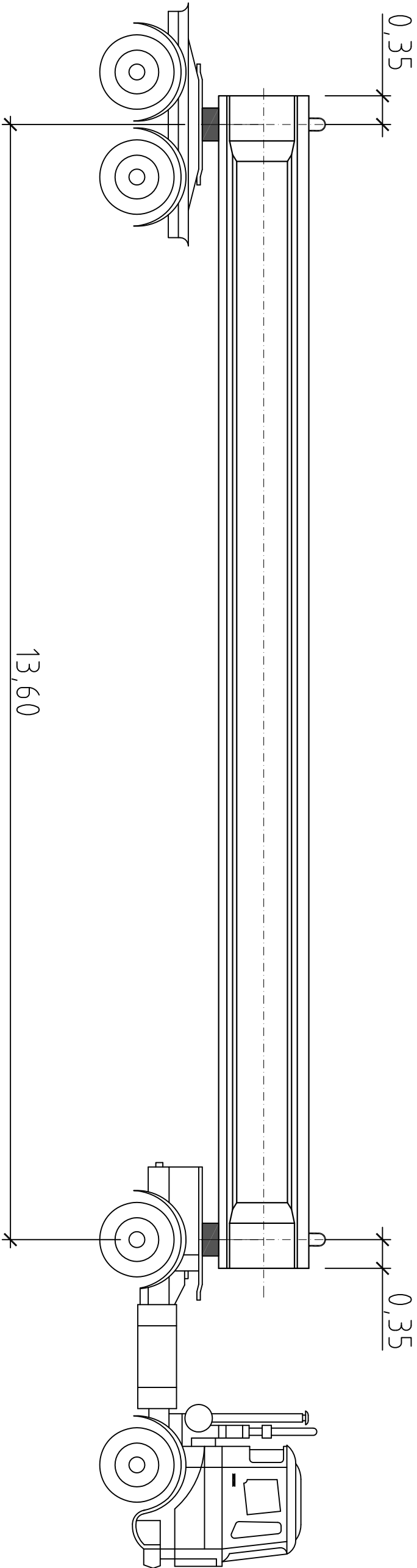


REPLANTEO DE PRELOSAS

ESCALA 1 : 150

PLACA	UNIDADES	LARGO	ANCHO	ESPESOR
P-3	156	1.30	1.10	0.04

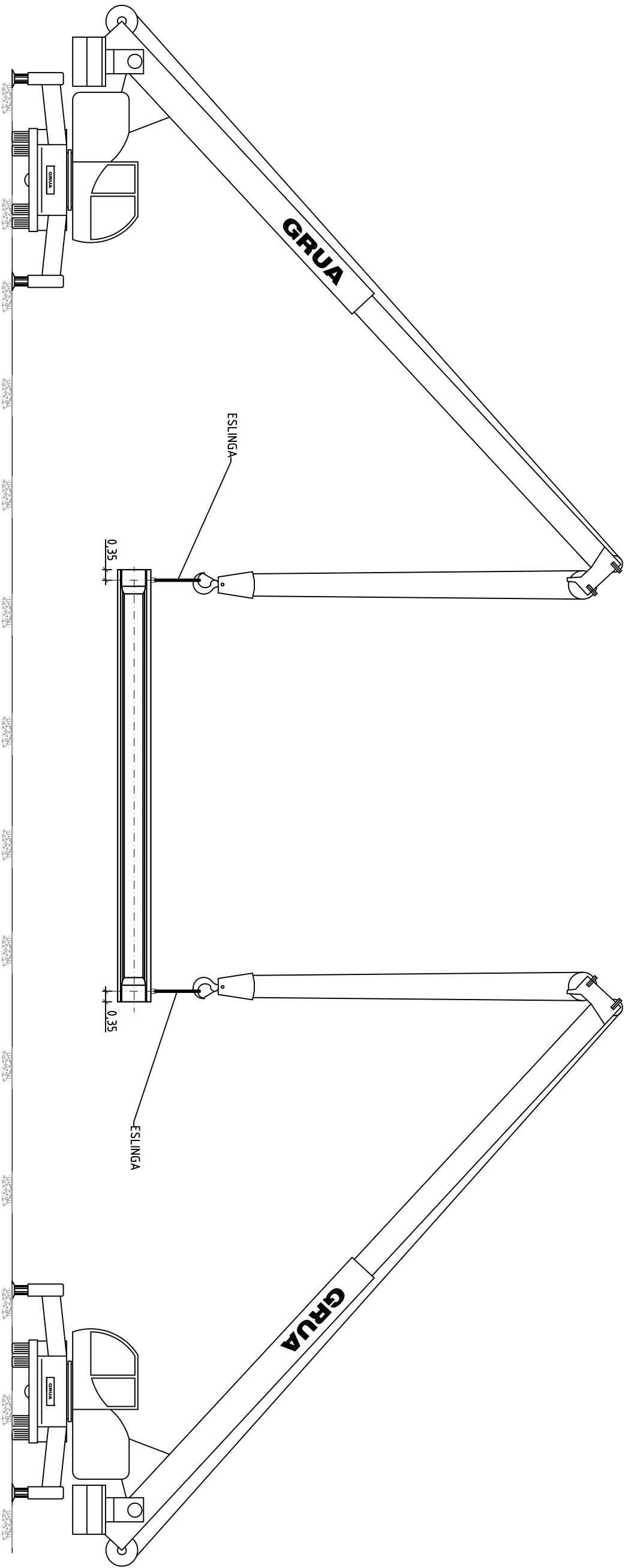
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO	14/7/16	MIRIAM BENEDICTO			
COMPROBADO					
ESCALA:				SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO Y REPLANTEO DE PRELOSAS VANOS LATERALES	
INDICADAS					
				Nº PLANO	9-11
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	



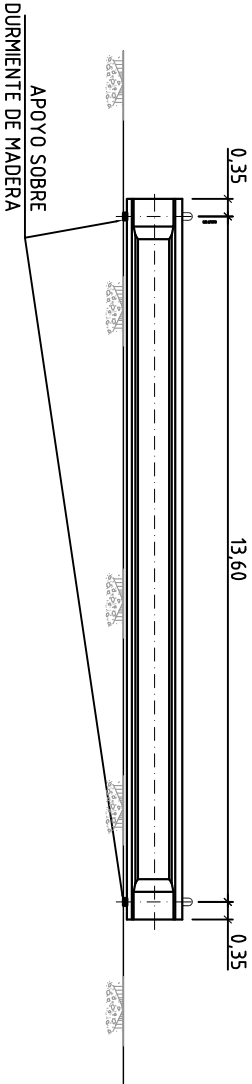
DETALLE DE TRANSPORTE

- NOTAS:
- EL TRANSPORTE SE REALIZARÁ CON CAMIÓN DOLLY
 - LOS EJES DE LOS APOYOS ESTARÁN SITUADOS, AL IGUAL QUE LAS ESLINGAS, A 0,35m DE LOS EXTREMOS DE LA VIGA

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	27/7/16	MIRIAM BENEDICTO		
COMPROBADO				
ESCALA:	TRANSPORTE DE VIGAS			Nº PLANO
SIN ESCALA				10-11
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



DETALLE DE ELEVACIÓN



DETALLE DE ACOPIO

NOTAS:

- LOS DURMIENTES DE APOYO SERÁN DE MADERA.
- LA DISTANCIA DE GANCHO DE ELEVACIÓN AL EXTREMO DE LA VIGA ES DE 0,35 m COINCIDENTE CON LOS EJES DE APOYO DE LA VIGA EN SU SITUACIÓN FINAL.
- LA ELEVACIÓN SE REALIZARÁ CON DOS GRÚAS.

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	27/7/16	MIRIAM BENEDICTO		
COMPROBADO				
ESCALA:	ACOPIO Y ELEVACIÓN DE VIGAS			Nº PLANO
				11-11
SIN ESCALA				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

10 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Manterola Armisén, J y otros, "Puentes" Tomo I. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 2006.
- [2] Manterola Armisén, J y otros, "Puentes" Tomo V. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 2006.
- [3] IAP-11: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (2ª edición). Madrid: Ministerio de Fomento. Gobierno de España (2011).
- [4] EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural. (4ª edición). Madrid: Ministerio de Fomento. Gobierno de España (2010).
- [5] NCSP-07: Norma de Construcción Sismoresistente de puentes. (2ª edición). Madrid: Ministerio de Fomento. Gobierno de España (2008).
- [6] Donaire Ávila, Jesús, "Apuntes de clase". Linares: Escuela Politécnica Superior de Linares, 2016.
- [7] Varona Moya. Fco. B. y otros.: "Apuntes de hormigón armado adaptado a la EHE-08". Escuela politécnica superior - Universidad Alicante, 2012.
- [8] [https://es.wikipedia.org/wiki/San_Fernando_\(Cadiz\)](https://es.wikipedia.org/wiki/San_Fernando_(Cadiz))
- [9] <https://www.google.es/intl/es/earth/>
- [10] <http://gruasalvarez.com/camiones-plumas/>.
- [11] <http://prefabricadoseguro.com/los-5-transportes-para-prefabricado-de-hormigon>
- [12] <http://www.v8-camionesrc.com/t63p45-gondolas-y-transportes-pesados>
- [13] <http://victoryepes.blogs.upv.es/tag/dolly/>
- [14] https://www.google.es/search?q=blog+360gradosenconcreto&client=firefox-b&biw=1366&bih=659&site=webhp&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEWjo3OvXg9POAhUDWhoKHARWCKEQ_AUIBygC&dpr=1#imgrc=CDk6TGR62S2OIM%3A
- [15] https://www.google.es/search?q=estructurando.net&biw=1366&bih=659&source=lnms&tbm=isch&sa=X&sqi=2&ved=0ahUKEwidvLTW0NTOAhXBWhQKHSFMBwAQ_AUIBygC#tbm=isch&q=estructurando.net+iap-11&imgrc=Mhq4cETqqk9IzM%3A