

**UNIVERSIDAD DE JAÉN**  
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

**CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UN  
PUENTE DE CARRETERA DE  
VIGAS ARTESA EN EL TÉRMINO  
MUNICIPAL DE ALCALÁ LA REAL**

**Alumno:** José Luis Díaz López

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

**Junio, 2017**



**UNIVERSIDAD DE JAÉN**  
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

# **CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE DE CARRETERA DE VIGAS ARTESA EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE ALCALÁ LA REAL**

D. FERNANDO SUÁREZ GUERRA, tutor del Trabajo Fin de Grado "CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE DE CARRETERA DE VIGAS ARTESA EN EL TÉRMINO MUNICIPAL DE ALCALÁ LA REAL" que presenta el alumno JOSÉ LUIS DÍAZ LÓPEZ, da su visto bueno para la defensa y evaluación del citado trabajo en la Escuela Politécnica Superior de Linares

Linares, JUNIO de 2017

EL ALUMNO:

EL TUTOR:

**SUAREZ  
GUERRA  
FERNANDO -  
78895168Q**

Firmado digitalmente  
por SUAREZ GUERRA  
FERNANDO -  
78895168Q  
Fecha: 2017.06.19  
12:51:47 +02'00'

## ÍNDICE

|       |                                                                                          |    |
|-------|------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1     | RESUMEN .....                                                                            | 9  |
| 1.1   | Resumen .....                                                                            | 9  |
| 1.2   | Abstrac.....                                                                             | 9  |
| 2     | INTRODUCCIÓN .....                                                                       | 10 |
| 2.1   | Localización de la estructura .....                                                      | 10 |
| 2.2   | Definición del puente.....                                                               | 11 |
| 2.2.1 | Elección del tipo de puente .....                                                        | 11 |
| 2.2.2 | Sección longitudinal .....                                                               | 11 |
| 2.2.3 | Sección transversal.....                                                                 | 12 |
| 3     | OBJETIVOS.....                                                                           | 15 |
| 4     | CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.....                                                       | 17 |
| 4.1   | Elección del modelo analítico para el tablero y definición del mismo.....                | 17 |
| 4.1.1 | Introducción al modelo analítico .....                                                   | 17 |
| 4.1.2 | Tipos de emparrillados y elección del modelo apropiado .....                             | 17 |
| 4.1.3 | Definición del modelo de emparrillado para el vano central.....                          | 21 |
| 4.2   | Cargas aplicables a la estructura e introducción en el modelo analítico del tablero..... | 29 |
| 4.2.1 | Cargas según IAP-11.....                                                                 | 29 |
| 4.2.2 | Cargas introducidas en el modelo .....                                                   | 30 |
| 4.3   | Combinaciones de carga.....                                                              | 46 |
| 4.4   | Obtención de resultados y comprobaciones para el ELS de flecha .....                     | 51 |
| 4.5   | Dimensionamiento del armado de las vigas .....                                           | 52 |
| 4.5.1 | Dimensionamiento de la armadura longitudinal.....                                        | 52 |
| 4.5.2 | Dimensionamiento de la armadura transversal .....                                        | 66 |
| 4.6   | Armado de la losa de compresión .....                                                    | 80 |
| 4.7   | Resumen de las cuantías de armado obtenidas y armado dispuesto con ellas.....            | 82 |
| 5     | CÁLCULO DE LA SUBESTRUCTURA .....                                                        | 85 |

|       |                                                                                                    |     |
|-------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.1   | Introducción .....                                                                                 | 85  |
| 5.2   | Obtención de las reacciones en los apoyos del tablero y esfuerzos en el arranque de las pilas..... | 86  |
| 5.3   | Dimensionamiento del armado de la pilas.....                                                       | 89  |
| 5.3.1 | Armadura longitudinal.....                                                                         | 89  |
| 5.3.2 | Armado transversal.....                                                                            | 91  |
| 5.4   | Dimensionamiento del estribo .....                                                                 | 96  |
| 5.4.1 | Armadura principal.....                                                                            | 96  |
| 5.4.2 | Armadura secundaria.....                                                                           | 99  |
| 5.5   | Comprobación sismorresistente .....                                                                | 101 |
| 5.5.1 | Cálculo de fuerzas estáticas equivalentes.....                                                     | 101 |
| 5.5.2 | Comprobación de la subestructura.....                                                              | 114 |
| 6     | ANEXO 1: DIMENSIONAMIENTO DE VANOS EXTREMOS .....                                                  | 119 |
| 6.1   | Definición del modelo de emparrillado para el vano central.....                                    | 119 |
| 6.1.1 | Definición de apoyos.....                                                                          | 119 |
| 6.1.2 | Barras longitudinales.....                                                                         | 120 |
| 6.1.3 | Barras transversales .....                                                                         | 124 |
| 6.2   | Cargas aplicables a la estructura e introducción en el modelo analítico del tablero.....           | 127 |
| 6.2.1 | Cargas según IAP-11.....                                                                           | 127 |
| 6.2.2 | Cargas introducidas en el modelo.....                                                              | 128 |
| 6.3   | Combinaciones de carga.....                                                                        | 145 |
| 6.4   | Obtención de resultados y comprobaciones para el ELS de flecha .....                               | 149 |
| 6.5   | Dimensionamiento del armado de las vigas .....                                                     | 151 |
| 6.5.1 | Dimensionamiento de la armadura longitudinal.....                                                  | 151 |
| 6.5.2 | Dimensionamiento de la armadura transversal .....                                                  | 165 |
| 6.6   | Armado de la losa de compresión .....                                                              | 179 |
| 6.7   | Resumen de las cuantías de armado obtenidas y armado dispuesto con ellas.....                      | 180 |

|    |                                                                         |     |
|----|-------------------------------------------------------------------------|-----|
| 7  | ANEXO 2: DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURAS ACTIVAS. HOJA DE CÁLCULO..... | 183 |
| 8  | ANEXO 3: DIMENSIONAMIENTO DE LAS PILAS. HOJA DE CÁLCULO....             | 188 |
| 9  | ANEXO 4: COMPROBACIÓN SÍSMICA DE LAS PILAS. HOJA DE CÁLCULO.....        | 198 |
| 10 | PLANOS.....                                                             | 208 |
| 11 | BIBLIOGRAFÍA.....                                                       | 219 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                                         |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| FIGURA 2.1 LOCALIZACIÓN DE ALCALÁ [6] .....                                                             | 10 |
| FIGURA 2.2 LOCALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA [6].....                                                       | 10 |
| FIGURA 2.3 ESQUEMA LONGITUDINAL DEL TRAZADO DEL PUENTE .....                                            | 11 |
| FIGURA 2.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA ARTESA.....                                                   | 13 |
| FIGURA 2.5 MODELO PARA EL CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DE LAS VIGAS ARTESA .....                            | 14 |
| FIGURA 2.6 SEPARACIÓN DE LAS VIGAS ARTESA EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE .....                    | 14 |
| FIGURA 4.1 EMPARRILLADO TIPO 1 [2] .....                                                                | 18 |
| FIGURA 4.2 EMPARRILLADO TIPO 2 [2] .....                                                                | 19 |
| FIGURA 4.3 EMPARRILLADO TIPO 3 [2] .....                                                                | 19 |
| FIGURA 4.4 EMPARRILLADO TIPO 4 [2] .....                                                                | 20 |
| FIGURA 4.5 MODELO DE EMPARRILLADO PARA EL ESTUDIO VANO CENTRAL 17,4 M.....                              | 21 |
| FIGURA 4.6 DEFINICIÓN DE APOYO “COMIENZO” .....                                                         | 22 |
| FIGURA 4.7 DEFINICIÓN DEL APOYO "FIN" .....                                                             | 22 |
| FIGURA 4.8 SECCIÓN HOMOGENEIZADA.....                                                                   | 23 |
| FIGURA 4.9 DETALLE CÉLULA DE TORSIÓN .....                                                              | 24 |
| FIGURA 4.10 BARRAS LONGITUDINALES EN ROBOT .....                                                        | 25 |
| FIGURA 4.11 PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS BARRAS LONGITUDINALES .....                                      | 26 |
| FIGURA 4.12 SECCIÓN DE LOSA PARA BARRAS EN LOS EXTREMOS.....                                            | 26 |
| FIGURA 4.13 SECCIÓN DE LOSA PARA BARRAS EN EL CENTRO.....                                               | 27 |
| FIGURA 4.14 BARRAS TRANSVERSALES DE CENTRO EN ROBOT .....                                               | 28 |
| FIGURA 4.14 BARRAS TRANSVERSALES EXTREMOS EN ROBOT.....                                                 | 28 |
| FIGURA 4.15 PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS BARRAS TRANSVERSALES .....                                       | 28 |
| FIGURA 4.16 REPRESENTACIÓN DEL PESO PROPIO EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....                               | 31 |
| FIGURA 4.17 DETALLE DE LA IMPOSTA.....                                                                  | 32 |
| FIGURA 4.18 REPRESENTACIÓN DE LAS CARGAS MUERTAS EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....                         | 32 |
| FIGURA 4.19 ZONAS CLIMÁTICAS DE INVIERNO [5] .....                                                      | 33 |
| FIGURA 4.20 REPRESENTACIÓN DE LA CARGA DE NIEVE EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....                          | 34 |
| FIGURA 4.21 MAPA DE ISOTACAS PARA LA OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO [5] .....              | 36 |
| FIGURA 4.22 REPRESENTACIÓN DE LA CARGA DE VIENTO EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO .....                        | 40 |
| FIGURA 4.23 CASO 1 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                       | 41 |
| FIGURA 4.24 CASO 2 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                       | 41 |
| FIGURA 4.25 CASO 3 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                       | 42 |
| FIGURA 4.26 CASO 4 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                       | 42 |
| FIGURA 4.27 CASO 5 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                       | 42 |
| FIGURA 4.28 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 1 ..... | 43 |
| FIGURA 4.29 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 2 ..... | 44 |
| FIGURA 4.30 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 3 ..... | 44 |

|                                                                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| FIGURA 4.31 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 4 .....                                         | 44 |
| FIGURA 4.32 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 5 .....                                         | 44 |
| FIGURA 4.33 DEFINICIÓN DE LOS CARROS EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO .....                                                                            | 45 |
| FIGURA 4.34 RECORRIDO DEL TREN DE CARGAS DEL CASO 1.....                                                                                        | 45 |
| FIGURA 4.35 REPRESENTACIÓN DE LA CARGA DE FRENADO Y ARRANQUE EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO .....                                                    | 46 |
| FIGURA 4.36 DEFINICIÓN DE COEFICIENTES PARCIALES, FACTORES DE SIMULTANEIDAD Y COMBINACIONES EN EL PROGRAMA DE<br>CÁLCULO .....                  | 49 |
| FIGURA 4.36-A SELECCIÓN DE COMBINACIONES.....                                                                                                   | 50 |
| FIGURA 4.36-B RELACIONES DE CONCOMITANCIA ENTRE LOS CASO DE CARGA EN ROBOT .....                                                                | 50 |
| FIGURA 4.37 VISUALIZACIÓN DE LAS LEYES DE MOMENTO Y CORTANTE SOBRE EL MODELO COMPLETO PARA EL CASO DE CARGA<br>PESO PROPIO.....                 | 51 |
| FIGURA 4.38 VISUALIZACIÓN DE LAS LEYES DE MOMENTO, CORTANTE Y TORSOR DE LA BARRA LONGITUDINAL 1 PARA LA<br>ENVOLVENTE DE POSITIVOS DE ELU ..... | 51 |
| FIGURA 4.39 VISTA LATERAL DE LA DEFORMADA DEL MODELO ANALÍTICO.....                                                                             | 52 |
| FIGURA 4.40 VISTA EN 3D DE LA DEFORMADA DEL MODELO ANALÍTICO .....                                                                              | 52 |
| FIGURA 4.41 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA VANO CENTRAL Y DISPOSICIÓN DE ARMADURA ACTIVA.....                                                         | 55 |
| FIGURA 4.42 SECCIÓN NETA.....                                                                                                                   | 58 |
| FIGURA 4.43 SECCIÓN HOMOGENIZADA .....                                                                                                          | 59 |
| FIGURA 4.44 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA .....                                                                                               | 59 |
| FIGURA 4.45 ENTRADA DE DATOS PROGRAMA DE MATLAB .....                                                                                           | 62 |
| FIGURA 4.46 GRÁFICA MOMENTO-AXIL RESISTENTE DE LA SECCIÓN CON 30 CORDONES DE PRETENSADO.....                                                    | 63 |
| FIGURA 4.47-A LEY DE MOMENTOS DE LA VIGA MÁS SOLICITADA Y CORTES DE ENFUNDADO .....                                                             | 65 |
| FIGURA 4.47-B DEFINICIÓN DE LOS CORTES DE ENFUNDADO PARA LA LEY DE MOMENTOS DE LA VIGA MÁS SOLICITADA<br>RETRANQUEADA UN CANTO ÚTIL.....        | 65 |
| FIGURA 4.48 LEY DE CORTANTES, OBTENIDA DERIVANDO LA LEY DE MOMENTOS DE LA ENVOLVENTE DE LAS COMBINACIONES DE<br>ELU. ....                       | 67 |
| FIGURA 4.49 SECCIÓN GENÉRICA CON LOS PARÁMETROS NECESARIOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS FRENTE A<br>ESFUERZO TORSOR. [4] .....     | 74 |
| FIGURA 4.50 SECCIONES PARA EL CÁLCULO DE TENSIONES RASANTES Y MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES FORMADO EN CADA UNA<br>DE LAS SECCIONES. ....        | 77 |
| FIGURA 4.51 LEY DE MOMENTOS DE LA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES EN ELU PARA UNA BARRA DE CENTRO DE 1 METRO DE<br>LONGITUD. ....                   | 80 |
| FIGURA 4.52 ESQUEMA DE ARMADO DE LA ARMADURA.....                                                                                               | 82 |
| FIGURA 5.1 VISTA EN ALZADO DEL PUENTE Y DISPOSICIÓN DE LA SUBESTRUCTURA.....                                                                    | 85 |
| FIGURA 5.2 VISTA EN PLANTA DEL PUENTE Y DISPOSICIÓN DE LA SUBESTRUCTURA .....                                                                   | 85 |
| FIGURA 5.3 REACCIONES VERTICALES PROVOCADOS POR EL PESO PROPIO. ....                                                                            | 86 |
| FIGURA 5.4 MODELO DE BIELAS Y TIRANTES EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....                                                                           | 97 |
| FIGURA 5.5 CARGAS INTRODUCIDAS EN EL MODELO .....                                                                                               | 98 |

|                                                                                                                                                         |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| FIGURA 5.6 ESFUERZOS SOBRE LAS BARRAS DEL MODELO DE BIELAS Y TIRANTES .....                                                                             | 98  |
| FIGURA 5.7 MODELO DE OSCILADOR DEL PUENTE .....                                                                                                         | 101 |
| FIGURA 5.8 MODELO DE MASA ÚNICA.....                                                                                                                    | 103 |
| FIGURA 5.9 MODELO DE MASA ÚNICA Y RIGIDECES EQUIVALENTES.....                                                                                           | 103 |
| FIGURA 5.10 SISTEMA OSCILADOR SIMPLE Y LINEAL.....                                                                                                      | 104 |
| FIGURA 5.11 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL NEOPRENO [10].....                                                                                                | 105 |
| FIGURA 5.12 CARACTERÍSTICAS DEL NEOPRENO [10] .....                                                                                                     | 105 |
| FIGURA 5.13 EXTRACTO DEL LISTADO DEL ANEJO 1 DE LA NSCP-07 DONDE APARECE LA ACELERACIÓN BÁSICA PARA EL TÉRMINO<br>MUNICIPAL DE ALCALÁ LA REAL [8] ..... | 109 |
| FIGURA 5.14 ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIONES PARA UN ÍNDICE DE AMORTIGUAMIENTO $\Xi=5\%$ [8].....                                                 | 110 |
| FIGURA 5.15 MODELO DE CÁLCULO DEL ESTRIBO CON CARGAS FRETE COMBINACIÓN SÍSMICA .....                                                                    | 118 |
| FIGURA 5.16 ESFUERZOS SOBRE LAS BARRAS PARA COMBINACIÓN SÍSMICA.....                                                                                    | 118 |
| FIGURA 6.1 DEFINICIÓN DE APOYO “COMIENZO” .....                                                                                                         | 119 |
| FIGURA 6.2 DEFINICIÓN DEL APOYO "FIN" .....                                                                                                             | 120 |
| FIGURA 6.3 SECCIÓN HOMOGENEIZADA.....                                                                                                                   | 121 |
| FIGURA 6.4 DETALLE CÉLULA DE TORSIÓN .....                                                                                                              | 122 |
| FIGURA 6.5 BARRAS LONGITUDINALES EN ROBOT .....                                                                                                         | 123 |
| FIGURA 6.6 PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS BARRAS LONGITUDINALES .....                                                                                       | 124 |
| FIGURA 6.7 SECCIÓN DE LOSA PARA BARRAS EN LOS EXTREMOS .....                                                                                            | 124 |
| FIGURA 6.8 SECCIÓN DE LOSA PARA BARRAS EN EL CENTRO.....                                                                                                | 125 |
| FIGURA 6.9 BARRAS TRANSVERSALES DE CENTRO EN ROBOT .....                                                                                                | 126 |
| FIGURA 6.9 BARRAS TRANSVERSALES EXTREMOS EN ROBOT.....                                                                                                  | 126 |
| FIGURA 6.11 PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS BARRAS TRANSVERSALES .....                                                                                       | 126 |
| FIGURA 6.12 REPRESENTACIÓN DEL PESO PROPIO EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....                                                                               | 129 |
| FIGURA 6.13 DETALLE DE LA IMPOSTA.....                                                                                                                  | 130 |
| FIGURA 6.14 REPRESENTACIÓN DE LAS CARGAS MUERTAS EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....                                                                         | 130 |
| FIGURA 6.15 ZONAS CLIMÁTICAS DE INVIERNO [5] .....                                                                                                      | 131 |
| FIGURA 6.16 REPRESENTACIÓN DE LA CARGA DE NIEVE EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....                                                                          | 132 |
| FIGURA 6.17 MAPA DE ISOTACAS PARA LA OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO [5] .....                                                              | 134 |
| FIGURA 6.18 REPRESENTACIÓN DE LA CARGA DE VIENTO EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO .....                                                                        | 138 |
| FIGURA 6.19 CASO 1 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                                                                       | 139 |
| FIGURA 6.20 CASO 2 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                                                                       | 140 |
| FIGURA 6.21 CASO 3 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                                                                       | 140 |
| FIGURA 6.22 CASO 4 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                                                                       | 140 |
| FIGURA 6.27 CASO 5 DE LOS CARRILES VIRTUALES.....                                                                                                       | 141 |
| FIGURA 6.24 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 1 .....                                                 | 142 |
| FIGURA 6.25 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 2 .....                                                 | 142 |
| FIGURA 6.26 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 3 .....                                                 | 142 |



|                                                                                                                                                 |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| FIGURA 6.27 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 4.....                                          | 143 |
| FIGURA 6.28 REPRESENTACIÓN EN VISTA FRONTAL DE LAS CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EL CASO 5 .....                                         | 143 |
| FIGURA 6.29 DEFINICIÓN DE LOS CARROS EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO .....                                                                            | 143 |
| FIGURA 6.30 RECORRIDO DEL TREN DE CARGAS DEL CASO 1.....                                                                                        | 144 |
| FIGURA 6.31 REPRESENTACIÓN DE LA CARGA DE FRENADO Y ARRANQUE EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO .....                                                    | 144 |
| FIGURA 6.32 DEFINICIÓN DE COEFICIENTES PARCIALES, FACTORES DE SIMULTANEIDAD Y COMBINACIONES EN EL PROGRAMA DE<br>CÁLCULO .....                  | 148 |
| FIGURA 6.32-A SELECCIÓN DE COMBINACIONES.....                                                                                                   | 148 |
| FIGURA 6.32-B RELACIONES DE CONCOMITANCIA ENTRE LOS CASO DE CARGA EN ROBOT .....                                                                | 149 |
| FIGURA 6.33 VISUALIZACIÓN DE LAS LEYES DE MOMENTO Y CORTANTE SOBRE EL MODELO COMPLETO PARA EL CASO DE CARGA<br>PESO PROPIO.....                 | 150 |
| FIGURA 6.34 VISUALIZACIÓN DE LAS LEYES DE MOMENTO, CORTANTE Y TORSOR DE LA BARRA LONGITUDINAL 1 PARA LA<br>ENVOLVENTE DE POSITIVOS DE ELU ..... | 150 |
| FIGURA 6.35 VISTA LATERAL DE LA DEFORMADA DEL MODELO ANALÍTICO.....                                                                             | 150 |
| FIGURA 6.36 VISTA EN 3D DE LA DEFORMADA DEL MODELO ANALÍTICO .....                                                                              | 151 |
| FIGURA 6.37 SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA VANOS EXTREMOS Y DISPOSICIÓN DE ARMADURA ACTIVA .....                                                      | 153 |
| FIGURA 6.38 SECCIÓN NETA.....                                                                                                                   | 157 |
| FIGURA 6.39 SECCIÓN HOMOGENIZADA .....                                                                                                          | 158 |
| FIGURA 6.40 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA .....                                                                                               | 158 |
| FIGURA 6.41 ENTRADA DE DATOS PROGRAMA DE MATLAB .....                                                                                           | 161 |
| FIGURA 6.42 GRÁFICA MOMENTO-AXIL RESISTENTE DE LA SECCIÓN CON 24 CORDONES DE PRETENSADO.....                                                    | 162 |
| FIGURA 6.43-A LEY DE MOMENTOS DE LA VIGA MÁS SOLICITADA Y CORTES DE ENFUNDADO .....                                                             | 164 |
| FIGURA 6.43-B DEFINICIÓN DE LOS CORTES DE ENFUNDADO PARA LA LEY DE MOMENTOS DE LA VIGA MÁS SOLICITADA<br>RETRANQUEADA UN CANTO ÚTIL.....        | 165 |
| FIGURA 6.44 LEY DE CORTANTES, OBTENIDA DERIVANDO LA LEY DE MOMENTOS DE LA ENVOLVENTE DE LAS COMBINACIONES DE<br>ELU. ....                       | 166 |
| FIGURA 6.45 SECCIÓN GENÉRICA CON LOS PARÁMETROS NECESARIOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS FRENTE A<br>ESFUERZO TORSOR. [4] .....     | 173 |
| FIGURA 6.46 SECCIONES PARA EL CÁLCULO DE TENSIONES RASANTES Y MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES FORMADO EN CADA UNA<br>DE LAS SECCIONES. ....        | 177 |
| FIGURA 6.47 ESQUEMA DE ARMADO DE LA ARMADURA.....                                                                                               | 180 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                                                                                                  |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| TABLA 4.1 PESOS ESPECÍFICOS DE DIVERSOS MATERIALES $[\text{kN}/\text{m}^3]$ [5] .....                                            | 30  |
| TABLA 4.2 SOBRECARGA CARACTERÍSTICA DE NIEVE SEGÚN ZONA CLIMÁTICA DE INVIERNO, $S_k [\text{kN}/\text{m}^2]$ [5] .....            | 33  |
| TABLA 4.3 COEFICIENTES $K_R$ , $Z_0$ Y $Z_{\text{MIN}}$ SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO [5] .....                                       | 37  |
| TABLA 4.4 COEFICIENTE A SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO [5] .....                                                                       | 39  |
| TABLA 4.5 DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES [5].....                                                                          | 40  |
| TABLA 4.6 VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO [5] .....                                                                 | 43  |
| TABLA 4.7 FACTORES DE SIMULTANEIDAD $\psi$ [5] .....                                                                             | 47  |
| TABLA 4.8 COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES $\gamma$ , PARA ELU [5] .....                                                 | 48  |
| TABLA 4.9 COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES $\gamma$ , PARA ELS [5] .....                                                 | 48  |
| TABLA 4.10 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA LAS ACCIONES PARA LA EVALUACIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO [4].....       | 53  |
| TABLA 4.11 EVOLUCIÓN DE LAS TENSIONES EN EL PROCESO DE FABRICACIÓN, COLOCACIÓN Y PUESTA EN OBRA DE LAS SECCIONES A ANALIZAR..... | 61  |
| TABLA 4.12 CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS, EN TANTO POR 1000, REFERIDAS A LA SECCIÓN TOTAL DE HORMIGÓN [4] .....                   | 63  |
| TABLA 5.1 COEFICIENTES DE TERRENO [8].....                                                                                       | 108 |
| TABLA 5.2 VALORES RECOMENDADOS PARA EL ÍNDICE DE AMORTIGUAMIENTO (EN PORCENTAJE) [8] .....                                       | 110 |
| TABLA 5.3 VALORES DEL PERIODO QUE LIMITAN EL ESPECTRO (EN SEGUNDOS).....                                                         | 110 |
| TABLA 6.1 PESOS ESPECÍFICOS DE DIVERSOS MATERIALES $[\text{kN}/\text{m}^3]$ [5] .....                                            | 128 |
| TABLA 6.2 SOBRECARGA CARACTERÍSTICA DE NIEVE SEGÚN ZONA CLIMÁTICA DE INVIERNO, $S_k [\text{kN}/\text{m}^2]$ [5] .....            | 131 |
| TABLA 6.3 COEFICIENTES $K_R$ , $Z_0$ Y $Z_{\text{MIN}}$ SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO [5] .....                                       | 135 |
| TABLA 6.4 COEFICIENTE A SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO [5] .....                                                                       | 137 |
| TABLA 6.5 DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES [5].....                                                                          | 139 |
| TABLA 6.6 VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO [5] .....                                                                 | 141 |
| TABLA 6.7 FACTORES DE SIMULTANEIDAD $\psi$ [5] .....                                                                             | 146 |
| TABLA 6.8 COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES $\gamma$ , PARA ELU [5] .....                                                 | 146 |
| TABLA 6.9 COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES $\gamma$ , PARA ELS [5] .....                                                 | 147 |
| TABLA 6.10 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA LAS ACCIONES PARA LA EVALUACIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO [4].....       | 152 |
| TABLA 6.11 EVOLUCIÓN DE LAS TENSIONES EN EL PROCESO DE FABRICACIÓN, COLOCACIÓN Y PUESTA EN OBRA DE LAS SECCIONES A ANALIZAR..... | 161 |
| TABLA 6.12 CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS, EN TANTO POR 1000, REFERIDAS A LA SECCIÓN TOTAL DE HORMIGÓN [4] ....                    | 162 |

# 1 RESUMEN

## 1.1 Resumen

El objeto de este estudio técnico consiste en la proyección y cálculo de un puente carretero de vigas prefabricadas en el término municipal de Alcalá la Real (Jaén) para salvar un nuevo tramo de autovía entre dos polígonos industriales de la localidad y continuar con el trazado de la carretera nacional que cruzará dicha autovía.

El estudio se divide en dos partes:

- Cálculo de la superestructura, conformada por vigas prefabricadas artesa, losa de compresión y capa de rodadura, además de elementos de seguridad como impostas, barandillas, etc. Esto realizará mediante la elaboración de un modelo analítico con su correspondiente análisis en el programa Robot structural Analisis y posterior dimensionamiento y armado de vigas y losa.
- Cálculo de la subestructura, constituida por un estribo en la parte alta del puente, tres líneas de pilas, definiendo el armado de cada elemento y realizando la comprobación sismorresistente correspondiente.

## 1.2 Abstrac

The aim of this study consists of the design and technical definition of a precast concrete road bridge at the municipality of Alcalá la Real (Jaén) to cross the stretch of a new highway between two industrial parks and extend the layout of the national roadway that will cross this highway.

This study is divided into two parts:

- Superstructure: formed by two box girders, a concrete compression slab and the asphalt layer, together with other safety elements, such as side protections. This will be done by an analytical model defined with Robot Structural Analisis and subsequent definition of steel reinforcement.
- Substructure: formed by an abutment at the top part of the bridge and three lines of pillars, defining the reinforcement of each element as well as the structural verification against seismic forces.

## 2 INTRODUCCIÓN

### 2.1 Localización de la estructura

La estructura se sitúa en el término municipal de Alcalá la Real, en la provincia de Jaén, como se puede observar en la Figura 2.1.



*Figura 2.1 Localización de Alcalá [6]*

La necesidad de esta estructura nace de la proyección de un nuevo tramo de autovía que unirá los polígonos industriales “El Chaparral” y “Llanos de Mozuelos” lo que interrumpiría el tráfico de una carretera pasante a través de la futura vía, siendo necesaria la proyección del paso a nivel que atañe a este estudio.

En la Figura 2.2 se puede observar el trazado de la nueva autovía proyectada y donde la línea amarilla representa el trazado en planta del puente proyectado.



*Figura 2.2 Localización de la estructura [6]*

## 2.2 Definición del puente

En los siguientes apartados, se explica la tipología de puente elegida y el porqué de la misma así como también se ilustra con figuras tanto el trazado en sección longitudinal como transversal del puente y los motivos que llevaron a su elección.

### 2.2.1 Elección del tipo de puente

Dada la luz total a salvar, siendo de aproximadamente unos 47 metros, el puente sería considerado de luz corta, por lo cual la mejor opción para la realización de este puente es conformarlo por un tablero de vigas prefabricadas, en este caso serán vigas artesa, cuya elección viene motivada principalmente por motivos académicos puesto que la solución podría ser igual de válida con vigas prefabricadas dobles "T", pero se contempló interesante y apropiado realizar una estructura cuyo mecanismo resistente sea tanto por resistencia a flexión como a torsión, asimismo el tablero del puente se divide en tres vanos simplemente apoyados con el motivo de que las ventajas estructurales que aporta la continuidad del puente en este caso dada la pequeña luz de cada uno de los tres vanos del puente no será compensada por su cuantía económica [2]. Además, en este caso en particular, al ser el tablero del puente una estructura isostática, genera algunas ventajas, como la eliminación de tensiones debidas a cargas laterales y/o térmicas.

En resumen, el puente está formado por un tablero compuesto por tres vanos isostáticos de vigas artesa, prelosas prefabricadas apoyadas sobre las vigas artesa sirviendo de encofrado perdido para la formación de la losa de compresión.

### 2.2.2 Sección longitudinal

Una vez elegida la tipología de puente a proyectar, el siguiente paso fue el trazado de la sección longitudinal de puente. Para poder realizar este trazado hubo que recurrir al archivo en el formato del programa Civil3D para extraer la sección de la autovía en la cual se encaja la solución adoptada.

En la Figura 2.3 se muestra un dibujo esquemático del encaje del puente dentro de la sección de la autovía, a continuación se explica los detalles de este esquema:



Figura 2.3 Esquema Longitudinal del trazado del puente

Como se puede observar en el esquema, las líneas azules representan tanto los taludes como la plataforma de la carretera y la línea negra el trazado natural del terreno así como las líneas verdes emulan tanto los vanos como las vigas del puente de la solución adoptada finalmente y las líneas amarillas el galibo mínimo que debe de respetar el trazado del puente.

La primera opción que se contempló no fue la que se observa en el esquema, ya que esta planteaba un trazado de tres vanos donde el tercer vano comenzando por la izquierda fuera apoyado en la coronación del talud de la derecha. A simple vista podría parecer mejor solución ya que se prescinde del uso de una tercera pila para apoyar el tercer vano y encima la longitud de este es menor, pero eso planteaba ciertos inconvenientes por los cuales se rehusó esta solución, esos inconvenientes eran los siguientes:

- Los tres vanos eran distintos entre sí, lo que dificulta la fabricación de las vigas al tener un mayor número de longitudes. Además al perder simetría, se ve afectada la estética del puente.
- No se cumplía la condición de galibo mínimo impuesto por la instrucción de carreteras, norma 3.1-IC Trazado, en el apartado 7.3.7 "Altura libre"[3], por el cual la altura libre mínima bajo paso superiores medido desde la plataforma debe de ser mayor o igual a 5,30 metros ( representado por el cuadro amarillo dibujado sobre la plataforma ).
- La pendiente era excesiva para un trazado de paso superior, siendo de alrededor de 9%.

Por lo cual con la solución de encaje adoptada, estos inconvenientes se ven solventados, ya que los dos vanos extremos eran iguales y esto facilita el cálculo de la estructura, el galibo mínimo era más que respetado en cualquier punto bajo el puente y la pendiente se redujo considerablemente, hasta un punto aceptable, con el único inconveniente de la necesidad de una tercera pila en el apoyo del tercer vano.

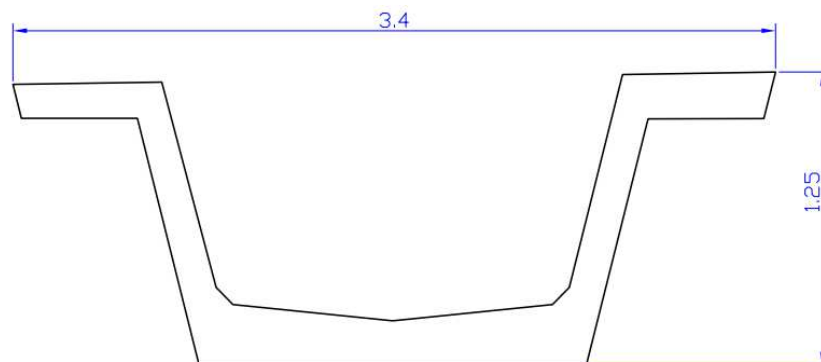
### *2.2.3 Sección transversal*

El último paso para tener perfectamente definido el tablero del puente, es el diseño de la sección transversal de mismo, que se realiza de la siguiente manera:

- Estimación de la losa de compresión.
- Elección de la viga artesana a utilizar.
- Obtención de la separación de las vigas artesana.
- Elección de los elementos auxiliar como impostas, aceras y capa de rodadura ( auxiliar ya que no es elemento estructural )

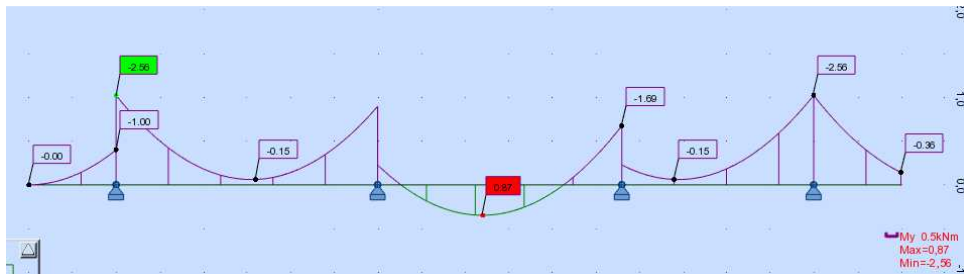
Para la estimación de la losa de compresión se recurre de nuevo a la instrucción 3.1-IC apartado 7.4.2 “obras de paso”[3] en el cual nos indica que el ancho de la plataforma medida entre estribos (sección transversal del puente) para puentes de longitud menor o igual a 100 metros será el ancho de la calzada de la vía que lo cruza (carriles y arcenes), en este caso es una carretera convencional de ancho de carriles 3,5 metros y 1,5 metros los arcenes, por lo cual el ancho de la plataforma será de 10 metros con un espesor de 0,25 metros, obtenido de la experiencia de otras obras similares y utilizado como valor de referencia para losas de compresión. La losa de compresión tendrá un pendiente del 2% la evacuación de aguas de lluvia y/o vertidos provenientes de camiones cisterna.

Para la elección de las vigas artesa, se recurre a la utilización de un diseño ya utilizado de esta creado por una empresa especializada (ya que el diseño de una viga artesa no es objeto de este estudio). El canto de la viga sí fue elegido para el caso siendo este de 1,25 metros aproximación utilizada por la experiencia que después en el cálculo de flecha en el estado límite de servicio se comprobará que es suficiente. La figura 2.4 muestra la sección transversal de la viga.



*Figura 2.4 Sección transversal de la viga Artesa*

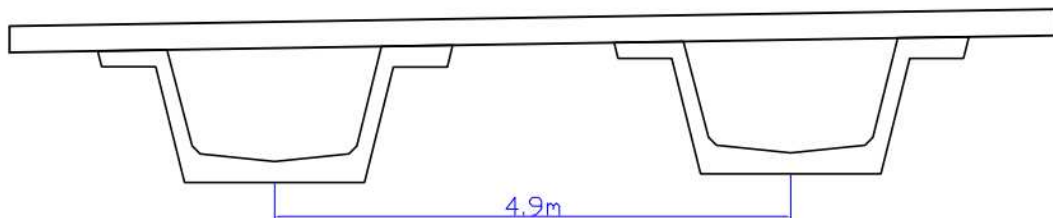
Para estimar la separación de la viga artesa a lo largo de los 10 metros de la losa de compresión se realiza un modelo simple en el programa utilizado para el cálculo del tablero, Robot structural analysis, en el que se introduce una barra de 10 metros con apoyos pareados (simulando las almas de las vigas artesa ) en las cuales estos dos pares de apoyos se fueron moviendo a lo largo de la barra para comprobar las leyes de momentos flectores y elegir la situación en la cual hubiera menos diferencia de momentos entre el positivo y el negativo, el resultado se muestra en la Figura 2.5



*Figura 2.5 Modelo para el cálculo de la separación de las vigas artesas*

Por último, los elementos auxiliares, como las impostas, extraídas de un catálogo, las aceras, que en este proyecto se ha prescindido de ellas al no ser un paso elevado transitable por peatones y la capa de rodadura compuesta por 10 centímetros de mezcla bituminosa.

El resultado del conjunto de la sección transversal es el mostrado en la figura 2.6:



*Figura 2.6 Separación de las vigas artesas en la sección transversal del puente*



### 3 OBJETIVOS

Una vez definidos perfectamente tanto el trazado como la sección del puente, se siguen los siguientes pasos, para el correcto dimensionamiento de la estructura.

- ***Metodología para el cálculo y dimensionamiento de la superestructura.***
  - Elección del modelo analítico a utilizar.
  - Definición de las características de las barras a utilizar en el modelo y definición del propio modelo.
  - Definición de las cargas aplicables al puente e introducción de las mismas en el modelo.
  - Definición de las combinaciones de carga.
  - Obtención de los esfuerzos para ELU y comprobación de flecha en ELS.
  - Dimensionamiento de vigas y losa de compresión.
- ***Metodología para el cálculo y dimensionamiento de la subestructura***
  - Identificar y obtener los esfuerzos que generan las cargas del tablero sobre las pilas y el estribo.
  - Dimensionar el armado para las pilas.
  - Dimensionar el armado del estribo
  - Realizar la comprobación sísmoresistente de la subestructura.

Al término del dimensionamiento de la estructura siguiendo las anteriores metodologías, el presente estudio terminará con la realización de planos necesarios, que serán los siguientes:

- Plano de situación.
- Definición geométrica de las vigas del vano central.
- Definición geométrica de las vigas de los vanos extremos.
- Plano de fabricación de las vigas del vano central.
- Plano de fabricación de las vigas de los vanos extremos
- Replanteo de vigas
- Sección transversal y replanteo de prelosas
- Definición geométrica de la subestructura.
- Plano de fabricación de las pilas
- Plano de fabricación del estribo



## 4 CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

### 4.1 Elección del modelo analítico para el tablero y definición del mismo

#### 4.1.1 Introducción al modelo analítico

Para la elección del modelo de cálculo a utilizar en este estudio técnico, se ha seguido uno de los modelos propuestos por el libro *“Puentes, apuntes para su diseño, cálculo y construcción”* de Javier Manterola Armisen [2]. En su libro, Manterola proporciona dos metodologías para el cálculo general de puentes rectos; El primero sería el “método de los elementos finitos” y el segundo el “método del emparrillado”.

Para este modelo se ha seguido la metodología del emparrillado, que consiste, como se observa a continuación, en la representación de la realidad del puente a un modelo matemático conformado con barras empotradas entre sí teniendo cada una de estas barras unas determinadas características, dependientes de la sección del puente real que estas representen, siendo esta de una complejidad menor pero muy apropiada para los tipos de puentes rectos con sistema de vigas prefabricadas, siendo la respuesta resistente del modelo muy similar a la respuesta real, de ahí el motivo para la elección de esta metodología.

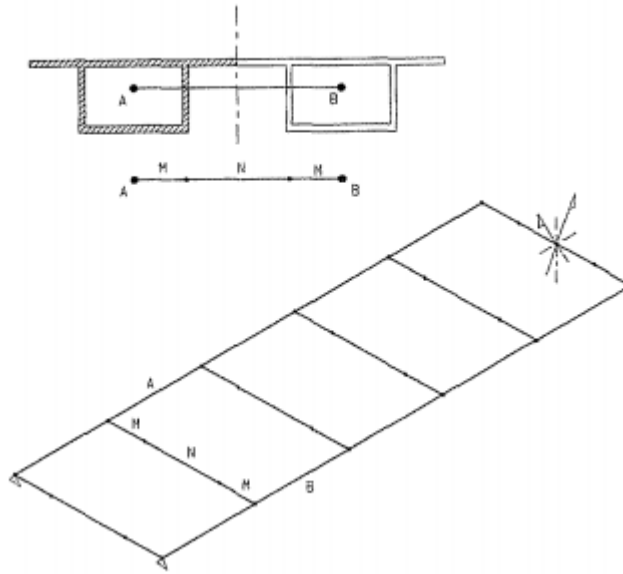
Dentro del método del emparrillado, Manterola distingue los modelos según la tipología de puente recto con vigas prefabricadas, más concretamente para puentes con vigas dobles “T”, puentes de vigas cajón monocelulares o puentes de dos o varias vigas cajón, y para cada uno de estos modelos existen varios tipos de emparrillado según tanto las propiedades de las barras y la parte de puente que estas representen y la espacialidad del modelo ( modelo plano en dos dimensiones o modelo espacial en tres dimensiones)

A continuación se van a presentar los tipos de emparrillados propuestos por Javier Manterola para los puentes de tableros rectos conformados por dos vigas artesa (vigas cajón según la nomenclatura del libro) y la elección para este modelo.

#### 4.1.2 Tipos de emparrillados y elección del modelo apropiado

- **Emparrillado tipo 1**

Consiste en un modelo de emparrillado plano compuesto por dos barras longitudinales que representan las vigas artesa y un tejido de vigas transversales de no menos de 8 barras por vano que emulan a la losa de compresión tal y como se muestra en la Figura 4.1



*Figura 4.1 Emparrillado tipo 1 [2]*

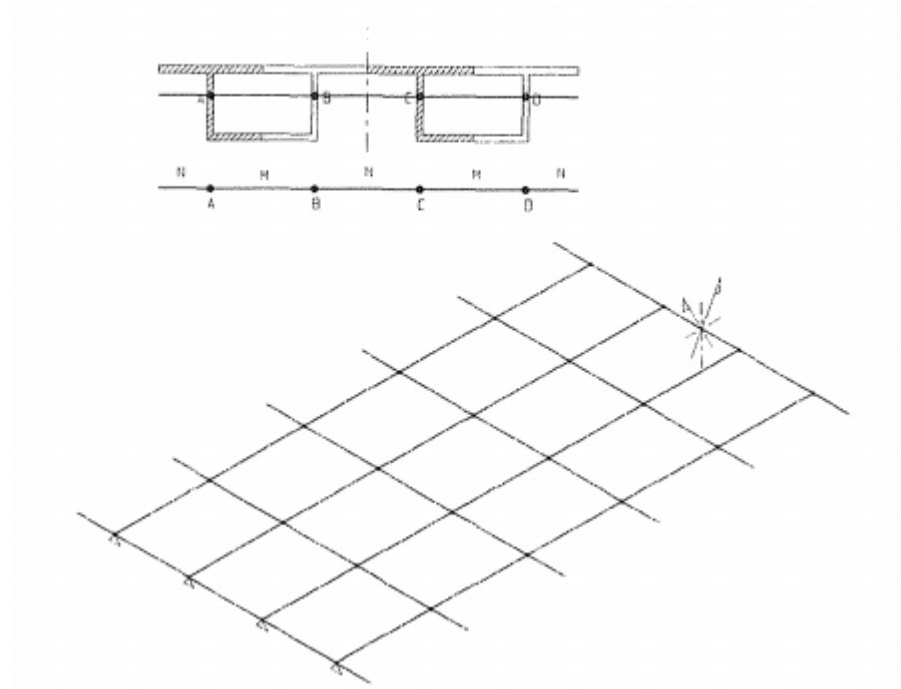
Las barras longitudinales con sección la representada en la figura tienen el área, la inercia y la rigidez a torsión de la viga artesa, área de cortante en el eje y correspondiente al área de losa sustituida y área de cortante en z correspondiente a las dos almas de la viga artesa.

Las barras transversales tienen las características del rectángulo de losa que representan excepto la rigidez a torsión que es la mitad de la que representa.

- **Emparrillado tipo 2**

Cada viga artesa se representa con dos barras longitudinales cuyas áreas de cortante e inercias son la mitad de la viga, la rigidez a torsión se considera igual a la real de la viga completa. Ver figura 4.2

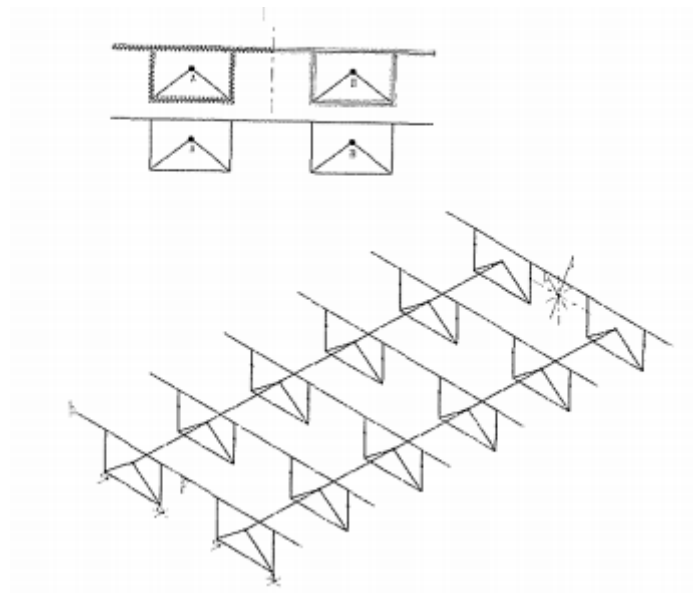
Las barras transversales, en esencia, son iguales que las anteriores por lo cual las propiedades son las mismas.



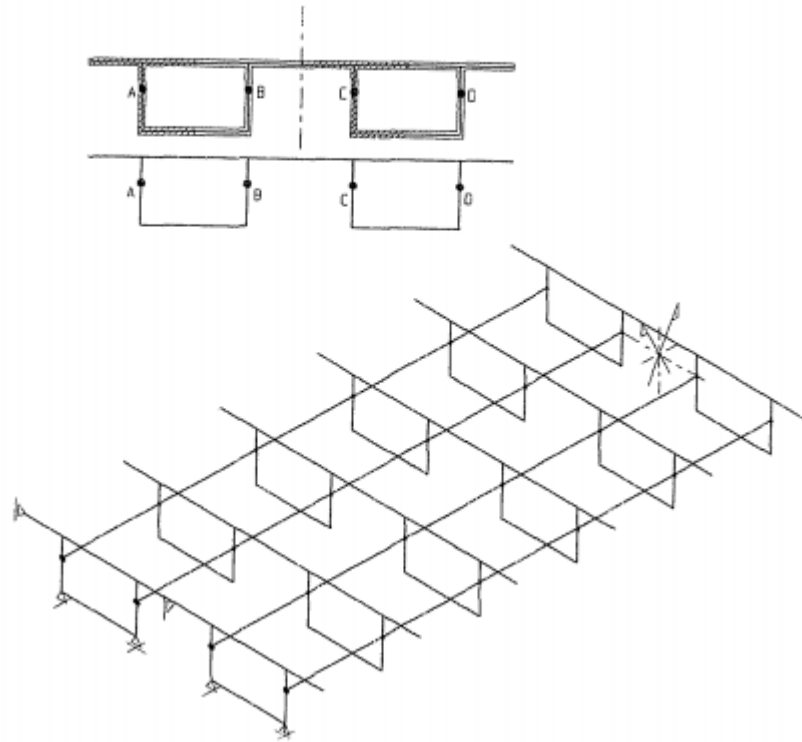
*Figura 4.2 Emparrillado tipo 2 [2]*

- **Emparrillados tipo 3 y 4**

Son las versiones espaciales de los emparrillados tipo 1 y 2 respectivamente y las características de las barras son las mismas la única consideración son las barras verticales cuya única función es la transmisión de carga por lo cual en ellas habría que considerar una rigidez extremadamente alta para que cumplieran este objetivo sin influir en el modelo. Ver Figuras 4.3 y 4.4.



*Figura 4.3 Emparrillado tipo 3 [2]*



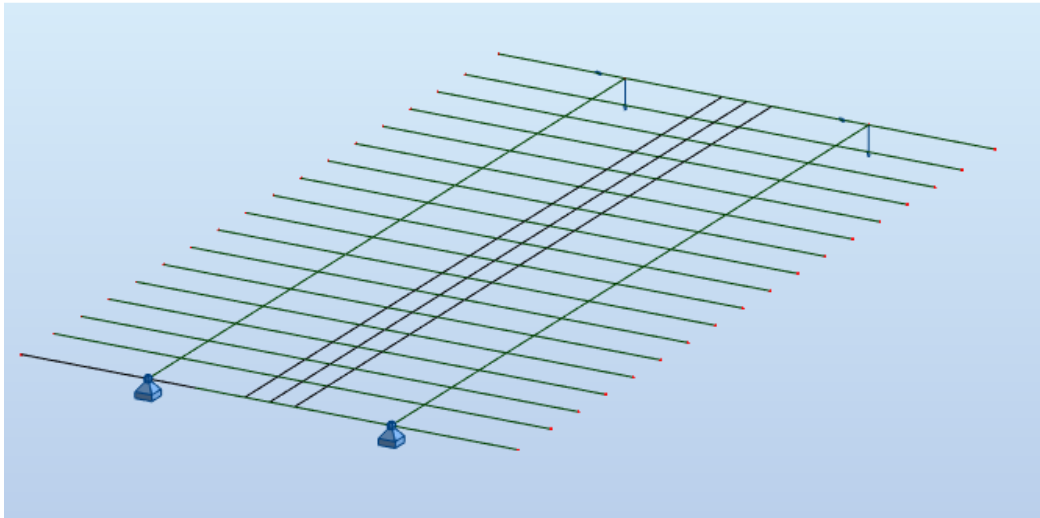
*Figura 4.4 Emparrillado tipo 4 [2]*

En este estudio, no se va a seguir estrictamente ninguno de estos tipos de emparrillado, sino que la opción elegida es un modelo con las barras longitudinales iguales que en el emparrillado tipo 1, en el cual una sola barra representa a la totalidad de la viga artesa pero con las barras transversales iguales a las del emparrillado tipo 2 considerando el tramo en voladizo.

La elección de usar un emparrillado plano en lugar de un emparrillado espacial es algo puramente opcional, ya que las diferencias en cuanto a resultados de uno y otro no son significativas. Por el contrario usar un emparrillado tipo 1 para la definición de las barras longitudinales si conlleva consecuencias, ya que este tipo de emparrillados ( tipo 1 y 3 ) muestran unos resultados de esfuerzos que difieren a la realidad por exceso con respecto a los tipo 2 y 4, algo que en nuestro caso de un puente de tres vanos cortos, no es relevante, pero su similitud a la realidad en donde una barra representa a una viga, hace que sea más fácil el dimensionamiento de la armadura de las vigas a partir de las leyes de esfuerzos obtenidas.

En cuanto a las barras transversales emuladas como en el tipo 2, es debido a que representan mejor la realidad, lo que a la hora de introducir los esfuerzos simplifica el trabajo, ya que, por ejemplo, una carga puntual en el extremo de estas barras en voladizo, en el emparrillado tipo debería ser representada como un momento más una carga, lo que obliga a cálculos intermedios.

Con todo esto, el resultado final del modelo sería el mostrado en la Figura 4.5.



*Figura 4.5 Modelo de emparrillado para el estudio vano central 17,4 m*

En el siguiente apartado se explicará cómo se llevó a cabo la confección de este modelo y a las características que poseen cada una de las barras que lo conforman.

#### *4.1.3 Definición del modelo de emparrillado para el vano central*

Una vez completada la elección del tipo de emparrillado a utilizar, el siguiente paso consiste en la introducción del mismo en el programa de cálculo hasta el resultado que se muestra en la Figura 4.5, por lo cual, en los siguientes apartados se va a mostrar cómo se calculan las propiedades antes mencionadas para cada tipo de barra, cómo se definen los apoyos, y cómo se introduce todo en el programa.

##### *4.1.3.1 Definición de apoyos*

El primer paso para la confección del modelo de cálculo fue la definición de los apoyos en el programa Robot, estos apoyos deben de emular la realidad, en la cual los distintos vanos están simplemente apoyados sobre las pilas mediante neoprenos zunchados, lo que en el lenguaje de la teoría de estructuras se conoce como viga isostática simplemente apoya.

Para conseguir esto en el programa, se definieron dos tipos de apoyos a los que se denominaron “comienzo” y “fin”, a cada uno de estos apoyos se le restringieron sus grados de libertad convenientemente para esta finalidad.

En el programa esto queda reflejado como muestran las Figuras 4.6 y 4.7.

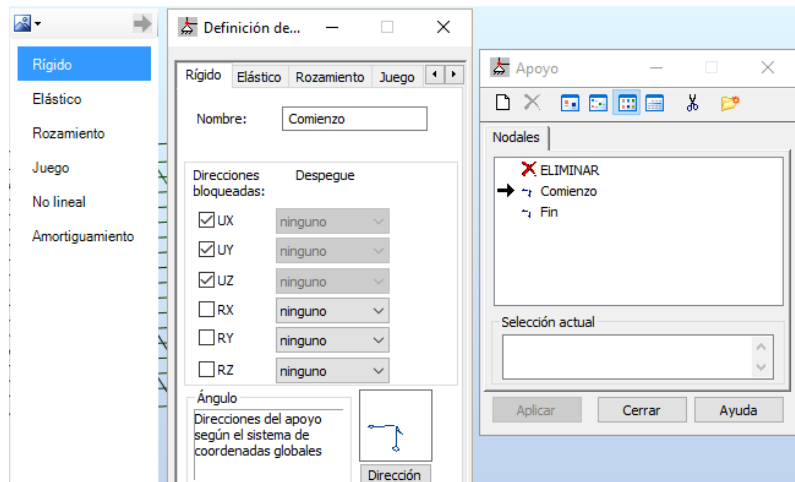


Figura 4.6 Definición de apoyo "comienzo"

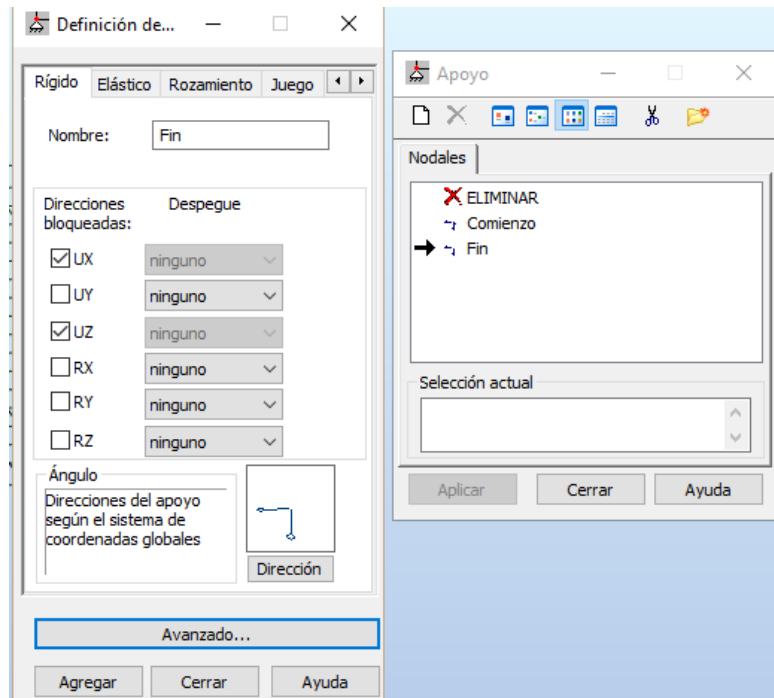


Figura 4.7 Definición del apoyo "Fin"

#### 4.1.3.2 Barras longitudinales

Las barras longitudinales, como se menciona anteriormente, son la representación de la sección de la viga artesana más la mitad de losa de compresión correspondiente junto con las propiedades de este conjunto, como las vigas están dispuestas simétricamente a lo largo de la losa, ambas barras tendrán las mismas propiedades.

Para la determinación de las propiedades, es necesario hacer una consideración previa, ya que hasta ahora no se ha tenido en cuenta cuál es la resistencia que tiene cada hormigón de la estructura, tema de no menor importancia, ya que si variasen las



resistencias de estos, sus módulos de elasticidad también, lo que influiría en el cálculo de los esfuerzos.

Previsiblemente, esto va a ocurrir, pues la losa de compresión no necesita de una resistencia tan elevada como las vigas artesa prefabricadas, en las cuales se dispone un sistema posteso de armadura activa, por lo cual las sollicitaciones sobre estas son muy elevadas. Como primera aproximación se considerará que las resistencias de los hormigones de la estructura serán HA-25 y HP-50, para la losa y las vigas artesa, respectivamente.

Con esto, se ve que en una misma sección existen dos hormigones de distintas resistencias y por lo cual distintos módulos de elasticidad, por lo cual es del todo inexacto no considerar esto a la hora del cálculo de las propiedades, a excepción del área de la misma, ya que en el programa esta será necesaria para la obtención del peso propio, por lo que debe ser el área real (suma de viga artesa + mitad de losa de compresión) la que se indique.

Para el resto de propiedades (Inercias y áreas de cortante en “y” y “z” e inercia a torsión) será necesario calcularlas sobre una sección homogeneizada a un único material, que en este caso, será hormigón pretensado (HP-50), para lo que es necesario calcular un factor de homogeneización que influirá en la anchura de la losa de compresión, lo que daría la forma de la sección homogeneizada.

El factor de homogeneización,  $n$ , se obtiene mediante el producto de los módulos de elasticidad de los distintos materiales. Se va a calcular a continuación:

$$E_{fk} = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

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

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

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

Aplicando este factor a la sección el resultado es el mostrado en la Figura 4.8:

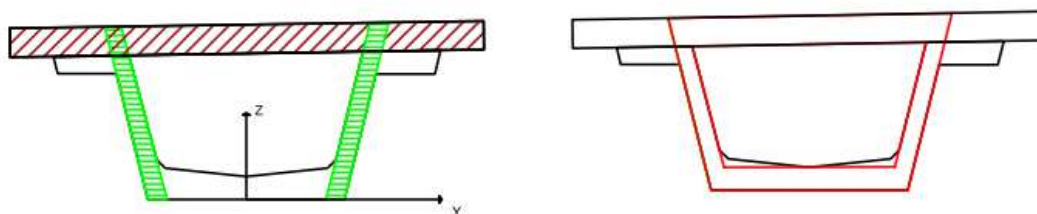


Figura 4.8 Sección homogeneizada

La Figura 4.8, es el resultado de homogeneizar la sección, y en ella se observan algunos sombreados y contornos, que significan lo siguiente:

- Sombreado verde en el alma de la viga artesa y parte de la losa, representa el área de cortante en “z” de la sección.
- Sombreado en rojo en la mitad de la losa de compresión, representa el área de cortante en “y” de la sección.
- Contorno en rojo, representa la célula de torsión de la viga más losa.
- Todo el contorno en negro de cada mitad de la sección viga más losa, será la necesaria para calcular las inercias en los ejes “y” y “z”.

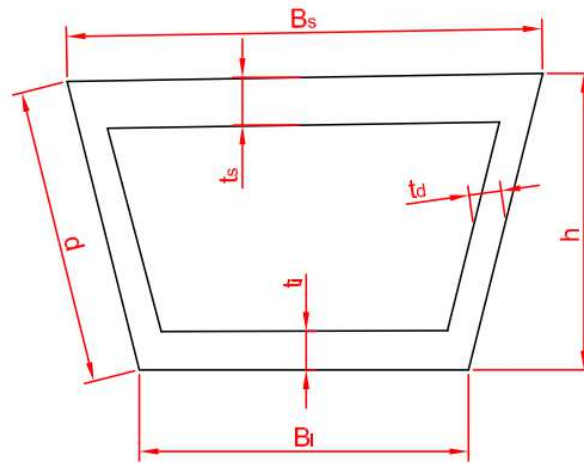


Figura 4.9 Detalle célula de torsión

Del programa Autocad, mediante la función Propfis, se obtienen las propiedades de área (de la sección sin homogeneizar), áreas de cortante y momentos de inercia. Para la inercia a torsión, del libro de *Javier Manterola [2]*, se obtuvo una fórmula para calcular la rigidez a torsión de una célula como la de la figura 4.9, por lo cual las propiedades de las barras longitudinales son las siguientes:

$$\text{Área, } A = 21.936 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en z, } A_{vz} = 4702 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en y, } A_{vy} = 10.352 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia en z, } I_z = 2,388 * 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia en y, } I_y = 61.240.000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rigidez a torsión, } I_t = \frac{(B_s + B_i)^2 h^2}{\frac{B_s}{t_s} + 2 \frac{d}{t_d} + \frac{B_i}{t_i}} = \frac{(2,48 + 1,72)^2 1,55^2}{\frac{2,45}{0,25} + 2 \frac{1,55}{0,15} + \frac{1,72}{0,2}} = 108.149.285,5 \text{ cm}^4$$

Una vez determinadas todas estas propiedades, fueron introducidas en el programa, siendo el resultado el observado en la Figura 4.10:

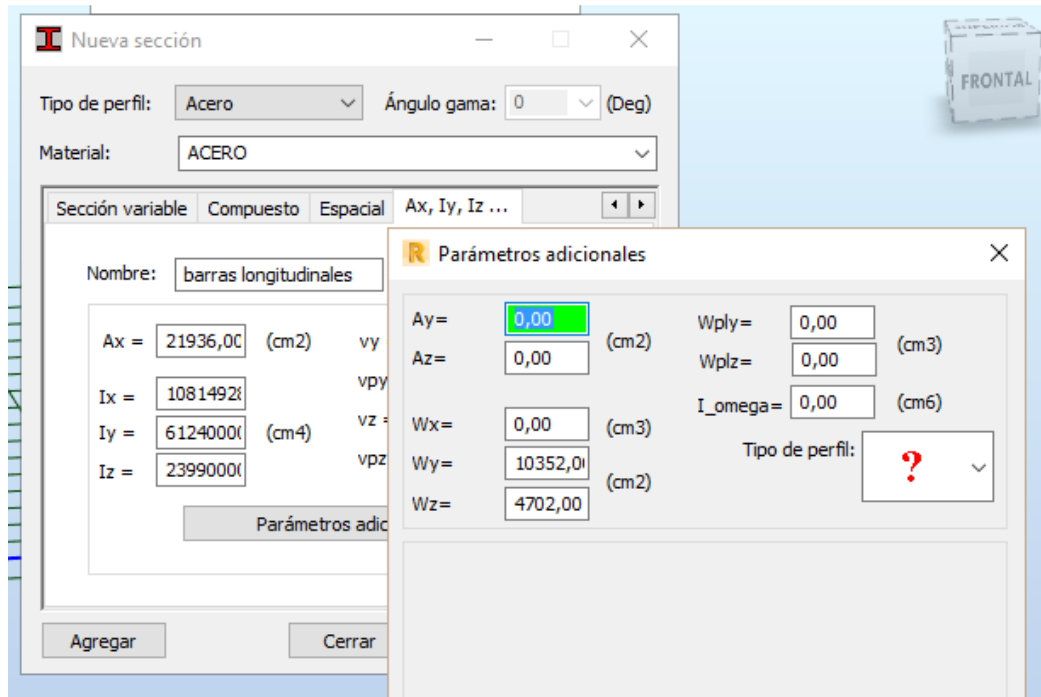


Figura 4.10 Barras longitudinales en Robot

Cabe mencionar que este programa tiene la particularidad de que para definir secciones de características determinadas, como las barras para este modelo, solo deja la opción de introducirlas en acero, problema que se soluciona cambiando fácilmente el material tras la creación de la sección.

El resto de propiedades de las barras, tales como módulo de elasticidad coeficientes de dilatación térmica, densidad, etc., aparecen por defecto, según la norma seleccionada, tras cambiar el material de acero a hormigón. Ver Figura 4.11

Por último, la ubicación de las barras en el programa fue lo primero que se realizó, seguido de la colocación de los apoyos en las mismas, y estas barras, como se calculó en apartados anteriores, distan 4,9 metros entre sí, por lo cual para la posterior colocación de las barras transversales, al lado de cada barra longitudinal, quedará un voladizo de 2,55 metros más los 4,9 metros que separan ambas barras, sumando así los 10 metros de losa de compresión.

| Nombre        | Valor             | Unid    |
|---------------|-------------------|---------|
| Sección...    | barras longitudin |         |
| Básicas       |                   |         |
| Sx            | 21936,00          | (cm2)   |
| Iy            | 61240000,00       | (cm4)   |
| Iz            | 239900000,00      | (cm4)   |
| Dimensi...    |                   |         |
| Resiste...    |                   |         |
| Material      | HA - 50           |         |
| E             | 31310,00          | (MPa)   |
| NI            | 0,20              |         |
| G             | 13000,00          | (MPa)   |
| Re            | 50,00             | (MPa)   |
| RO            | 24,53             | (kN/... |
| LX            | 0,00              | (1/°C)  |
| Relaiacion... | No hav            |         |
| Barras        |                   |         |

Figura 4.11 Propiedades físicas de las barras longitudinales

#### 4.1.3.3 Barras transversales

Las barras transversales, representan rectángulos de losa en la dirección transversal del puente y la determinación de sus propiedades tanto de áreas como resistentes es más sencilla.

La única salvedad, es que se tienen dos tipos de barras transversales, porque al medir el vano central (vano que se está analizando en estos apartados) 17,4 metros de longitud, se representó en 18 barras transversales, las dos de los extremos colocadas a 1,2 metros de la siguiente a ellas, y las barras encerradas entre las dos de los extremos distando 1 metro entre sí, de ahí los dos tipos de barras transversales.

Esto se realizó para facilitar la introducción de cargas, ya que la representación de cargas superficiales se materializa mediante barras, reparto de cargas que se hace en función a sus área tributarias, que en las 14 barras centrales es igual a 1 metro (las dos de cada extremo tienen longitudes de áreas tributarias distintas).

A continuación, se van a calcular las propiedades para cada tipo de barra, excepto la inercia a torsión, mediante la función propfis de AutoCad.

- Barras de los extremos.

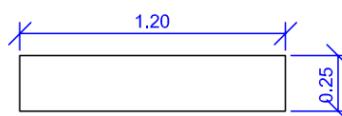


Figura 4.12 Sección de losa para barras en los extremos

$$\text{Área}, A = 3000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } z, A_{vz} = 3000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } y, A_{vy} = 3000 \text{ cm}^2$$

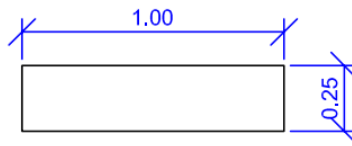
$$\text{Momento de inercia en } z, I_z = 156.250 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia en } y, I_y = 3.600.000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rigidez a torsión, } I_t = \frac{\left(\frac{1}{6} * 120 * 25^3\right)}{2} = 156.250 \text{ cm}^4$$

La rigidez a torsión se ha calcula por la fórmula anterior, para un caso simple de rectángulo, pero con el detalle de dividirlo entre dos, para no duplicar la resistencia a torsión de la losa considerada tanto en las vigas longitudinales como transversales.

- Barras de centro.( Ver Figura 4.13)



*Figura 4.13 Sección de losa para barras en el centro*

$$\text{Área, } A = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } z, A_{vz} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } y, A_{vy} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia en } z, I_z = 130.208,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia en } y, I_y = 2.083.333,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rigidez a torsión, } I_t = \frac{\left(\frac{1}{6} * 100 * 25^3\right)}{2} = 130.208,33 \text{ cm}^4$$

Una vez calculadas las propiedades de las barras, se introdujeron en el programa, y se confeccionó el modelo de emparillado. Ver Figura 4.14.

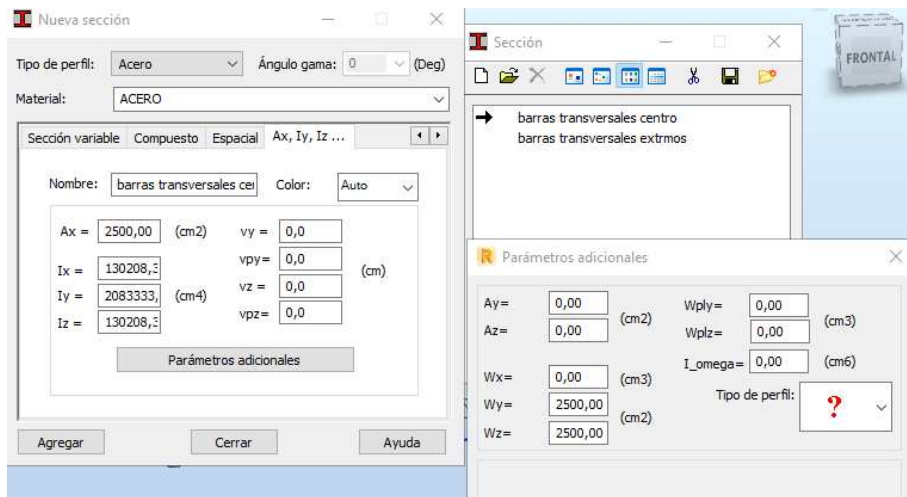


Figura 4.14 Barras transversales de centro en Robot

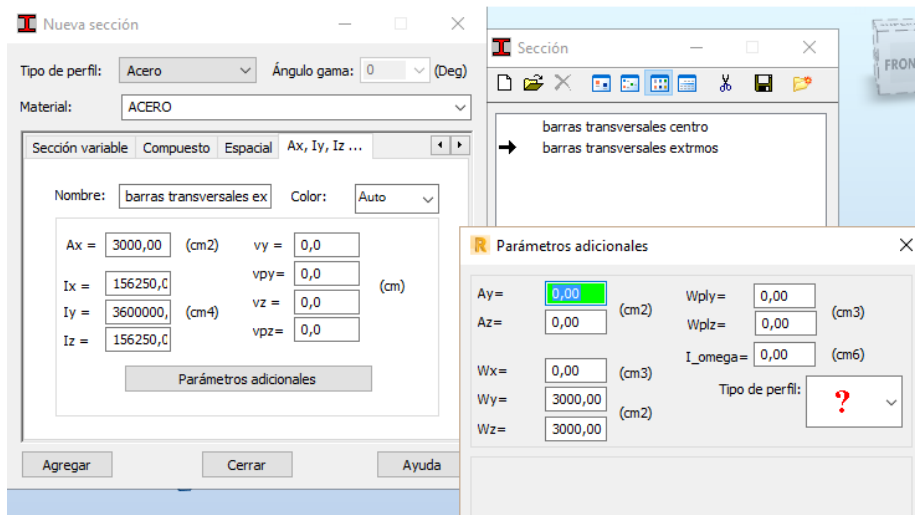


Figura 4.14 Barras transversales extremos en Robot

Al igual que con las barras longitudinales, el material, una vez creada la sección, se cambió a hormigón, en este caso HA-25, con lo que quedarían definidas las propiedades físicas, tal y como muestra la Figura 4.15.

| Nombre                 | Valor           | Unid    |
|------------------------|-----------------|---------|
| <b>Características</b> |                 |         |
| Gama                   | 0,0             | (Deg)   |
| Sección...             | barras transver |         |
| Básicas                |                 |         |
| Dimensi...             |                 |         |
| Resiste...             |                 |         |
| <b>Material</b>        |                 |         |
| E                      | 24850,00        | (MPa)   |
| NI                     | 0,20            |         |
| G                      | 10400,00        | (MPa)   |
| Re                     | 25,00           | (MPa)   |
| RO                     | 24,53           | (kN/... |
| LX                     | 0,00            | (1/°C)  |
| Relajacion...          | No hay          |         |
| Excentrici...          | No hay          |         |
| <b>Barras</b>          |                 |         |

Figura 4.15 Propiedades físicas de las barras transversales

## 4.2 Cargas aplicables a la estructura e introducción en el modelo analítico del tablero

Una vez definidas, tanto la estructura como el modelo de cálculo, en los siguientes apartados se definirán todas las cargas que afectan a nuestra estructura y que será necesario introducir en el modelo analítico para la obtención de esfuerzos.

### 4.2.1 Cargas según IAP-11

La IAP-11, "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" [5], es el documento en el cual se reflejan las acciones que son necesarias de definir a la hora del cálculo estructural de puentes, viaductos y demás obras de paso, así como principios básicos de cálculo, combinaciones de cargas, criterios de comprobación, etc.

A efectos de definir las cargas, la IAP-11, distingue las siguientes categorías de cargas, que posteriormente serán definidas para el presente estudio:

- **Acciones permanentes de valor constante ( $G$ ).**

Debidas al peso propio de los materiales que conforman la estructura, se distinguirán en peso propio y cargas muertas.

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

En este grupo se encuentran las acciones debidas a las presolicitaciones, pretensados, acciones reológicas, asentamientos en el terreno, etc.

- **Acciones variables ( $Q$ ).**

Aquí se incluyen el resto de acciones que previsiblemente actuarán sobre la estructura, como sobrecargas de uso, acciones térmicas o acciones provocadas por efecto del viento y/o la nieve.

- **Acciones accidentales ( $A$ ).**

Son acciones de un carácter muy perjudicial para la estructura pero de una probabilidad de aparición muy pequeña, como son los impactos o las acciones sísmicas ( $A_E$ ).

Para el cálculo del tablero de la estructura que atañe a este estudio, debido a ser una estructura isostática donde las acciones térmicas no generan reacciones externas y en la cual las acciones del pretensado se considerarán como acciones exteriores, solo se tendrán en cuenta los esfuerzos producidos por el **peso propio** de los materiales y **cargas muertas sobrecargas** de uso y acciones de **viento y nieve**.

Las acciones accidentales no son incluidas en este apartado, ya que no son determinantes para la integridad estructural del tablero del puente, en el posterior cálculo de la subestructura si deberán ser tomadas en consideración.

## 4.2.2 Cargas introducidas en el modelo

### 4.2.2.1 Peso propio y cargas muertas

Para determinar el valor de las acciones en este apartado, es necesario conocer tanto las dimensiones de los elementos que ejercerán el peso sobre la estructura así como el peso específico de los mismos, definidas en la Tabla 4.1 [5].

|                                                              |             |
|--------------------------------------------------------------|-------------|
| 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        |

Tabla 4.1 Pesos específicos de diversos materiales [ $\text{kN/m}^3$ ] [5]

- **Peso propio**

La introducción del peso propio de la estructura se realizó de manera automática con el programa Robot, afectando solo a las barras longitudinales, ya que como se mencionó anteriormente, estas fueron representadas con un área resultado de la suma de las áreas de la viga artesa más media losa de compresión, lo que multiplicado por el peso propio del hormigón nos daría el peso total de la estructura.

Las barras transversales están dotadas de área por requisitos del programa, para poder definir las, pero sobre estas no actúa la fuerza de peso propio, ya que se encuentra este incluido en las barras longitudinales.

A continuación en la Figura 4.16 se muestra la representación del peso propio en las barras longitudinales.



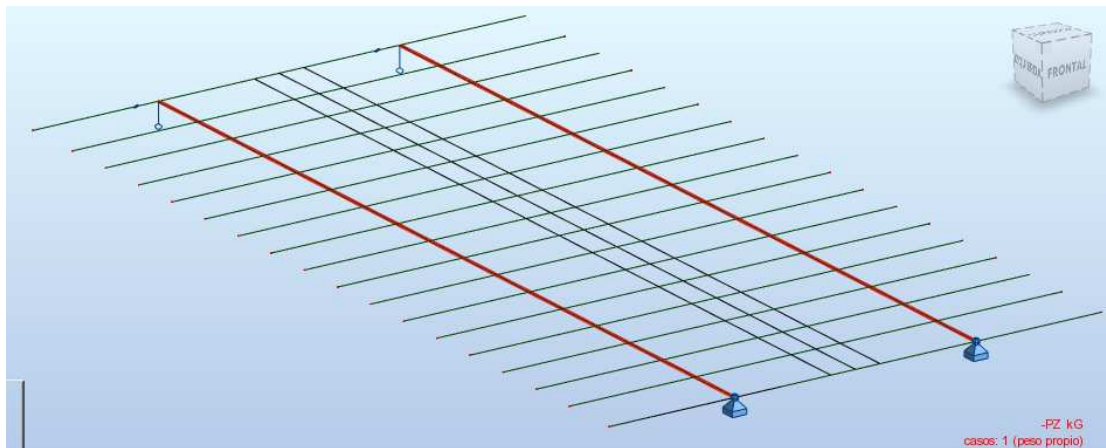


Figura 4.16 Representación del peso propio en el programa de cálculo

- **Cargas muertas**

“Son las debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura” según la norma IAP-11, que en el presente estudio, son las debidas a la los impostas y la capa de rodadura.

Siguiendo la misma metodología antes mencionada, para el cálculo de la carga provocada a las impostas, cuya geometría se muestra en la Figura 4.17, se determinará el área de las mismas (mediante el programa AutoCad) y se multiplicará por el peso propio del material que se componen (Hormigón), obteniendo una carga por metro lineal que en el programa será representada como una sucesión de cargas puntuales obtenidas multiplicando la carga por metro lineal por el ancho de área tributaria correspondiente a cada barra transversal.

Este proceso se repetirá para la carga debida a la capa de rodadura y posteriores cargas, con la salvedad, de que serán cargas superficiales que mediante el reparto por ancho de área tributaria se representaran como cargas lineales.

En el modelo de cálculo existen tres anchos de área tributaria:

- Para las barras extremas, distantes de las barras siguientes 1,20 metros, su ancho de área tributaria será de 0,60 metros.
- Para las barras siguientes a las extremas, distantes 1,20 metros de las extremas y 1 metro de las siguientes, su ancho de área tributaria será de 1,10 metros (0,50 + 0,60).
- Para las barras centrales, distantes entre sí 1 metro su ancho será 1 metro.

Por lo cual las cargas lineal y superficial, proveniente de las impostas y capa de rodadura, respectivamente serán, las siguientes:

$$q_{imposta}(kN/ml) = A_{imposta} * \gamma_{hormigón} = 0.1224 m^2 * 25 kN/m^3 = 3.06 kN/m$$

$$q_{\text{capa de rodadura}}(kN/m^2) = e_{\text{capa de rodadura}} * \gamma_{\text{hormigón}} = 0.10 \text{ m} * 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

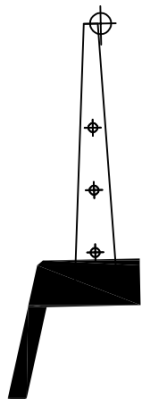


Figura 4.17 Detalle de la imposta

Posteriormente, se multiplica cada carga por el ancho de área tributaria de cada barra y se introduce el valor correspondiente para cada barra, siendo este el resultado el mostrado en la Figura 4.18:

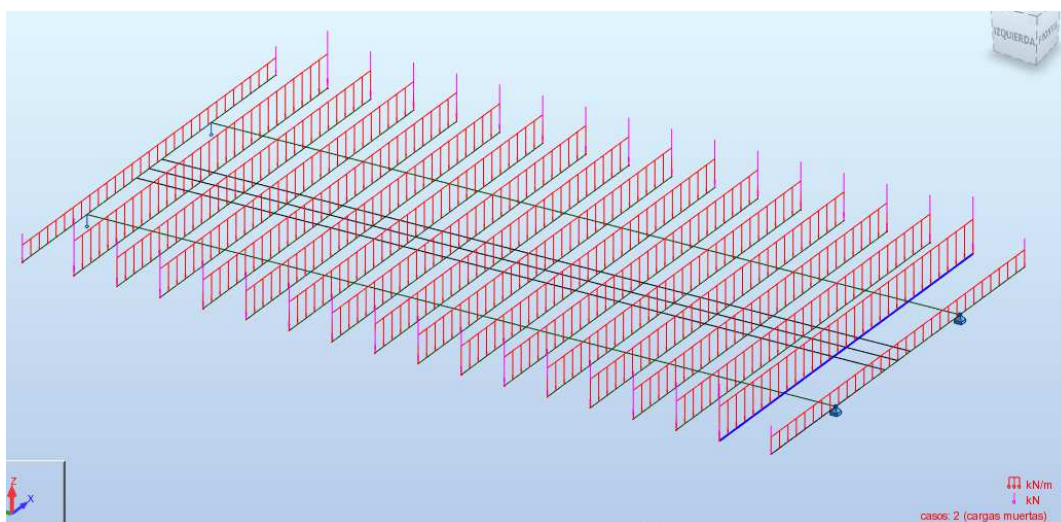


Figura 4.18 Representación de las cargas muertas en el programa de cálculo

#### 4.2.2.2 Carga de nieve

Para el cálculo de la carga provocada por la nieve, se seguirá el apartado 4.4 de la IAP-11, más concretamente en el punto 4.4.2 “Sobrecarga de nieve en tableros”

En dicho punto la norma nos indica como calcular el valor característico de la sobrecarga de nieve mediante la siguiente expresión:

$$q_k(kN/m^2) = 0,8 * S_k \quad (1)$$

Siendo  $S_k$  el valor característico de la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, obtenido mediante la Figura 4.3-b y la tabla 4.4-a de la IAP-11, mostradas en la Figura 4.19 y la Tabla 4.2.



**FIGURA 4.3-b ZONAS CLIMÁTICAS DE INVIERNO**  
(Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

*Figura 4.19 Zonas climáticas de invierno [5]*

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

*Tabla 4.2 Sobrecarga característica de nieve según zona climática de invierno,  $S_k$  [kN/m<sup>2</sup>] [5]*

Como se observa en las figuras anteriores, Andalucía corresponde a una zona climática 6 y Alcalá la Real se sitúa sobre los 900 metros sobre el nivel del mar, por lo cual la sobrecarga,  $S_k$ , es de 0.9 kN/m<sup>2</sup>.

$$q_k = 0.9 \cdot 0.8 = 0.72 \text{ kN/m}^2$$

Esta sobrecarga quedaría representada en el modelo como muestra la Figura 4.20:

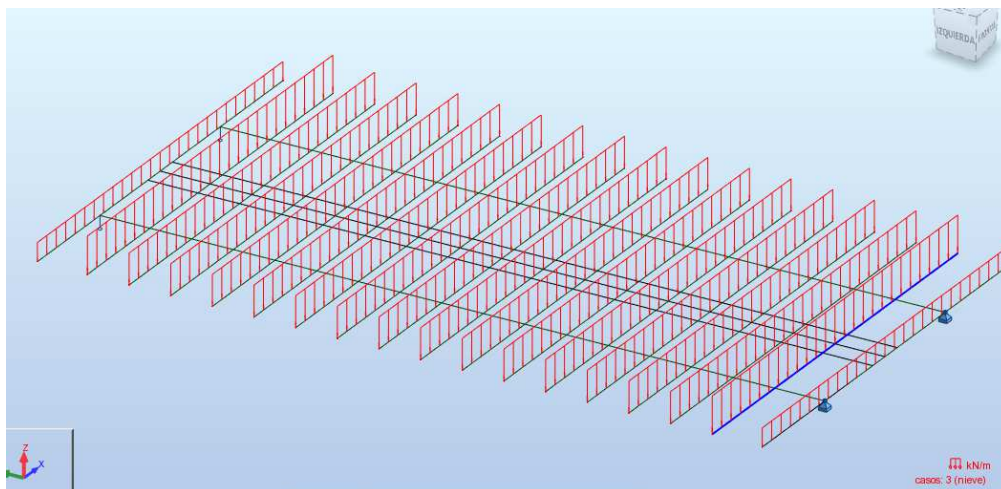


Figura 4.20 Representación de la carga de nieve en el programa de cálculo

#### 4.2.2.3 Carga de viento

Para el cálculo de la acción del viento se seguirán las directrices del apartado “4.2 Viento” de la IAP-11, el cual nos indica que esta carga se podrá asimilar a una fuerza estática equivalente debida por el mismo actuante sobre la estructura, siempre y cuando se puedan despreciar los efectos aeroelásticos del viento sobre esta.

En el apartado “4.2.9.1 Necesidad de comprobación”, se indica que los puentes o pasarelas que cumplan las dos condiciones siguientes quedarán eximidos de las comprobaciones de efectos aeroelásticos:

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

La primera condición es cumplida por cualquiera de los tres vanos del puente del estudio, para la segunda condición es necesario calcular la frecuencia fundamental, mediante la siguiente expresión obtenida del apartado “4.2.9.3 Comprobaciones simplificadas” de la IAP-11.

$$f_B = 0.18 \sqrt{g/v} \quad (2)$$

Siendo:

v flecha máxima de la estructura [m], siendo en el caso del presente estudio igual a 7 mm bajo combinación cuasipermanente

g aceleración de la gravedad, igual 9,8 m/s<sup>2</sup>

Por lo cual:

$$f_B = 0.18 \sqrt{9.8/0.007} = 6.74 \text{ Hz}$$

Cumpliendo estas dos condiciones, el cálculo de la acción provocada por el viento se asimilará a una fuerza estática equivalente según se indica en los apartados 4.2.1 a 4.2.8 de la norma.

En resumen, antes de comenzar, en este apartado se van a calcular fuerzas estáticas equivalentes provenientes de multiplicar la presión que ejerce el viento sobre la estructura por el área que este expuesta a esta presión, esto se realizará para el viento que actúe transversalmente al puente, al ser el empuje mayor. Posteriormente se estimará el empuje longitudinal como una fracción del transversal para ambas direcciones del viento se calculará el empuje vertical y horizontal sobre la estructura.

Una vez dicho esto, la expresión para calcular el empuje del viento transversal para cualquier elemento del puente (en este caso sobre el tablero) es la siguiente:

$$F_w = [\frac{1}{2}\rho v_b^2(T)]C_e(z) C_{f,horizontal}A_{ref} \quad (3)$$

A continuación se van a explicar y calcular cada uno de los parámetros de la expresión para obtener los empujes tanto vertical como horizontal provocados por el viento transversal.

$\frac{1}{2}\rho v_b^2(T)$  Presión de la velocidad básica del viento  $q_b$  [ kN/m<sup>2</sup>]

$v_b(T)$  Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno de T años

Para el cálculo de  $v_b(T)$ , primero es necesaria la obtención de  $v_b$ , velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años, a partir de la siguiente expresión:

$$v_b = C_{dir}C_{season}v_{b,0} \quad (4)$$

Donde:

$C_{dir}$  factor direccional del viento, a falta de estudios más precisos se tomará igual a 1,0

$C_{season}$  factor estacional del viento, a falta de estudios más precisos se tomará igual a 1,0

$V_{b,0}$  velocidad básica fundamental del viento, obtenida de la figura 4.2-a de la IAP-11, que se muestra en la Figura 4.21.



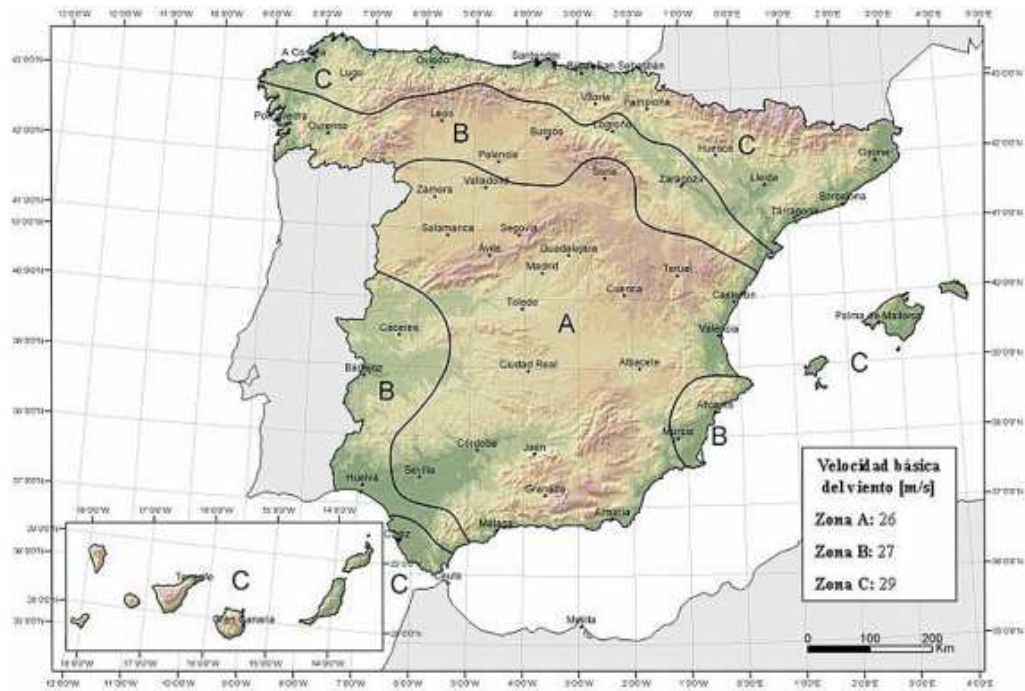


Figura 4.21 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica del viento [5]

Con todos estos valores, se puede calcular  $v_b$  y consecuentemente  $v_b(T)$  mediante la expresión:

$$v_b(T) = v_b * C_{prob} \quad (5)$$

Siendo  $C_{prob}$  factor de probabilidad que a falta de estudios más precisos para estructuras de  $T=100$  años (como es el caso del estudio) puede tomarse igual a 1,04.

Por lo cual:

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

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

$$C_e(z) = k_r^2 \left[ C_o^2 \ln^2 \left( \frac{z}{z_o} \right) + 7 * k_l * C_o \ln^2 \left( \frac{z}{z_o} \right) \right] \text{ para } z \geq z_o \quad (6)$$

Donde:

$K_r$  factor del terreno, según tabla 4.2-b de la norma

$C_o$  factor de topografía, se tomará igual a 1,0

$Z$  altura del punto de aplicación del empuje del viento medido desde el terreno igual a 11,175m

$Z_o$  longitud de rugosidad, según tabla 4.2-b de la norma, mostrado en la Tabla 4.3.

$K_t$  factor de turbulencia, se tomará igual a 1,0

$Z_{min}$  altura mínima, según tabla 4.2-b de la norma.

| 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            |

Tabla 4.3 coeficientes  $k_r$ ,  $z_0$  y  $z_{min}$  según el tipo de entorno [5]

A efectos de calcular los parámetros anteriores, la IAP-11 considera 5 tipos de entornos:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto
- Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos
- Tipo II: zona rural con vegetación escasa y obstáculos aislados, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con separación máxima 20 veces la altura de los obstáculos
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios supere los 15 metros

El puente del estudio se encuentra situado en zona tipo III, por lo cual el coeficiente de exposición sería el siguiente:

$$C_e(z) = 0,216^2 \left[ 1^2 \ln^2 \left( \frac{11,175}{0,30} \right) + 7 * 1 * \ln^2 \left( \frac{11,175}{0,3} \right) \right] = 1,7921$$

$C_f$  coeficiente de fuerza para el elemento considerado, el tablero.

A falta de estudios más precisos, para el empuje transversal horizontal del viento sobre el tablero, el coeficiente se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$C_{f,horizontal} = 2,5 - 0,3 \left( \frac{B}{h_{equi}} \right) \text{ siendo limitado para } 1,3 \leq C_f \leq 2,4$$

Siendo:

B anchura total del tablero, igual a 10 metros

$H_{equi}$  altura equivalente obtenida, considerando tablero, altura de la viga cajón más la altura de la impota, igual a  $1,25+0,25+0,20=1,70$  metros

$$C_{f,horizontal} = 2,5 - 0,3 \left( \frac{10}{1,7} \right) = -0,53 \rightarrow C_{f,horizontal} = 1,3$$

Para el coeficiente de fuerza del viento transversal en la dirección Z el apartado “4.2.5.1.2. Empuje vertical” nos indica que el valor del mismo se toma igual a 0,90.

$A_{ref}$  para el empuje horizontal, se considera que es el producto de la longitud del tramo considerado por la altura equivalente, para el empuje vertical será, el área en planta del tablero.

$$A_{ref,horizontal} = L * h_{equi} = 17,4 * 1,7 = 29,58 m^2$$

$$A_{ref,vertical} = B * L = 10 * 17,4 = 174 m^2$$

Una vez calculados todos los parámetros necesarios, se va a proceder a calcular el empuje transversal vertical y horizontal:

$$F_{w,trans,h} = \left[ \frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 1,7921 * 1,3 * 29,58 * 10^{-3} = 31,491 kN$$

$$F_{w,trans,v} = \left[ \frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 1,7921 * 0,9 * 174 * 10^{-3} = 128,24 kN$$

El apartado “4.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal” considera este empuje para puentes de elementos sólidos como el 25% del empuje transversal afectado por un coeficiente reductor.

$$F_{w,longi} = 0,25 F_{w,trans} * Coef. reductor$$

El coeficiente reductor, será obtenido por la siguiente expresión:

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

Siendo:

$$\phi[L/L(z)] = 0,230 + 0,182 \ln[L/L(z)] \text{ para } 0 \leq \phi[L/L(z)] \leq 1$$

Siendo:

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



Obteniendo  $\alpha$  de la Tabla 4.4:

| TIPO DE ENTORNO | $\alpha$ |
|-----------------|----------|
| 0               | 0,38     |
| I               | 0,44     |
| II              | 0,52     |
| III             | 0,61     |
| IV              | 0,67     |

Tabla 4.4 coeficiente  $\alpha$  según el tipo de entorno [5]

Siendo  $\alpha=0,61$  y como  $z_{\min}=5\text{m} < z=11,175 < 200$ :

$$L(z) = 300(11,175/200)^{0,61} = 51,63$$

$$\Phi[L/L(z)] = 0,230 + 0,182 \ln [17,4/51,63] = 0,03$$

$$\text{Coef. reductor} = 1 - \left( \frac{7}{1 * \ln \left( \frac{11,175}{0,3} \right) + 7} \right) * 0,03 = 0,973$$

Por lo cual:

$$F_{w,long,h} = 0,25 * 31,49 * 0,973 = 7,66 \text{ kN}$$

$$F_{w,long,v} = 0,25 * 128,24 * 0,973 = 31,19 \text{ kN}$$

Expresado en cargas uniformemente repartidas como el resto de cargas a introducir en el modelo:

$$q_{w,trans,h} = \frac{31,49 \text{ kN}}{(17,4 * 1,7) \text{ m}^2} = 3,05 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,trans,v} = \frac{128,24 \text{ kN}}{(17,4 * 10) \text{ m}^2} = 0,74 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,longi,h} = \frac{7,66 \text{ kN}}{(17,4 * 1,7) \text{ m}^2} = 0,044 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,longi,v} = \frac{31,19 \text{ kN}}{(17,4 * 10) \text{ m}^2} = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Representado en el modelo en la Figura 4.22:

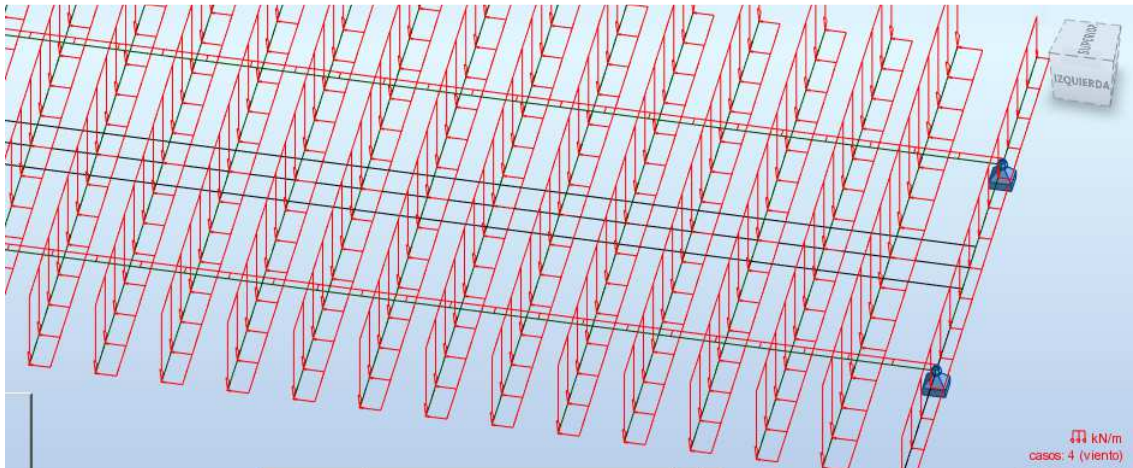


Figura 4.22 Representación de la carga de viento en el programa de cálculo

#### 4.2.2.4 Sobrecarga de uso provocada por el tráfico

En el apartado “4.1 Sobrecarga de uso” de la IAP-11, se indica como calcular las sobrecargas tanto debidas al tráfico rodado, como por uso peatonal de la estructura, etc. En el caso particular de este estudio, al ser un puente de uso estrictamente carretero sin aceras de acceso peatonal, solo se tendrán en cuenta las cargas provenientes del tráfico rodado, que podrán ser en sentido de aplicación vertical u horizontal. Estas cargas, aun siendo de carácter dinámico, se aplican como cargas estáticas debido a los factores de ampliación que la norma les aplica.

Para la correcta aplicación de estas cargas, lo primero que se realizará será la división de la plataforma del tablero en hipotéticos carriles virtuales. Esta se llevó a cabo siguiendo el apartado “4.1.1 División de la plataforma del tablero en carriles virtuales” de la IAP-11.

Para un tablero de  $w$  metros de ancho, la división en los  $n$  carriles virtuales se realizó mediante el siguiente criterio:

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

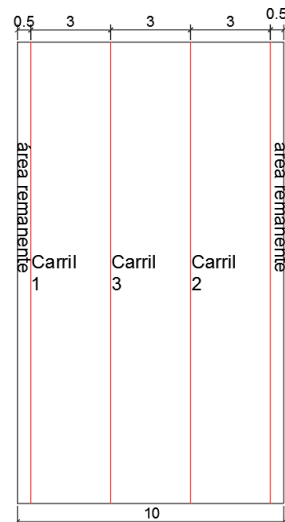
Tabla 4.5 Definición de los carriles virtuales [5]

Con lo cual, la plataforma del estudio, de 10 metros de ancho, quedaría dividida en tres carriles virtuales de 3 metros junto con un área remanente de 1 metro de ancho.

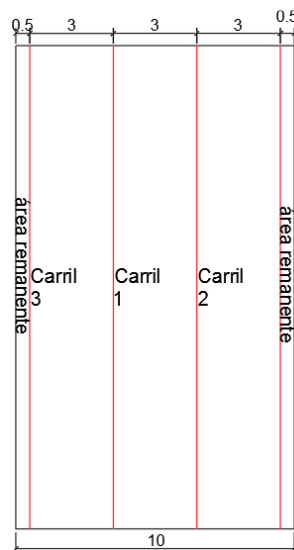
La numeración de los carriles de acuerdo a la norma considera los carriles más cargados como las más desfavorables para las comprobaciones de cada estado límite. El carril que genere mayor efecto desfavorable, y por consiguiente esté más cargado, se llamará carril 1, el segundo más desfavorable carril 2, y así sucesivamente.

A su vez, para el presente estudio, se han realizado cinco casos en los cuales la posición de los carriles varía, con el objeto de observar las distintas respuestas resistentes de la estructura, obteniendo de los cinco casos una envolvente de esfuerzos que recoja el mayor número de posiciones pésimas para el tren de cargas mayor (colocado en el carril 1)

Los casos definidos serían los mostrados en las Figuras del 4.23 a 4.27.



*Figura 4.23 caso 1 de los carriles virtuales*



*Figura 4.24 caso 2 de los carriles virtuales*

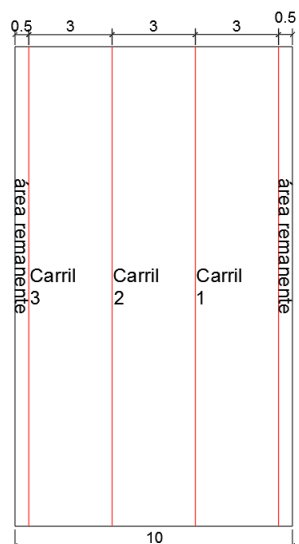


Figura 4.25 caso 3 de los carriles virtuales

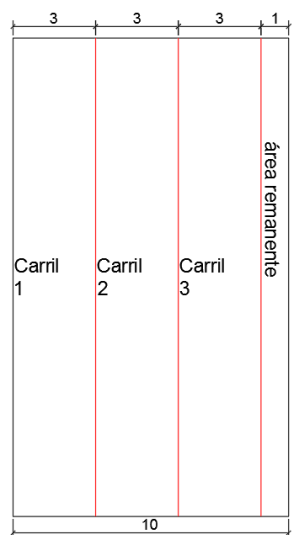


Figura 4.26 caso 4 de los carriles virtuales

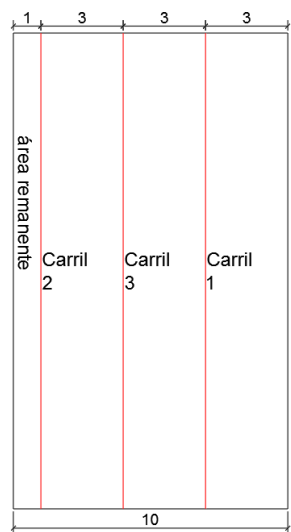


Figura 4.27 caso 5 de los carriles virtuales

Una vez definidos tanto los carriles virtuales como su disposición, se calcula las cargas que sobre ellos se aplica.

#### 4.2.2.4.1 Fuerzas verticales

En la plataforma ya dividida en carriles virtuales, se considera la acción simultánea de tres vehículos pesados, uno en cada carril, cada uno con dos ejes, siendo  $Q_{ik}$  la carga por eje, y una sobrecarga uniformemente repartida de valor  $q_{ik}$ , que actuará sobre toda la zona ocupada por su carril, o área remanente, incluso las ocupadas por un vehículo pesado.

Los valores de cada carga para cada carril se reflejan en la siguiente figura:

| SITUACIÓN                   | VEHÍCULO PESADO<br>$2Q_{ik}$ [kN] | SOBRECARGA UNIFORME<br>$q_{ik}$ (ó $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ] |
|-----------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| 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                                                                |

Tabla 4.6 valor característico de la sobrecarga de uso [5]

Una vez definidas las cargas, fueron introducidas en el programa. Se crearon cinco casos de carga, uno por cada caso de carriles virtuales, en los que se introdujeron solamente las sobrecargas uniformemente repartidas.

A su vez, para las cargas puntuales provocadas por los vehículos pesados, las cuales en la realidad no se aplican en un punto fijo de la estructura sino que se desplazan a lo largo de ella, se crearon cinco casos de análisis múltiples de carga, en los que en cada uno se introdujo en carro con la disposición de cargas según qué caso de carriles sea, simulando su aplicación a lo largo de toda la estructura con puntos de aplicación de cada 1 metros.

Las siguientes Figuras muestran la vista frontal de los distintos caso de carga introducidos en el programa, donde se distingue claramente en cada uno de los casos cual es el carril 1, el más solicitado.

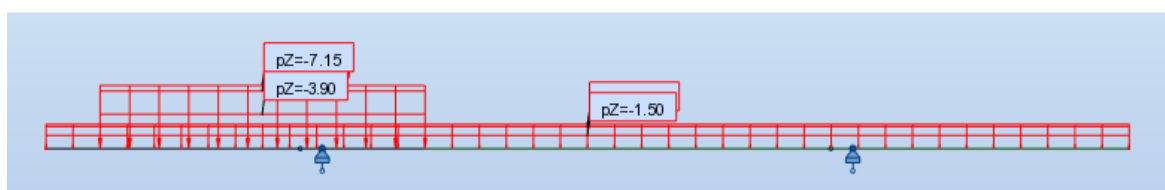


Figura 4.28 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 1

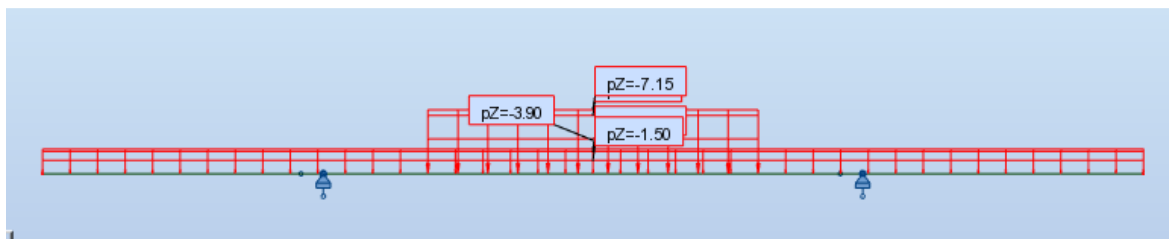


Figura 4.29 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 2

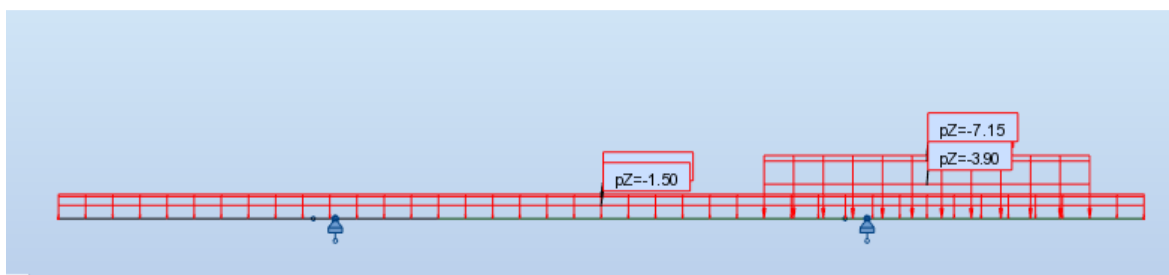


Figura 4.30 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 3

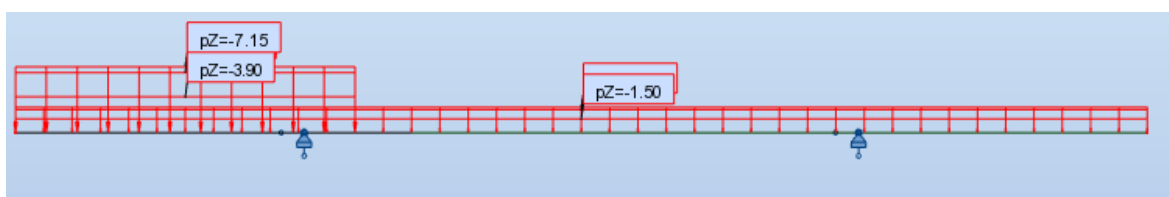


Figura 4.31 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 4

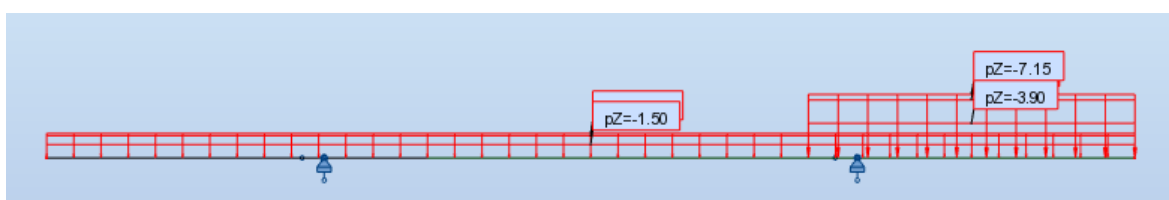


Figura 4.32 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 5

A su vez, como se comentó anteriormente, se crean 5 carros (de dimensiones idénticas) pero variando las cargas en función a los carriles antes mencionados, en las figuras siguientes, se muestra el carro para el caso 1, como este fue introducido en el modelo de cálculo, el paso (distancia para cada punto de aplicación de las cargas) y el camino que este sigue en la estructura.

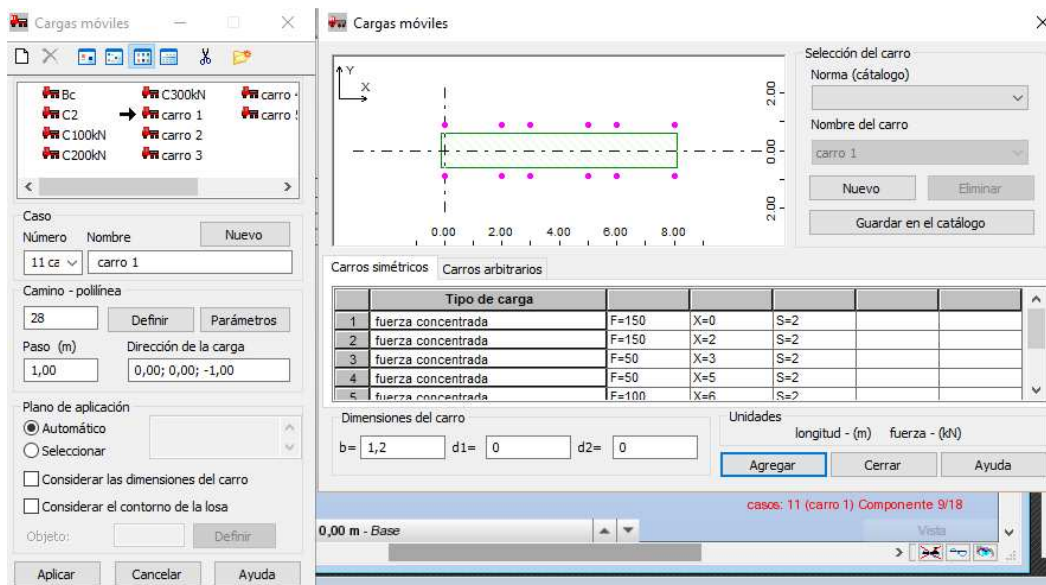


Figura 4.33 Definición de los carros en el programa de cálculo

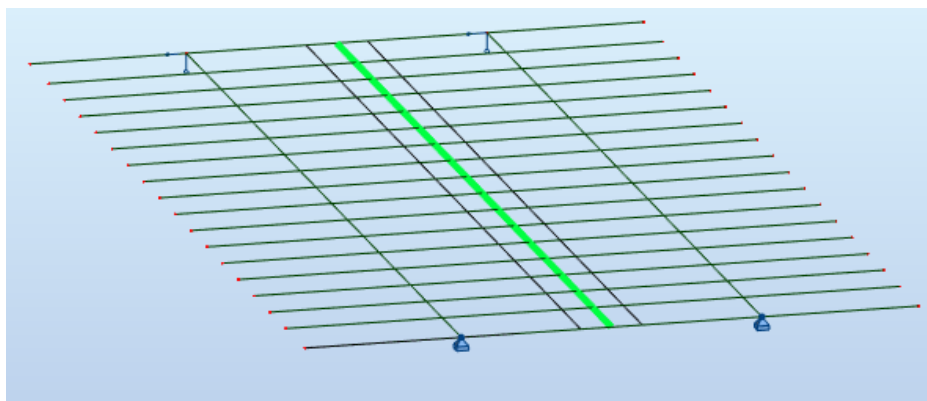


Figura 4.34 Recorrido del tren de cargas del caso 1

#### 4.2.2.4.2 Fuerzas horizontales

“El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en el sentido longitudinal de la carretera soportada por el puente” según el apartado “4.1.3.1 Frenado y arranque”[5] cuyo valor característico para un puente de carriles virtuales de 3 metros y longitud de vano mayor a 1,20 metros viene dado por la siguiente expresión:

$$Q_{ik} = 360 + 2,7L = 360 + 2,7 * 17,4 = 407 \text{ kN}$$

Este valor, es introducido en el modelo como dos cargas horizontales por metro lineal una en cada viga longitudinal, con el siguiente valor:

$$q_{ik, \text{para cada viga}} (\text{kN/ml}) = \frac{407 \text{ kN}}{17,4 \text{ m} * 2 \text{ vigas}} = 11,7 \text{ kN/ml para cada viga}$$

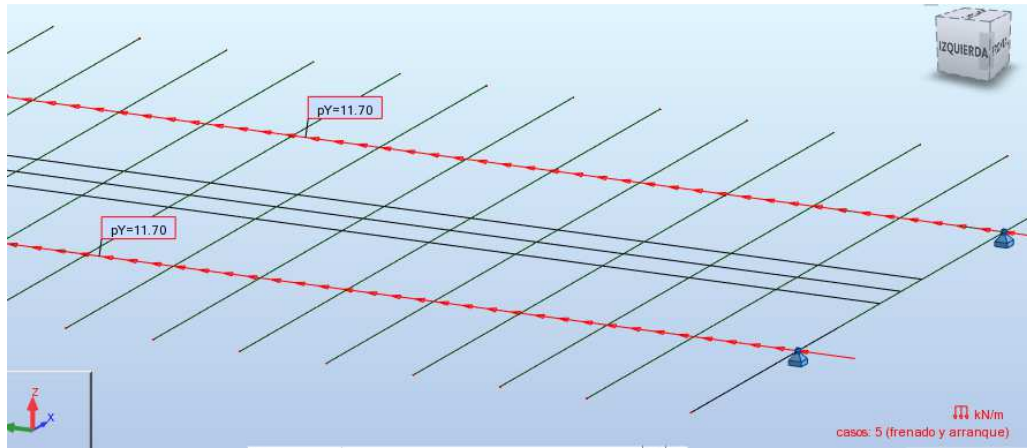


Figura 4.35 Representación de la carga de frenado y arranque en el programa de cálculo

### 4.3 Combinaciones de carga

Para cada situación de proyecto es necesario identificar las hipótesis de cargas críticas y, para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones se obtiene combinando las acciones que pueden actuar simultáneamente. [5]

Estas hipótesis y las relaciones de simultaneidad entre las acciones que las componen se exponen en el apartado 6 de la IAP-11. Según IAP-11, se contemplan las siguientes combinaciones:

- Combinaciones para estado límite último (ELU). Esta hipótesis se puede analizar en situación persistente o transitoria, situación accidental o situación sísmica. Para el dimensionamiento del tablero, se utiliza una combinación de ELU en situación permanente o transitoria, excluyendo situación accidental y sísmica por motivos anteriormente comentados.
- Combinaciones en estado límite de servicio (ELS). Según el estado límite de servicio que se vaya a verificar se deberá utilizar una combinación característica, frecuente o cuasi-permanente. En el presente estudio, se debe de verificar el ELS de flecha, por lo cual se usa una combinación frecuente. [5]

Por lo cual para el **dimensionamiento del tablero** se comprueba el **ELU en situación permanente** que se hace de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \psi_{0,i} \quad (8)$$

En cuanto a las **verificaciones en ELS solo** se tiene en cuenta la verificación de **flecha** (combinación frecuente) que se realiza mediante la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \psi_{2,i} \quad (9)$$

Dónde:



|                     |                                                                                               |
|---------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|
| $G_{k,j}$           | 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                                          |
| $Q_{k,i}\psi_{0,i}$ | Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante |
| $\gamma_G \gamma_Q$ | Coeficientes parciales                                                                        |

Siendo obtenidos los valores del factor de simultaneidad y de los coeficientes parciales de seguridad de las Tablas 4.7 y 4.8 y 4.9:

| ACCIÓN                      |                                |                          | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$               |
|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------|----------|----------|------------------------|
| Sobrecarga de uso           | gr 1, Cargas verticales        | Vehículos pesados        | 0,75     | 0,75     | 0                      |
|                             |                                | Sobrecarga uniforme      | 0,4      | 0,4      | 0 / 0,2 <sup>(1)</sup> |
|                             |                                | 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                      | $F_{\text{vel}}$               | 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                       | $Q_{\text{Snt}}$               | 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                    |

Tabla 4.7 Factores de simultaneidad  $\psi$  [5]

| 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 <sup>(1)</sup> / 1,3 <sup>(2)</sup> |
|                                       | 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 <sup>(3)</sup>                     |
|                                       | 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                                          |

Tabla 4.8 Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma$ , para ELU [5]

| 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 <sup>(1)</sup> | 1,1 <sup>(1)</sup> |
|                                       | 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                |

Tabla 4.9 Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma$ , para ELS [5]

“Deberán realizarse tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominantes y el resto como concomitantes” [5]

En el presente estudio, las acciones que actúan sobre la estructura son de carácter permanente o variable (el pretensado se trata como fuerza exterior para su dimensionamiento), habiéndose establecido cinco casos de carga no concomitantes entre sí, lo que genera una cantidad de combinaciones considerable, y para tener todas en cuenta para el dimensionamiento de la estructura se ha de tomar la envolvente de todas ellas.

Una vez bien definidas las combinaciones necesarias así como factores y coeficientes implicados y conociendo la concomitancia entre las cargas implicadas en el estudio, se introduce en el programa de cálculo toda esta información de la siguiente manera:

1º) Se definen las combinaciones y los coeficientes según la norma, como se observa en la Figura 4.36:

|   | Naturaleza  | Subnaturalez | $\gamma_{max}$ | $\gamma_{min}$ | $\gamma_s$ | $\gamma_a$ | $\Psi_{0,1}$ | $\Psi_{0,2}$ | $\Psi_{0,3}$ | $\Psi_{0,n}$ | $\Psi_1$ | $\Psi_{2,1}$ | $\Psi_{2,n}$ | $\Psi_K$ | $\xi_l$ | $\xi_z$ |
|---|-------------|--------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|--------------|--------------|----------|---------|---------|
| 1 | Permanente  |              | 1.35           | 1              | 1          | 1          |              |              |              |              |          |              |              |          |         |         |
| 2 | Explotación |              | 1.5            |                | 1          |            | 0.7          |              |              |              | 0.5      | 0.3          |              |          |         |         |
| 3 | Viento      |              | 1.5            |                | 1          |            | 0.6          |              |              |              | 0.5      |              |              |          |         |         |
| 4 | Nieve       |              | 1.5            |                | 1          |            | 0.6          |              |              |              | 0.2      |              |              |          |         |         |
| 5 | Temperatura |              | 1.5            |                | 1          |            | 0.6          |              |              |              | 0.5      |              |              |          |         |         |
| 6 | Accidental  |              |                |                |            | 1          |              |              |              |              |          |              |              |          |         |         |
| 7 | Sísmica     |              |                |                |            | 1          |              |              |              |              |          |              |              |          |         |         |
| 8 |             |              |                |                |            |            |              |              |              |              |          |              |              |          |         |         |

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

Figura 4.36 Definición de coeficientes parciales, factores de simultaneidad y combinaciones en el programa de cálculo

2º) Se seleccionan las combinaciones necesarias. Ver Figura 4.36-a

Coef. multiplicador para la nieve

Combinaciones calculadas según los modelos seleccionados:

|                                         |                                         |                       |
|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> ELU | <input checked="" type="checkbox"/> ELU | estándar              |
| <input type="checkbox"/> ELS            | <input type="checkbox"/> ELS            | característica (CHR)  |
| <input type="checkbox"/> ACC            | <input checked="" type="checkbox"/> ELS | frecuente (FRE)       |
| <input type="checkbox"/> ESP            | <input type="checkbox"/> ELS            | casi permanente (QPR) |
|                                         | <input type="checkbox"/> ACC            | accidental            |
|                                         | <input type="checkbox"/> ACC            | sísmica               |

☒ Completas ☐ Simplificadas

< Precedente Nota Ayuda **Generar**

Figura 4.36-a Selección de combinaciones

3º) Se crean relaciones entre los distintos casos de carga para que el programa pueda identificar los casos concomitantes y no concomitantes entre sí. Estas relaciones establecían que las acciones permanentes se combinaran con un solo caso de carro a la vez, lo que permite poder realizar todas las combinaciones posibles y devolver la envolvente de todas ellas, valor dimensionante. Ver Figura 4.36-b.

Naturaleza: explotación

Grupos:

- Q1(o (ind.)):
- Q10(o (ind.)):
- Q11(o (ind.)):
- Q2(o (excl.)):
- Q3(o (excl.)):
- Q4(o (excl.)):
- Q5(o (excl.)):
- Q6(o (excl.)):

Operador:

- ☒ y
- ☐ o (ind.)
- ☐ o (excl.)

Relaciones: Eliminar

( Q7 y Q8 y Q2  
o (excl.)

Eliminar todo

☒ Completas ☐ Simplificadas

< Precedente Nota Ayuda **Generar**

Figura 4.36-b Relaciones de concomitancia entre los caso de carga en Robot

Con esto se generan unas 1500 combinaciones para ELU en situación permanente y unas 500 para ELS aproximadamente, con sus respectivas envolventes, de

las cuales se extraen las leyes de esfuerzos necesarias para realizar las comprobaciones y dimensionamiento de la estructura.

#### 4.4 Obtención de resultados y comprobaciones para el ELS de flecha

Una vez confeccionado el modelo de analítico, introducido en él las cargas y definidas todas las hipótesis y combinaciones necesarias, el programa de cálculo proporciona todas las leyes de esfuerzos necesarias para el dimensionamiento de la estructura así como las deformadas de estas leyes.

Estas leyes pueden ser visualizadas para cada tipo de esfuerzo seleccionado (momento en “x” “y” o “z”, cortante, reacciones, etc.) independiente o a la vez de otro/s para todas las barras del modelo o para una barra seleccionada particularmente, como se puede observar en los siguientes ejemplos en las Figuras 4.37 y 4.38.



Figura 4.37 Visualización de las leyes de momento y cortante sobre el modelo completo para el caso de carga Peso Propio

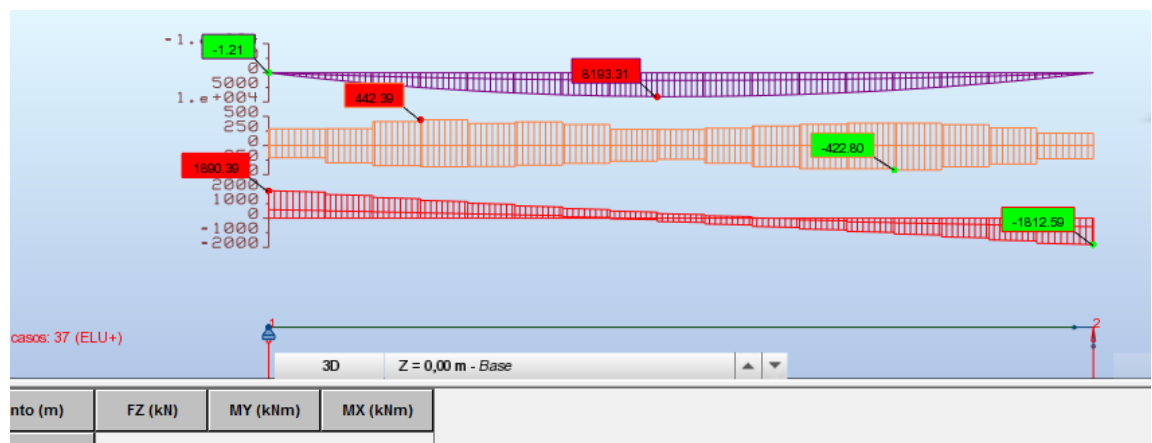


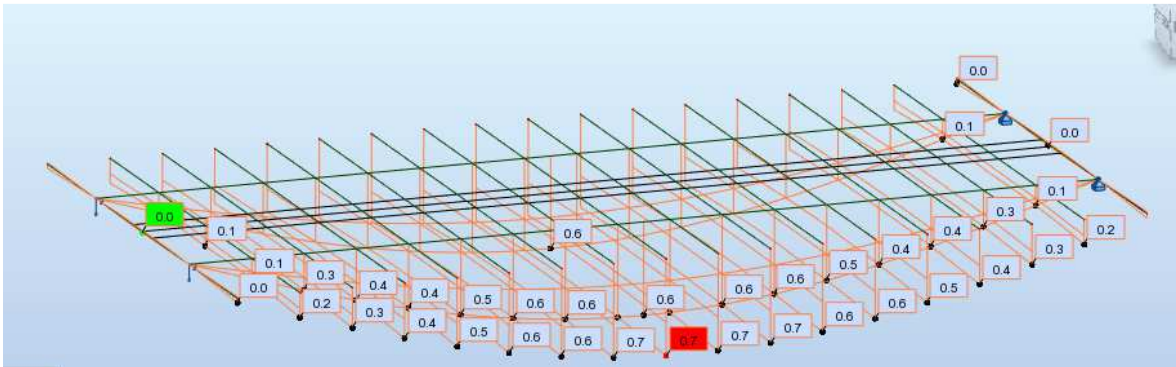
Figura 4.38 Visualización de las leyes de momento, cortante y torsor de la barra longitudinal 1 para la envolvente de positivos de ELU

Como se observa en las figuras anteriores, el programa muestra las leyes con los valores máximos y mínimos, pero a su vez, como se expone en siguientes apartados, se pueden extraer las tablas de datos para la representación en una hoja de cálculo de las leyes y poder trabajar mejor sobre ellas. De este modo, se obtienen todos los valores de esfuerzos necesarios para el dimensionamiento del armado de la estructura que se

realiza en los siguientes puntos, pero a su vez, el programa permite visualizar las flechas para cada barra, como muestra las Figura 4.39 y 4.40.



*Figura 4.39 Vista lateral de la deformada del modelo analítico*



*Figura 4.40 Vista en 3D de la deformada del modelo analítico*

Estas deformadas, son generadas por la combinación de ELS frecuente. La norma IAP-11 [5], indica que para puentes de carretera en combinación frecuente de ELS la flecha máxima vertical debe ser menor que la longitud del puente dividida entre mil. La deformación máxima vertical que muestra el programa es de 0,7 cm.

$$\frac{L}{1000} = \frac{17400\text{mm}}{1000} = 17.4\text{mm} > 7\text{ mm de deformación máxima} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo cual, se verifica el estado límite de deformaciones.

## 4.5 Dimensionamiento del armado de las vigas

El armado de las vigas, está compuesto por armadura longitudinal, activa y pasiva, y armadura transversal.

### 4.5.1 Dimensionamiento de la armadura longitudinal

#### 4.5.1.1 Cálculo de la armadura activa en ELS

Para el presente estudio, la armadura principal está compuesta por cordones de acero pretensado, mediante un sistema preteso. Este sistema se caracteriza por colocar la armadura, de trazado recto, sobre mesas o bancadas de tesado donde el acero se estira mediante gatos hidráulicos colocándose a su vez la armadura pasiva requerida. Posteriormente, se procede a hormigonado, vibrado, curado y desmoldado de la pieza, proceso que puede ocupar entre 24-48 horas obteniendo resistencias de hasta el 95% de la resistencia de proyecto [1].



A diferencia del hormigón armado, con un sistema pretensado es posible controlar los siguientes aspectos:

1º) El grado de fisuración del hormigón. Donde se distinguen los siguientes estados:

- Descompresión. No se alcanzan tracciones en ninguna fibra de la sección.
- Apertura de fisuras. Existen ligeras tracciones menores a la resistencia a tracción del hormigón.
- Fisuración controlada. Se generan tracciones mayores a la resistencia a tracción del hormigón que abren fisuras de ancho fijado. La EHE-08 en su Tabla 5.1.1.2 establece ciertos valores límite en función al tipo de ambiente. [1][4]

2º) La flecha que experimenta la pieza.

En base a lo anterior, los estados de proyecto adoptados son los siguientes:

- Descompresión. Para estado de vacío en el que solo actúe la fuerza de pretensado y el peso propio de la estructura (fabricación, transporte y colocación de vigas).
- Apertura de fisuras. Para estados de puesta servicio donde actúa el resto de carga permanente y las sobrecargas de uso.

En cualquier caso, la tensión de compresión en la fibra más comprimida debe de ser menor al 60% de la resistencia a compresión simple del hormigón.

No se controlan estados de flecha, ya que esté se verificó de acuerdo al apartado 7 de la IAP-11 [5] y no es necesario llevar a cabo ningún procedimiento especial para su control.

Por tanto, este control de fisuración implica un dimensionamiento en ELS, donde se usarán los coeficientes de seguridad mostrados en la Tabla 4.10.

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

Tabla 4.10 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones para la evaluación de estados límite de servicio [4]

El comportamiento de los materiales en ELS se considera dentro del régimen lineal y elástico y, obviando efectos de fatiga, se puede seguir la formulación de la teoría de vigas de Navier-Bernoulli y el principio de superposición para la aplicación de cargas.

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_{y,z}}{I_y} \pm \frac{M_{z,y}}{I_z} \rightarrow \text{Ley de Navier – Bernoulli} \quad (10)$$

Siendo:

$N_x$  El axil en el eje X

$M_y$  El momento en la dirección perpendicular al eje X

$I_y$  El momento de inercia en la dirección perpendicular al eje X

$M_z$  El momento en la dirección perpendicular a los ejes X e Y

$I_z$  El momento de inercia en la dirección perpendicular a los ejes X e Y

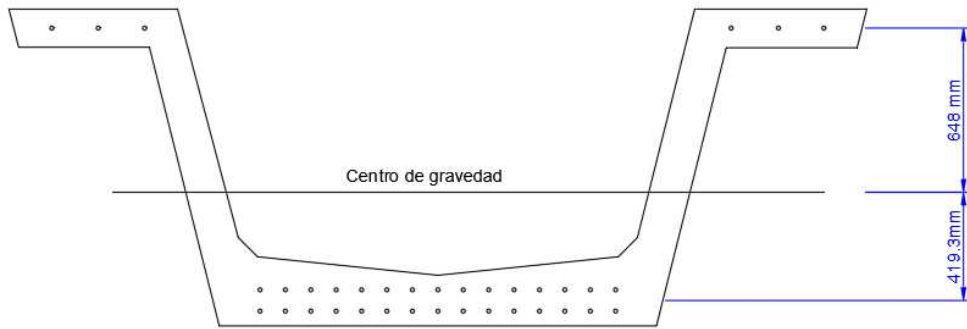
Donde el axil será provocado por la acción del pretensado y los momentos en Y los provenientes de la acción del pretensado, peso propio y cargas muertas, viento y nieve y sobrecargas de uso.

Con estas consideraciones, para el dimensionamiento de la armadura activa el procedimiento a seguir es el siguiente:

- Identificar los esfuerzos ( momentos) que actúan sobre la estructura
- Establecer la cantidad y posición de armadura activa
- Calcular el axil y momentos provocados por la acción del pretensado
- Desarrollar la Ley de Navier-Bernoulli y determinar las propiedades de sección necesarias (área, área neta, inercias...)
- Calcular las tensiones en las fibra superior e inferior de la sección y verificar que cumplen los estados de proyectos deseados, de no ser así, modificar cantidad de pretensado hasta verificarlos.

Este procedimiento implementado en una hoja de cálculo permite modificar la cantidad de pretensado en sucesivas iteraciones hasta hallar la cantidad de armadura activa necesaria para que la sección cumpliera los objetivos de proyecto deseados, en el presente documento. Se muestra a continuación el procedimiento seguido para el cálculo de la armadura activa para la disposición final de pretensado obtenida de la hoja de cálculo.





*Figura 4.41 Sección transversal viga vano central y disposición de armadura activa*

Como se muestra en la Figura 4.41, la disposición final de la armadura activa consta de 36 cordones de acero pretensado Y1860 s7 de 0.6", 30 de ellos colocados en dos filas de 15 cordones en el alma inferior cuyo centro de gravedad dista 419.3 mm del centro de gravedad de la pieza y 6 cordones de pretensado (3 por ala superior), con una excentricidad respecto al c.d.g. de la viga de 648 mm, con objeto de evitar la fisuración y una contraflecha excesiva en estado de vacío (transporte y colocación de la viga desde la central hasta la obra).

Los momentos que actúan sobre la estructura y permiten el dimensionamiento en de la armadura son obtenidos del programa Robot, tal y como se explica en apartados anteriores. Dado que se dimensiona en ELS y se deben analizar las tensiones provocadas por cada esfuerzo en cada fase de colocación de cargas sobre la viga (desmoldado, transporte y puesta en servicio) no se utiliza un valor de esfuerzo proveniente de una envolvente de combinaciones sino que se extrajeron los momentos provocados por cada caso de carga independientemente, sin mayorar o combinar con otros. Ver Figura 4.37.

Los momentos en "y", extraídos de Robot, para cada caso de carga son los siguientes:

- $M_{y, \text{Peso propio}} = 2036.4 \text{ kNm}$
- $M_{y, \text{Cargas Muertas}} = 550.95 \text{ kNm}$
- $M_{y, \text{Viento}} = 140.1 \text{ kNm}$
- $M_{y, \text{Nieve}} = 136.22 \text{ kNm}$
- $M_{y, \text{Carro Pésimo}} = 3077.15 \text{ kNm}$

El cálculo de la carga transmitida por el pretensado se realiza de la siguiente manera:

La tensión inicial del acero de pretensado, se toma como el valor mínimo del 75% de la tensión de rotura del acero o el 90% del límite elástico.

$$\sigma_{0,lim} = \text{Mín}\{0.75f_{p,max}, 0.9f_{py}\} \quad (11)$$

Siendo:

$$f_{p,max} = 1860 \text{ N/mm}^2 \text{ y } f_{py} = 1640 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{0,lim} = \text{Mín}\{0.75 * 1860, 0.9 * 1640\} = 1395 \text{ N/mm}^2$$

Por lo cual la carga inicial que transmite el pretensado se calcula multiplicando el valor de la tensión inicial por el área de pretensado. Los cordones de acero Y1860 s7 de diámetro 0.6" tienen un área nominal de 139.45 mm<sup>2</sup>.

$$P_{0,alas superiores} = 6 \text{ cordones} * 139.45 \frac{\text{mm}^2}{\text{cordón}} * 1395 \text{ N/mm}^2 = 1167196.5 \text{ N}$$

$$P_{0,ala inferior} = 30 \text{ cordones} * 139.45 \frac{\text{mm}^2}{\text{cordón}} * 1395 \text{ N/mm}^2 = 5835982.5 \text{ N}$$

Pero estas cargas no son reales debido a que el acero pretensado sufre una serie de pérdidas de tensión, que pueden darse de manera instantánea al entrar en carga el pretensado, o ser diferidas en el tiempo [4].

Las pérdidas instantáneas en un sistema preteso son debidas a los siguientes factores:

- Penetración de cuñas.
- Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia.
- Dilatación térmica.
- Acortamiento elástico del hormigón.

Las pérdidas diferidas en un sistema preteso son debidas a los siguientes factores:

- Retracción del hormigón.
- Fluencia del hormigón.
- Relajación de tensiones del acero.

Para el presente estudio, a falta de estudios más precisos, se estimarán los valores de las pérdidas del pretensando como un porcentaje de la carga inicial, valor que será previsiblemente mayor al provocado por las pérdidas reales pero que permite un dimensionamiento del lado de la seguridad.

$$\text{Pérdidas instantáneas} \rightarrow \Delta P_{ins} = 6\% P_0 \quad (12)$$

$$\text{Pérdidas diferidas} \rightarrow \Delta P_{\infty} = 13\% P_0 \quad (13)$$

Por lo cual, las cargas de pretensado características son las siguientes:

$$P_{k,ins,alas superiores} = P_{0,alas superiores} - 6\% * P_{0,alas superiores} = 1097164.71 \text{ N}$$

$$P_{k,\infty,alas superiores} = P_{0,alas superiores} - 19\% * P_{0,alas superiores} = 945429.165 \text{ N}$$

$$P_{k,ins,ala inferior} = P_{0,ala inferior} - 6\% * P_{0,ala inferior} = 5485823.55 \text{ N}$$

$$P_{k,\infty,ala inferior} = P_{0,ala inferior} - 19\% * P_{0,ala inferior} = 4727145.83 \text{ N}$$

Una vez calculados todos los esfuerzos que actúan sobre la estructura, habrá que realizar las siguientes comprobaciones, en las fibras superior e inferior de la sección, mediante la Ley de Navier-Bernoulli, teniendo en cuenta el criterio de signos adoptado, donde las compresiones son tensiones positivas y las tracciones negativas.

1º comprobación. Sección en vacío, solo actúan el pretensado y el peso propio. Comprobación con pérdidas instantáneas y considerando el pretensado como acción desfavorable.

- Extremo de la viga.

$$\sigma_{vacío,ins,extr} = \frac{(P_{kins,A.S.P_{kins,A.I})\gamma_{des}}}{A_n} \pm \frac{P_{kins,A.S}\gamma_{des}e_s}{I_n} \pm \frac{P_{kins,A.I}\gamma_{des}e_i}{I_n} \begin{cases} > 0 \text{ en la fibra superior} \\ < 0.6 f_{ck} \text{ en la fibra inferior} \end{cases} \quad (14)$$

- Centro de la viga

$$\sigma_{vacío,ins,centro} = \frac{(P_{kins,A.S.P_{kins,A.I})\gamma_{des}}}{A_n} \pm \frac{P_{kins,A.S}\gamma_{des}e_s}{I_n} \pm \frac{P_{kins,A.I}\gamma_{des}e_i}{I_n} \pm \frac{M_{p.p.*\gamma_h}}{I_h} \begin{cases} > 0 \text{ en la fibra inferior} \\ < 0.6 f_{ck} \text{ en la fibra superior} \end{cases} \quad (15)$$

2º Comprobación. En servicio, actúan todos los momentos de los distintos casos de carga. Comprobación a tiempo infinito considerando el pretensado como acción favorable.

Solo se comprueba el centro de la viga al no haber más acciones que afecten a los extremos.

$$\sigma_{vacío,\infty} = \frac{(P_{k\infty,A.S.P_{kins,A.I})Y_{fav}}}{A_n} \pm \frac{P_{k\infty,A.S}Y_{fav}e_s}{I_n} \pm \frac{P_{k\infty,A.I}Y_{fav}e_i}{I_n} \pm \frac{M_{p.p}*y_h}{I_h} \quad (16)$$

$$\sigma_{sec.compuesta} = \pm \frac{M_{c.m}M_vM_nM_{c.p}Y_{h,sección\ compuesta}}{I_{h,sección\ compuesta}} \quad (17)$$

$$\sigma_{fibra\ inferior,servicio} = \frac{(P_{k\infty,A.S.P_{kins,A.I})Y_{fav}}}{A_n} - \frac{P_{k\infty,A.S}Y_{fav}e_s}{I_n} + \frac{P_{k\infty,A.I}Y_{fav}e_i}{I_n} - \frac{M_{p.p}*y_h}{I_h} - \frac{M_{c.m}M_vM_nM_{c.p}Y_{h,sección\ compuesta}}{I_{h,sección\ compuesta}} > f_{ckt} \quad (18)$$

$$\sigma_{fibra\ superior,servicio} = \frac{(P_{k\infty,A.S.P_{kins,A.I})Y_{fav}}}{A_n} + \frac{P_{k\infty,A.S}Y_{fav}e_s}{I_n} - \frac{P_{k\infty,A.I}Y_{fav}e_i}{I_n} + \frac{M_{p.p}*y_h}{I_h} + \left[ \frac{1.25 - \left( \frac{1.5*\sigma_{sec.compuesta,fibra\ inferior}}{\sigma_{sec.compuesta,fibra\ superior} - \sigma_{sec.compuesta,fibra\ inferior}} \right)^{(*)}}{1.5/\sigma_{sec.compuesta,fibra\ superior} - \sigma_{sec.compuesta,fibra\ inferior}} \right] < 60\% \quad (19)$$

Siendo:

$A_n$  Área de la sección neta (sección de viga artesana sin área de acero de pretensado). Ver Figura 4.42

$I_n$  Momento de inercia de la sección neta. Figura 4.42.

$Y_{s,n}$  Distancia desde la fibra superior hasta el c.d.g de la sección neta. Figura 4.42.

$Y_{i,n}$  Distancia desde la fibra inferior hasta el c.d.g de la sección neta. Figura 4.42.

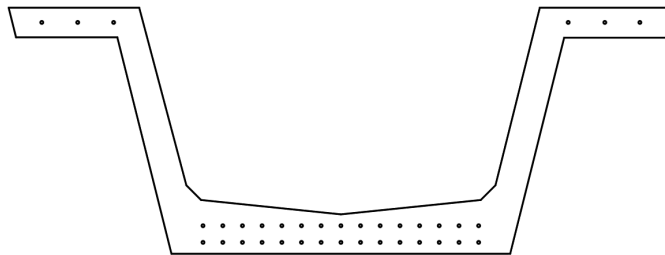
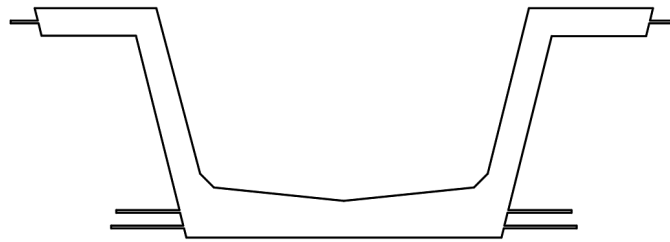


Figura 4.42 Sección neta

$I_h$  Momento de inercia de la sección homogeneizada. Ver Figura 4.43.

$Y_{s,h}$  Distancia desde la fibra superior hasta el c.d.g de la sección homogeneizada. Figura 4.43.

$Y_{i,h}$  Distancia desde la fibra inferior hasta el c.d.g de la sección homogeneizada. Figura 4.43.

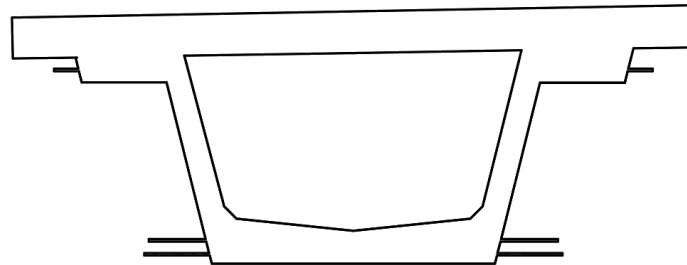


*Figura 4.43 Sección homogeneizada*

$I_{h,sec.compuesta}$  Momento de inercia de la sección homogeneizada compuesta (viga + losa). Ver Figura 4.44

$Y_{s,,h,sec compuesta}$  Distancia desde la fibra superior hasta el c.d.g de la sección homogeneizada compuesta. Figura 4.44.

$Y_{i,h,sec compuesta}$  Distancia desde la fibra inferior hasta el c.d.g de la sección homogeneizada compuesta. Figura 4.44.



*Figura 4.44 Sección compuesta homogeneizada*

$e_s$  Distancia desde el centro de gravedad de la línea de pretensando superior hasta el centro de gravedad de la sección bruta. Figura 4.41.

$e_i$  Distancia desde el centro de gravedad de la línea de pretensando inferior hasta el centro de gravedad de la sección bruta. Figura 4.41.

Todas estas propiedades de sección, han sido calculadas mediante la herramienta Propfis del programa AutoCad de las secciones de las Figuras de la 4.42 a la 4.44, siendo el valor de ellas:

$$A_n = 902258.3 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,1788 * 10^{12} \text{ m}^4$$

$$Y_{s,n} = 729.1 \text{ mm}$$

$$Y_{i,n} = 520.9 \text{ mm}$$

$$I_h = 0,1859 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$Y_{s,h} = 734.3 \text{ mm}$$

$$Y_{i,h} = 515.7 \text{ mm}$$

$$I_{h,sec.compuesta} = 0,6274 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$Y_{s,,h,sec compuesta} = 642.5 \text{ mm}$$

$$Y_{i,h,sec compuesta} = 857.5 \text{ mm}$$

$$e_s = 648.3 \text{ mm}$$

$$e_i = 419.3 \text{ mm}$$

Si se verifican las ecuaciones (14), (15), (18) y (19) la sección resiste cumpliendo con los objetivos de proyecto establecidos y el armado es válido.

(\*) La expresión entre corchetes aparece debida al incremento de altura en la sección al aplicar el resto de carga permanente más la sobrecarga uso sobre la losa de compresión. Si se sumara la tensión obtenida en  $\sigma_{sec.compuesta,sibra superior}$  se estaría sobredimensionando considerando una tensión mayor a la que existe en la fibra a la altura de la viga artesa. Por lo cual, es necesario calcular la tensión a la altura de la fibra superior de la viga artesa siendo este el resultado.

Sustituyendo los datos en las ecuaciones se comprueba si la sección resiste:

$$\sigma_{vacío,ins,extro,fibra inferior} = 12.21 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{vacío,ins,extro,fibra superior} = 0.9 \text{ N/mm}^2 > 0 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{vacío,ins,centro,fibra inferior} = 6.56 \text{ N/mm}^2 > 0 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{vacío,ins,centro,fibra superior} = 8.94 \text{ N/mm}^2 > 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{fibra inferior,servicio} = -2.38 \text{ N/mm}^2 > -2.85 \text{ N/mm}^2 = f_{ckt} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{fibra superior,servicio} = 11.12 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

|                                             | Tensiones (N/mm <sup>2</sup> ) |          |             |
|---------------------------------------------|--------------------------------|----------|-------------|
|                                             | Fabricación y Transporte       |          | En servicio |
|                                             | Centro                         | Extremos | Centro      |
| <b>Fibra inferior viga</b>                  | 6,56                           | 12,21    | -2,38       |
| <b>Fibra superior viga</b>                  | 8,94                           | 0,90     | 11,12       |
| <b>Fibra inferior sección homogeneizada</b> | 0                              | 0        | -5,34       |
| <b>Fibra superior sección homogeneizada</b> | 0                              | 0        | 4,00        |

*Tabla 4.11 Evolución de las tensiones en el proceso de fabricación, colocación y puesta en obra de las secciones a analizar*

Al verificarse que todas las tensiones cumplen los objetivos de proyecto en las fibras deseadas el dimensionamiento es correcto.

#### *4.5.1.2 Comprobación de la armadura activa en ELU y adición de armadura pasiva. Enfundado de los cordones de pretensado*

Una vez dimensionada la armadura activa en estado límite de servicio el siguiente paso es comprobar la sección en estado límite último, donde las exigencias son mayores debido a la mayoración de acciones y minoración de resistencias, si la sección no cumpliera, sería necesario añadir armadura pasiva para completar el armado de la sección. Es esta una de las grandes ventajas de dimensionar la armadura activa en ELS pues tenemos un control total sobre el estado de fisuración de las vigas con una cantidad de cordones menor a la que se requeriría si se hubiera dimensionado en ELU, y si la sección no cumpliera, se añadiría armadura pasiva de menor coste que la activa.

La comprobación se realiza mediante un programa de hecho en el entorno MatLab basando en los dominios de deformación del hormigón. En el programa, introduciendo el par momento-axil solicitante y las características resistentes de la sección (considerada como viga + losa), da como salida la gráfica momento-axil de la sección introducida junto con el punto momento-axil solicitante. La gráfica delimita el par momento-axil que resiste la sección y con ella es fácil identificar si esta cumple con el armado dispuesto o es necesaria añadir armadura pasiva.

La Figura 4.45 muestra la entrada de datos del programa donde se define: La geometría de la viga, las características del acero activo, pasivo y hormigón, geometría y características de la losa, armadura introducida y par momento-axil solicitante.

```

clear
clc
|
%   GEOMETRÍA DE LA VIGA (distancias en milímetros)
geom_viga = [ 1720      0      ;
              1820      200    ;
              436       273    ;
              324       348    ;
              324      1100    ;
              1332      1100    ;
              1328      1250];

%   CARACTERISTICAS DEL ACERO DE ARMAR
Ea = 200000; %MPa
fyk_a = 500; %MPa
gamma_a = 1.15;
%   CARACTERISTICAS DEL ACERO DE PRETENSAR
Ep = 190000; %MPa
fyk_p = 1860; %MPa
gamma_p = 1.15;
eps_ps0 = 0.0064; %Deformacion del pretensado tras perdidas (pretens. sup.)
eps_pi0 = 0.0064; %Deformacion del pretensado tras perdidas (pretens. inf.)

%   CARACTERISTICAS DE LA SECCION DE HORMIGON DE LA VIGA
fck_viga = 50; %MPa
gamma_c = 1.5;
h_viga = max(geom_viga(:,2));
[A_viga, Yg_viga] = get_A_y_cdg_total(geom_viga);

%   CARACTERISTICAS DE LA LOSA
fck_losa = 25; %MPa
b_losa = 5000; %mm
h_losa = 250; %mm
%   ARMADO
%   Armadura activa
Ap_i = 3640; %mm2
hp_i = 100; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)
Ap_s = 840; %mm2
hp_s = 1175; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)

%   Armadura pasiva
Aa_i = 0; %mm2
ha_i = 100; %mm (distancia desde el inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)
Aa_s = 0; %mm2
ha_s = 75; %mm (distancia desde el inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)

%   Par Momento-Axil a comprobar
M_x = 8193.31; % en kN·m
N_x = 319.14; % en kN

```

*Figura 4.45 Entrada de datos programa de MatLab*

El par momento-axil solicitante se obtiene, como se ha explicado con anterioridad, del programa Robot de la envolvente de esfuerzos de las combinaciones en ELU. Como se observa para la primera comprobación la cuantía de armado pasivo se



considera cero por qué se quiere comprobar si es capaz de resistir el acero activo el esfuerzo solicitante.

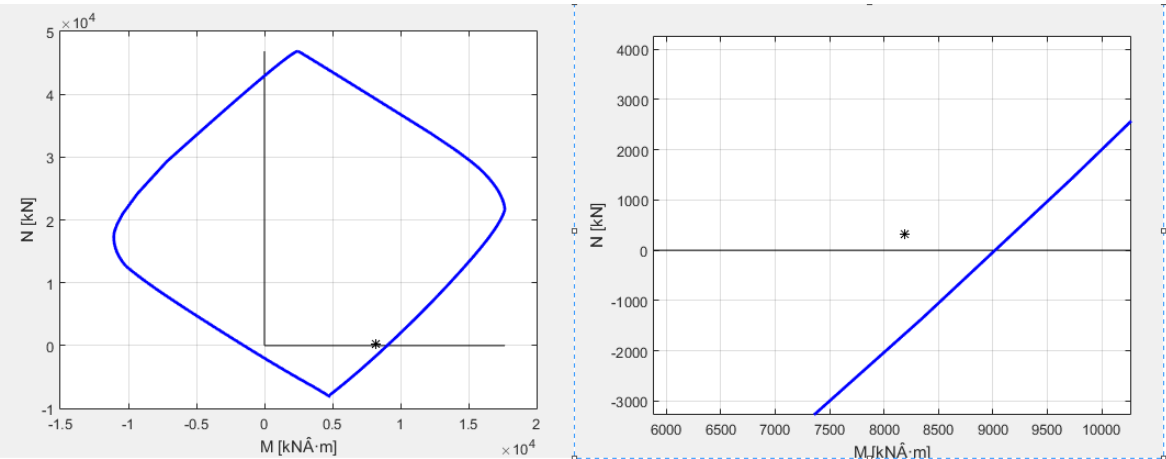


Figura 4.46 Gráfica momento-axil resistente de la sección con 30 cordones de pretensado.

Como se observa en la Figura 4.46 para el par momento-axil solicitante, la sección es capaz de aguantar, de hecho resiste hasta un momento de 9020 mkN, lo que significa que no es necesario añadir armadura pasiva por cálculo ni en las vigas ni en la losa.

Para las vigas es necesario la adición una cuantía mínima de acero pasivo para esfuerzos a flexión (aparte de los requerimientos de armado longitudinal para la comprobación de esfuerzo torsor). Esta cuantía viene indicada en el Artículo 42º de la EHE-08 [4] y será la mayor de la cuantía mínima geométrica y mecánica.

| 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 <sup>(1)</sup>         |                                                                | 2,0                                   | 1,8                                   |
| Forjados unidireccionales    | Nervios <sup>(2)</sup>                                         | 4,0                                   | 3,0                                   |
|                              | Armadura de reparto perpendicular a los nervios <sup>(3)</sup> | 1,4                                   | 1,1                                   |
|                              | Armadura de reparto paralela a los nervios <sup>(3)</sup>      | 0,7                                   | 0,6                                   |
| Vigas <sup>(4)</sup>         |                                                                | 3,3                                   | 2,8                                   |
| Muros <sup>(5)</sup>         | Armadura horizontal                                            | 4,0                                   | 3,2                                   |
|                              | Armadura vertical                                              | 1,2                                   | 0,9                                   |

Tabla 4.12 Cuantías mínimas geométricas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón [4]

La cuantía mínima geométrica, se obtiene como un tanto por mil de la sección bruta de hormigón de acuerdo a la Tabla 4.11.

$$As1, min, geo = \frac{2.8}{1000} * A_b = \frac{2.8}{1000} * 907000mm^2 = 2539.6 mm^2$$

Para la cuantía mínima mecánica se sigue la siguiente expresión:

$$As1, min, mec = \frac{W}{0.8 h} \frac{f_{ct,ml}}{f_{yd}} [4] \quad (20)$$

Siendo:

$W$  Módulo resistente de la sección bruta de la fibra más traccionada mediante la siguiente expresión:

$$W = \frac{I_y}{y_{max}} = \frac{0.1799m^4}{0.7275 m} = 0.2473 m^3$$

$f_{ct,ml}$  Resistencia media a flexotracción mediante la siguiente expresión:

$$f_{ct,ml} = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{h}{1000} \right) * f_{ct,m}, f_{ct,m} \right\} \text{ para } f_{ct,m} = 0.58f_{ck} = 0.58 * 50$$

$$= 4.1 N/mm^2$$

$$f_{ct,ml} = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{1250}{1000} \right) * 4.1, 4.1 \right\} = \max \{ 1.435, 4.1 \} = 4.1 N/mm^2$$

$$As1, min, geo = 0.2473 * \frac{10^9}{0.8 * 1250} * \frac{4.1}{\frac{500}{1.15}} = 2331.90mm^2$$

Por lo cual, la cuantía de armadura pasiva será:

$$As1, min = 2539.6mm^2$$

$$As2, min = 0.3 * As1, min[4] = 0.3 * 2539.6 = 761.88 mm^2$$

En cuanto a la armadura pasiva, se realizarán 2 enfundados de 4 cordones de pretensado cada uno, enfundando 8 cordones en total, para evitar que la contraflecha producida por el pretensado sea excesiva. Esto se lleva a cabo con el programa de Matlab reduciendo el área de armadura activa (quitando cordones en definitiva) y enfundando hasta una longitud donde resista.

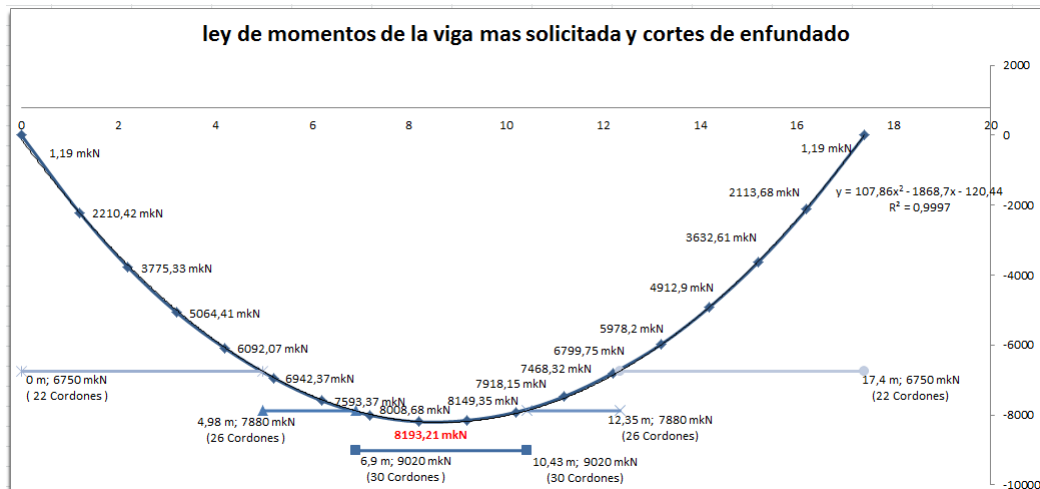


Figura 4.47-a Ley de momentos de la viga más solicitada y cortes de enfundado sin retranquear

Como se observa en la Figura 4.47-a en el primer corte se enfundan 8 cordones durante una longitud de 5 metros desde cada lado de la viga, con lo que se consigue resistir un momento de 6750 mkN. En el segundo corte, se liberan 4 cordones, quedando otros 4 enfundados durante 2.9 metros, resistiendo la sección 7880 mkN en ese tramo. Desde los 6,9 metros hasta los 10,43 metros ningún cordón se encuentra enfundado resistiendo la sección los 9020mkN.

Por último para definir perfectamente los cortes de enfundado es necesario considerar la ley de momentos retranqueada un canto útil, lo que se traduce en el retranqueo de los cortes de enfundado un canto útil, siendo el resultado final el mostrado en el Figura 4.47-b.

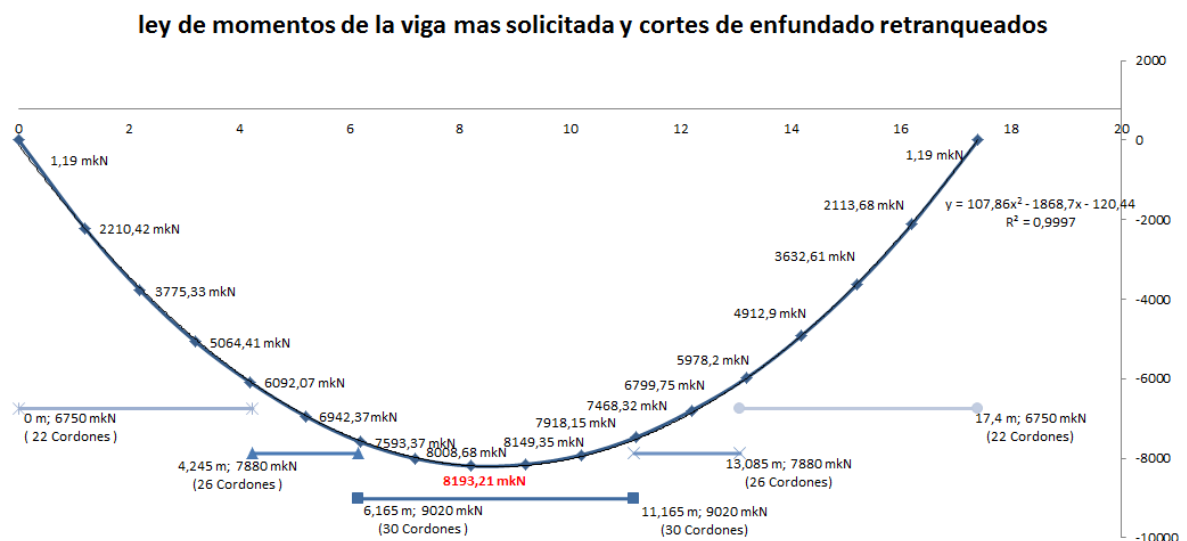


Figura 4.47-b Definición de los cortes de enfundado para la ley de momentos de la viga más solicitada retranqueada un canto útil

#### 4.5.1.3 Armadura de piel

La armadura de piel necesaria para el armado y montaje del resto de armadura, se calcula según la expresión que da Varona Moya en su libro [9]:

$$A_{piel} \geq \frac{0.5}{1000} * A_b \quad (21)$$

Siendo:

$A_b$  Área bruta de la sección

$$A_{piel} \geq \frac{0.5}{1000} * 0.907 * 10^6 = 453.5 mm^2$$

La disposición de la armadura de piel, y toda la armadura en general, se encuentra en el capítulo 7 “PLANOS”.

#### 4.5.2 Dimensionamiento de la armadura transversal

##### 4.5.2.1 Comprobación a cortante, torsor e interacción cortante-torsor y cálculo de cuantías

###### 4.5.2.1.1 Comprobación de cortante

La comprobaciones antes esfuerzos de cortante, torsor y la interacción entre ambos se realiza de acuerdo a los Artículos 44º y 45º de la EHE-08 [4].

En primer lugar, se realiza la comprobación para esfuerzo cortante, Artículo 44º de la EHE-08. Para verificar la sección, se deben de cumplir las siguientes condiciones:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (22)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (23)$$

Siendo:

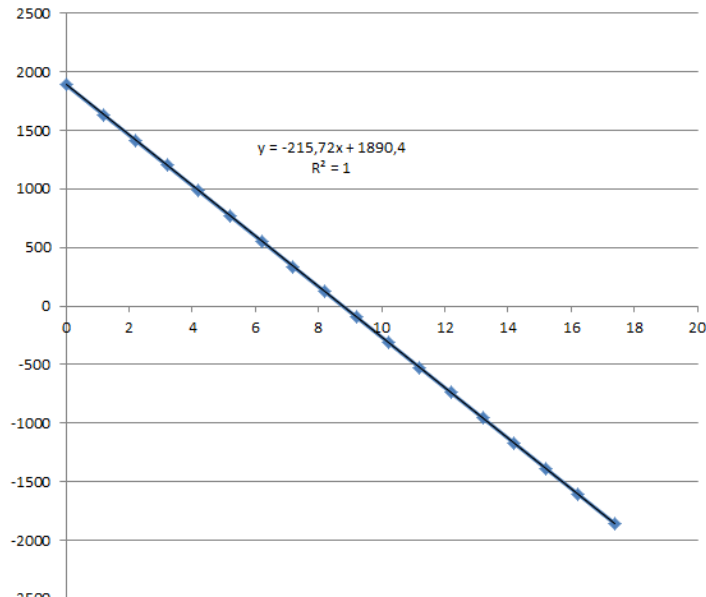
$V_{rd}$  Esfuerzo cortante efectivo

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

$V_{u1}$  Esfuerzo cortante por tracción del alma

El esfuerzo cortante efectivo se obtiene, al igual que el resto de esfuerzos, del programa Robot de la envolvente de combinaciones en ELU. Dado el carácter lineal de la ley de cortantes (Ver Figura 4.48), esta encuentra sus valores máximos en los extremos y siendo de valor cero en el centro de la viga, lo que supone que un armado constante a lo largo de toda la viga pero suficiente para cumplir con el cortante de los extremos sería un

exceso de acero en un gran tramo de la viga, con su correspondiente coste. Por lo cual, para optimizar el armado frente a sollicitación de cortante, se dividió la viga en tres tramos, coincidentes con los cortes de enfundado del armado activo (sin retranquear pues para la comprobación a cortante es necesario volver a retranquear la ley de cortantes) y cada tramo tendrá una cuantía correspondiente a su esfuerzo.



*Figura 4.48 Ley de cortantes, obtenida derivando la ley de momentos de la envolvente de las combinaciones de ELU.*

Esta ley no se corresponde con la envolvente real de cortantes, pues la ley de envolventes tendría una discontinuidad al solo tomar valores positivos o negativos de cortante, pero es de gran utilidad para el dimensionamiento de la sección al poder obtener una ecuación de donde se obtendrán los valores para el punto de la viga deseado. De esta manera, se obtuvieron los siguientes valores de esfuerzos de cortante efectivos:

$$V_{rd,1}(x = 0 \text{ m}) = 1890.40 \text{ kN}$$

$$V_{rd,2}(x = 5 \text{ m}) = 811.65 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3}(x = 7 \text{ m}) = 380.15 \text{ kN}$$

Con estos valores de esfuerzo cortante se comprueba la condición de la expresión (22), pero para poder verificar la condición de la expresión (23), es necesario tomar un valor de esfuerzo cortante retranqueado un canto útil desde donde se mide el esfuerzo cortante para necesario para la primera comprobación. [4]

El canto útil,  $d$ , se obtiene de la siguiente manera:

$$d = h - d' = 1500 - 30 = 1470 \text{ mm}$$

Por lo cual, para la comprobación por agotamiento por tracción del alma se utilizan los siguientes valores:

$$V_{rd,1,2}(x = 0) = 1890.40 \text{ kN} \rightarrow \text{Es el valor máximo y no necesita retranqueo}$$

$$V_{rd,2,2}(x = 5 - 1.47 \text{ m}) = 1139.59 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3,2}(x = 7 - 1.47 \text{ m}) = 708.69 \text{ kN}$$

Para la determinación del valor de la resistencia por agotamiento por compresión oblicua en el alma se sigue la siguiente expresión proporcionada por el apartado 44.2.3.1 de la EHE-08. [4]

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (24)$$

Donde:

$f_{1cd}$  Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} = 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{50}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$b_0$  Ancho de la superficie para el cálculo de área de cortante en "z". Ver Figura 4.8

$$b_0 = 0.1537 * 2 = 0.3074 \text{ m}$$

$K$  Coeficiente que depende del esfuerzo axial,  $\sigma_{cd}$ , dependiente solamente de la carga de pretensado en el caso particular de este estudio.

$$\sigma_{cd} = \frac{Np}{An} = \frac{945250 + 4727400}{902258.3} = 6.28 \text{ N/mm}^2$$

$$K = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{\frac{3.28}{50}}{1.5} = 1.18$$

Para

$$0 < \sigma_{cd} < 0.25 f_{cd}$$

$\theta = 45^\circ$  Ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza

$\alpha = 76^\circ$  Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza

Por lo cual aplicando la expresión (24) comprobamos si la sección cumple por agotamiento por compresión oblicua del alma.

$$V_{u1} = 1.18 * 20 * 307.4 * 1470 * \frac{\cotg 45 + \cotg 76}{1 + \cotg^2 45} = 6661,617 * 10^3 N = 6661,67 kN$$
$$> V_{rd1}, V_{rd2} \text{ y } V_{rd3} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Una vez verificado el agotamiento por compresión oblicua del alma se procede a comprobar el agotamiento por tracción por el apartado 44.2.3.2.2 de la EHE-08.

$$V_{rd,i,2} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (25)$$

Donde:

$V_{su}$  Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. Será de la expresión de este valor de donde se obtendrá la cuantía para el armado de la armadura transversal de cortante.

$$V_{su} = z * \sen \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) A_{\alpha} f_{\alpha d} \quad (26)$$

Donde:

$z$  Brazo mecánico. Puede aproximarse como 0.9 veces el canto útil.

$$z = 0.9 * 1470 = 1323 \text{ mm}$$

$A_{\alpha}$  Área por unidad de longitud de la armadura transversal

$f_{\alpha d}$  Resistencia de cálculo de la armadura transversal  $f_{\alpha d} \leq 400 N/mm^2$

$V_{cu}$  Contribución del hormigón al esfuerzo cortante,

$$V_{cu} = \left[ \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cd} \right] \beta b_0 d \quad (27)$$

Con un valor mínimo de:

$$V_{cu,min} = \left[ \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^2 f_{cv}^{\frac{2}{3}} + 0.15 \sigma_{cd} \right] db_0 \quad (28)$$

Donde:

$f_{cv}$  Resistencia efectiva del hormigón a cortante del hormigón de valor  $f_{cv} = f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1 + \sqrt{\frac{200}{1470}} = 1.36 < 2$$

$\rho_l$  Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal a tracción, pasiva y activa adherente.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 * d} = \frac{4353.6 + 5040}{307.4 * 1470} = 0.0207 > 0.02 \rightarrow \rho_l = 0.02$$

Para:

$$\beta = \frac{2 \cot \theta - 1}{2 \cot \theta_e - 1} \text{ si } 0.5 \leq \cot \theta < \cot \theta_e \quad (29)$$

$$\beta = \frac{\cot \theta - 2}{\cot \theta_e - 2} \text{ si } \cot \theta_e \leq \cot \theta < 2,0 \quad (30)$$

$\theta_e$  Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras. Calculado por la siguiente expresión en grados sexagesimales, considerando la interacción del cortante con otros esfuerzos en ELU.

$$\theta_e = 29 + 7 \varepsilon_x \quad (31)$$

$\varepsilon_x$  Deformación longitudinal en el alma expresada en tanto por mil y obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_x \sim \frac{\frac{M_d + V_r d - 0.5 N d}{z}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} * 1000 \geq 0 \quad (32)$$



Al estar analizando tres tramos, se tienen tres valores para el cálculo de estos parámetros y en consecuencia para el cálculo de la contribución del hormigón al esfuerzo cortante. A continuación se determinan estos valores:

$$\varepsilon_{x,i} \sim \frac{\frac{8193,31 * 10^6}{0,9 * 1470} + V_{rd,i} - 0,5 * 319,14 * 10^3}{2(210.000 * 5040 + 210.00 * 4353.6)} * 1000$$

$$\varepsilon_{x,1} = 1.81 \rightarrow \theta_{e,1} = 29 + 7 * 1.81 = 41,67^\circ \rightarrow \cotg\theta_{e,1} = 1.123$$

$$\varepsilon_{x,2} = 1.557 \rightarrow \theta_{e,1} = 29 + 7 * 1.557 = 39.90^\circ \rightarrow \cotg\theta_{e,2} = 1.19$$

$$\varepsilon_{x,3} = 1.46 \rightarrow \theta_{e,1} = 29 + 7 * 1.46 = 39.22^\circ \rightarrow \cotg\theta_{e,3} = 1.225$$

Por lo cual:

$$\beta_i = \frac{2\cotg\theta - 1}{2\cotg\theta_{e,i-1}} \text{ si } 0.5 \leq \cotg\theta = 1 < \cotg\theta_e$$

$$\beta_1 = 0.803$$

$$\beta_2 = 0.7184$$

$$\beta_3 = 0.6897$$

Sustituyendo en las ecuaciones (27) y (28) todos estos valores se calcula el valor de la contribución del hormigón frente al cortante:

$$V_{cu,i} = \left[ \frac{0.15}{1.5} 1.36(100 * 0.02 * 50)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * 6.28 \right] \beta_i 307.4 * 1470 = 735686,32 * 10^{-3} * \beta_i$$

$$V_{cu,1} = 590.75 \text{ kN}$$

$$V_{cu,2} = 528.51 \text{ kN}$$

$$V_{cu,3} = 507.40 \text{ kN}$$

Para un valor mínimo de:

$$V_{cu,min} = \left[ \frac{0.075}{1.5} 1.36^{\frac{3}{2}} * 50^{\frac{2}{3}} + 0.15 * 6.28 \right] 307.4 * 1470 * 10^{-3} = 702,93 \text{ kN}$$

Con esto se concluye que para los tres tramos la contribución del hormigón es resistencia mínima de este frente a cortante. Con este valor, solo quedaría dimensionar el armado transversal para cada tramo de la siguiente manera:

De la ecuación (25), imponiendo que la resistencia frente a agotamiento por tracción es igual al cortante de cálculo, se puede despejar el valor de la contribución de la armadura transversal como la suma del cortante de cálculo y la contribución del hormigón, ya calculada. Con esto y operando en la ecuación (26), se puede despejar la cantidad de armadura por metro lineal necesaria, como muestra la ecuación (33).

Para:

$$V_{u2} = V_{rd,i,2} \rightarrow V_{su} = V_{cu} + V_{rd,i,2} \rightarrow A_{\alpha} = \frac{V_{rd,i,2} - V_{cu}}{z \cdot \sin \alpha (\cot \theta \alpha + \cot \theta) \cdot f_{\alpha d}}$$

$$A_{\alpha} = \frac{V_{rd,i,2} - V_{cu}}{z \cdot \sin \alpha (\cot \theta \alpha + \cot \theta) \cdot f_{\alpha d}} \quad (33)$$

$$A_{\alpha,i} = \frac{V_{rd,i,2} - 702930N}{0.9 \cdot 1470 \cdot \sin 76 (\cot 76 + \cot 45) \cdot 400}$$

Para el primer tramo de 0 a 5 metros la cuantía de armado transversal es de:

$$A_{\alpha,1} = 1,79 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Para el segundo tramo de 5 a 7 metros:

$$A_{\alpha,2} = 0.658 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Y para finalizar, el armado del tercer tramo de 7 a 10.43 metros:

$$A_{\alpha,3} = 0.004 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

A continuación se va a calcular el armado mínimo transversal, para comprobar que las cuantías obtenidas por cálculo son suficientes, y por último la separación mínima que deben de tener los cercos.

La cuantía mínima de armado transversal debe de ser tal que verifique la siguiente expresión obtenida del apartado 44.2.3.4.1 de la EHE-08 [4].

$$\frac{A_{\alpha} f_{\alpha d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0 \quad (34)$$

Por lo que el armado mínimo transversal es:

$$A_{\alpha,min} = \sin \alpha \frac{f_{ct,m}}{7,5} \frac{b_0}{f_{\alpha d}} = \sin 76 \cdot \frac{4.10}{7.5} \cdot \frac{307.4}{400} = 0,407 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

El armado del tramo 3 obtenido por cálculo es inferior al armado mínimo por lo que el armado mínimo es la cuantía utilizada desde  $x=7$  metros hasta  $x=10.43$  metros.

Por último, se determina la separación longitudinal,  $S_t$ , entre las armaduras transversales, mediante la siguiente expresión:

$$S_t \leq 0,60d(1 + \cotg \alpha) \leq 450 \text{ para valores de } V_{rd} \text{ entre } \frac{1}{5}y \frac{2}{3} \text{ de } V_{u1} \quad (35)$$

Para este caso particular:

$$S_t \leq 0,601470(1 + \cotg 76) = 1139.39 \rightarrow S_t \leq 450 \text{ mm}$$

#### 4.5.2.1.2 Comprobación a torsor

La comprobación a torsión pura para elementos lineales de sección hueca de pared delgada se determina de acuerdo al Artículo 45º de la EHE-08.

En primer lugar la norma indica que es preceptiva la determinación del espesor eficaz,  $h_e$ , de la pared de la sección de cálculo para el posterior cálculo de la resistencia de la misma. Este valor se determina por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{A}{u} \begin{cases} \leq h_0 \\ \geq 2c \end{cases} \quad (36)$$

Donde:

A Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior.

u Perímetro exterior de la sección transversal.

$h_0$  espesor real de la pared en caso de secciones huecas.

c recubrimiento de las armaduras longitudinales.

Referidas la sección de la célula de torsión de la Figura 4.9.

Estos parámetros, al igual que todos los parámetros geométricos de diseño, han sido determinados mediante el programa AutoCad, con el siguiente resultado.

$$A = 1,3044 \text{ m}^2$$

$$u = 7,3529 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,15 \text{ m}$$

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

$$h_e = \frac{1,3044}{7,3529} = 0,1774 \begin{cases} \leq 0,15 \\ \geq 2 * 0,03 \end{cases} \rightarrow h_e = 0,15 \text{ m}$$

A su vez, es necesaria la determinación de otros parámetros como el perímetro de la línea media de la sección hueca de cálculo,  $u_e$ , y el área que encierra esta línea,  $A_e$ , de acuerdo la Figura 4.48.

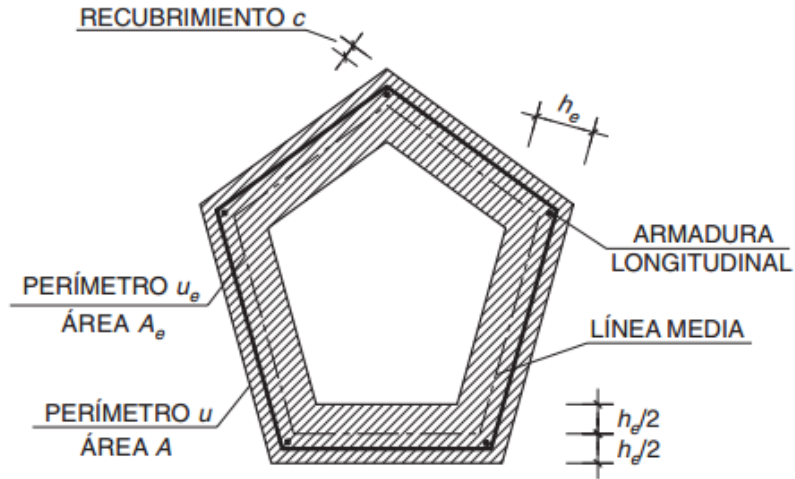


Figura 4.49 Sección genérica con los parámetros necesarios para la determinación de las resistencias frente a esfuerzo torsor. [4]

Para el caso particular aplicado a la Figura 4.9, se tienen los siguientes valores:

$$A_e = 2,53 \text{ m}^2$$

$$u_e = 5,77 \text{ m}$$

Una vez determinadas estos parámetros, se deberán realizar las siguientes comprobaciones para verificar el ELU frente a esfuerzo torsor:

$$T_d \leq \begin{cases} T_{u1} \\ T_{u2} \\ T_{u3} \end{cases} \quad (37)$$

Donde:

$T_d$  Momento torsor de cálculo en la sección. Obtenido al igual que el resto de esfuerzos de la envolvente de combinaciones en ELU (ver Figura 4.38), con un valor máximo de:

$$T_d = 442.39 \text{ mkN}$$

$T_{u1}$  Máximo momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas de hormigón.

$T_{u2}$  Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales.

$T_{u3}$  Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales.

En primer lugar, se comprueba la resistencia de las bielas comprimidas:

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

Donde:

$\alpha = 0,75$  Debido a la futura colocación de estribos cerrados en ambas caras de la pared de la sección hueca.

$\theta, K$  y  $f_{1cd}$  iguales a los cálculos en el apartado anterior para la comprobación frente a esfuerzo cortante.

$$T_{u1} = 2 * 1.18 * 0.75 * 20 * 150 * 2,5279 \frac{\cotg 45}{1 + \cotg^2 45} * 10^{-3} = 6711,58 \text{ mkN} > T_d$$

La sección cumple frente a agotamiento de las bielas comprimidas.

Las siguientes dos comprobaciones son dimensionantes y de ellas se podrán extraer las cuantías para el armado transversal y longitudinal frente a esfuerzo torsor.

Comprobación por resistencia de las armaduras transversales:

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

Donde:

$A_t$  Área de las armaduras utilizadas como cercos o armadura transversal.

$S_t$  Separación longitudinal entre centros.

Si de la ecuación (39) se despeja el cociente  $\frac{A_t}{S_t}$  se puede determinar la cantidad de armadura transversal por unidad de longitud, resultando la siguiente expresión:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_d}{2 * A_e f_{yt,d} \cotg \theta} \quad (40)$$

Por lo cual el armado por unidad de longitud necesario para resistir el esfuerzo torsor es el siguiente:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{442.39 * 10^3}{2 * 2.5279 * 10^6 * 400 * \cotg 45} = 0,245 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Para la resistencia del armado longitudinal se opera de manera análoga, siendo la siguiente expresión la necesaria para determinar la resistencia de este armado:

$$T_{u3} = T_d = \frac{2 * A_e}{u_e} A_t f_{yt,d} \tg \theta \quad (41)$$

Operado para despejar la cuantía de armadura, se obtiene la siguiente expresión:

$$A_t = \frac{T_d u_e}{2 * A_e f_{yt,d} \tan \theta} \quad (42)$$

Con lo que la cantidad de armadura longitudinal es:

$$A_t = \frac{442.39 * 10^3 * 5765,4}{2 * 2.5279 * 10^6 * 400 * \tan 45} = 1160,31 \text{ mm}^2$$

Al igual que para el esfuerzo cortante, la separación entre los cercos debe de cumplir una serie de condiciones. Estas condiciones son:

- La separación longitudinal máxima no excederá el siguiente valor:

$$S_t \leq \frac{u_e}{8} = \frac{5765,4}{8} = 720,7 \text{ mm}$$

- $S_t \leq 0.75a(1 + \cot \theta) \leq a < 600 \text{ mm}$  para  $T_d = 442.39 \text{ kN} < \frac{1}{5} T_{u1} = 1342.32 \text{ kN}$

Siendo a la menor dimensión de los lados que conforman el perímetro  $u_e$ .

$$S_t \leq 0.75 * 450 * (1 + \cot 76) = 421.85 \text{ mm}$$

Por lo cual la separación para asegurar un buen confinamiento del hormigón frente a compresión oblicua es de:

$$S_t \leq 421,875 \text{ mm}$$

#### 4.5.2.1.3 Interacción cortante-torsor

Según el apartado 45.3.2.2 de la EHE-08, cuando el esfuerzo torsor y el cortante son concomitantes, se deben de cumplir la siguiente condición para evitar que se produzcan compresiones excesivas en el hormigón:

$$\left( \frac{T_d}{T_{u1}} \right)^\beta + \left( \frac{V_{rd,1}}{V_{u1}} \right)^\beta \leq 1 \quad (43)$$

Donde:

$$\beta = 2 \left( 1 - \frac{h_e}{b} \right) \quad (44)$$

Para:

$b = 307.4 \text{ mm}$  Suma de las anchuras de las almas de la viga artesa.

$$\beta = 2 \left( 1 - \frac{150}{307.4} \right) = 1,02407$$

$$\left( \frac{442.39}{6711.58} \right)^{1,02407} + \left( \frac{1890.39}{6661.67} \right)^{1,02407} = 0.337 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

A su vez, en el mismo apartado, se indica que las cuantías obtenidas para las armaduras transversales de cortante y torsor se deben de sumar para asegurar el perfecto funcionamiento resistente de la sección ante ambos esfuerzos.

#### 4.5.2.2 Comprobación a esfuerzos rasantes y cálculo de las cuantías

Por último, es necesario realizar las comprobaciones ante esfuerzos rasantes con objeto de verificar que las secciones de estudio cumplen en las uniones con el resto de la pieza y son capaces de transmitir correctamente los esfuerzos, Ver Figura 4.50.

Para el cálculo de los esfuerzos rasantes, se emplea el método general de Bielas y Tirantes (Artículo 40º de la EHE-08 [4])

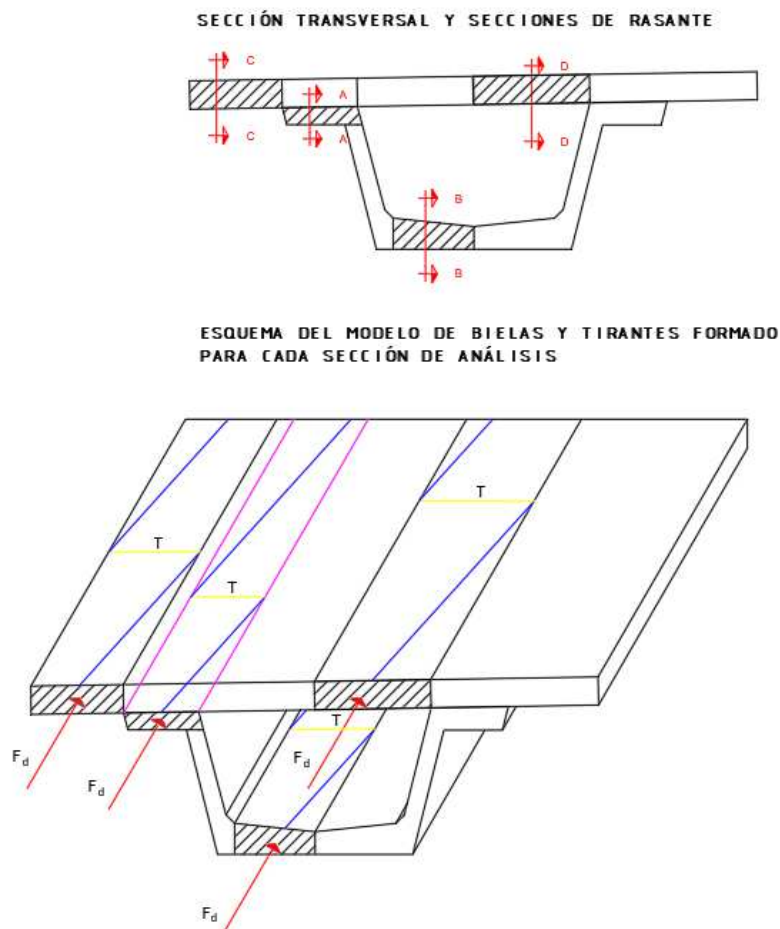


Figura 4.50 Secciones para el cálculo de tensiones rasantes y modelos de bielas y tirantes formado en cada una de las secciones.

Como se observa en la Figura 4.50, para cada una de las cuatro secciones de estudio es necesario calcular la armadura necesaria para asegurar la unión de ellas con el resto de la pieza y transmitir correctamente los esfuerzos de compresión. El rasante formado en cada sección es igual al tirante que se forma en los modelos de bielas y tirantes anteriores y cada modelo se genera como consecuencia de la aparición de una fuerza exterior,  $F_d$ .

A continuación se calculan las 4 fuerzas actuantes en cada sección para poder determinar el rasante (tirante) formado y así armar cada sección convenientemente.

En la sección A-A y sección B-B, la fuerza exterior es igual a la acción del pretensado que actúa en esa sección, y adopta los siguientes valores para cada sección:

- Sección A-A. correspondiente al ala superior de la viga artesa en ella se encuentran 3 cordones de pretensado.

$$F_{d,A-A} = \frac{P_{k,\infty,alas\ superiores}}{2} = 472.714,58\ N$$

- Sección B-B. correspondiente a la mitad de la ala inferior de la viga artesa. En ella se encuentran 15 cordones de pretensado.

$$F_{d,B-B} = \frac{P_{k,\infty,ala\ inferior}}{2} = 2.363.572,91\ N$$

Para las secciones C-C y D-D, la acción exterior no corresponde a una acción del pretensado, sino al volumen de compresiones asociado con el incremento de momento máximo a lo largo de la viga. Tal y como se observa en la Figura 4.47, la ley de tensiones tiene su momento máximo en la mitad de la viga y en los apoyos este vale cero, al ser una viga simplemente apoyada, por lo cual  $\Delta M_{max} = M_{d,max}$ , pero para el dimensionamiento de armadura de rasante en estas secciones, se va a considerar que el incremento de momento es tal que el volumen de compresiones es máximo, es decir, es el valor de la capacidad mecánica del hormigón para esa sección. De acuerdo a esto se tienen los siguientes valores:

- Sección C-C.

$$F_{d,C-C} = U_0 = f_{cd} * d * b = \frac{25}{1.5} * 220 * 837,8 = 3071933,33\ N$$

- Sección D-D.

$$F_{d,D-D} = U_0 = f_{cd} * d * b = \frac{25}{1.5} * 220 * 773,4 = 2835800\ N$$



Una vez obtenidos las fuerzas actuantes exteriores el siguiente paso es determinar el tirante de cada modelo, con el cual se dimensiona la armadura.

Para los cuatro modelos de bielas y tirantes creados para cada una de las secciones se puede observar que el valor del ángulo  $\theta$  de inclinación de las bielas es igual a  $45^\circ$ . Por lo cual, al ser  $\text{tg}45^\circ = 1$ , el valor del tirante coincide con el valor de la acción exterior para todos los casos. Sabiendo esto, para determinar la cuantía de acero se aplica para todos los casos la siguiente expresión:

$$A_{\text{rasante}} = \frac{T}{f_{yd}} \quad (45)$$

Estando limitado límite elástico del acero a  $400\text{N/mm}^2$  debido al provenir de un modelo de Bielas y Tirantes.

Con esto la armadura necesaria para cada sección es:

$$A_{\text{rasante},A-A} = \frac{472.714,58}{400} = 1181,78 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{rasante},B-B} = \frac{2.363.572,91}{400} = 5908,93 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{rasante},C-C} = \frac{3.071.933,33}{400} = 8272,08 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{rasante},D-D} = \frac{2.835.800}{400} = 8056,25 \text{ mm}^2$$

Para finalizar, es necesario expresar estas cuantías de armado en cuantías de armado por unidad de longitud, para ello, solo es necesario dividir estas cantidades de acero total entre la longitud donde son requeridas. Para las cuantías de acero de las secciones A-A y B-B, al ser armado proveniente de la acción de un pretensado que actúa sobre toda la viga se dividirá la cantidad de acero entre toda la longitud. Para las secciones C-C y D-D, al provenir de la acción del incremento máximo de momento, están calculadas para media viga, por lo cual se dividirá la cantidad de acero entre la longitud de la mitad de la viga ( el armado se dispone igual a lo largo de toda la viga).

$$A_{rasante,A-A} = \frac{1181,78}{17,4} = 67,91 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{rasante,B-B} = \frac{5908,93}{17,4} = 339,59 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{rasante,C-C} = \frac{8272,08}{17,4/2} = 1003,11 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{rasante,D-D} = \frac{8056,25}{17,4/2} = 926 \text{ mm}^2/\text{m}$$

#### 4.6 Armado de la losa de compresión

El armado de la losa que se calcula en este apartado, es el utilizado en toda la extensión del puente, es decir, en los tres vanos se coloca la misma armadura.

Para el cálculo de esta, se extraen los esfuerzos de una de las barras del centro del modelo de cálculo realizado, que representan una porción de losa de un metro de longitud (Ver Figuras 4.5 y 4.13). Este armado por unidad de longitud calculado se dispone en sentido transversal del puente ya que la losa, como se comprobó en el apartado 4.5.1.2, no requiere de armado longitudinal por cálculo.

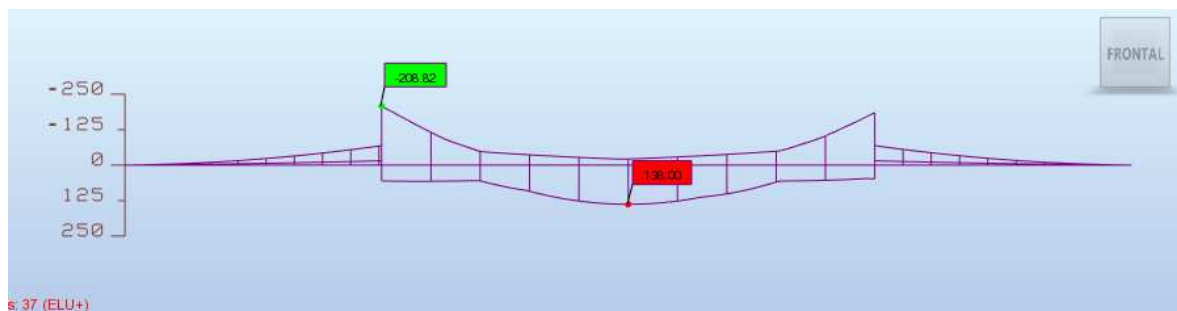


Figura 4.51 Ley de momentos de la envolvente de combinaciones en ELU para una barra de centro de 1 metro de longitud.

Como se observa en la Figura 4.51, de la ley de momentos de una barra de centro se extraen dos valores de momentos de cálculo, uno positivo y otro negativo, por lo que el armado de la viga se debe de realizar para satisfacer ambos momentos. El momento positivo, requiere dimensiona la armadura inferior de la losa, y el negativo, la superior.

Para el dimensionamiento de la armadura, se sigue la formulación propuesta por el Anejo 7 de la EHE-08, donde en su apartado 3, facilita una formulación simplificada para el cálculo en flexión simple de secciones rectangulares.

Para ambos momentos, se debe de comprobar si son menores a al momento límite, de no ser así, cada momento (positivo y negativo) necesitaría armadura para ambas caras del rectángulo. La comprobación es la siguiente:

$$M_d \geq \leq 0,375 U_0 d \quad (45)$$

Siendo:

$d$  Canto útil de la sección

$U_0$  Capacidad mecánica del hormigón

$$U_0 = f_{cd} * b * d$$

Para:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ N/mm}^2 .$$

$b = 1000 \text{ mm}$  Ancho de la sección .

$d = 250 - 30 = 220 \text{ mm}$  Canto útil de la sección.

Por lo cual:

$$U_0 = 16.67 * 1000 * 220 = 3666,37 * 10^3 \text{ N}$$

$$M_{lim} = 0.375 * 3666,67 * 220 = 302,5 * 10^6 \text{ Nmm} = 302.5 \text{ mkN}$$

Como el momento límite es mayor que los momentos de cálculo, solo es necesario calcular la armadura principal requerida por cada momento, mediante la siguiente expresión:

$$U_{s1} = U_0 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_d}{U_0 * d}} \right) \quad (46)$$

Por lo cual, para calcular el armado inferior de la losa, se sustituye en la expresión (46) el momento positivo,  $M_d^+ = 138 \text{ mkN}$ .

$$U_{s1} = 3666.67 + 10^3 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 138 * 10^6}{3666.67 * 10^3 * 220}} \right) = 691695,65 \text{ N}$$

Para el armado superior se introduce el momento negativo,  $M_d^- = 208.82 \text{ mkN}$ :

$$U_{s1} = 3666.67 + 10^3 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 208.82 * 10^6}{3666.67 * 10^3 * 220}} \right) = 847139.13 \text{ N}$$

Para obtener las cuantías de acero, se debe de dividir la capacidad mecánica del acero entre su resistencia de cálculo:

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} \quad (47)$$

Para el armado superior e inferior:

$$A_{s1, inferior} = \frac{691695,65}{500/1.15} = 1590,9 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1, superior} = \frac{847139.13}{500/1.15} = 1948,42 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Con estas cuantías, la losa quedaría armada a flexión pero como se explica en el siguiente apartado, es necesario tener en cuenta la armadura necesaria por la acción del torsor y del rasante.

Para la armadura longitudinal, se disponen Ø12 cada 25 cm por requerimientos de montaje de la armadura transversal.

#### 4.7 Resumen de las cuantías de armado obtenidas y armado dispuesto con ellas.

Una vez determinadas todas las cuantías de acero necesarias para resistir todos los esfuerzos actuantes sobre el tablero (acción del pretensado, flexión, cortante, torsión y esfuerzos rasantes) estas se deben reflejar en forma de armadura en la sección de estudio, para ello se deben de tener en cuenta una serie de consideraciones, con las cuales el armado de la sección sería el mostrado en la Figura 4.52:

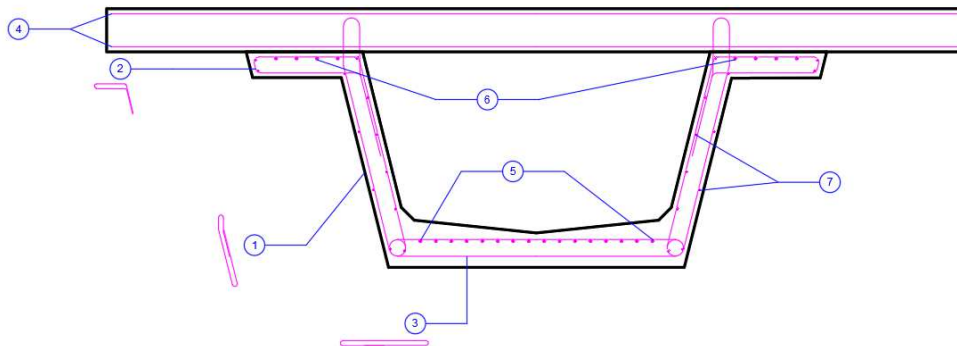


Figura 4.52 Esquema de armado de la armadura

Siendo cada número el siguiente armado:

- 1- Horquillas del alma. Esta armadura es la encargada de resistir principalmente la acción del **cortante**, pero al formar parte de la célula de torsión también debe de resistir el esfuerzo **torsor** Como se menciona en apartados anteriores, la cantidad de armadura de las horquillas del alma varía en tres tramos:

- Tramo 1. De 0 metros hasta 5 metros:

$$A_{horquillas\ del\ alma,1} = A_{\alpha,1} + A_t = (1790 + 245,5) \text{ mm}^2/m = 2035,5 \text{ mm}^2/m$$

Lo que supone la colocación de cercos de  $\varnothing 10 + \varnothing 16$  cada 20 centímetros.

- Tramo 2. De 5 metros hasta 7 metros:

$$A_{horquillas\ del\ alma,2} = A_{\alpha,2} + A_t = (658,3 + 245,5) \text{ mm}^2/m = 903,8 \text{ mm}^2/m$$

Correspondiente a cercos de  $\varnothing 12$  cada 20 centímetros.

- Tramo 3. De 7 metros a 10,43 metros:

$$A_{horquillas\ del\ alma,3} = A_{\alpha,3} + A_t = (407 + 245,5) \text{ mm}^2/m = 652,5 \text{ mm}^2/m$$

Correspondiente a cerco de  $\varnothing 10$  cada 20 centímetros.

- 2- Cercos del ala superior. La función de esta armadura es resistir y transmitir correctamente la acción del **pretensado en las alas superiores**, por lo cual su armado corresponde a la cuantía del rasante en el corte A-A.

$$A_{cercos\ alas\ superiores} = A_{rasante,A-A} = 67,91 \text{ mm}^2/m$$

Correspondiente a un armado de cerco de  $\varnothing 10$  cada 30 centímetros durante toda la longitud de la viga.

- 3- Cercos del ala inferior. Armadura necesaria para resistir los esfuerzos del **rasante en la sección B-B** y la acción del torsor.

$$A_{cercos\ ala\ inferior} = A_{rasante,B-B} + A_t = (245,5 + 339,59) \text{ mm}^2/m = 585,9 \text{ mm}^2/m$$

Correspondiente a un armado de cercos de  $\varnothing 10$  cada 20 centímetros durante toda la longitud de la viga.

- 4- Armado del armado transversal de losa. Armadura encargada de resistir los esfuerzos de C **rasante en la sección -C**, pues incluyendo la cuantía de rasante mayor también se cose el rasante en la sección D-D, **torsión y flexión** para la losa. La cuantía por metro de losa será la siguiente:

$$A_{losa} = A_{rasante,C-C} + A_t + A_{s1,losa,superior} + A_{s1,losa,inferior} \\ = 1003,11 + 245,5 + 1948,42 + 1590,9 = 4787,93 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Correspondiente a colocar un armado inferior de losa y un armado superior de losa de  $\varnothing 25$  cada 20 centímetros.

- 5- Armadura principal pasiva,  $A_{s1}$ . Resultante de la suma de la **cuantía mínima geométrica y la mitad** de la cuantía de armadura longitudinal por esfuerzo de **torsión**.

$$A_{s1,viga} = A_{s1,min} + A_t = 2539,6 \text{ mm}^2 + \frac{1160,31}{2} \text{ mm}^2 = 3119,75 \text{ mm}^2$$

Correspondiente a 16 $\varnothing 16$

- 6- Armadura secundaria pasiva,  $A_{s2}$ . Resultante de la suma de la **cuantía mínima geométrica y la mitad** de la cuantía de armadura longitudinal por esfuerzo de **torsión**.

$$A_{s2,viga} = A_{s2,min} + A_t = 761,88 \text{ mm}^2 + \frac{1160,31}{2} \text{ mm}^2 = 1342,04 \text{ mm}^2$$

Correspondiente a 8 $\varnothing 16$

- 7- Armadura de piel. **Necesaria para el montaje** del resto de armadura. Se ha colocado la cuantía de armadura de piel calculada en cada cara de las almas.

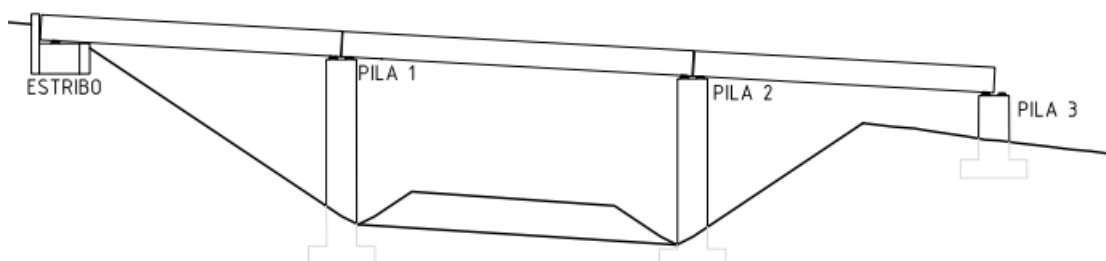
$$A_{piel} \geq 453,5 \text{ mm}^2 (x4)$$

Correspondiente a 86 $\varnothing 10$  en cada cara de las dos almas.

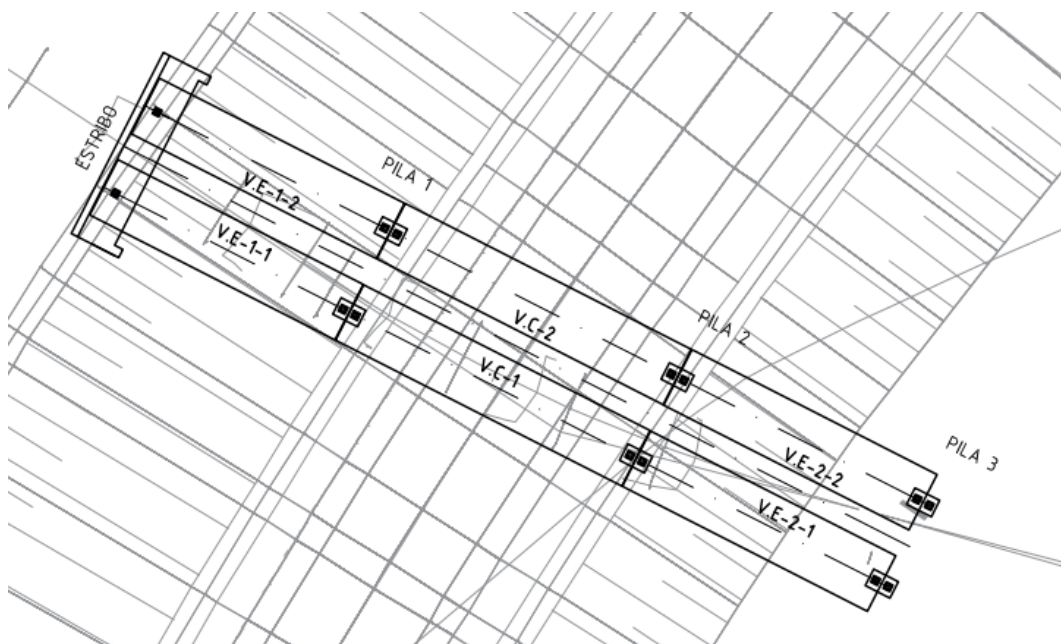
## 5 CÁLCULO DE LA SUBESTRUCTURA

### 5.1 Introducción

La subestructura está conformada por un estribo (E1), en la parte alta del puente, y tres líneas de pilas de dos pilas cada una (P-1, P-2 y P-3) tal y como muestra la Figura 5.1 y 5.2.



*Figura 5.1 Vista en alzado del puente y disposición de la subestructura*



*Figura 5.2 Vista en planta del puente y disposición de la subestructura*

El dimensionamiento de la subestructura consiste en el cálculo del armado de las pilas y del estribo y una posterior comprobación sismo resistente, comprobación obviada en el tablero dado el carácter isostático del mismo pero de gran importancia para el cálculo de la subestructura.

Previamente al cálculo del armado se realizó la definición geométrica de las pilas y el estribo (Ver Capítulo 7 “PLANOS” N° de Plano 8-10 “Definición geométrica de apoyos”) a modo de predimensionamiento. Esta definición se realizó de acuerdo a la experiencia, con posibilidad de cambio si no cumpliera alguna verificación, pero una vez

determinados el armado y la comprobación sísmica se verifica que la geometría de las pilas y el estribo es correcta.

Dicho lo cual, el primer paso para dicho dimensionamiento es determinar los esfuerzos que reciben las pilas y el estribo. Para ello, se utilizan los modelos analíticos de los tableros de los vanos extremos y central, de los cuales se extraen las reacciones en los apoyos para cada vano, ya que estos son los esfuerzos que se transmiten a la subestructura.

## 5.2 Obtención de las reacciones en los apoyos del tablero y esfuerzos en el arranque de las pilas.

El programa de cálculo utilizado para el presente proyecto, permite visualizar las tablas con los esfuerzos para los distintos casos de carga. Ver Figura 5.3.

| Reacciones:2 sistema de coordenadas global - Caso: 1 (peso propio) |             |             |          |           |          |          |
|--------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|----------|-----------|----------|----------|
| Nudo/Caso                                                          | FX (kN)     | FY (kN)     | FZ (kN)  | MX (kNm)  | MY (kNm) | MZ (kNm) |
| 1/ 1                                                               | 0,0         | 0,0         | 468,14   | -0,00     | 0,00     | 0,0      |
| 2/ 1                                                               | 0,0         | 0,0         | 468,14   | -0,00     | -0,00    | 0,0      |
| 3/ 1                                                               | 0,0         | 0,0         | 468,14   | -0,00     | -0,00    | 0,0      |
| 4/ 1                                                               | 0,0         | 0,0         | 468,14   | -0,00     | 0,00     | 0,0      |
| Caso 1 peso propio                                                 |             |             |          |           |          |          |
| Suma final                                                         | 0,0         | 0,0         | 1872,55  | -0,00     | -0,00    | 0,0      |
| Suma de reaccio                                                    | 0,0         | 0,0         | 1872,55  | 16291,22  | -9362,77 | 0,0      |
| Suma de esfuer                                                     | 0,0         | 0,0         | -1872,55 | -16291,22 | 9362,77  | 0,0      |
| Verificación                                                       | 0,0         | 0,0         | 0,00     | 0,00      | -0,00    | 0,0      |
| Precisión:                                                         | 1,84257e-11 | 9,69424e-25 |          |           |          |          |

Figura 5.3 Reacciones verticales provocados por el Peso Propio.

En las Figura 5.3 se pueden observar las reacciones en cada uno de los apoyos provocadas por el peso propio de la estructura, de igual manera, se visualizan las reacciones provocadas por el resto de casos de carga. Las reacciones en los ejes “x”, “y” y “z” están referenciadas sobre sistema de coordenadas representado en las Figuras 5.1 y 5.2.

Estas reacciones obtenidas el programa no han sido afectadas por coeficientes de mayoración, pues no son producto de una combinación sino de análisis de casos individuales. Para el dimensionamiento de la subestructura, se realiza una comprobación en ELU por lo cual es necesaria aplicar un coeficiente de mayoración a las cargas de tal manera que sigan la siguiente combinación:

$$1.35 * G + 1.5 * Q$$

Lo que indica que las reacciones provenientes del peso propio y de las cargas muertas son multiplicadas por un coeficiente de 1.35 y el resto de cargas por 1.50.

Con todo esto, se obtuvieron de los modelos analíticos del vano central y de los vanos extremos las siguientes reacciones:



- Vano central.

$$F_{z1,vc} = 1.35 * 468,14 = 631,99 \text{ kN} \rightarrow \text{Peso propio}$$

$$F_{z2,vc} = 1.35 * 128,13 = 172,98 \text{ kN} \rightarrow \text{Cargas muertas}$$

$$F_{z3,vc} = 1.50 * 31,68 = 47,52 \text{ kN} \rightarrow \text{Nieve}$$

$$F_{z4,vc} = 1.50 * 32,56 = 48,84 \text{ kN} \rightarrow \text{Viento}$$

$$F_{z5,vc} = 1.50 * 1228,53 = 1842,8 \text{ kN} \rightarrow \text{carga del carro, envolverte de positivos}$$

$$F_{z6,vc} = 1.50 * 79,64 = 119,46 \text{ kN} \rightarrow \text{carga del carro, envolverte de negativos}$$

$$F_{x,vc} = 1.50 * 1,41 = 2,15 \text{ kN} \rightarrow \text{Viento}$$

$$F_{y,vc} = 1.50 * 203,58 = 305,37 \text{ kN} \rightarrow \text{Frenado y arranque de los vehículos}$$

- Vanos extremos.

$$F_{z1,ve} = 1.35 * 400,88 = 541,20 \text{ kN} \rightarrow \text{Peso propio}$$

$$F_{z2,ve} = 1.35 * 108,5 = 146,48 \text{ kN} \rightarrow \text{Cargas muertas}$$

$$F_{z3,ve} = 1.50 * 26,82 = 40,23 \text{ kN} \rightarrow \text{Nieve}$$

$$F_{z4,ve} = 1.50 * 32 = 48 \text{ kN} \rightarrow \text{Viento}$$

$$F_{z5,ve} = 1.50 * 1083,36 = 1625,04 \text{ kN} \rightarrow \text{carga del carro, envolverte de positivos}$$

$$F_{z6,ve} = 1.50 * 118,92 = 178,38 \text{ kN} \rightarrow \text{carga del carro, envolverte de negativos}$$

$$F_{x,ve} = 1.50 * 0,68 = 1,02 \text{ kN} \rightarrow \text{Viento}$$

$$F_{y,ve} = 1.50 * 218,29 = 327,43 \text{ kN} \rightarrow \text{Frenado y arranque de los vehículos}$$

Una vez determinados las reacciones en los apoyos para el cálculo de los esfuerzos en los arranques de las pilas, se considera que sobre cada pila, actúan dos axiles, uno de cada vano que apoye sobre la pila (para la pila P-3 también se considera que apoyan las vigas del vano central y extremo, como aproximación del lado de la seguridad de las cargas que transmitirá el acceso colocado para la unión del puente con la carretera) y dos momentos, debidos a las dos reacciones horizontales  $F_x$  y  $F_y$ , obtenidos de multiplicar las dos reacciones por la altura de la pila.

En este capítulo se muestra el desarrollo para el cálculo de los esfuerzos en el arranque de la pila P-1 y de su armado. Para el cálculo de las pilas P-2 y P-3 consultar “Anexo 3: Dimensionamiento de las pilas. Hoja de cálculo.”

- Determinación del axil de cálculo en el arranque de las pilas.

$$N_d = N_{d,vc} + N_{d,ve}$$

A su vez, de cada vano se pueden transmitir dos axiles, uno derivado de la envolvente de positivos y otro de la de negativos:

$$N_{d,vc+} = F_{z1,vc} + F_{z2,vc} + F_{z3,vc} + F_{z4,vc} + F_{z5,vc} = 2744,12 \text{ kN}$$

$$N_{d,vc-} = F_{z1,vc} + F_{z2,vc} + F_{z3,vc} + F_{z4,vc} + F_{z6,vc} = 1020,78 \text{ kN}$$

$$N_{d,ve+} = F_{z1,ve} + F_{z2,ve} + F_{z3,ve} + F_{z4,ve} + F_{z5,ve} = 2400,93 \text{ kN}$$

$$N_{d,ve-} = F_{z1,ve} + F_{z2,ve} + F_{z3,ve} + F_{z4,ve} + F_{z6,ve} = 954,27 \text{ kN}$$

De las distintas combinaciones que se pueden hacer para la obtención del axil de cálculo, la más desfavorable comprobada es la siguiente:

$$N_d = N_{d,vc-} + N_{d,ve-} = 1020,78 + 954,27 = 1975,06 \text{ kN}$$

La comprobación para la obtención del axil pésimo  $N_d$  fue realizada mediante la hoja de cálculo utilizada para el dimensionamiento de las pilas (Anexo 3) pero era predecible, pues en estado de flexo-compresión el axil favorece a la resistencia frente a flexión, por lo cual en esta combinación donde el axil es el menor de los posibles el efecto desfavorable de la flexión es mayor, requiriendo la sección una cantidad de armado mayor.

- Determinación de los momentos de cálculo en el arranque de las pilas.  
El momento en “x” en el arranque de la pila se obtiene multiplicando la altura del pilar por la fuerza horizontal en “x” en la cabeza de la pila:

$$M_{dx} = (F_{x,vc} + F_{x,ve}) * L = 29,09 \text{ mkN}$$

Para el momento en “y” hay que considerar los momentos adicionales derivados de las excentricidades de los axiles respecto al centro de gravedad de la pieza. Por lo cual, sabiendo que la excentricidad entre el punto de aplicación de los axiles y el eje de la pieza es igual a 0,3 metros, el momento,  $M_y$ , de cálculo es el siguiente:

$$M_{dy} = (F_{y,vc} + F_{y,ve}) * L - N_{d,vc-} * e + N_{d,vc-} * e = 5865,13 \text{ mkN}$$

### 5.3 Dimensionamiento del armado de la pilas.

El armado de las pilas consistente en una armadura longitudinal a lo largo de todo el perímetro de la pila y una armadura transversal formada por cercos de cortantes a lo largo de toda la longitud de la pila.

#### 5.3.1 Armadura longitudinal.

El armado longitudinal de las pilas se realiza de acuerdo al apartado 5 del Anejo nº 7 de la EHE-08 [4], para el caso de flexo-compresión en una sección rectangular.

Debido a la acción de un axil pero dos momentos uno en cada dimensión, el cálculo se duplica para obtener el armado de los dos paramentos de las pilas, armando la cara paralela al eje “x” con la fuerza actuante en la dirección “y” (frenado y arranque de los vehículos) y armando la cara paralela al eje “y” con la fuerza en la dirección “x” (carga de viento).

Para ambos casos, se debe de comparar el axil de cálculo,  $N_d$ , con la capacidad mecánica de la sección para poder determinar la formulación a aplicar según la norma.

- Para la comprobación de la flexión en “y”.

Cuando el momento solicitante es debido a las fuerzas horizontales derivadas del tráfico, el canto y el ancho de la sección adoptan los siguientes valores:

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d'(\text{recubrimiento mínimo}) = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 1500 - 30 = 1470 \text{ mm}$$

Por lo cual la capacidad mecánica del hormigón para la flexión en “y” es:

$$U_0 = f_{cd} * b * d = \frac{35}{1.5} * 1000 * 1470 = 34300000 \text{ N}$$

- Para la comprobación de flexión en “x”.

Cuando el momento solicitante es debido a la acción del viento, los valores de canto y ancho son los siguientes:

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$d'(\text{recubrimiento mínimo}) = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 1000 - 30 = 970 \text{ mm}$$

Por lo cual la capacidad mecánica del hormigón para la flexión en “x” es:

$$U_0 = f_{cd} * b * d = \frac{35}{1.5} * 1000 * 970 = 33950000 \text{ N}$$

Una vez obtenidos ambos valores de capacidad mecánica, comparando el 50% de la capacidad con el axil de cálculo se determina que al ser menor el axil a este valor se aplica la 2ª comprobación del apartado 5 del Anejo nº 7 de la EHE-08.

$$N_d = 1975,06 \text{ kN} < 0,50 * U_{0,y} = 0,50 * 34300 \text{ kN} = 17150 \text{ kN}$$

$$N_d = 1975,06 \text{ kN} < 0,50 * U_{0,x} = 0,50 * 33950 \text{ kN} = 16975 \text{ kN}$$

Para  $0 < N_d < 0.50 * U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d-d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d-d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right) \quad (48)$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{U_{s2}}{f_{yd}} \quad (49)$$

Bastaría con sustituir todos los datos en las expresiones (48) y (49) para obtener las cuantías de armado.

- Para la Flexión en “y”.

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{5865,13 * 10^6}{1470-30} + \frac{1975,06 * 10^3}{2} - \frac{1975,06 * 10^3 * 1470}{1470-30} \left( 1 - \frac{1975,06 * 10^3}{2 * 34300000} \right) = 3102381,68 \text{ N}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{3102381,68 \text{ N}}{\frac{500}{1.15}} = 7135,48 \text{ mm}^2$$

- Para la Flexión en “x”.

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{29,09 * 10^6}{970-30} + \frac{1975,06 * 10^3}{2} - \frac{1975,06 * 10^3 * 970}{970-30} \left( 1 - \frac{1975,06 * 10^3}{2 * 34300000} \right) = -960336,75 \text{ N}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = A_{s,min} = \frac{4}{1000} * b * h = \frac{4}{1000} * 1500 * 1000 = 6000 \text{ mm}^2$$

Al no requerir armadura por cálculo frente a la combinación de flexo-compresión en el eje “x” se debe de colocar un armado mínimo de valor igual al 4 por mil de la sección bruta [4].

Con estas cuantías, se dispone la siguiente armadura para la pila P-1:

- Para las caras paralelas al eje “x” se disponen 15Ø25 en cada cara.
- Para las caras paralelas al eje “y” se disponen 13Ø25 en cada cara.

### 5.3.2 Armado transversal.

El armado transversal debe de ser tal que resista el esfuerzo cortante que actúa sobre la longitud de la pila. Se sigue para su determinación, al igual que para las vigas, el Artículo 44º de la EHE-08.

La ley de cortante a lo largo de toda la pila es uniforme y de valor constante igual a la fuerza lateral que la genera, considerando que este valor es igual a la fuerza  $F_y$ , debida al frenado y arranque de los vehículos, por ser el valor más desfavorable que puede actuar en cualquier momento sobre todas las pilas.

Que la ley de cortantes sea uniforme a lo largo de toda la pila, implica que para todas las comprobaciones de cortante el cortante de cálculo,  $V_{rd}$ , es el mismo.

$$V_{rd,1} = V_{rd,2} = F_{y,vc} + F_{y,ve} = 632,80 \text{ kN}$$

Para este cortante de cálculo, se deben de verificar las siguientes comprobaciones:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (50)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (51)$$

Siendo:

$V_{rd}$  Esfuerzo cortante efectivo

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

$V_{u2}$  Esfuerzo cortante por tracción del alma

1ª Comprobación. Agotamiento por compresión oblicua en el alma.

La resistencia  $V_{u1}$  se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta} \quad (52)$$

Donde:

$f_{1cd}$  Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} = 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{35}{1.5} = 14 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$b_0$  Ancho de la superficie para el cálculo de área de cortante.

$$b_0 = 1000 \text{ mm}$$

$K$  Coeficiente que depende del esfuerzo axial,  $\sigma_{cd}$ .

$$\sigma_{cd} = \frac{Nd}{Ac} = \frac{1975057,5}{1500000} = 1.32 \text{ N/mm}^2$$

$$K = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{1.32}{1.5} = 1.057$$

Para

$$0 < \sigma_{cd} < 0.25 f_{cd}$$

$\theta = 45^\circ$  Ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza

$\alpha = 45^\circ$  Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza

Sustituyendo en la expresión (52) todos estos valores se obtiene la resistencia del hormigón frente a compresión oblicua del alma:

$$V_{u1} = 1,057 * 14 * 1000 * 1500 \frac{\cotg 45 + \cotg 45}{1 + \cotg^2 45} = 21741333,8 \text{ N} = 21.741,33 \text{ kN}$$

La sección cumple por agotamiento oblicuo del alma.

2ª Comprobación. Agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{rd,i,2} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (53)$$

Donde:

$V_{su}$  Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. Será de la expresión de este valor de donde se obtendrá la cuantía para el armado de la armadura transversal de cortante.

$$V_{su} = z * \sin \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) A_{\alpha} f_{\alpha d} \quad (54)$$

Donde:

$z$  Brazo mecánico. Puede aproximarse como 0.9 veces el canto útil.

$$z = 0.9 * 1470 = 1323 \text{ mm}$$

$A_\alpha$  Área por unidad de longitud de la armadura transversal

$f_{\alpha d}$  Resistencia de cálculo de la armadura transversal  $f_{\alpha d} \leq 400 \text{ N/mm}^2$

$V_{cu}$  Contribución del hormigón al esfuerzo cortante,

$$V_{cu} = \left[ \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cd} \right] \beta b_0 d \quad (55)$$

Con un valor mínimo de:

$$V_{cu, \min} = \left[ \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{\frac{3}{2}} f_{cv}^{\frac{2}{3}} + 0.15 \sigma_{cd} \right] d b_0 \quad (56)$$

Donde:

$f_{cv}$  Resistencia efectiva del hormigón a cortante del hormigón de valor  $f_{cv} = f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1 + \sqrt{\frac{200}{1470}} = 1.36 < 2$$

$\rho_l$  Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal a tracción, pasiva y activa adherente.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 * d} = \frac{2 * 7135,48}{1000 * 1470} = 0.0097 < 0.02 \rightarrow \rho_l = 0.0097$$

Para:

$$\beta = \frac{2\cotg\theta-1}{2\cotg\theta_e-1} \text{ si } 0.5 \leq \cotg\theta < \cotg\theta_e \quad (57)$$

$$\beta = \frac{\cotg\theta-2}{\cotg\theta_e-2} \text{ si } \cotg\theta_e \leq \cotg\theta < 2,0 \quad (58)$$

$\theta_e$  Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras. Calculado por la siguiente expresión en grados sexagesimales, considerando la interacción del cortante con otros esfuerzos en ELU.

$$\theta_e = 29 + 7\varepsilon_x \quad (59)$$

$\varepsilon_x$  Deformación longitudinal en el alma expresada en tanto por mil y obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_x \sim \frac{\frac{M_d}{z} + V_{rd} - 0.5N_d}{2(E_s A_s + E_p A_p)} * 1000 \geq 0 \quad (60)$$

$$\varepsilon_{x,i} \sim \frac{\frac{5865,23 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 1470} + 632,08 \cdot 10^3 - 0,5 \cdot 1975,06 \cdot 10^3}{2(210.000 \cdot 7135,48)} * 1000$$

$$\varepsilon_x = 0,8969 \rightarrow \theta_e = 29 + 7 * 0,8969 = 35,28^\circ \rightarrow \cotg\theta_e = 1,41$$

Por lo cual:

$$\beta = \frac{2\cotg\theta-1}{2\cotg\theta_e-1} \text{ si } 0.5 \leq \cotg\theta = 1 < \cotg\theta_e$$

$$\beta = 0.55$$

Sustituyendo en las ecuaciones (55) y (56) todos estos valores se calcula el valor de la contribución del hormigón frente al cortante:

$$V_{cu} = \left[ \frac{0.15}{1.5} 1.36(100 * 0.009 * 35)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * 1.32 \right] 0.55 * 1000 * 1407$$



$$V_{cu} = 515.64 \text{ kN}$$

Para un valor mínimo de:

$$V_{cu,min} = \left[ \frac{0.075}{1.5} 1.36^{\frac{3}{2}} * 35^{\frac{2}{3}} + 0.15 * 1.32 \right] 1000 * 1470 * 10^{-3} = 986,73 \text{ kN}$$

Con esto se concluye que la contribución del hormigón es igual a la resistencia mínima de este frente a cortante. Con este valor, solo quedaría dimensionar el armado transversal de la ecuación (53), imponiendo que la resistencia frente a agotamiento por tracción es igual al cortante de cálculo, se puede despejar el valor de la contribución de la armadura transversal como la suma del cortante de cálculo y la contribución del hormigón, ya calculada. Con esto y operando en la ecuación (54), se puede despejar la cantidad de armadura por metro lineal necesaria, como muestra la ecuación (57).

Para:

$$V_{u2} = V_{rd} \rightarrow V_{su} = V_{cu} + V_{rd} \rightarrow A_{\alpha} = \frac{V_{rd}-V_{cu}}{z * \text{sen} \alpha (\cot g \alpha + \cot g \theta) * f_{\alpha d}}$$

$$A_{\alpha} = \frac{V_{rd}-V_{cu}}{z * \text{sen} \alpha (\cot g \alpha + \cot g \theta) * f_{\alpha d}} \quad (57)$$

$$A_{\alpha} = \frac{632,85 - 986,73}{0.9 * 1470 * \text{sen} 45 (\cot g 45 + \cot g 45) * 400} = -0,66 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Como se puede observar, las pilas no necesitan de armadura transversal por cálculo, pero si de un armado mínimo por norma, que es una cuantía mínima de armado transversal que debe de ser tal que verifique la siguiente expresión obtenida del apartado 44.2.3.4.1 de la EHE-08 [4].

$$\frac{A_{\alpha} f_{\alpha d}}{\text{sen} \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0 \quad (58)$$

Por lo que el armado mínimo transversal es:

$$A_{\alpha, \min} = \text{sen } \alpha \frac{f_{ct,m}}{7,5} \frac{b_0}{f_{\alpha d}} = \text{sen } 45^\circ * \frac{3.21}{7.5} * \frac{1000}{400} = 1,07 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Por último, se determina la separación longitudinal,  $S_t$ , entre las armaduras transversales, mediante la siguiente expresión [4]:

$$S_t \leq 0,60d(1 + \cotg \alpha) \leq 450 \text{ para valores de } V_{rd} \text{ entre } \frac{1}{5}y \frac{2}{3} \text{ de } V_{u1} \quad (59)$$

Para este caso particular:

$$S_t \leq 0,60 * 1470(1 + \cotg 45^\circ) = 1764 \rightarrow S_t \leq 450 \text{ mm}$$

Con lo cual el armado transversal colocado todas las pilas se compone de  $\emptyset 12$  cada 20 centímetros.

## 5.4 Dimensionamiento del estribo

El armado del estribo consiste en una armadura principal longitudinal colocada a lo largo de toda la longitud del mismo en la cara inferior, una armadura longitudinal secundaria en la parte superior del estribo y una jaula de armadura secundaria confinando todo el volumen de hormigón del estribo.

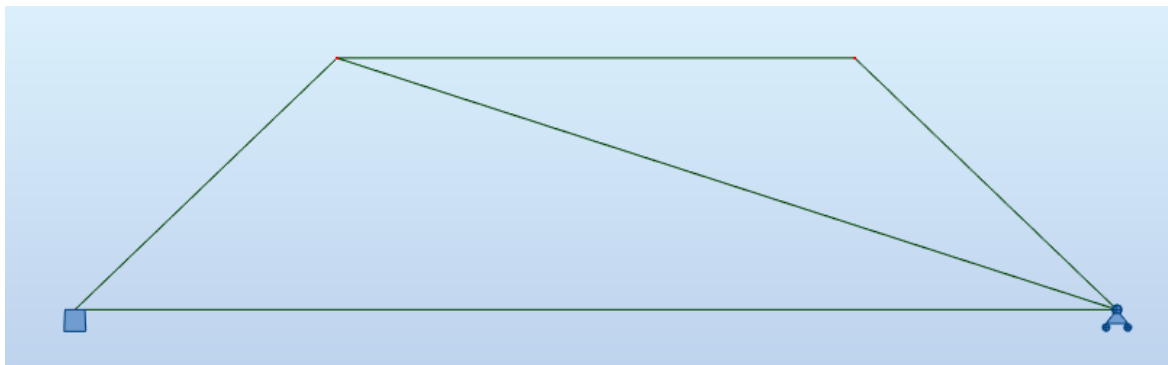
Así mismo también se proyecta una armadura de refuerzo justo en la zona debajo de los apoyos para asegurar la perfecta transmisión de la carga al resto de la armadura.

### 5.4.1 Armadura principal

Para el cálculo de la armadura principal se realiza un modelo de Bielas y Tirantes de acuerdo al Artículo 40º de la EHE-08, el cual se representa en el programa de cálculo, introduciendo en él las cargas que sobre el estribo recaen, obteniendo así los tirantes que se forman dentro de la pieza y pudiendo dimensionar la armadura necesaria para asegurar la integridad estructural del mismo. [4].

El modelo propuesto consiste en una celosía isostática que emula el flujo de tensiones en el interior del estribo desde los puntos de aplicación de las cargas. Está compuesta por dos bielas inclinadas, una biela horizontal, un tirante traccionado y una barra inclinada para asegurar el carácter isostático de la celosía pero que no recibe carga. Los apoyos están formados por dos rótulas de las cuales una de ellas restringe el

desplazamiento horizontal y la otra no, siendo el número de reacciones exteriores sobre la estructura de tres. Ver Figura 5.4.



*Figura 5.4 Modelo de Bielas y Tirantes en el programa de cálculo*

El asegurar que la celosía sea isostática tiene una relevancia enorme, pues cualquier flujo de tensiones en el interior de una pieza representado mediante un modelo de bielas y tirantes tiene una solución real para evitar la rotura de la pieza.

Para que una celosía sea isostática debe cumplir la siguiente condición:

$$N^{\circ} \text{ de barras} + \text{Reacciones Externa} = 2 * N^{\circ} \text{ de nudos}$$

Para el presente caso:

$$5 + 3 = 2 * 4 \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez creado el modelo de Bielas y Tirantes y habiendo introducido al mismo en el programa de cálculo, el siguiente paso es determinar las cargas que afecta al mismo e introducirlas.

Sobre el estribo afectan las cargas provenientes de las reacciones del vano exterior, éstas fueron determinada en apartados anteriores y son los dos axiles correspondientes a la envolvente de positivos,  $N_{d,ve+} = F_{z1,ve} + F_{z2,ve} + F_{z3,ve} + F_{z4,ve} + F_{z5,ve} = 2400,93 \text{ kN}$  y las Fuerzas provocadas por el viento,  $F_{x,ve} = 1.50 * 0,68 = 1,02 \text{ kN}$ . El resultado es el mostrado en la Figura 5.5.

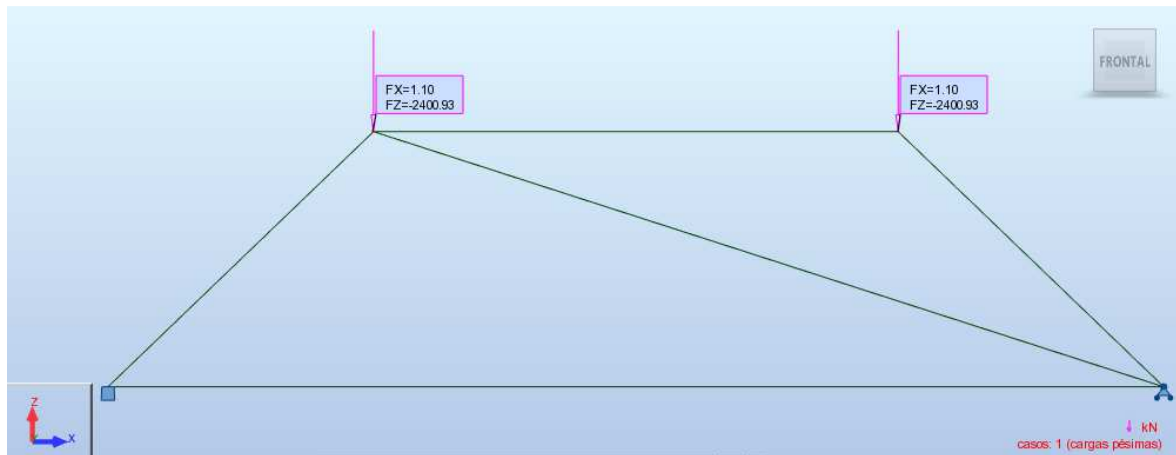


Figura 5.5 Cargas introducidas en el modelo

Con todo esto, el programa devuelve las fuerzas que son aplicadas en cada barra tal y como se muestra en la Figura 5.6.

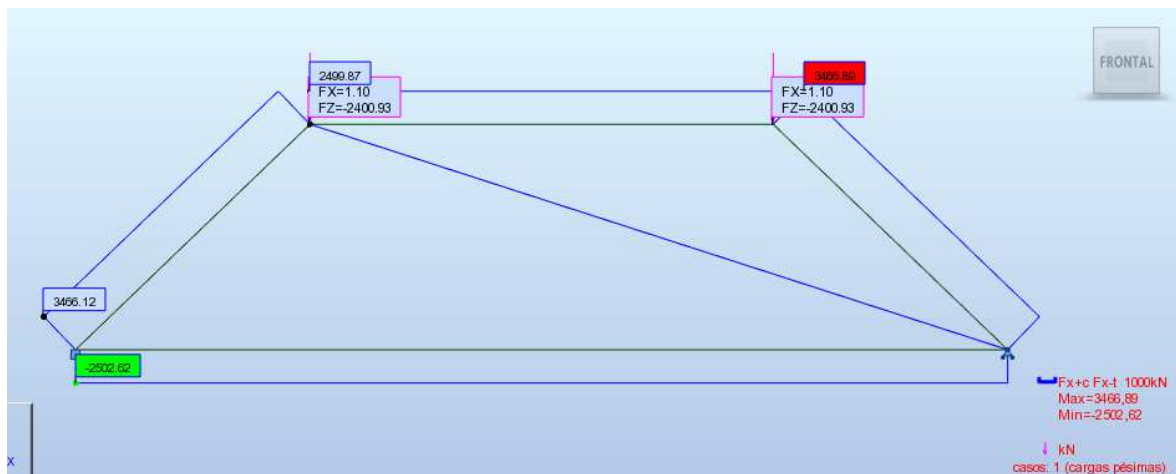


Figura 5.6 Esfuerzos sobre las barras del modelo de Bielasy Tirantes

Con los datos devueltos por el programa, solo quedaría comprobar la resistencia de la biela más comprimida y dimensionar la cantidad de acero para el tirante obtenido.

- Comprobación de la biela más comprimida.

La resistencia de una biela cuando existen fisuras paralelas a la misma y armadura transversal suficientemente anclada es del siguiente valor [4]:

$$f_{1cd} = 0,70f_{cd} \quad (60)$$

Por lo cual la resistencia tienen un valor de:

$$f_{1cd} = 0,70 * \frac{35}{1.5} = 16,33 \text{ N/mm}^2$$

Teniendo la biela más comprimida el mismo ancho que el apoyo que transmite la fuerza al estribo, con un valor de 0,30 metros, una longitud de 3.47 metros y soportando un

esfuerzo de compresión de 3466,89 kN (obtenido del programa de cálculo) la tensión que soporta la biela es de:

$$\sigma_d = \frac{3466,89 * 10^3 N}{300 \text{ mm} * 3470 \text{ mm}} = 3,33 \text{ N/mm}^2$$

Como:

$$f_{1cd} > \sigma_d$$

El estribo cumple por agotamiento de la biela más comprimida.

- Dimensionamiento del tirante.

Del modelo de cálculo se extrae que el tirante inferior soporta un valor de tracción de 2502,62 kN. Por lo cual, dividiendo el valor de tirante por la resistencia el acero, limitado a 400N/mm<sup>2</sup> por estar limitada la deformación del acero al 2 por mil [4], se obtiene la cuantía de acero a colocar en la armadura principal del estribo.

$$A_{s1} = \frac{2502,62 * 10^3 N}{400 \text{ N/mm}^2} = 6256,55 \text{ mm}^2$$

La armadura principal dispuesta en el estribo es, de acuerdo a la cuantía obtenida, de 13Ø25

#### 5.4.2 Armadura secundaria

La armadura secundaria del estribo se dimensiona de manera análoga a la armadura secundaria de una cimentación rígida y consiste en:

- Una armadura longitudinal en la cara superior del estribo extendida en toda la longitud del mismo con una capacidad mecánica no menor a 1/10 de la capacidad mecánica de la armadura inferior [4]. Para el caso particular del estribo, la armadura considerada es de ½ de la cuantía de la armadura inferior dado el tamaño y la importancia del mismo.
- Una jaula de armadura horizontal y vertical dispuesta en las caras laterales. La armadura vertical son cercos encargados de atar la armadura longitudinal y la armadura horizontal consiste en cercos encargados de atar la armadura vertical. La cuantía de estas armaduras es del 4 por mil de la sección perpendicular a su dirección. Si el ancho supera a la mitad del canto, la sección de referencia toma ancho a la mitad del canto. [4]
- Una retícula de armadura horizontal y vertical colocada en la zona inmediatamente inferior a los apoyos de dimensiones 90x30x30 cm para asegurar la transmisión de esfuerzos y evitar la excesiva compresión del hormigón en esas

zonas, calculada igual que la jaula principal siendo las cuantías de estas armaduras como mínimo el 4 por mil de la sección de referencia que atraviesen.

Con estas recomendaciones obtenidas de la instrucción EHE-08, se dimensiona todo el entramado de armadura secundaria para el estribo:

- Armadura longitudinal,  $A_{s2}$ .

$$A_{s2} = \frac{1}{2} * A_{s1} = \frac{1}{2} * 6253.55 = 3126.77 mm^2 \equiv 10\phi 20$$

- Jaula de cercos verticales y horizontales.  
Para determinar la cuantía de acero de los cercos, en ambas direcciones se aplica la siguiente expresión:

$$A_{c,j} = \frac{4}{1000} * b_j * h \quad (61)$$

El canto de la sección es el mismo para ambas direcciones con valor de 1,50 metros, el ancho b, por el contrario tiene el valor de 11 metros para la dirección “x” y de 2,50 metros para la dirección “y”, en cualquiera de los casos al ser el ancho mayor a la mitad del canto, la cuantía es la misma para las dos direcciones y tiene el siguiente valor:

$$A_c = \frac{4}{1000} * 1500 * \frac{1500}{2} = 4500 mm^2$$

A continuación, para dimensionar los cercos, se divide la cuantía de acero por la longitud donde esta se reparte para tener la cantidad de acero por unidad de longitud.

$$A_{c,v} = \frac{4500 mm^2}{11m} = 409,1 mm^2/m \equiv \phi 10 \text{ cada } 30 \text{ cm}$$

$$A_{c,h} = \frac{4500 mm^2}{1.5m} = 3000 mm^2/m \equiv \phi 16 + \phi 8 \text{ cada } 15 \text{ cm}$$

- Jaula de refuerzo en las zonas de los apoyos

Para el dimensionamiento de la armadura de los refuerzos en las zonas de apoyos, se realiza procedimiento análogo que para la jaula de cercos para el estribo donde se disponen cercos horizontales y verticales para las superficies de 90x30 cm y de 30x30 cm. En ambos casos el ancho nuevamente es mayor a la mitad del canto por lo cual la cuantía de acero es la siguiente:

$$A_{ref} = \frac{4}{1000} * 300 * \frac{300}{2} = 180 mm^2$$

Para esta cuantía de acero, los cercos verticales y horizontales son los siguientes:

$$A_{ref,v} = \frac{180 \text{ mm}^2}{0,9 \text{ mm}} = 200 \text{ mm}^2/\text{m} \equiv \varnothing 8 \text{ cada } 30 \text{ cm}$$

$$A_{ref,h} = \frac{180 \text{ mm}^2}{0,30 \text{ m}} = 600 \text{ mm}^2/\text{m} \equiv \varnothing 8 \text{ cada } 15 \text{ cm}$$

Estos cercos, se añaden a los de la jaula del estribo en la zona de los apoyos para conformar el refuerzo.

## 5.5 Comprobación sismorresistente

La comprobación sísmica de la subestructura consiste en asegurar la integridad estructural de ella ante un esfuerzo sísmico. Para cuantificar la acción sísmica se sigue el modelo de cálculo de la “*Norma de Construcción Sismorresistente: Puente (NCSP-07)*”, por el cual asimilaremos la acción dinámica del sismo como dos fuerzas estáticas equivalentes que afectan a la estructura en sus dos direcciones en el plano “X,Y”. Este método incluye los suficientes coeficientes de seguridad para que la equivalencia entre las fuerzas dinámicas reales provocadas por un terremoto y las fuerzas estáticas equivalentes consideradas en proyecto aseguren la seguridad de la estructura, más aún en un puente de importancia normal como el del presente estudio.

### 5.5.1 Cálculo de fuerzas estáticas equivalentes

La norma sismo resistente española permite calcular las fuerzas estáticas equivalentes de una estructura mediante el producto de su masa por la respuesta de aceleración elástica del suelo sobre la estructura, determinado para un sistema de oscilador simple lineal.

Un oscilador simple lineal es un sistema compuesto por una masa unida al suelo mediante un elemento con una determinada rigidez elástica y un amortiguamiento conocido (debido a la viscosidad del aire), al cual se le aplica una fuerza exterior dependiente del tiempo (fuerza sísmica) [1]. Para el puente del presente estudio, el modelo inicial es el que se muestra en la Figura 5.7.

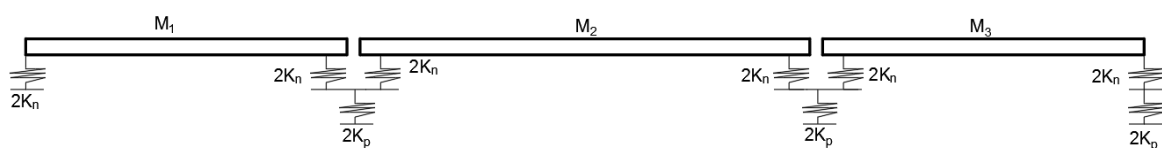


Figura 5.7 Modelo de oscilador del puente

Donde:

$M_1$ ,  $M_2$ , y  $M_3$  Representan la masa de cada vano, siendo  $M_1$  la masa del vano extremo en la parte alta del puente, apoyado en el estribo.

$K_n$  Rigidez elástica de los apoyos elastoméricos (neoprenos).

$K_p$  Rigidez de cada pila.

Como se observa en la Figura 5.7 cada vano se modeliza como una masa apoyada en muelles con las rigidez de los elementos donde apoya, cada muelle esta multiplicado por dos ya que existen dos filas de apoyos (Ver Figuras 5.1 y 5.2). En el apoyo del vano 1 en la parte alta solo se consideran las rigideces de los neoprenos donde apoya el puente y se desprecia la contribución del estribo. Esto es debido a que el estribo se ha considerado unido solidariamente al suelo, por lo cual, este no sufre esfuerzos provenientes del sismo ni desplazamiento relativos respecto al terreno, puesto que se mueve con él. Por el contrario, para el resto de apoyos si se consideran las rigideces de las pilas ya que estas no se puede considerar que se muevan unidas al suelo debido.

Pero sobre este modelo inicial, se pueden aplicar ciertas simplificaciones que permiten facilitar el cálculo de las fuerzas equivalentes sobre los elementos de apoyo. Estas simplificaciones son:

- Se considera una sola masa  $M_{total}$  igual a la suma de las tres masas anteriores, lo que permite considerar que sobre cada pila actúa una única rigidez y que toda la masa se mueve según un mismo período. Ver Figura 5.8.

Esto es posible debido a que dos de los vanos son iguales y la diferencia del tercero no es significativa, de hecho, la diferencia entre la sumas de la masas dividido entre la masa considerando los tres vanos igual es de alrededor del 5%

$$M_1 = M_3 = 2023,12 \text{ kN}$$

$$M_2 = 2362,57 \text{ kN}$$

$$M_{total} = M_1 + M_2 + M_3 = 6408,82 \text{ kN}$$

$$\Delta M = \frac{3 * M_1}{M_{total}} = \frac{6069,36}{6408,82} = 0,947 \rightarrow \text{se diferencian en un } 5,3\%$$



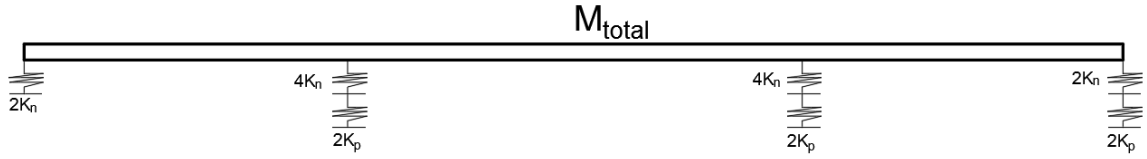


Figura 5.8 Modelo de masa única

- Como consecuencia de considerar una sola masa total, el puente adopta un comportamiento de **diafragma rígido**, lo que implica que los grados de libertad del puente se reduzcan a dos desplazamientos horizontales según ejes ortogonales y un giro de conjunto vertical [1]. Con esto se deduce que los desplazamientos de todos los apoyos son los mismos y a su vez son iguales al desplazamiento total.

$$\delta = \delta_{total} = \delta_{estribo} = \delta_{p-1} = \delta_{p-2} = \delta_{p-3} \quad (62)$$

Por lo cual, para cada conjunto neopreno-pila, el neopreno y la pila y el neopreno tienen desplazamientos diferentes debidos a sus rigideces, pero el cortante que reciben es el mismo para verificar la condición de igual desplazamiento:

$$\delta_{p-i} = \delta_n + \delta_p \rightarrow \frac{Q_{p-i}}{K_{equi,p-i}} = \frac{Q_{p-i}}{4*K_n} + \frac{Q_{p-i}}{2*K_p} \quad (63)$$

Para cada conjunto neopreno-pila, existe entonces una rigidez equivalente obtenida mediante la siguiente expresión:

$$\frac{1}{K_{equi,p-i}} = \frac{1}{4*K_n} + \frac{1}{2*K_p} \quad (64)$$

Quedando el modelo como se puede observar en la Figura 5.9:

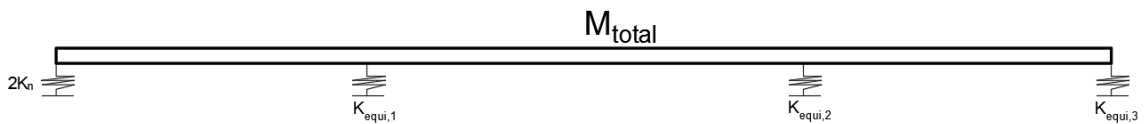


Figura 5.9 Modelo de masa única y rigideces equivalentes

Por último, para determinar el modelo de oscilación simple y lineal con el cual se obtienen las fuerzas estáticas equivalentes y para poder saber que cortante recibe cada

apoyo, se realiza el siguiente razonamiento, en el cual debido a que el desplazamiento total de la estructura es igual a los desplazamientos de cada apoyo, se deduce que las relaciones entre el cortante de cada elemento y el cortante total y la rigidez de cada elemento y la rigidez total son iguales:

$$\begin{cases} Q_i = K_{equi,i} * \delta \\ Q_{total} = \sum K_{equi,i} * \delta \end{cases} \rightarrow \frac{Q_i}{Q_{total}} = \frac{K_{equi,i} * \delta}{\sum K_{equi,i} * \delta}$$

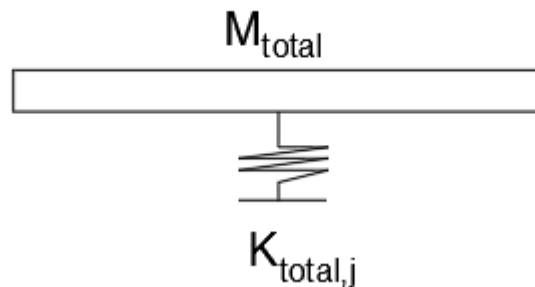
Por lo cual:

$$Q_i = Q_{total} * \frac{K_{equi,i}}{\sum K_{equi,i}} \quad (65)$$

De la expresión (65) se deduce que:

- La rigidez total del sistema oscilador simple y lineal es igual a la suma de todas las rigideces equivalentes.
- El cortante que recibe cada apoyo (estribo y conjunto neopreno-pila) es proporcional a la rigidez del mismo.

El resultado del sistema oscilador es el mostrado en la Figura 5.10:



*Figura 5.10 Sistema oscilador simple y lineal*

Una vez definido el modelo oscilador simple por el cual la norma permite calcular las fuerzas estáticas equivalentes se van a calcular todos los parámetros necesarios, para las direcciones de sismo “X” e “Y”, para la determinación de las mismas.

- Rigidez de los neoprenos,  $K_n$ .

El tipo de neoprenos a utilizar en el presente estudio fueron elegidos de un catálogo proporcionado por un fabricante especializado.

El tipo de neopreno seleccionado fue un modelo de apoyo anclado Tipo PJ-C de con 4 láminas de caucho de 11 mm de espesor y 13 capas de zunchos de acero de 4 mm de espesor con capacidad para una carga vertical máxima de 303,8 Ton, capaces de resistir la carga máxima que transmite la estructura a los apoyos [10]. En las Figuras 5.11 y 5.12 se muestran las características del tipo de neopreno seleccionado:

## Apoyos Anclados Tipo PJ-C

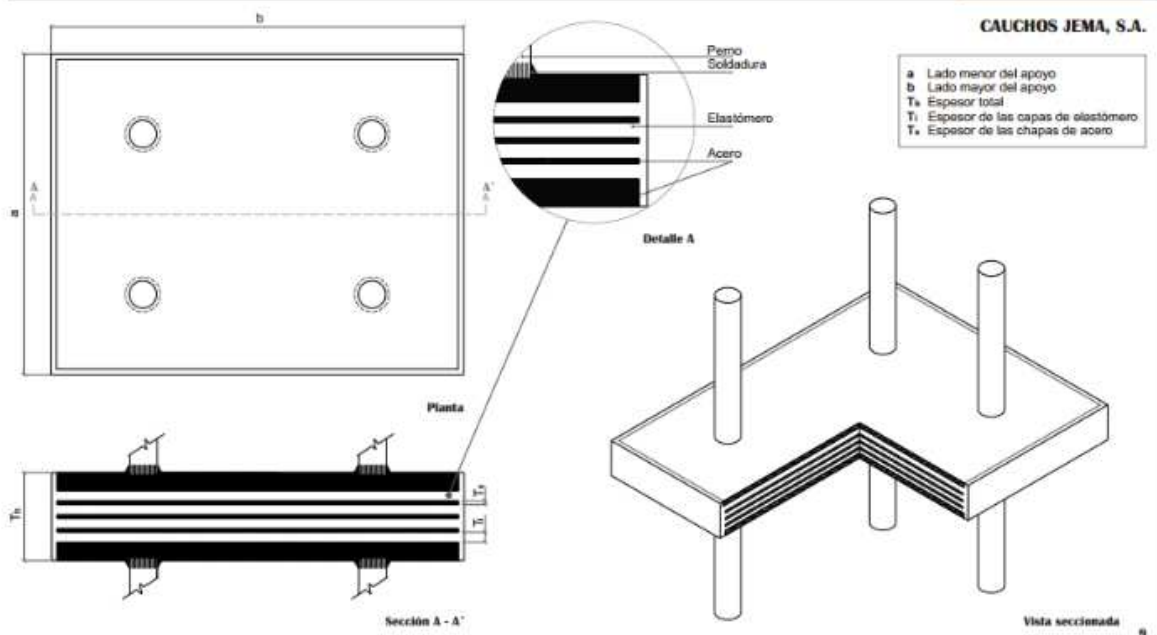


Figura 5.11 Definición geométrica del neopreno [10]

| Dimensión<br>a x b o D<br>(m.m.) |     | Dimensión<br>de placa de<br>refuerzo de<br>acero<br>(m.m.) |     | N° Capas<br>Elastó-<br>mero (n) | Espesor en mm        |                 | Apoyo Tipo PJ-B |           | Apoyo Tipo PJ-C, PJ-E y PJ-F |                       |                       |           |                                   |                                                | Carga<br>Vertical<br>Máxima<br>(Tn) | Tipo PJ-C, PJ-E, PJ-F |                   |            |    |
|----------------------------------|-----|------------------------------------------------------------|-----|---------------------------------|----------------------|-----------------|-----------------|-----------|------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------------------------|------------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-------------------|------------|----|
|                                  |     |                                                            |     |                                 |                      |                 | Espesor en mm   |           | Espesores en mm              |                       |                       |           |                                   |                                                |                                     | Pernos                |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     |                                 | Elastó-<br>mero (ti) | Zunchos<br>(ts) | Total<br>(tb)   | Neto (te) | Total<br>Tipo<br>PJ-C        | Total<br>Tipo<br>PJ-E | Total<br>Tipo<br>PJ-F | Neto (te) | Placas<br>exteriores<br>Tipo PJ-E | Placas<br>exteriores<br>Tipo<br>PJ-C y<br>PJ-F |                                     | N°                    | Long.<br>en<br>mm | Ø en<br>mm |    |
| a                                | b   | a'                                                         | b'  |                                 |                      |                 |                 |           |                              |                       |                       |           |                                   |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
| 450                              | 450 | 438                                                        | 438 | 1                               | 11                   | 4               | 24              | 16        | -                            | -                     | -                     | -         | -                                 | -                                              | 20                                  | 303,8                 | 4                 | 200        | 30 |
|                                  |     |                                                            |     | 2                               | 11                   | 4               | 39              | 27        | 66                           | 46                    | 106                   | 22        | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 3                               | 11                   | 4               | 54              | 38        | 81                           | 61                    | 121                   | 33        | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 4                               | 11                   | 4               | 69              | 49        | 96                           | 76                    | 136                   | 44        | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 5                               | 11                   | 4               | 84              | 60        | 111                          | 91                    | 151                   | 55        | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 6                               | 11                   | 4               | 99              | 71        | 126                          | 106                   | 166                   | 66        | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 7                               | 11                   | 4               | 114             | 82        | 141                          | 121                   | 181                   | 77        | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 8                               | 11                   | 4               | 129             | 93        | 156                          | 136                   | 196                   | 88        | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 9                               | 11                   | 4               | 144             | 104       | 171                          | 151                   | 211                   | 99        | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 10                              | 11                   | 4               | 159             | 115       | 186                          | 166                   | 226                   | 110       | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 11                              | 11                   | 4               | 174             | 126       | 201                          | 181                   | 241                   | 121       | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |
|                                  |     |                                                            |     | 12                              | 11                   | 4               | -               | -         | 216                          | 196                   | 256                   | 132       | 8/10                              |                                                |                                     |                       |                   |            |    |

Figura 5.12 Características del neopreno [10]

Para la determinación de la rigidez,  $K_n$ , se sigue la siguiente expresión, obtenida de la “Nota Técnica para Aparatos de Apoyo” [7]:

$$K_n = \frac{G * a * b}{n * t_i} \quad (66)$$

Donde:

G Módulo de elasticidad transversal del neopreno de valor igual a  $1 \text{ N/mm}^2$ .

Con lo cual la rigidez de los neoprenos es:

$$K_n = \frac{1 \text{ N/mm}^2 * 450 * 450}{4 * 11} = 4602,27 \text{ N/mm}$$

- Rigideces de las pilas,  $K_{P,i-j}$ .

La rigidez de las pilas se determina mediante la siguiente expresión:

$$K_{P,i-j} = 3 * \frac{E * I_j}{h_i^3} \quad (67)$$

Para:

E Módulo de elasticidad del hormigón, calculado por la siguiente expresión:

$$E = 8500 * \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 * \sqrt[3]{35 + 8} = 29778,88 \text{ N/mm}^2$$

h Altura de cada pila, siendo:

$$h_{p-1} = 9.3 \text{ m}$$

$$h_{p-2} = 8.4 \text{ m}$$

$$h_{p-3} = 3. \text{ m}$$

$I_j$  Momento de inercia de las pilas en la dirección “j” del sismo.

Para el sismo en la dirección “y”:

$$I_y = \frac{1}{12} * a * b^3 = \frac{1}{12} * 1000 * 1500^3 = 2,8125 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

Para el sismo en la dirección “x”:

$$I_x = \frac{1}{12} * a * b^3 = \frac{1}{12} * 1500 * 1000^3 = 1,25 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

Sustituyendo en la expresión (67) estos valores para cada pila y para cada dirección se obtienen los siguientes valores de rigideces:

- Pila P-1

$$K_{p1,y} = 28599,28 \text{ N/mm}$$

$$K_{p1,x} = 12710,79 \text{ N/mm}$$

- Pila P-2

$$K_{p2,y} = 38812 \text{ N/mm}$$

$$K_{p2,x} = 17249,78 \text{ N/mm}$$

- Pila P-3

$$K_{p3,y} = 702027,40 \text{ N/mm}$$

$$K_{p1,x} = 312012,17 \text{ N/mm}$$

- Rigideces equivalentes y rigidez total del sistema para cada dirección

Una vez calculadas las rigideces de los neoprenos y de las pilas, aplicando la expresión (64) se obtienen las rigideces equivalentes para cada pila y para cada dirección del sismo:

- Pila P-1

$$K_{equi,p1,y} = 13926,80 \text{ N/mm}$$

$$K_{equi,p1,x} = 10677,18 \text{ N/mm}$$

- Pila P-2

$$K_{equi,p2,y} = 14880,51 \text{ N/mm}$$

$$K_{equi,p2,x} = 12003,81 \text{ N/mm}$$

- Pila P-3

$$K_{equi,p3,y} = 18170,83 \text{ N/mm}$$

$$K_{equi,p3,x} = 17881,56 \text{ N/mm}$$

Por lo cual para la dirección “y” del sismo la rigidez total de sistema es la siguiente:

$$K_{total,y} = 2 * K_n + \sum K_{equi,pi,y} = 56182,3 \text{ N/mm}$$

Y para la dirección “x”:

$$K_{total,x} = 2 * K_n + \sum K_{equi,pi,x} = 49767,09 \text{ N/mm}$$

A continuación, una vez calculadas todas las rigideces, se procede al cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes en las direcciones “x” e “y” del sismo a través de la siguiente expresión:

$$Q_{t,j} = m_{total} * \frac{S_{pa}}{\mu} \quad (68)$$

Donde:

$m_{total}$  Masa total expresada en  $N*s^2/mm$ .

$$m_{total} = \frac{M_{total}}{g} = \frac{6408,82 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 653,29 \frac{kNs^2}{m} = 653,29 \text{ Ns}^2/mm$$

$\mu$  Coeficiente de ductilidad de la estructura de valor igual a 1.

$S_{pa}$  pseudoaceleración de respuesta de la estructura para un sistema de oscilación simple y lineal, determinado a través del espectro de respuesta de aceleraciones propuesto por la norma NSCP-07, mediante el siguiente procedimiento:

En primer lugar se clasifica el tipo de suelo según los terrenos propuesto por la norma [8]:

- Terreno tipo I: Roca compactada, suelo cementado o granular muy denso.
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelo granular denso o suelo cohesivo de consistencia de firme a muy firme.
- Terreno tipo III: Suelo granular de compactación media, o suelo cohesivo de compactación firme a muy firme.
- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando.

A cada uno de estos tipos de terreno le corresponde un valor del coeficiente C, coeficiente del terreno, que aparece en la Tabla 5.1.

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

*Tabla 5.1 Coeficientes de terreno [8]*

De acuerdo al estudio técnico obtenido del proyecto de la carretera de nueva construcción por la cual se requiere la proyección del puente del presente estudio se

sabe que se tiene un **suelo tipo III**. Por lo cual, el coeficiente de terreno adopta un valor de  $C=1,6$ .

A continuación, se determina la aceleración sísmica horizontal de cálculo por la siguiente expresión:

$$A_c = S * \rho * a_b \quad (69)$$

Siendo:

$a_b$  Aceleración sísmica básica para un periodo de retorno de 500 años obtenido del listado por términos municipales del Anejo 1 de la NSCP-07. Para Alcalá la Real adopta un valor de  $a_b = 0,12 * g \text{ m/s}^2$ . (Ver Figura 5.13)

**PROVINCIA DE JAÉN**

|                        |      |       |
|------------------------|------|-------|
| ALBÁNCHES DE MÁGINA    | 0,07 | (1,0) |
| ALCALÁ LA REAL         | 0,12 | (1,0) |
| ALCAUDETE              | 0,08 | (1,0) |
| ANDÚJAR                | 0,05 | (1,0) |
| ARJONA                 | 0,06 | (1,0) |
| ARJONILLA              | 0,05 | (1,0) |
| ARQUILLOS              | 0,04 | (1,0) |
| BAESA                  | 0,06 | (1,0) |
| BAILÉN                 | 0,05 | (1,0) |
| BAÑOS DE LA ENCINA     | 0,04 | (1,0) |
| BEAS DE SEGURA         | 0,04 | (1,0) |
| BEDMAR Y GARCÍEZ       | 0,06 | (1,0) |
| BEGÍJAR                | 0,06 | (1,0) |
| BÉLMES DE LA MORALEDA  | 0,07 | (1,0) |
| CABRA DEL SANTO CRISTO | 0,07 | (1,0) |
| CAMBIL                 | 0,08 | (1,0) |
| CAMPILLO DE ARENAS     | 0,10 | (1,0) |
| CANENA                 | 0,05 | (1,0) |
| CARBONEROS             | 0,04 | (1,0) |
| CÁRCHELES              | 0,09 | (1,0) |
| CASTELLAR              | 0,04 | (1,0) |

*Figura 5.13 Extracto del listado del Anejo 1 de la NSCP-07 donde aparece la aceleración básica para el término municipal de Alcalá la Real [8]*

P Coeficiente adimensional de riesgo de valor igual 1 debido a ser un puente de importancia normal y considerar un periodo de retorno de 500 años.

S Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left( \rho * \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left( 1 - \frac{C}{1,25} \right) \text{ para } 0,1g < \rho a_b < 0,4g$$

$$S = \frac{1,60}{1,25} + 3,33 \left( 1 * \frac{0,16g}{g} - 0,10 \right) \left( 1 - \frac{1,6}{1,25} \right) = 1,26$$

Por lo cual la aceleración  $a_c$  toma el valor de:

$$a_b = 1 * 1,26 * 0,12 * 9,81 = 1,485 \text{ m/s}^2$$

Por último, la pseudoaceleración se determinada a partir del siguiente espectro de repuesta de aceleraciones que se muestra en la Figura 5.14.

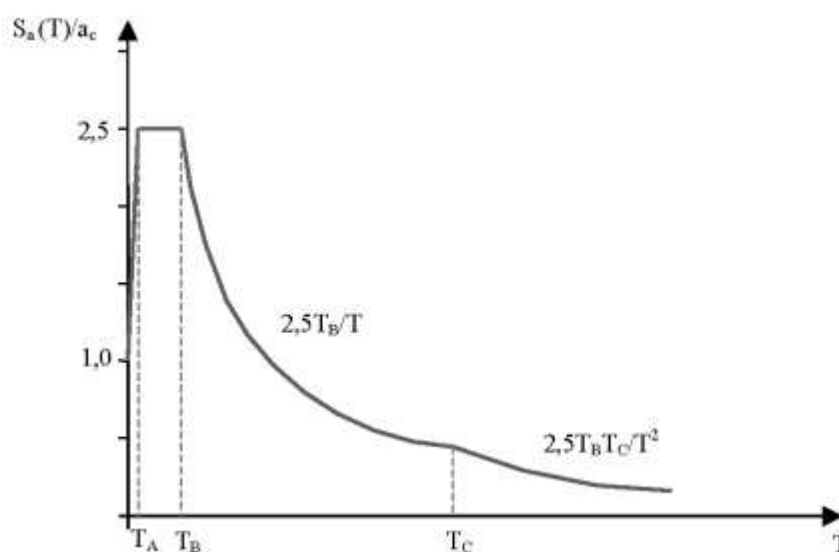


Figura 5.14 Espectro de respuesta de aceleraciones para un índice de amortiguamiento  $\xi=5\%$  [8]

Este espectro está diseñado para un amortiguamiento del 5 % pero como el amortiguamiento del puente coincide no es necesario aplicar ningún factor de corrección. Ver Tabla 5.2

| Tipo de estructura                                                   | Bajo la acción del sismo frecuente de cálculo | Bajo la acción del sismo último de cálculo |
|----------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Puentes de acero<br>Puentes de hormigón pretensado<br>Puentes mixtos | 2                                             | 4                                          |
| Puentes de hormigón armado                                           | 3                                             | 5                                          |

Tabla 5.2 valores recomendados para el índice de amortiguamiento (en porcentaje) [8]

Para entrar al espectro y obtener el valor de  $S_{pa}$ , es necesario definir los valores de:

$T_A$ ,  $T_B$  y  $T_C$  Valores del periodo que delimitan el espectro, dependientes el tipo de sismo de cálculo y del tipo de terreno. Se obtienen de las expresiones de la Tabla 5.3.

| Sismo último de cálculo                                          | Sismo frecuente de cálculo<br>Sismo de construcción                  |
|------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|
| $T_A = K \ C / 10$<br>$T_B = K \ C / 2,5$<br>$T_C = K \ (2 + C)$ | $T_A = K \ C / 20$<br>$T_B = K \ C / 5$<br>$T_C = K \ (1 + 0,5 \ C)$ |

Tabla 5.3 valores del periodo que limitan el espectro (en segundos)



K Coeficiente de contribución, aparece al lado de la aceleración básica en la Figura 5.13 con valor igual a 1.

Los valores de los periodos que delimitan el periodo son:

$$T_A = 1 * \frac{1,6}{10} = 0,16 \text{ s}$$

$$T_B = 1 * \frac{1,6}{2,5} = 0,64 \text{ s}$$

$$T_C = 1 * (2 + 1,6) = 3,6 \text{ s}$$

Solo quedaría entrar en el espectro con el valor del periodo fundamental de la estructura, que se calcula de la siguiente manera:

$$T_{n,j} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{total}}{K_{equi,n,j}}} \quad (70)$$

Tanto para la dirección “y” como la dirección “x” el periodo fundamental es el mayor de los periodos de las pilas que es el de la pila con mayor rigidez equivalente, la pila 3.

$$T_{n,y} = 2\pi \sqrt{\frac{653,23}{18170,83}} = 1,19 \text{ s}$$

$$T_{n,x} = 2\pi \sqrt{\frac{653,23}{17881,56}} = 1,2 \text{ s}$$

Para ambos caso, el periodo se encuentra entre  $T_B$  y  $T_C$  por lo que la expresión que determina  $S_{pa}$  es:

$$S_{pa,j} = 2,5 * \frac{T}{T_b} * a_c \quad (71)$$

Por lo cual, para la dirección “x” del sismo:

$$S_{pa,x} = 2,5 * \frac{1,20}{0,64} * 1,485 = 1,98 \text{ m/s}^2$$

Y para la dirección “y”:

$$S_{pa,y} = 2,5 * \frac{1,19}{0,64} * 1,485 = 2 \text{ m/s}^2$$

Sustituyendo entonces en la expresión (68), se obtiene que las fuerzas (Cortantes estáticas equivalentes que se generan sobre el sistema de un grado de libertad equivalente al sistema de la estructura objeto son las siguientes:

Para la dirección “y” del sismo:

$$Q_{t,y} = 653,29 kN \cdot s^2/m * 2m/s^2 = 1306,58 kN$$

Aplicando la expresión (64) se realiza el reparto proporcional a las rigideces del cortante que se reciben los neoprenos del estribo y cada conjunto pila-neopreno:

$$Q_{estribo,y} = Q_{t,y} * \frac{2K_n}{K_{total,y}} = 1306,58 kN * \frac{2 * 4602,27}{56182,3} = 214,06 kN$$

$$Q_{p-1,y} = Q_{t,y} * \frac{K_{equi,p1,y}}{K_{total,y}} = 1306,58 kN * \frac{13926,80}{56182,3} = 323,88 kN$$

$$Q_{p-2,y} = Q_{t,y} * \frac{K_{equi,p2,y}}{K_{total,y}} = 1306,58 kN * \frac{14880,51}{56182,3} = 346,05 kN$$

$$Q_{p-3,y} = Q_{t,y} * \frac{K_{equi,p3,y}}{K_{total,y}} = 1306,58 kN * \frac{18170,83}{56182,3} = 422,58 kN$$

Para la dirección “x” del sismo:

$$Q_{t,x} = 653,29 kN \cdot s^2/m * 1,98 m/s^2 = 1293,51 kN$$

Aplicando la expresión (64) se realiza el reparto proporcional a las rigideces del cortante que se reciben los neoprenos del estribo y cada conjunto pila-neopreno:

$$Q_{estribo,x} = Q_{t,x} * \frac{2K_n}{K_{total,x}} = 1293,51 kN * \frac{2 * 4602,27}{49767,09} = 239,24 kN$$

$$Q_{p-1,x} = Q_{t,x} * \frac{K_{equi,p1,x}}{K_{total,x}} = 1293,51 kN * \frac{10677,18}{49767,09} = 277,51 kN$$

$$Q_{p-2,x} = Q_{t,x} * \frac{K_{equi,p2,x}}{K_{total,x}} = 1293,51 \text{ kN} * \frac{12003,81}{49767,09} = 312 \text{ kN}$$

$$Q_{p-3,x} = Q_{t,y} * \frac{K_{equi,p3,x}}{K_{total,x}} = 1293,51 \text{ kN} * \frac{17881,56}{49767,09} = 464,76 \text{ kN}$$

Estas son las fuerzas provenientes del sismo de cálculo último sobre los neoprenos del estribo y sobre los conjuntos pila-neopreno 1, 2 y 3. Con ellas, se realizan las comprobaciones estructurales necesarias así como el cálculo de desplazamientos laterales de la estructura.

#### 5.5.1.1 *Cálculo de desplazamientos laterales. Dimensionamiento de juntas de dilatación y comprobación de los neoprenos.*

Como motivo de la consideración de diafragma rígido de la estructura los desplazamientos que sufren los neoprenos del estribo y cada conjunto pila-neopreno son iguales, además de ser iguales al desplazamiento total.

Por ese motivo, el desplazamiento total de cada conjunto pila-neopreno, de los neoprenos del estribo, y por tanto de la estructura es el siguiente:

Dirección “y” del sismo:

$$\delta = \frac{Q_{p-1,y}}{K_{equi,p1,y}} = \frac{323,88 * 10^3 \text{ N}}{13926,80 \text{ N/mm}} = 23,26 \text{ mm}$$

Dirección “x” del sismo

$$\delta = \frac{Q_{p-1,x}}{K_{equi,p1,x}} = \frac{277,51 * 10^3 \text{ N}}{10677,18 \text{ N/mm}} = 26 \text{ mm}$$

El desplazamiento en la dirección “y” del sismo condiciona la separación entre los vanos (juntas de separación) que debe de estar dimensionada para evitar que los vanos golpeen entre sí en casa de sismo. Por tal motivo, la separación entre vanos, o las **juntas de dilatación**, se proyectan con una apertura de **30 mm**, suficiente para evitar el golpeo en casa de sismo.

Por otra parte, para un correcto dimensionamiento de los neoprenos estos deben de verificar, entre otras, estas dos condiciones:

- Resistir la carga máxima vertical que le transmite la estructura.

Los neoprenos elegidos soportan una carga máxima de 303,8 Ton, superior a las aproximadamente 280 Ton máximas que puede llegar a transmitir la estructura, por lo cual verifica esta condición.

- Verificar la limitación de distorsión admisible total en caso de sismo impuesta por la “Nota Técnica para Aparatos de Apoyo”. Dicha limitación es la siguiente:

$$\tan \gamma = \frac{\delta}{T} \leq 1 \quad (72)$$

Dónde:

$\delta$  Desplazamiento lateral máximo.

$T$  Espesor neto de caucho en el neopreno.

Por lo cual para la mayor deformación de neopreno posible en la estructura:

$$\tan \gamma = \frac{26mm}{(4 * 11)mm} = 0,59 < 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

Los neoprenos están correctamente elegidos.

### 5.5.2 Comprobación de la subestructura

Una vez determinadas las fuerzas estáticas equivalentes que afectan al puente en caso de sismo se realizan las comprobaciones para una situación sísmica de cálculo.

La combinación para situación sísmica de cálculo, según “Norma de Construcción Sismorresistente: Puente (NCSP-07)” es:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_E \quad (73)$$

Donde:

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

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

$Q_{k,1} \psi_{2,1}$  Valor cuasi-permanente de la sobrecarga de uso.

$\gamma_Q$  Coeficientes parciales.

$A_E$  Valor de cálculo de la acción sísmica.

Para puentes de baja o media intensidad de tráfico, el valor cuasi-permanente para la sobrecarga de uso puede considerarse igual a 0 [8]. Por lo cual, para el caso del presente estudio la combinación sísmica es la siguiente:

$$G_k + A_E \quad (74)$$

A su vez, se utiliza para el proyecto la peor de las siguientes combinaciones de las componentes sísmicas [8].

$$A_{Ex} 0.3 A_{Ey} \quad (75)$$

$$0.30 A_{Ex} 0 A_{Ey} \quad (76)$$

La comprobación para todas las pilas y el estribo se realiza determinando la cuantía de armado para esta combinación y comparándola con la cuantía obtenida en ELU. Si la cuantía para combinación sísmica es menor, se verifica que la estructura resiste frente a sismo, en caso contrario, el armado se pasará a ser el obtenido con esta combinación.

#### 5.5.2.1 Comprobación de las pilas

Al igual que para el armado de las pilas en este apartado se realiza la comprobación para la pila P-1. Para el resto de las pilas ver “Anexo 4: Comprobación sísmica de la pilas. Hoja de cálculo”

La comprobación se realiza de manera análoga al armado de la pilas, variando únicamente los esfuerzos que se aplican a la subestructura, según el Apartado 5 del Anejo nº 7 de la EHE-08. Los esfuerzos que actúan sobre la cabeza de la pila P-1 son:

- Un axil,  $N_k$ , debido al peso propio y las cargas muertas de los vanos extremo y central.

$$N_k = F_{z1,vc} + F_{z2,vc} + F_{z1,ve} + F_{z2,ve} = 468,1 + 128,1 + 400,8 + 108,5 = 1105,65 \text{ kN}$$

- Dos fuerzas horizontales, debidas a las componentes “x” e “y” de la fuerza sísmica.

$$Q_{p-1,x} = 277,51 \text{ kN}$$

$$Q_{p-1,y} = 323,88 \text{ kN}$$

Con estos valores de fuerzas se determinan los momentos en el arranque de las pilas:

$$M_{dx} = Q_{p-1,x} * L = 277,51 * 9.3 = 2580,84 \text{ mkN}$$

$$M_{dy} = Q_{p-1,y} * L - (F_{z1,vc} + F_{z2,vc}) * e + (F_{z1,ve} + F_{z2,ve}) * e = 323,88 * 9.3 - (468,1 + 128,1) * 0.3 + (400,8 + 108,5) * 0.3 = 2986,02 \text{ mkN}$$

Al igual que para el dimensionamiento de la armadura, al haber dos fuerzas horizontales, se deben de duplicar los cálculos para comprobar si las armaduras dispuestas en ambos paramentos cumplen frente a combinación sísmica.

Para ambos casos, se debe de comparar el axil de cálculo,  $N_d$ , con la capacidad mecánica de la sección para poder determinar la formulación a aplicar según la norma.

- Para la comprobación de la flexión en “y”.

Cuando el momento solicitante es debido a la fuerza horizontal en la dirección “y” del sismo, el canto y el ancho de la sección adoptan los siguientes valores:

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d'(\text{recubrimiento mínimo}) = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 1500 - 30 = 1470 \text{ mm}$$

Por lo cual la capacidad mecánica del hormigón para la flexión en “y” es:

$$U_0 = f_{cd} * b * d = \frac{35}{1.5} * 1000 * 1470 = 34300000 \text{ N}$$

- Para la comprobación de flexión en “x”.

Cuando el momento solicitante es debido a la fuerza horizontal en la dirección “x” del sismo, los valores de canto y ancho son los siguientes:

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$d'(\text{recubrimiento mínimo}) = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 1000 - 30 = 970 \text{ mm}$$

Por lo cual la capacidad mecánica del hormigón para la flexión en “x” es:

$$U_0 = f_{cd} * b * d = \frac{35}{1.5} * 1000 * 970 = 33950000 \text{ N}$$

Una vez obtenidos ambos valores de capacidad mecánica, comparando el 50% de la capacidad con el axil de cálculo se determina que al ser menor el axil a este valor se aplica la 2ª comprobación del apartado 5 del Anejo nº 7 de la EHE-08.

$$N_d = 1105,65 \text{ kN} < 0,50 * U_{0,y} = 0,50 * 34300 \text{ kN} = 17150 \text{ kN}$$

$$N_d = 1105,65 \text{ kN} < 0,50 * U_{0,x} = 0,50 * 33950 \text{ kN} = 16975 \text{ kN}$$

$$\text{Para } 0 < N_d < 0.50 * U_0$$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d-d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d-d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right) \quad (77)$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{U_{s2}}{f_{yd}} \quad (78)$$

Bastaría con sustituir todos los datos en las expresiones (77) y (78) para obtener las cuantías de armado.

- Para la Flexión en “y”.

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{2986,02 * 10^6}{1470-30} + \frac{1105,65 * 10^3}{2} - \frac{1105,65 * 10^3 * 1470}{1470-30} \left( 1 - \frac{1105,65 * 10^3}{2 * 34300000} \right) =$$

$$1515954,939 \text{ N}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{1515954,939 \text{ N}}{\frac{500}{1.15}} = 3486,70 \text{ mm}^2$$

- Para la Flexión en "x".

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{2580,84 \cdot 10^6}{970-30} + \frac{1105,65 \cdot 10^3}{2} - \frac{1105,65 \cdot 10^3 \cdot 970}{970-30} \left( 1 - \frac{1105,65 \cdot 10^3}{2 \cdot 34300000} \right) = 2176044,4 \text{ N}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{2176044,4 \text{ N}}{\frac{500}{1.15}} = 5004,90 \text{ mm}^2$$

Para las dos direcciones del sismo el armado requerido es menor que la armadura dispuesta por cálculo en ELU, lo que significa que la pila P-1 resiste frente un esfuerzo de sismo.

El resto de las pilas, como se comprueba en el Anexo 4, también resisten frente a carga sísmica.

#### 5.5.2.2 Comprobación del estribo

La comprobación del estribo se realiza variando el caso de carga en el modelo analítico utilizado para el dimensionamiento del mismo, introduciendo en el las cargas para la combinación de la expresión (74).

Los axiles que actúan sobre el estribo para esta combinación son los valores característicos de los axiles de peso propio y cargas muertas para el vano extremo y la fuerza horizontal es la actuante en cada neopreno para la dirección "x" del sismo sobre el estribo.

$$N_d = F_{z1,ve} + F_{z2,ve} = 509,38 \text{ kN}$$

$$F_x = \frac{Q_{estribo,x}}{2} = \frac{239.24 \text{ kN}}{2} = 119,62 \text{ kN}$$

Resultando el modelo de cálculo del estribo como se muestra en la Figura 5.15:

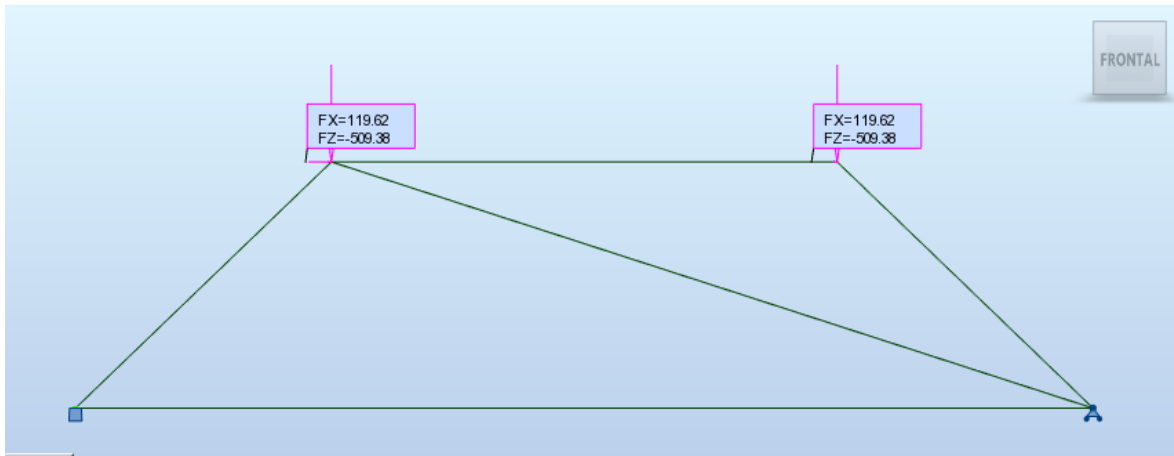


Figura 5.15 Modelo de cálculo del estribo con cargas frente combinación sísmica

Devolviendo el programa frente a esta combinación de carga los esfuerzos en la estructura que se observan en la Figura 5.16:

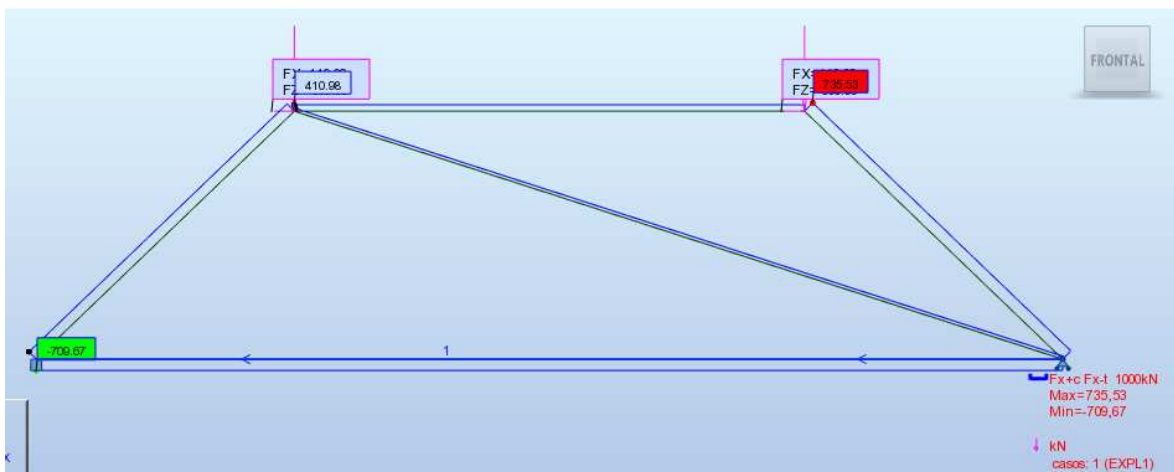


Figura 5.16 Esfuerzos sobre las barras para combinación sísmica

Como se observa en la Figura 5.16, todos los esfuerzos sobre las barras son menores en combinación sísmica que frente combinación en ELU, por lo cual, es estribo verifica que con la armadura dispuesta resiste ante un sismo.



## 6 ANEXO 1: DIMENSIONAMIENTO DE VANOS EXTREMOS

### 6.1 Definición del modelo de emparrillado para el vano central

Al igual que en con el vano central, en los siguientes apartados se definen las propiedades para cada elemento del modelo analítico así como se muestra su introducción en el programa.

#### 6.1.1 Definición de apoyos

El primer paso para la confección del modelo de cálculo fue la definición de los apoyos en el programa Robot, estos apoyos deben de emular la realidad, en la cual los distintos vanos están simplemente apoyados sobre las pilas mediante neoprenos zunchados, lo que en el lenguaje de la teoría de estructuras se conoce como viga isostática simplemente apoya.

Para conseguir esto en el programa, se definieron dos tipos de apoyos a los que se denominaron “comienzo” y “fin”, a cada uno de estos apoyos se le restringieron sus grados de libertad convenientemente para esta finalidad.

En el programa esto queda reflejado como muestran las Figuras 6.1 y 6.2.

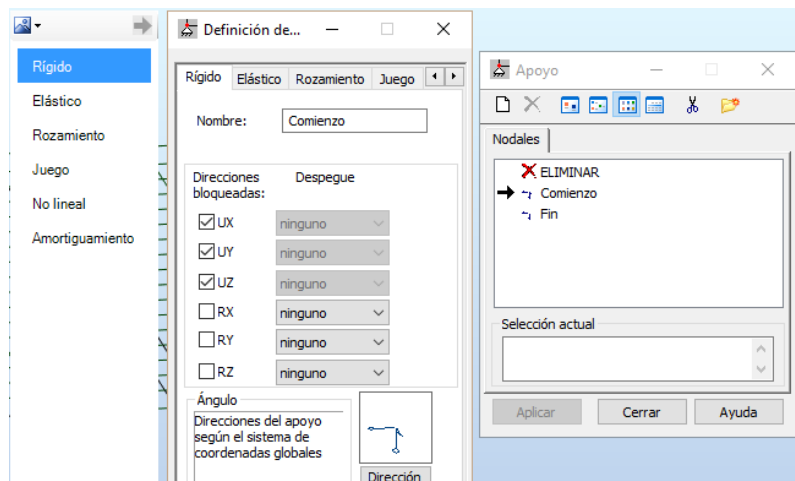


Figura 6.1 Definición de apoyo “comienzo”

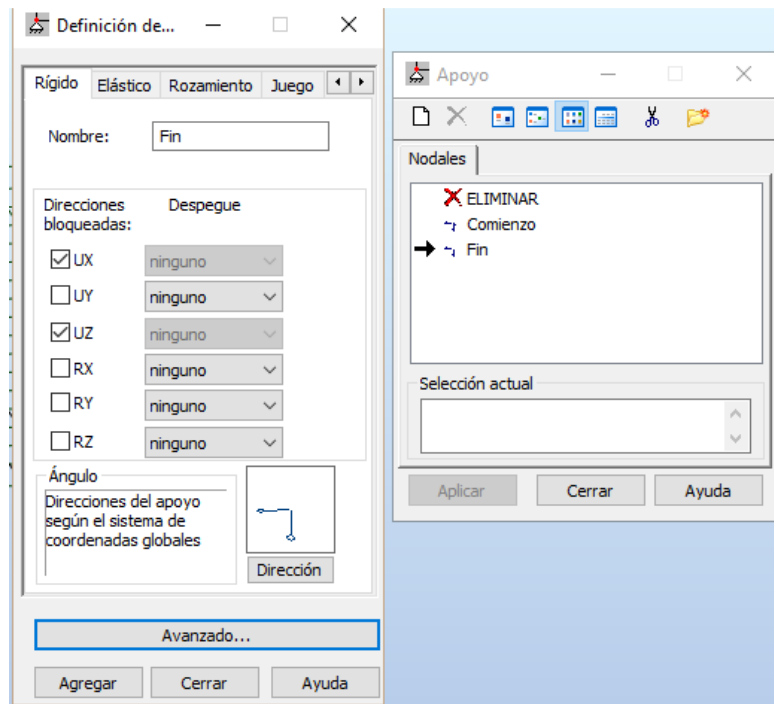


Figura 6.2 Definición del apoyo "Fin"

### 6.1.2 Barras longitudinales

Las barras longitudinales, como se menciona anteriormente, son la representación de la sección de la viga artesa más la mitad de losa de compresión correspondiente junto con las propiedades de este conjunto, como las vigas están dispuestas simétricamente a lo largo de la losa, ambas barras tendrán las mismas propiedades.

Para la determinación de las propiedades, es necesario hacer una consideración previa, ya que hasta ahora no se ha tenido en cuenta cuál es la resistencia que tiene cada hormigón de la estructura, tema de no menor importancia, ya que si variasen las resistencias de estos, sus módulos de elasticidad también, lo que influiría en el cálculo de los esfuerzos.

Previsiblemente, esto va a ocurrir, pues la losa de compresión no necesita de una resistencia tan elevada como las vigas artesa prefabricadas, en las cuales se dispone un sistema posteso de armadura activa, por lo cual las solicitaciones sobre estas son muy elevadas. Como primera aproximación se considerará que las resistencias de los hormigones de la estructura serán HA-25 y HP-50, para la losa y las vigas artesa, respectivamente.

Con esto, se ve que en una misma sección existen dos hormigones de distintas resistencias y por lo cual distintos módulos de elasticidad, por lo cual es del todo inexacto no considerar esto a la hora del cálculo de las propiedades, a excepción del área de la misma, ya que en el programa esta será necesaria para la obtención del peso propio, por

lo que debe ser el área real (suma de viga artesa + mitad de losa de compresión) la que se indique.

Para el resto de propiedades (Inercias y áreas de cortante en “y” y “z” e inercia a torsión) será necesario calcularlas sobre una sección homogeneizada a un único material, que en este caso, será hormigón pretensado (HP-50), para lo que es necesario calcular un factor de homogenización que influirá en la anchura de la losa de compresión, lo que daría la forma de la sección homogeneizada.

El factor de homogeneización,  $n$ , se obtiene mediante el producto de los módulos de elasticidad de los distintos materiales. Se va a calcular a continuación:

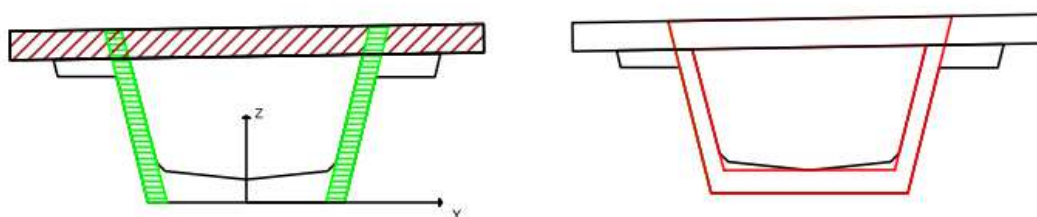
$$E_{fk} = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

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

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

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

Aplicando este factor a la sección el resultado es el mostrado en la Figura 6.3:



*Figura 6.3 Sección homogeneizada*

La Figura 6.3, es el resultado de homogeneizar la sección, y en ella se observan algunos sombreados y contornos, que significan lo siguiente:

- Sombreado verde en el alma de la viga artesa y parte de la losa, representa el área de cortante en “z” de la sección.
- Sombreado en rojo en la mitad de la losa de compresión, representa el área de cortante en “y” de la sección.
- Contorno en rojo, representa la célula de torsión de la viga más losa.
- Todo el contorno en negro de cada mitad de la sección viga más losa, será la necesaria para calcular las inercias en los ejes “y” y “z”.

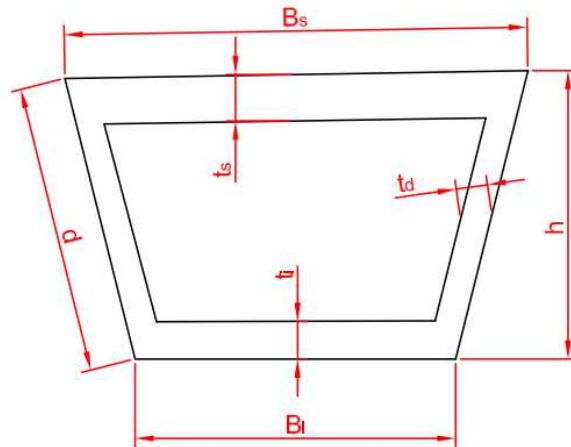


Figura 6.4 Detalle célula de torsión

Del programa Autocad, mediante la función Propfis, se obtienen las propiedades de área (de la sección sin homogeneizar), áreas de cortante y momentos de inercia. Para la inercia a torsión, del libro de *Javier Manterola [2]*, se obtuvo una fórmula para calcular la rigidez a torsión de una célula como la de la figura 6.4, por lo cual las propiedades de las barras longitudinales serían las siguientes:

$$\text{Área}, A = 21.936 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } z, A_{vz} = 4702 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } y, A_{vy} = 10.352 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia en } z, I_z = 2,388 * 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia en } y, I_y = 61.240.000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rigidez a torsión}, I_t = \frac{(B_s + B_i)^2 h^2}{\frac{B_s}{t_s} + 2 \frac{d}{t_d} + \frac{B_i}{t_i}} = \frac{(2,48 + 1,72)^2 1,55^2}{\frac{2,45}{0,25} + 2 \frac{1,55}{0,15} + \frac{1,72}{0,2}} = 108.149.285,5 \text{ cm}^4$$

Una vez determinadas todas estas propiedades, fueron introducidas en el programa, siendo el resultado el observado en la Figura 6.5:

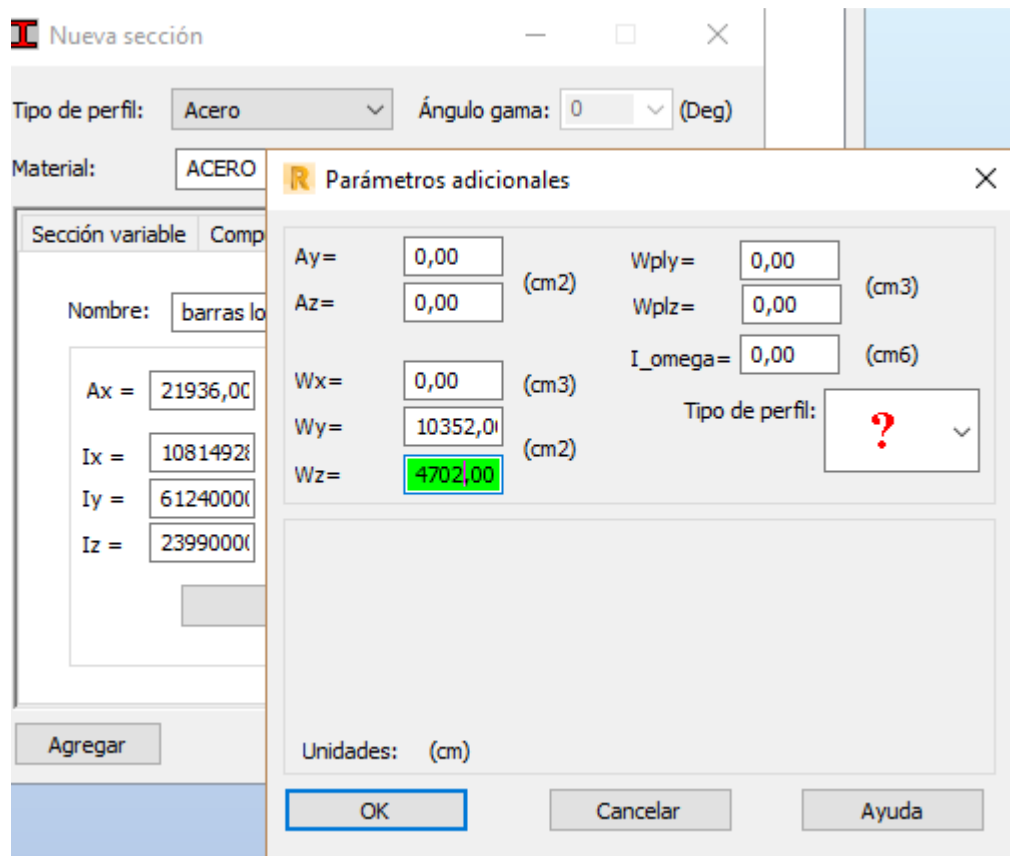


Figura 6.5 Barras longitudinales en Robot

Cabe mencionar que este programa tiene la particularidad de que para definir secciones de características determinadas, como las barras para este modelo, solo deja la opción de introducirlas en acero, problema que se soluciona cambiando fácilmente el material tras la creación de la sección.

El resto de propiedades de las barras, tales como módulo de elasticidad coeficientes de dilatación térmica, densidad, etc., aparecen por defecto, según la norma seleccionada, tras cambiar el material de acero a hormigón. Ver Figura 6.6.

Por último, la ubicación de las barras en el programa fue lo primero que se realizó, seguido de la colocación de los apoyos en las mismas, y estas barras, como se calculó en apartados anteriores, distan 4,9 metros entre sí, por lo cual para la posterior colocación de las barras transversales, al lado de cada barra longitudinal, quedará un voladizo de 2,55 metros más los 4,9 metros que separan ambas barras, sumando así los 10 metros de losa de compresión.

| Nombre      | Valor             | Unid    |
|-------------|-------------------|---------|
| Sección...  | barras longitudin |         |
| Básicas     |                   |         |
| Sx          | 21936,00          | (cm2)   |
| Iy          | 61240000,00       | (cm4)   |
| Iz          | 239900000,00      | (cm4)   |
| Dimensi...  |                   |         |
| Resiste...  |                   |         |
| Material    | HA - 50           |         |
| E           | 31310,00          | (MPa)   |
| NI          | 0,20              |         |
| G           | 13000,00          | (MPa)   |
| Re          | 50,00             | (MPa)   |
| RO          | 24,53             | (kN/... |
| LX          | 0,00              | (1/°C)  |
| Relacion... | No hay            |         |
| Barras      |                   |         |

Figura 6.6 Propiedades físicas de las barras longitudinales

### 6.1.3 Barras transversales

Las barras transversales, representan rectángulos de losa en la dirección transversal del puente y la determinación de sus propiedades tanto de áreas como resistentes es más sencilla.

La única salvedad, es que se tienen dos tipos de barras transversales, porque al medir los vanos 14,9 metros de longitud, se representó en 15 barras transversales, las dos de los extremos colocadas a 1,45 metros de la siguiente a ellas, y las barras encerradas entre las dos de los extremos distando 1 metro entre sí, de ahí los dos tipos de barras transversales.

Esto se realiza para facilitar la introducción de cargas, ya que la representación de cargas superficiales se materializa mediante barras, reparto de cargas que se hace en función a sus área tributarias, que en las 11 barras centrales es igual a 1 metro (las dos de cada extremo tienen longitudes de áreas tributarias distintas).

A continuación, se van a calcular las propiedades para cada tipo de barra, excepto la inercia a torsión, mediante la función propfis de AutoCad. El resultado es el mostrado en la Figura 6.7:

- Barras de los extremos.

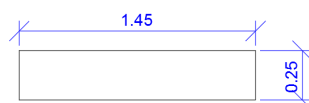


Figura 6.7 Sección de losa para barras en los extremos

$$\text{Área}, A = 3625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } z, A_{vz} = 3625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } y, A_{vy} = 3625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia en } z, I_z = 188.802 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia en } y, I_y = 6.351.302,08 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rigidez a torsión}, I_t = \frac{\left(\frac{1}{6} * 145 * 25^3\right)}{2} = 188.802 \text{ cm}^4$$

La rigidez a torsión se ha calcula por la fórmula anterior, para un caso simple de rectángulo, pero con el detalle de dividirlo entre dos, para no duplicar la resistencia a torsión de la losa considerada tanto en las vigas longitudinales como transversales [2].

- Barras de centro.( Ver Figura 6.8)

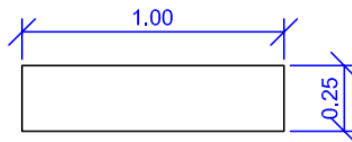


Figura 6.8 Sección de losa para barras en el centro

$$\text{Área}, A = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } z, A_{vz} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de cortante en } y, A_{vy} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia en } z, I_z = 130.208,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momento de inercia en } y, I_y = 2.083.333,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rigidez a torsión}, I_t = \frac{\left(\frac{1}{6} * 100 * 25^3\right)}{2} = 130.208,33 \text{ cm}^4$$

Una vez calculadas las propiedades de las barras, se introdujeron en el programa, y se confeccionó el modelo de emparillado. Ver Figura 6.9.

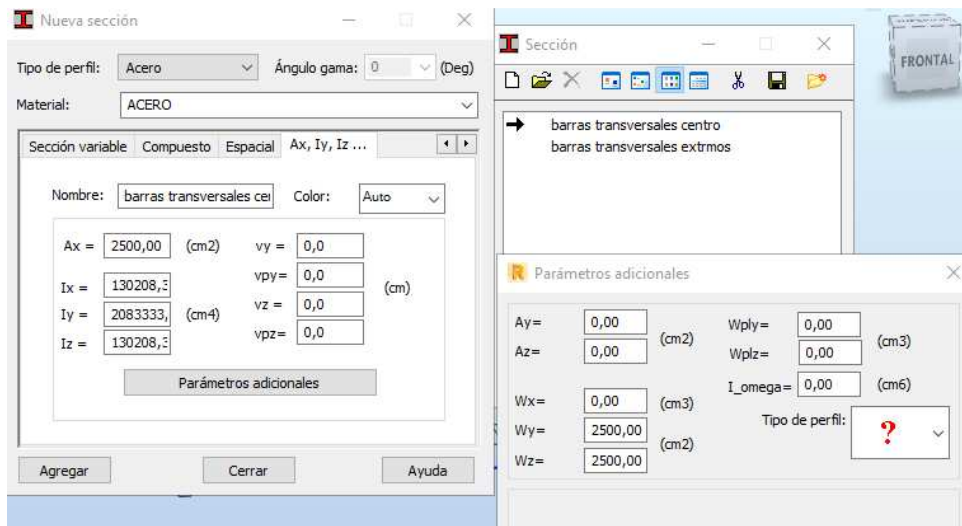


Figura 6.9 Barras transversales de centro en Robot

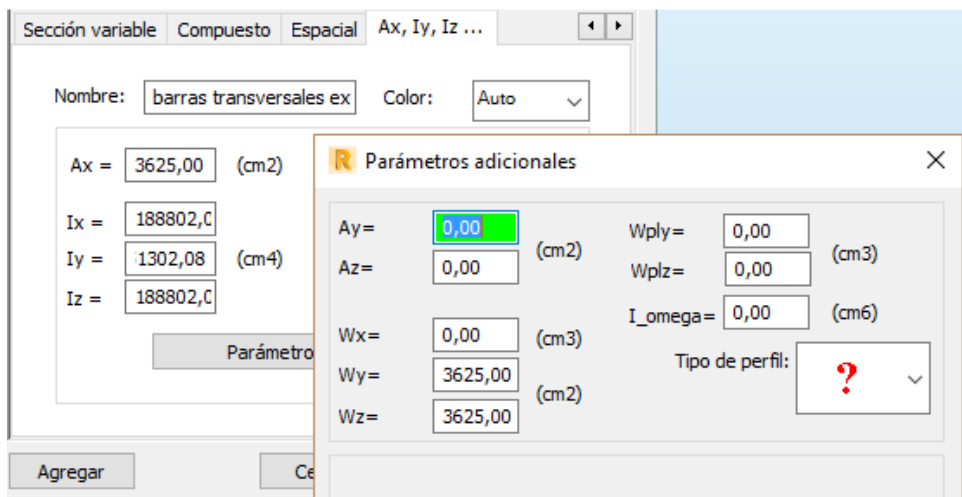


Figura 6.9 Barras transversales extremos en Robot

Al igual que con las barras longitudinales, el material, una vez creada la sección, se cambió a hormigón, en este caso HA-25, con lo que quedarían definidas las propiedades físicas, tal y como muestra la Figura 6.11.

| Nombre          | Valor           | Unid    |
|-----------------|-----------------|---------|
| Características |                 |         |
| Gama            | 0,0             | (Deg)   |
| Sección...      | barras transver |         |
| Básicas         |                 |         |
| Dimensi...      |                 |         |
| Resiste...      |                 |         |
| Material        | HA - 25         |         |
| E               | 24850,00        | (MPa)   |
| NI              | 0,20            |         |
| G               | 10400,00        | (MPa)   |
| Re              | 25,00           | (MPa)   |
| RO              | 24,53           | (kN/... |
| LX              | 0,00            | (1/°C)  |
| Relajacion...   | No hay          |         |
| Excentrici...   | No hay          |         |
| Barras          |                 |         |

Figura 6.11 Propiedades físicas de las barras transversales



## 6.2 Cargas aplicables a la estructura e introducción en el modelo analítico del tablero

Una vez definidas, tanto la estructura como el modelo de cálculo, en los siguientes apartados se definirán todas las cargas que afectan a nuestra estructura y que será necesario introducir en el modelo analítico para la obtención de esfuerzos.

### 6.2.1 Cargas según IAP-11

La IAP-11, "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" [5], es el documento en el cual se reflejan las acciones que son necesarias de definir a la hora del cálculo estructural de puentes, viaductos y demás obras de paso, así como principios básicos de cálculo, combinaciones de cargas, criterios de comprobación, etc.

A efectos de definir las cargas, la IAP-11, distingue las siguientes categorías de cargas, que posteriormente serán definidas para el presente estudio:

- **Acciones permanentes de valor constante ( $G$ ).**

Debidas al peso propio de los materiales que conforman la estructura, se distinguirán en peso propio y cargas muertas.

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

En este grupo se encuentran las acciones debidas a las presolicitaciones, pretensados, acciones reológicas, asentos en el terreno, etc.

- **Acciones variables ( $Q$ ).**

Aquí se incluyen el resto de acciones que previsiblemente actuarán sobre la estructuras, como sobrecargas de uso, acciones térmicas o acciones provocadas por efecto del viento y/o la nieve.

- **Acciones accidentales ( $A$ ).**

Son acciones de un carácter muy perjudicial para la estructura pero de una probabilidad de aparición muy pequeña, como son los impactos o las acciones sísmicas ( $A_E$ ).

Para el cálculo del tablero de la estructura que atañe a este estudio, debido a ser una estructura isostática donde las acciones térmicas no generan reacciones externas y en la cual las acciones del pretensado se considerarán como acciones exteriores, solo se tendrán en cuenta los esfuerzos producidos por el **peso propio** de los materiales y **cargas muertas sobrecargas** de uso y acciones de **viento y nieve**.

Las acciones accidentales no son incluidas en este apartado, ya que no son determinantes para la integridad estructural del tablero del puente, en el posterior cálculo de la subestructura si deberán ser tomadas en consideración.

## 6.2.2 Cargas introducidas en el modelo

### 6.2.2.1 Peso propio y cargas muertas

Para determinar el valor de las acciones en este apartado, es necesario conocer tanto las dimensiones de los elementos que ejercerán el peso sobre la estructura así como el peso específico de los mismos, definidas en la Tabla 6.1 [5].

|                                                              |             |
|--------------------------------------------------------------|-------------|
| 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        |

Tabla 6.1 Pesos específicos de diversos materiales [ $\text{kN/m}^3$ ] [5]

- **Peso propio**

La introducción del peso propio de la estructura se realizó de manera automática con el programa Robot, afectando solo a las barras longitudinales, ya que como se mencionó anteriormente, estas fueron representadas con un área resultado de la suma de las áreas de la viga artesa más media losa de compresión, lo que multiplicado por el peso propio del hormigón nos daría el peso total de la estructura.

Las barras transversales están dotadas de área por requisitos del programa, para poder definir las, pero sobre estas no actúa la fuerza de peso propio, ya que se encuentra este incluido en las barras longitudinales.

A continuación en la Figura 6.12 se muestra la representación del peso propio en las barras longitudinales.

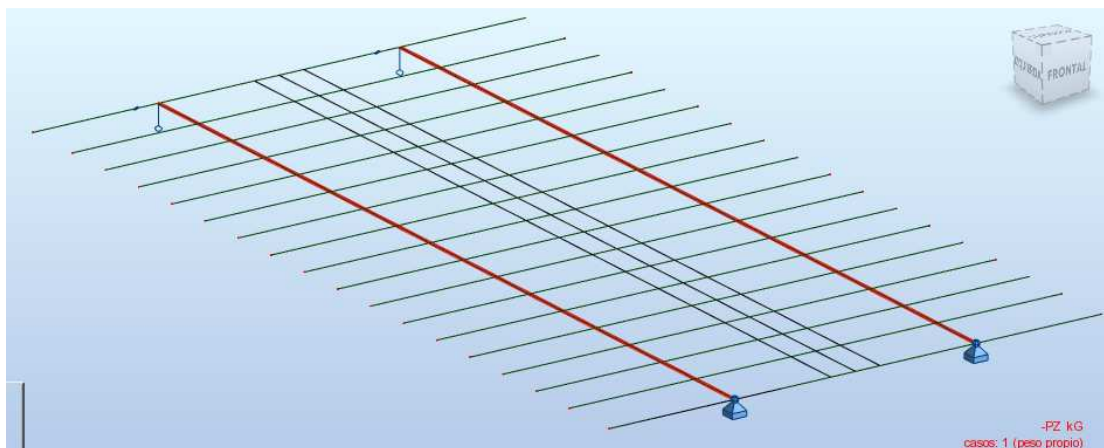


Figura 6.12 Representación del peso propio en el programa de cálculo

- **Cargas muertas**

“Son las debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura” según la norma IAP-11, que en el presente estudio, son las debidas a la los impostas y la capa de rodadura.

Siguiendo la misma metodología antes mencionada, para el cálculo de la carga provocada a las impostas, cuya geometría se muestra en la Figura 6.13, se determinará el área de las mismas (mediante el programa AutoCad) y se multiplicará por el peso propio del material que se componen (Hormigón), obteniendo una carga por metro lineal que en el programa será representada como una sucesión de cargas puntuales obtenidas multiplicando la carga por metro lineal por el ancho de área tributaria correspondiente a cada barra transversal.

Este proceso se repetirá para la carga debida a la capa de rodadura y posteriores cargas, con la salvedad, de que serán cargas superficiales que mediante el reparto por ancho de área tributaria se representaran como cargas lineales.

En el modelo de cálculo existen tres anchos de área tributaria:

- Para las barras extremas, distantes de las barras siguientes 1,20 metros, su ancho de área tributaria será de 0,60 metros.
- Para las barras siguientes a las extremas, distantes 1,20 metros de las extremas y 1 metro de las siguientes, su ancho de área tributaria será de 1,10 metros (0,50 + 0,60).
- Para las barras centrales, distantes entre sí 1 metro su ancho será 1 metro.

Por lo cual las cargas lineal y superficial, proveniente de las impostas y capa de rodadura, respectivamente serán, las siguientes:

$$q_{imposta}(kN/ml) = A_{imposta} * \gamma_{hormigón} = 0.1224 m^2 * 25 kN/m^3 = 3.06 kN/m$$

$$q_{\text{capa de rodadura}}(\text{kN/m}^2) = e_{\text{capa de rodadura}} * \gamma_{\text{hormigón}} = 0.10 \text{ m} * 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

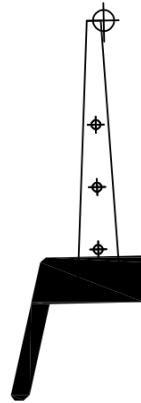


Figura 6.13 Detalle de la imposta

Posteriormente, se multiplica cada carga por el ancho de área tributaria de cada barra y se introduce el valor correspondiente para cada barra, siendo este el resultado el mostrado en la Figura 6.14:

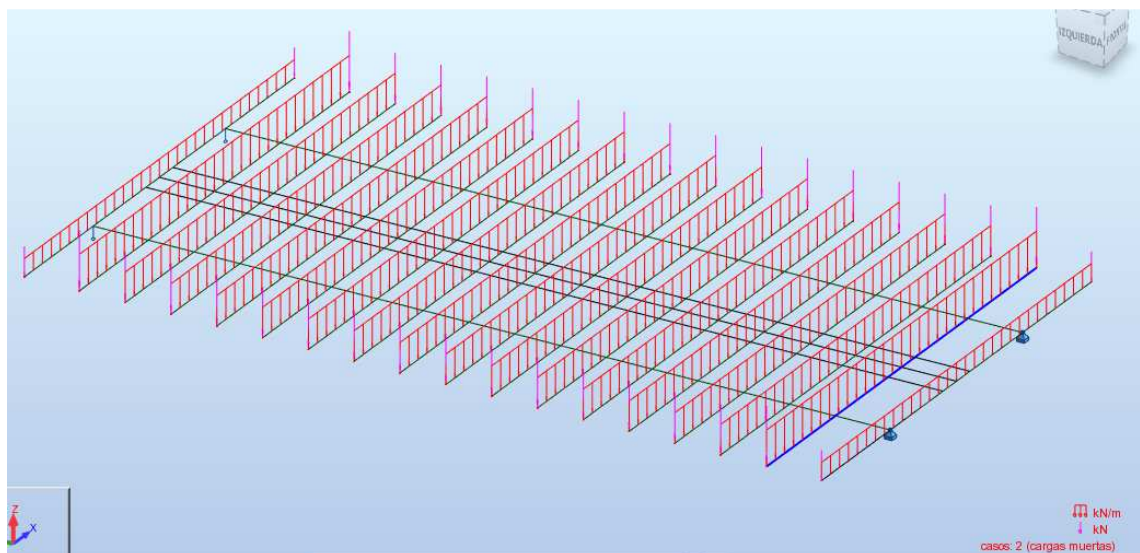


Figura 6.14 Representación de las cargas muertas en el programa de cálculo

#### 6.2.2.2 Carga de nieve

Para el cálculo de la carga provocada por la nieve, se seguirá el apartado 4.4 de la IAP-11, más concretamente en el punto 4.4.2 “Sobrecarga de nieve en tableros”

En dicho punto la norma nos indica como calcular el valor característico de la sobrecarga de nieve mediante la siguiente expresión:

$$q_k(\text{kN/m}^2) = 0,8 * S_k \quad (79)$$

Siendo  $S_k$  el valor característico de la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, obtenido mediante la Figura 4.3-b y la tabla 4.4-a de la IAP-11, mostradas en la Figura 6.15 y la Tabla 6.2.



**FIGURA 4.3-b ZONAS CLIMÁTICAS DE INVIERNO**  
(Coincide con el mapa correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

*Figura 6.15 Zonas climáticas de invierno [5]*

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

*Tabla 6.2 Sobrecarga característica de nieve según zona climática de invierno,  $S_k$  [kN/m<sup>2</sup>] [5]*



Como se observa en las figuras anteriores, Andalucía corresponde a una zona climática 6 y Alcalá la Real se sitúa sobre los 900 metros sobre el nivel del mar, por lo cual la sobrecarga,  $S_k$ , es de  $0.9 \text{ kN/m}^2$ .

$$q_k = 0.9 * 0.8 = 0.72 \text{ kN/m}^2$$

Esta sobrecarga quedaría representada en el modelo como muestra la Figura 6.16:

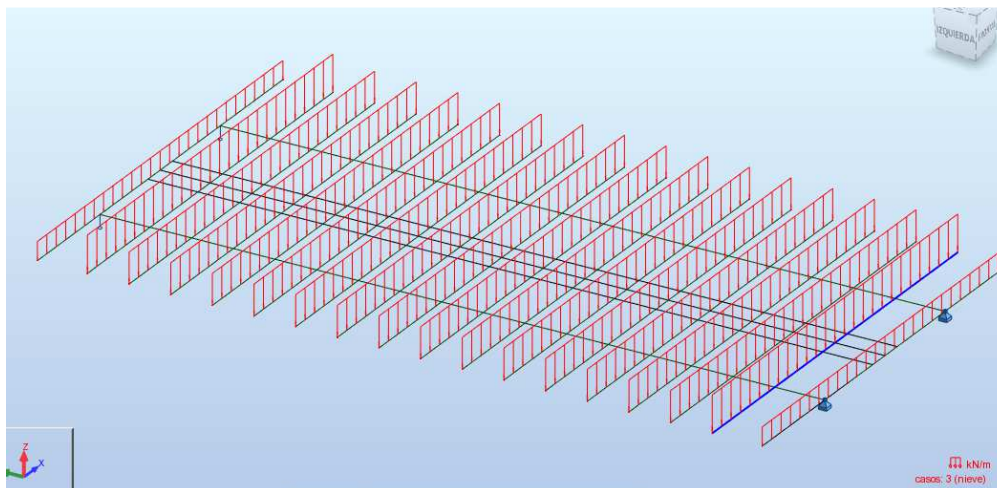


Figura 6.16 Representación de la carga de nieve en el programa de cálculo

### 6.2.2.3 Carga de viento

Para el cálculo de la acción del viento se seguirán las directrices del apartado “4.2 Viento” de la IAP-11, el cual nos indica que esta carga se podrá asimilar a una fuerza estática equivalente debida por el mismo actuante sobre la estructura, siempre y cuando se puedan despreciar los efectos aeroelásticos del viento sobre esta.

En el apartado “4.2.9.1 Necesidad de comprobación”, se indica que los puentes o pasarelas que cumplan las dos condiciones siguientes quedarán eximidos de las comprobaciones de efectos aeroelásticos:

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

La primera condición es cumplida por cualquiera de los tres vanos del puente del estudio, para la segunda condición es necesario calcular la frecuencia fundamental, mediante la siguiente expresión obtenida del apartado “4.2.9.3 Comprobaciones simplificadas” de la IAP-11.

$$f_B = 0.18 \sqrt{g/v} \quad (80)$$

Siendo:

v flecha máxima de la estructura [m], siendo en el caso del presente estudio igual a 7 mm bajo combinación cuasipermanente

g aceleración de la gravedad, igual 9,8 m/s<sup>2</sup>

Por lo cual:

$$f_B = 0.18 \sqrt{9.8/0.007} = 6.74 \text{ Hz}$$

Cumpliendo estas dos condiciones, el cálculo de la acción provocada por el viento se asimilará a una fuerza estática equivalente según se indica en los apartados 4.2.1 a 4.2.8 de la norma.

En resumen, antes de comenzar, en este apartado se van a calcular fuerzas estáticas equivalentes provenientes de multiplicar la presión que ejerce el viento sobre la estructura por el área que este expuesta a esta presión, esto se realizará para el viento que actúe transversalmente al puente, al ser el empuje mayor. Posteriormente se estimará el empuje longitudinal como una fracción del transversal para ambas direcciones del viento se calculará el empuje vertical y horizontal sobre la estructura.

Una vez dicho esto, la expresión para calcular el empuje del viento transversal para cualquier elemento del puente (en este caso sobre el tablero) es la siguiente:

$$F_w = [\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)] C_e(z) C_{f,horizontal} A_{ref} \quad (81)$$

A continuación se van a explicar y calcular cada uno de los parámetros de la expresión para obtener los empujes tanto vertical como horizontal provocados por el viento transversal.

$\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$  Presión de la velocidad básica del viento  $q_b$  [kN/m<sup>2</sup>]

$v_b(T)$  Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno de T años

Para el cálculo de  $v_b(T)$ , primero es necesaria la obtención de  $v_b$ , velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años, a partir de la siguiente expresión:

$$v_b = C_{dir} C_{season} v_{b,0} \quad (82)$$

Donde:

$C_{dir}$  factor direccional del viento, a falta de estudios más precisos se tomará igual a 1,0

$C_{season}$  factor estacional del viento, a falta de estudios más precisos se tomará igual a 1,0

$V_{b,0}$  velocidad básica fundamental del viento, obtenida de la figura 4.2-a de la IAP-11, que se muestra en la Figura 6.17.



Figura 6.17 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica del viento [5]

Con todos estos valores, se puede calcular  $v_b$  y consecuentemente  $v_b(T)$  mediante la expresión:

$$v_b(T) = v_b * C_{prob} \quad (83)$$

Siendo  $C_{prob}$  factor de probabilidad que a falta de estudios más precisos para estructuras de  $T=100$  años (como es el caso del estudio) puede tomarse igual a 1,04.

Por lo cual:

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

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

$$C_e(z) = k_r^2 \left[ C_o^2 \ln^2 \left( \frac{z}{z_o} \right) + 7 * k_l * C_o \ln^2 \left( \frac{z}{z_o} \right) \right] \text{ para } z \geq z_o \quad (84)$$

Donde:

$K_r$  factor del terreno, según tabla 4.2-b de la norma

$C_o$  factor de topografía, se tomará igual a 1,0



Z altura del punto de aplicación del empuje del viento medido desde el terreno igual a 11,175m

$Z_0$  longitud de rugosidad, según tabla 4.2-b de la norma, mostrado en la Tabla 6.3.

$K_t$  factor de turbulencia, se tomará igual a 1,0

$Z_{min}$  altura mínima, según tabla 4.2-b de la norma.

| 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            |

Tabla 6.3 coeficientes  $k_r$ ,  $z_0$  y  $z_{min}$  según el tipo de entorno [5]

A efectos de calcular los parámetros anteriores, la IAP-11 considera 5 tipos de entornos:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto
- Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos
- Tipo II: zona rural con vegetación escasa y obstáculos aislados, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con separación máxima 20 veces la altura de los obstáculos
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios supere los 15 metros

El puente del estudio se encuentra situado en zona tipo III, por lo cual el coeficiente de exposición sería el siguiente:

$$C_e(z) = 0,216^2 \left[ 1^2 \ln^2 \left( \frac{11,175}{0,30} \right) + 7 * 1 * \ln^2 \left( \frac{11,175}{0,3} \right) \right] = 1,7921$$

$C_f$  coeficiente de fuerza para el elemento considerado, el tablero.

A falta de estudios más precisos, para el empuje transversal horizontal del viento sobre el tablero, el coeficiente se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$C_{f,horizontal} = 2,5 - 0,3 \left( \frac{B}{h_{equi}} \right) \text{ siendo limitado para } 1,3 \leq C_f \leq 2,4$$

Siendo:

B anchura total del tablero, igual a 10 metros

H<sub>equi</sub> altura equivalente obtenida, considerando tablero, altura de la viga cajón más la altura de la impota, igual a 1,25+0,25+0,20=1,70 metros

$$C_{f,horizontal} = 2,5 - 0,3 \left( \frac{10}{1,7} \right) = -0,53 \rightarrow C_{f,horizontal} = 1,3$$

Para el coeficiente de fuerza del viento transversal en la dirección Z el apartado “4.2.5.1.2. Empuje vertical” nos indica que el valor del mismo se toma igual a 0,90.

A<sub>ref</sub> para el empuje horizontal, se considera que es el producto de la longitud del tramo considerado por la altura equivalente, para el empuje vertical será, el área en planta del tablero.

$$A_{ref,horizontal} = L * h_{equi} = 14,9 * 1,7 = 25,33 m^2$$

$$A_{ref,vertical} = B * L = 10 * 14,9 = 149 m^2$$

Una vez calculados todos los parámetros necesarios, se va a proceder a calcular el empuje transversal vertical y horizontal:

$$F_{w,trans,h} = \left[ \frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 1,7921 * 1,3 * 25,33 * 10^{-3} = 26,97 kN$$

$$F_{w,trans,v} = \left[ \frac{1}{2} * 1,25 * 27,04^2 \right] * 1,7921 * 0,9 * 149 * 10^{-3} = 109,82 kN$$

El apartado “4.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal” considera este empuje para puentes de elementos sólidos como el 25% del empuje transversal afectado por un coeficiente reductor.

$$F_{w,longi} = 0.25 F_{w,trans} * Coef. reductor$$

El coeficiente reductor, será obtenido por la siguiente expresión:

$$1 - \left( \frac{7}{C_0 * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right) * \phi[L/L(z)] \quad (85)$$

Siendo:

$$\emptyset[L/L(z)] = 0,230 + 0,182 \ln[L/L(z)] \text{ para } 0 \leq \emptyset[L/L(z)] \leq 1$$

Siendo:

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

Obteniendo  $\alpha$  de la Tabla 6.4:

| TIPO DE ENTORNO | $\alpha$ |
|-----------------|----------|
| 0               | 0,38     |
| I               | 0,44     |
| II              | 0,52     |
| III             | 0,61     |
| IV              | 0,67     |

Tabla 6.4 coeficiente  $\alpha$  según el tipo de entorno [5]

Siendo  $\alpha=0,61$  y como  $z_{min}=5m < z=11,175 < 200$ :

$$L(z) = 300(11,175/200)^{0,61} = 51,63$$

$$\emptyset[L/L(z)] = 0,230 + 0,182 \ln [17,4/51,63] = 0,03$$

$$\text{Coef. reductor} = 1 - \left( \frac{7}{1 * \ln \left( \frac{11,175}{0,3} \right) + 7} \right) * 0,03 = 0,973$$

Por lo cual:

$$F_{w,long,h} = 0,25 * 26,97 * 0,973 = 6,56 kN$$

$$F_{w,long,v} = 0,25 * 109,82 * 0,973 = 26,71 kN$$

Expresado en cargas uniformemente repartidas como el resto de cargas a introducir en el modelo:

$$q_{w,trans,h} = \frac{26,97 kN}{(14,9 * 1,7) m^2} = 1,06 kN/m^2$$

$$q_{w,trans,v} = \frac{109,82 \text{ kN}}{(14,9 * 10)m^2} = 0,74 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,longi,h} = \frac{6,56 \text{ kN}}{(14,9 * 1,7)m^2} = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,longi,v} = \frac{26,71 \text{ kN}}{(14,9 * 10)m^2} = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Representado en el modelo en la Figura 6.18:

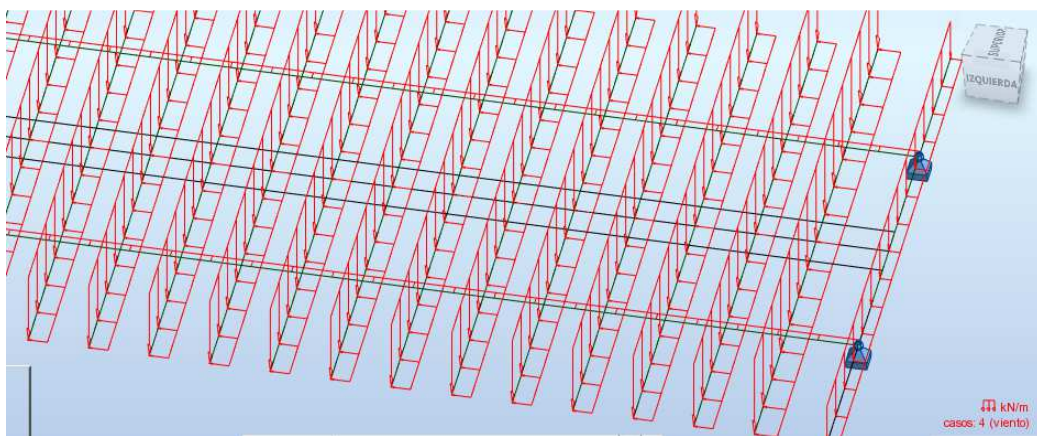


Figura 6.18 Representación de la carga de viento en el programa de cálculo

#### 6.2.2.4 Sobrecarga de uso provocada por el tráfico

En el apartado “4.1 Sobrecarga de uso” de la IAP-11, se indica como calcular las sobrecargas tanto debidas al tráfico rodado, como por uso peatonal de la estructura, etc. En el caso particular de este estudio, al ser un puente de uso estrictamente carretero sin aceras de acceso peatonal, solo se tendrán en cuenta las cargas provenientes del tráfico rodado, que podrán ser en sentido de aplicación vertical u horizontal. Estas cargas, aun siendo de carácter dinámico, se aplican como cargas estáticas debido a los factores de ampliación que la norma les aplica.

Para la correcta aplicación de estas cargas, lo primero que se realizará será la división de la plataforma del tablero en hipotéticos carriles virtuales. Esta se llevó a cabo siguiendo el apartado “4.1.1 División de la plataforma del tablero en carriles virtuales” de la IAP-11.

Para un tablero de  $w$  metros de ancho, la división en los  $n$  carriles virtuales se realizó mediante el siguiente criterio:

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

Tabla 6.5 Definición de los carriles virtuales [5]

Con lo cual, la plataforma del estudio, de 10 metros de ancho, quedaría dividida en tres carriles virtuales de 3 metros junto con un área remanente de 1 metro de ancho.

La numeración de los carriles de acuerdo a la norma considera los carriles más cargados como las más desfavorables para las comprobaciones de cada estado límite. El carril que genere mayor efecto desfavorable, y por consiguiente esté más cargado, se llamará carril 1, el segundo más desfavorable carril 2, y así sucesivamente.

A su vez, para el presente estudio, se han realizado cinco casos en los cuales la posición de los carriles varía, con el objeto de observar las distintas respuestas resistentes de la estructura, obteniendo de los cinco casos una envolvente de esfuerzos que recoja el mayor número de posiciones pésimas para el tren de cargas mayor (colocado en el carril 1)

Los casos definidos serían los mostrados en las Figuras del 6.19 a 6.23.

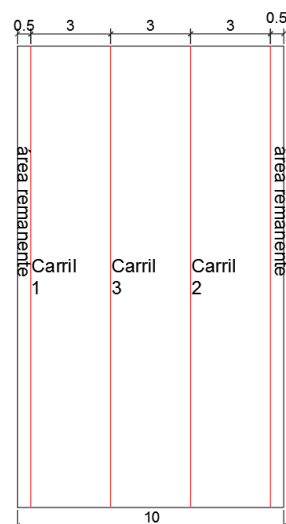


Figura 6.19 caso 1 de los carriles virtuales

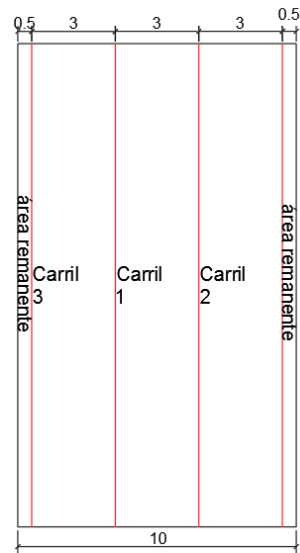


Figura 6.20 caso 2 de los carriles virtuales

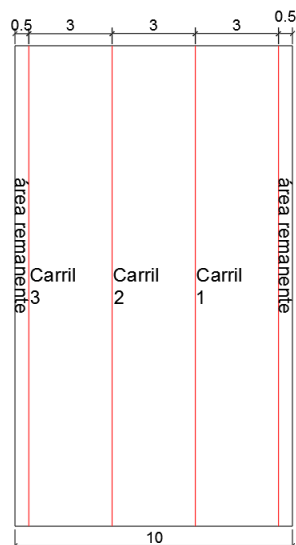


Figura 6.21 caso 3 de los carriles virtuales

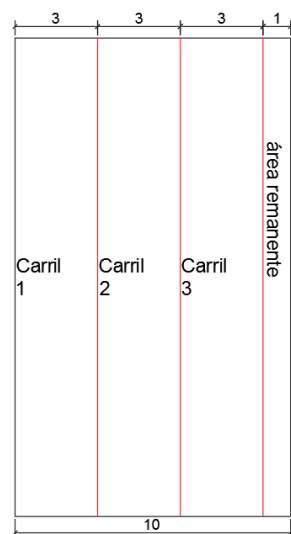


Figura 6.22 caso 4 de los carriles virtuales

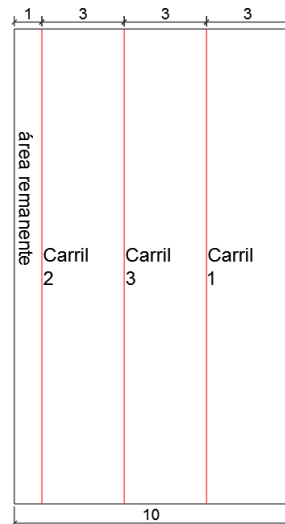


Figura 6.27 caso 5 de los carriles virtuales

Una vez definidos tanto los carriles virtuales como su disposición, se calcula las cargas que sobre ellos se aplica.

#### 6.2.2.4.1 Fuerzas verticales

En la plataforma ya dividida en carriles virtuales, se considera la acción simultánea de tres vehículos pesados, uno en cada carril, cada uno con dos ejes, siendo  $Q_{ik}$  la carga por eje, y una sobrecarga uniformemente repartida de valor  $q_{ik}$ , que actuará sobre toda la zona ocupada por su carril, o área remanente, incluso las ocupadas por un vehículo pesado.

Los valores de cada carga para cada carril se reflejan en Tabla 6.6:

| SITUACIÓN                   | VEHÍCULO PESADO<br>$2Q_{ik}$ [kN] | SOBRECARGA UNIFORME<br>$q_{ik}$ (ó $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ] |
|-----------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| 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                                                                |

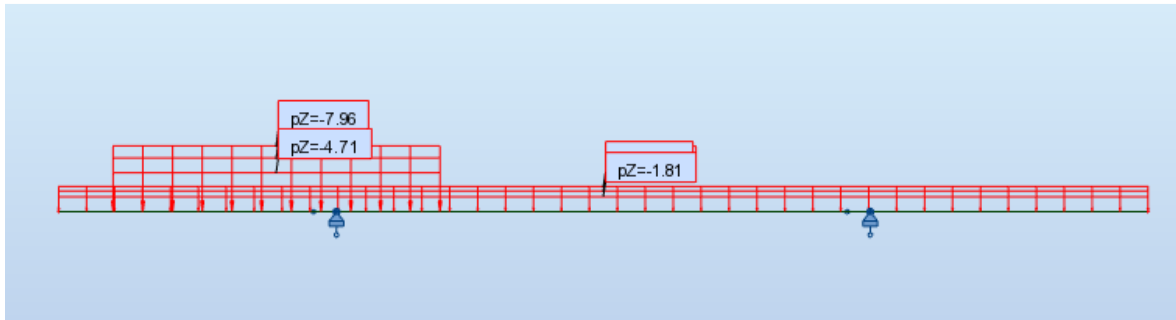
Tabla 6.6 valor característico de la sobrecarga de uso [5]

Una vez definidas las cargas, fueron introducidas en el programa. Se crearon cinco casos de carga, uno por cada caso de carriles virtuales, en los que se introdujeron solamente las sobrecargas uniformemente repartidas.

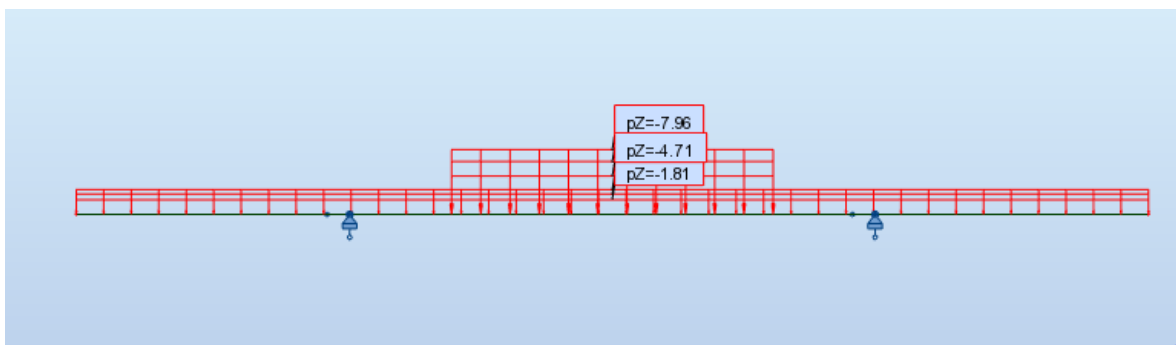
A su vez, para las cargas puntuales provocadas por los vehículos pesados, las cuales en la realidad no se aplican en un punto fijo de la estructura sino que se desplazan a lo largo de ella, se crearon cinco casos de análisis múltiples de carga, en los que en

cada uno se introdujo en carro con la disposición de cargas según qué caso de carriles sea, simulando su aplicación a lo largo de toda la estructura con puntos de aplicación de cada 1 metros.

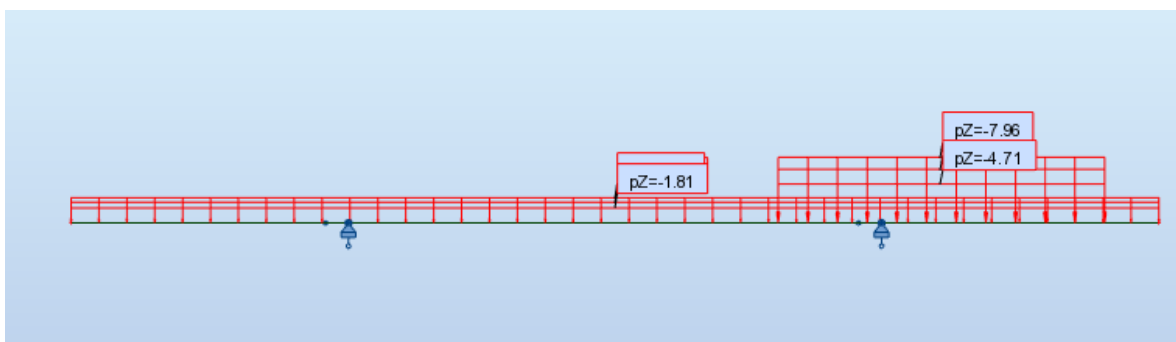
Las siguientes Figuras muestran la vista frontal de los distintos casos de carga introducidos en el programa, donde se distingue claramente en cada uno de los casos cual es el carril 1, el más solicitado.



*Figura 6.24 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 1*



*Figura 6.25 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 2*



*Figura 6.26 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 3*



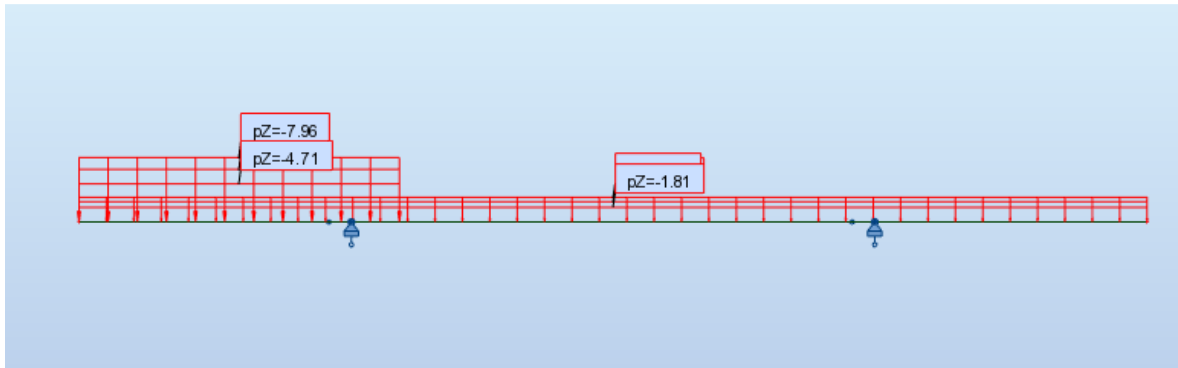


Figura 6.27 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 4

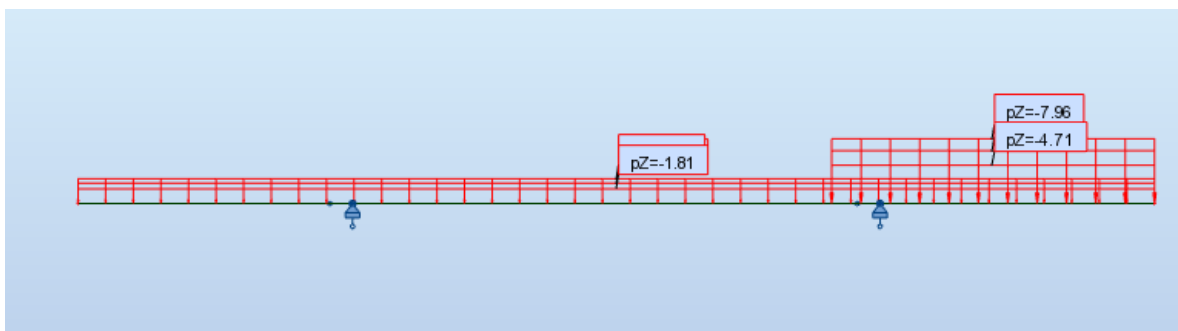


Figura 6.28 Representación en vista frontal de las cargas uniformemente distribuidas en el caso 5

A su vez, como se comentó anteriormente, se crean 5 carros (de dimensiones idénticas) pero variando las cargas en función a los carriles antes mencionados, en las figuras siguientes, se muestra el carro para el caso 1, como este fue introducido en el modelo de cálculo, el paso (distancia para cada punto de aplicación de las cargas) y el camino que este sigue en la estructura.

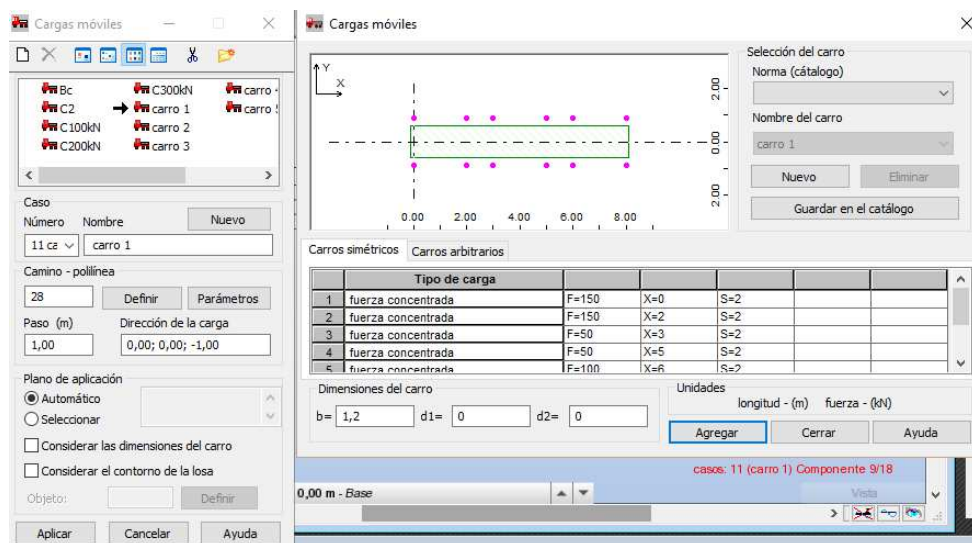


Figura 6.29 Definición de los carros en el programa de cálculo

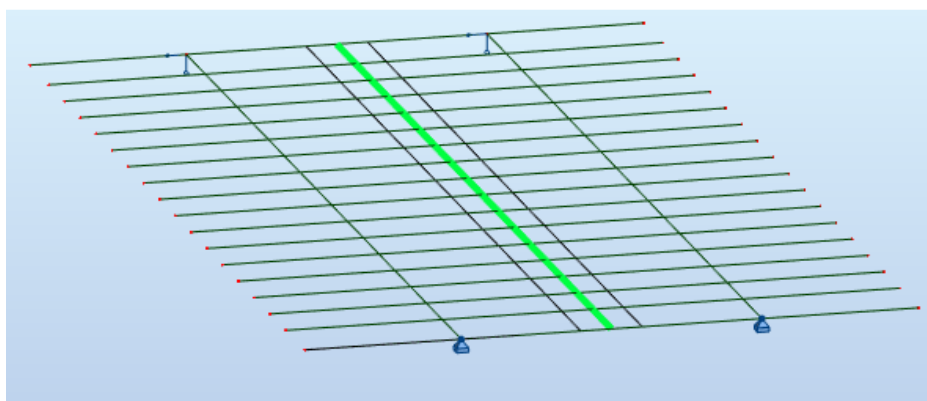


Figura 6.30 Recorrido del tren de cargas del caso 1

#### 6.2.2.4.2 Fuerzas horizontales

“El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en el sentido longitudinal de la carretera soportada por el puente” según el apartado “4.1.3.1 Frenado y arranque”[5] cuyo valor característico para un puente de carriles virtuales de 3 metros y longitud de vano mayor a 1,20 metros viene dado por la siguiente expresión:

$$Q_{ik} = 360 + 2,7L = 360 + 2,7 * 14,9 = 400,23 \text{ kN}$$

Este valor, es introducido en el modelo como dos cagar horizontales por metro lineal una en cada viga longitudinal, con el siguiente valor:

$$q_{ik, \text{para cada viga}} (\text{kN/ml}) = \frac{400,23 \text{ kN}}{14,9 \text{ m} * 2 \text{ vigas}} = 13,43 \text{ kN/ml para cada viga}$$

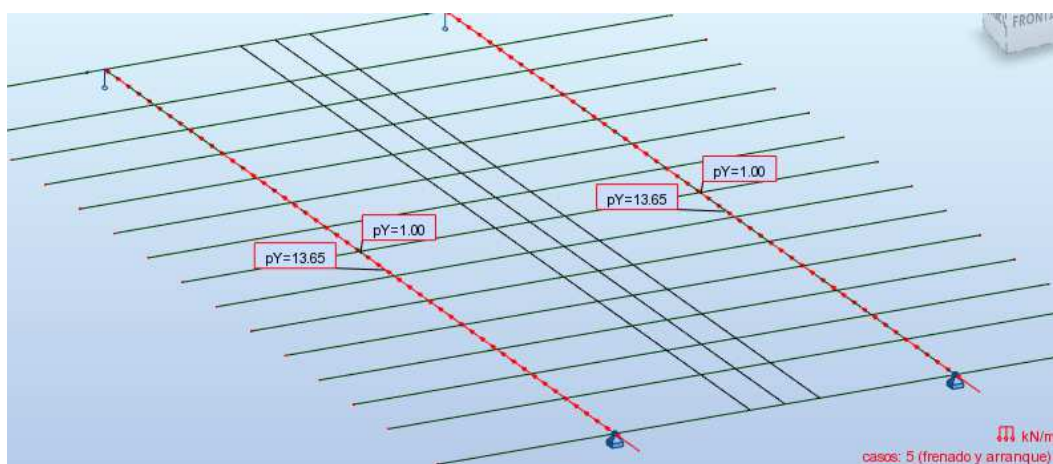


Figura 6.31 Representación de la carga de frenado y arranque en el programa de cálculo

### 6.3 Combinaciones de carga

Para cada situación de proyecto es necesario identificar las hipótesis de cargas críticas y, para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones se obtiene combinando las acciones que pueden actuar simultáneamente. [5]

Estas hipótesis y las relaciones de simultaneidad entre las acciones que las componen se exponen en el apartado 6 de la IAP-11. Según IAP-11, se contemplan las siguientes combinaciones:

- Combinaciones para estado límite último (ELU). Esta hipótesis se puede analizar en situación persistente o transitoria, situación accidental o situación sísmica. Para el dimensionamiento del tablero, se utiliza una combinación de ELU en situación permanente o transitoria, excluyendo situación accidental y sísmica por motivos anteriormente comentados.
- Combinaciones en estado límite de servicio (ELS). Según el estado límite de servicio que se vaya a verificar se deberá utilizar una combinación característica, frecuente o cuasi-permanente. En el presente estudio, se debe de verificar el ELS de flecha, por lo cual se usa una combinación frecuente. [5]

Por lo cual para el **dimensionamiento del tablero** se comprueba el **ELU en situación permanente** que se hace de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \psi_{0,i} \quad (86)$$

En cuanto a las **verificaciones en ELS solo** se tiene en cuenta la verificación de **flecha** (combinación frecuente) que se realiza mediante la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \psi_{2,i} \quad (87)$$

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                                          |
| $Q_{k,i} \psi_{0,i}$ | Valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante |
| $\gamma_G \gamma_Q$  | Coeficientes parciales                                                                        |

Siendo obtenidos los valores del factor de simultaneidad y de los coeficientes parciales de seguridad de las Tablas 6.7 y 6.8 y 6.9:

| ACCIÓN                      |                                |                          | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$               |
|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------|----------|----------|------------------------|
| Sobrecarga de uso           | gr 1, Cargas verticales        | Vehículos pesados        | 0,75     | 0,75     | 0                      |
|                             |                                | Sobrecarga uniforme      | 0,4      | 0,4      | 0 / 0,2 <sup>(1)</sup> |
|                             |                                | 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                      | $F_{\text{vnt}}$               | 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                       | $Q_{\text{Snt}}$               |                          | 0,8      | 0        | 0                      |
| Acción del agua             | $W_k$                          | Empuje hidrostático      | 1,0      | 1,0      | 1,0                    |
|                             |                                | Empuje hidrodinámico     | 1,0      | 1,0      | 1,0                    |
| Sobrecargas de construcción | $Q_c$                          |                          | 1,0      | 0        | 1,0                    |

Tabla 6.7 Factores de simultaneidad  $\psi$  [5]

| ACCIÓN                                |                                  | EFECTO    |                                               |
|---------------------------------------|----------------------------------|-----------|-----------------------------------------------|
|                                       |                                  | FAVORABLE | DESAVORABLE                                   |
| 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 <sup>(1)</sup> / 1,3 <sup>(2)</sup> |
|                                       | 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 <sup>(3)</sup>                     |
|                                       | Rozamiento de apoyos deslizantes | 1,0       | 1,35                                          |
|                                       | Sobrecarga de uso                | 0         | 1,35                                          |
| Variable (Q)                          | 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                                          |

Tabla 6.8 Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma$ , para ELU [5]

| 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 <sup>(1)</sup> | 1,1 <sup>(1)</sup> |
|                                       | 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                |

Tabla 6.9 Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma$ , para ELS [5]

“Deberán realizarse tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominantes y el resto como concomitantes” [5]

En el presente estudio, las acciones que actúan sobre la estructura son de carácter permanente o variable (el pretensado se trata como fuerza exterior para su dimensionamiento), habiéndose establecido cinco casos de carga no concomitantes entre sí, lo que genera una cantidad de combinaciones considerable, y para tener todas en cuenta para el dimensionamiento de la estructura se ha de tomar la envolvente de todas ellas.

Una vez bien definidas las combinaciones necesarias así como factores y coeficientes implicados y conociendo la concomitancia entre las cargas implicadas en el estudio, se introduce en el programa de cálculo toda esta información de la siguiente manera:

1º) Se definen las combinaciones y los coeficientes según la norma, como se observa en la Figura 6.32:

|   | Naturaleza  | Subnaturalez | $\gamma_{max}$ | $\gamma_{min}$ | $\gamma_s$ | $\gamma_a$ | $\Psi_{0,1}$ | $\Psi_{0,2}$ | $\Psi_{0,3}$ | $\Psi_{0,n}$ | $\Psi_1$ | $\Psi_{2,1}$ | $\Psi_{2,n}$ | $\Psi_K$ | $\xi_1$ | $\xi_2$ |
|---|-------------|--------------|----------------|----------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|--------------|--------------|----------|---------|---------|
| 1 | Permanente  |              | 1.35           | 1              | 1          | 1          |              |              |              |              |          |              |              |          |         |         |
| 2 | Explotación |              | 1.5            |                | 1          |            | 0.7          |              |              |              | 0.5      | 0.3          |              |          |         |         |
| 3 | Viento      |              | 1.5            |                | 1          |            | 0.6          |              |              |              | 0.5      |              |              |          |         |         |
| 4 | Nieve       |              | 1.5            |                | 1          |            | 0.6          |              |              |              | 0.2      |              |              |          |         |         |
| 5 | Temperatura |              | 1.5            |                | 1          |            | 0.6          |              |              |              | 0.5      |              |              |          |         |         |
| 6 | Accidental  |              |                |                |            | 1          |              |              |              |              |          |              |              |          |         |         |
| 7 | Sísmica     |              |                |                |            | 1          |              |              |              |              |          |              |              |          |         |         |
| 8 |             |              |                |                |            |            |              |              |              |              |          |              |              |          |         |         |

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

Figura 6.32 Definición de coeficientes parciales, factores de simultaneidad y combinaciones en el programa de cálculo

2º) Se seleccionan las combinaciones necesarias. Ver Figura 6.32-a

Casos Combinaciones Grupos Relaciones

Coef. multiplicador para la nieve

Combinaciones calculadas según los modelos seleccionados:

☒ ELU
 

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

☐ ELS
 

☐ ELS

☐ ACC
 

☐ ACC

☐ ESP
 

☐ ESP

☒ Completas ☐ Simplificadas

< Precedente Nota Ayuda Generar

Figura 6.32-a Selección de combinaciones

3º) Se crean relaciones entre los distintos casos de carga para que el programa pueda identificar los casos concomitantes y no concomitantes entre sí. Estas relaciones establecían que las acciones permanentes se combinaran con un solo caso de carro a la

vez, lo que permite poder realizar todas las combinaciones posibles y devolver la envolvente de todas ellas, valor dimensionante. Ver Figura 6.32-b.

Figura 6.32-b Relaciones de concomitancia entre los caso de carga en Robot

Con esto se generan unas 1500 combinaciones para ELU en situación permanente y unas 500 para ELS aproximadamente, con sus respectivas envolventes, de las cuales se extraen las leyes de esfuerzos necesarias para realizar las comprobaciones y dimensionamiento de la estructura.

#### 6.4 Obtención de resultados y comprobaciones para el ELS de flecha

Una vez confeccionado el modelo de analítico, introducido en él las cargas y definidas todas las hipótesis y combinaciones necesarias, el programa de cálculo proporciona todas las leyes de esfuerzos necesarias para el dimensionamiento de la estructura así como las deformadas de estas leyes.

Estas leyes, pueden ser visualizadas para cada tipo de esfuerzo seleccionado (momento en “x” “y” o “z”, cortante, reacciones, etc.) independiente o a la vez de otro/s para todas las barras del modelo o para una barra seleccionada particularmente, como se puede observar en los siguientes ejemplos en las Figuras 6.33 y 6.34.



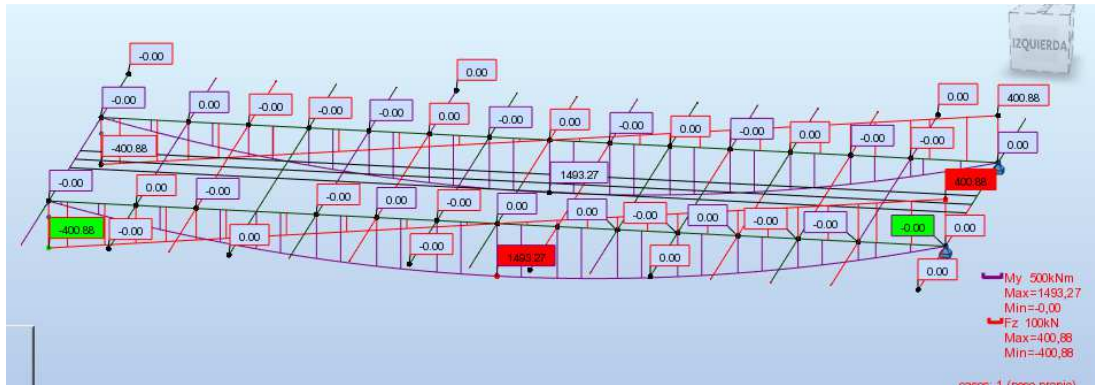


Figura 6.33 Visualización de las leyes de momento y cortante sobre el modelo completo para el caso de carga Peso Propio

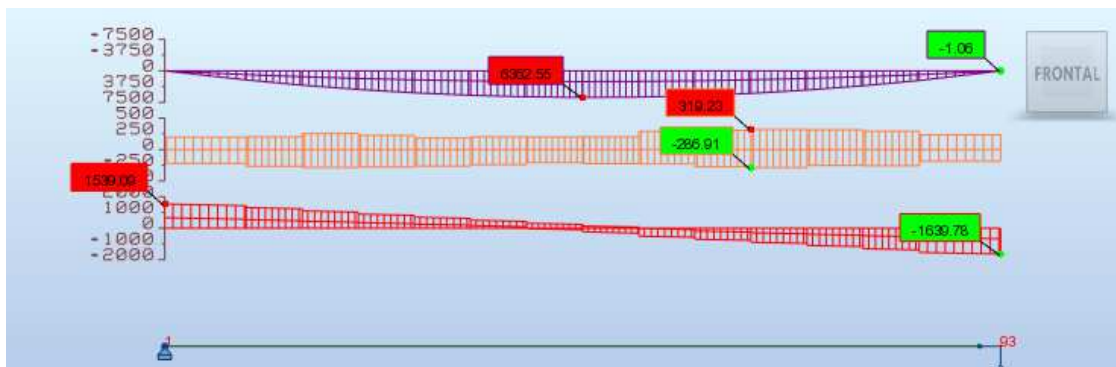


Figura 6.34 Visualización de las leyes de momento, cortante y torsor de la barra longitudinal 1 para la envolvente de positivos de ELU

Como se observa en las figuras anteriores, el programa muestra las leyes con los valores máximos y mínimos, pero a su vez, como se expone en siguientes apartados, se pueden extraer las tablas de datos para la representación en una hoja de cálculo de las leyes y poder trabajar mejor sobre ellas. De este modo, se obtienen todos los valores de esfuerzos necesarios para el dimensionamiento del armado de la estructura que se realiza en los siguientes puntos, pero a su vez, el programa permite visualizar las flechas para cada barra, como muestra las Figura 6.35 y 6.36.

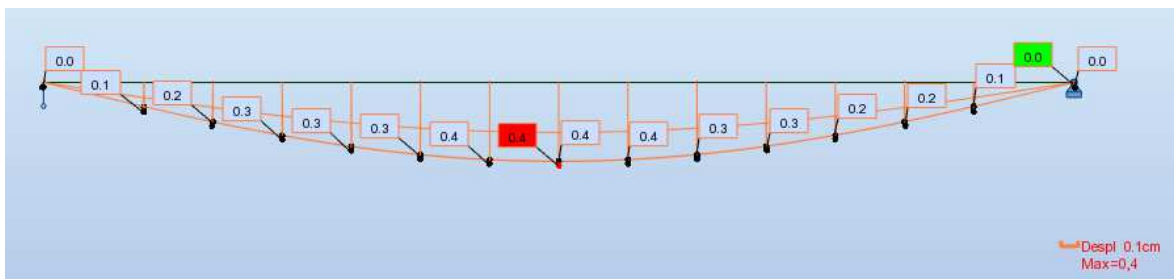


Figura 6.35 Vista lateral de la deformada del modelo analítico



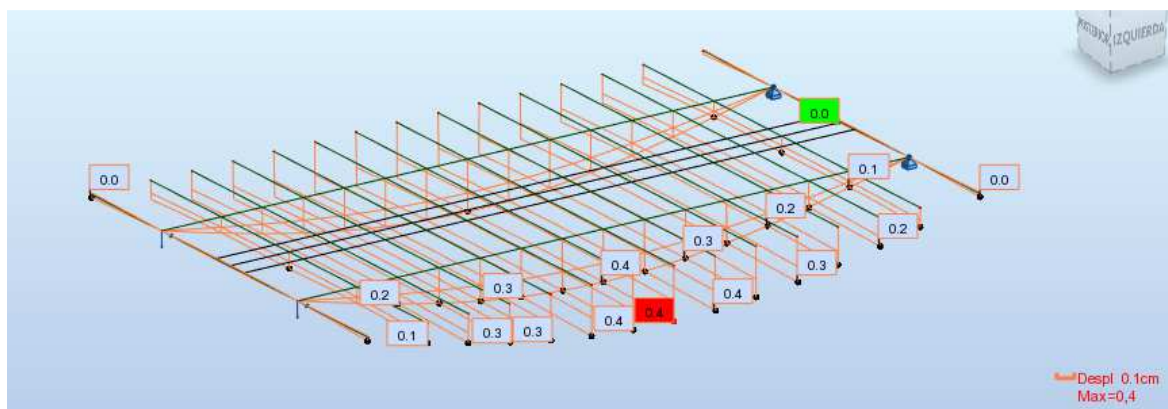


Figura 6.36 Vista en 3D de la deformada del modelo analítico

Estas deformadas, son generadas por la combinación de ELS frecuente. La norma IAP-11 [5], indica que para puentes de carretera en combinación frecuente de ELS la flecha máxima vertical debe ser menor que la longitud del puente dividida entre mil. La deformación máxima vertical que muestra el programa es de 0,7 cm.

$$\frac{L}{1000} = \frac{14900mm}{1000} = 14,9mm > 4mm \text{ de deformación máxima} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo cual, se verifica el estado límite de deformaciones.

## 6.5 Dimensionamiento del armado de las vigas

El armado de las vigas, está compuesto por armadura longitudinal, activa y pasiva, y armadura transversal.

### 6.5.1 Dimensionamiento de la armadura longitudinal

#### 6.5.1.1 Cálculo de la armadura activa en ELS

Para el presente estudio, la armadura principal está compuesta por cordones de acero pretensado, mediante un sistema preteso. Este sistema se caracteriza por colocar la armadura, de trazado recto, sobre mesas o bancadas de tesado donde el acero se estira mediante gatos hidráulicos colocándose a su vez la armadura pasiva requerida. Posteriormente, se procede a hormigonado, vibrado, curado y desmoldado de la pieza, proceso que puede ocupar entre 24-48 horas obteniendo resistencias de hasta el 95% de la resistencia de proyecto [1].

A diferencia del hormigón armado, con un sistema pretensado es posible controlar los siguientes aspectos:

1º) El grado de fisuración del hormigón. Donde se distinguen los siguientes estados:

- Descompresión. No se alcanzan tracciones en ninguna fibra de la sección.
- Apertura de fisuras. Existen ligeras tracciones menores a la resistencia a tracción del hormigón.

- Fisuración controlada. Se generan tracciones mayores a la resistencia a tracción del hormigón que abren fisuras de ancho fijado. La EHE-08 en su Tabla 5.1.1.2 establece ciertos valores límite en función al tipo de ambiente. [1][4]

2º) La flecha que experimenta la pieza.

En base a lo anterior, los estados de proyecto adoptados son los siguientes:

- Descompresión. Para estado de vacío en el que solo actúe la fuerza de pretensado y el peso propio de la estructura (fabricación, transporte y colocación de vigas).
- Apertura de fisuras. Para estados de puesta servicio donde actúa el resto de carga permanente y las sobrecargas de uso.

En cualquier caso, la tensión de compresión en la fibra más comprimida debe de ser menor al 60% de la resistencia a compresión simple del hormigón.

No se controlan estados de flecha, ya que esté se verificó de acuerdo al apartado 7 de la IAP-11 [5] y no es necesario llevar a cabo ningún procedimiento especial para su control.

Por tanto, este control de fisuración implica un dimensionamiento en ELS, donde se usarán los coeficientes de seguridad mostrados en la Tabla 6.10.

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

Tabla 6.11 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones para la evaluación de estados límite de servicio [4]

El comportamiento de los materiales en ELS se considera dentro del régimen lineal y elástico y, obviando efectos de fatiga, se puede seguir la formulación de la teoría de vigas de Navier-Bernoulli y el principio de superposición para la aplicación de cargas.

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_{y,z}}{I_y} \pm \frac{M_{z,y}}{I_z} \rightarrow \text{Ley de Navier - Bernoulli} \quad (88)$$

Siendo:

$N_x$  El axil en el eje X

$M_y$  El momento en la dirección perpendicular al eje X

$I_y$  El momento de inercia en la dirección perpendicular al eje X

$M_z$  El momento en la dirección perpendicular a los ejes X e Y

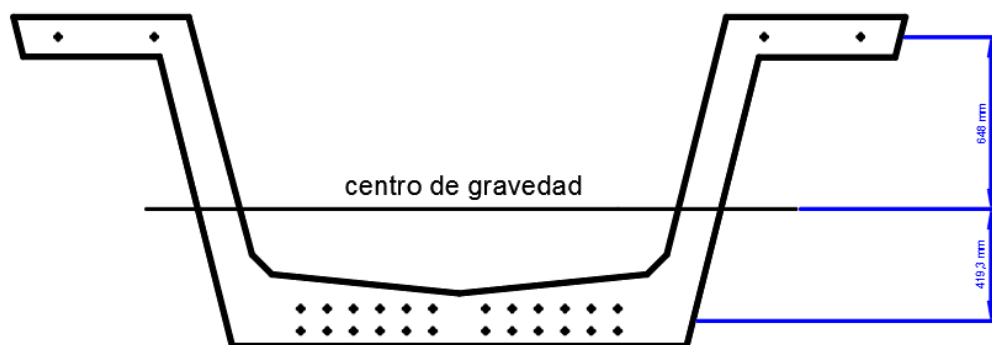
$I_z$  El momento de inercia en la dirección perpendicular a los ejes X e Y

Donde el axil será provocado por la acción del pretensado y los momentos en Y los provenientes de la acción del pretensado, peso propio y cargas muertas, viento y nieve y sobrecargas de uso.

Con estas consideraciones, para el dimensionamiento de la armadura activa el procedimiento a seguir es el siguiente:

- Identificar los esfuerzos ( momentos) que actúan sobre la estructura
- Establecer la cantidad y posición de armadura activa
- Calcular el axil y momentos provocados por la acción del pretensado
- Desarrollar la Ley de Navier-Bernoulli y determinar las propiedades de sección necesarias (área, área neta, inercias...)
- Calcular las tensiones en las fibra superior e inferior de la sección y verificar que cumplen los estados de proyectos deseados, de no ser así, modificar cantidad de pretensado hasta verificarlos.

Este procedimiento implementado en una hoja de cálculo permite modificar la cantidad de pretensado en sucesivas iteraciones hasta hallar la cantidad de armadura activa necesaria para que la sección cumpliese los objetivos de proyecto deseados, en el presente documento. Se muestra a continuación el procedimiento seguido para el cálculo de la armadura activa para la disposición final de pretensado obtenida de la hoja de cálculo.



*Figura 6.37 Sección transversal viga vanos extremos y disposición de armadura activa*

Como se muestra en la Figura 6.37, la disposición final de la armadura activa consta de 28 cordones de acero pretensado Y1860 s7 de 0.6", 24 de ellos colocados en

dos filas de 12 cordones en el alma inferior cuyo centro de gravedad dista 419.3 mm del centro de gravedad de la pieza y 4 cordones de pretensado (2 por ala superior), con una excentricidad respecto al c.d.g. de la viga de 648 mm, con objeto de evitar la fisuración y una contraflecha excesiva en estado de vacío (transporte y colocación de la viga desde la central hasta la obra).

Los momentos que actúan sobre la estructura y permiten el dimensionamiento en de la armadura son obtenidos del programa Robot, tal y como se explica en apartados anteriores. Dado que se dimensiona en ELS y se deben analizar las tensiones provocadas por cada esfuerzo en cada fase de colocación de cargas sobre la viga (desmoldado, transporte y puesta en servicio) no se utiliza un valor de esfuerzo proveniente de una envolvente de combinaciones sino que se extrajeron los momentos provocados por cada caso de carga independientemente, sin mayorar o combinar con otros. Ver Figura 6.33.

Los momentos en “y”, extraídos de Robot, para cada caso de carga son los siguientes:

- $M_{y, \text{Peso propio}} = 1493,27 \text{ kNm}$
- $M_{y, \text{Cargas Muertas}} = 404,48 \text{ kNm}$
- $M_{y, \text{Viento}} = 119,31 \text{ kNm}$
- $M_{y, \text{Nieve}} = 99,6 \text{ kNm}$
- $M_{y, \text{Carro Pésimo}} = 2646,66 \text{ kNm}$

El cálculo de la carga transmitida por el pretensado se realiza de la siguiente manera:

La tensión inicial del acero de pretensado, se toma como el valor mínimo del 75% de la tensión de rotura del acero o el 90% del límite elástico.

$$\sigma_{0,lim} = \text{Mín}\{0.75f_{p,max}, 0.9f_{py}\} \quad (89)$$

Siendo:

$$f_{p,max} = 1860 \text{ N/mm}^2 \text{ y } f_{py} = 1640 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{0,lim} = \text{Mín}\{0.75 * 1860, 0.9 * 1640\} = 1395 \text{ N/mm}^2$$

Por lo cual la carga inicial que transmite el pretensado se calcula multiplicando el valor de la tensión inicial por el área de pretensado. Los cordones de acero Y1860 s7 de diámetro 0.6” tienen un área nominal de 139.45 mm<sup>2</sup>.

$$P_{0,alas superiores} = 4 \text{ cordones} * 139.45 \frac{mm^2}{\text{cordón}} * 1395 \text{ N/mm}^2 = 778131 \text{ N}$$

$$P_{0,ala inferior} = 24 \text{ cordones} * 139.45 \frac{mm^2}{\text{cordón}} * 1395 \text{ N/mm}^2 = 4668786 \text{ N}$$

Pero estas cargas no son reales debido a que el acero pretensado sufre una serie de pérdidas de tensión, que pueden darse de manera instantánea al entrar en carga el pretensado, o ser diferidas en el tiempo [4].

Las pérdidas instantáneas en un sistema preteso son debidas a los siguientes factores:

- Penetración de cuñas.
- Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia.
- Dilatación térmica.
- Acortamiento elástico del hormigón.

Las pérdidas diferidas en un sistema preteso son debidas a los siguientes factores:

- Retracción del hormigón.
- Fluencia del hormigón.
- Relajación de tensiones del acero.

Para el presente estudio, a falta de estudios más precisos, se estimarán los valores de las pérdidas del pretensando como un porcentaje de la carga inicial, valor que será previsiblemente mayor al provocado por las pérdidas reales pero que permite un dimensionamiento del lado de la seguridad.

$$\text{Pérdidas instantáneas} \rightarrow \Delta P_{ins} = 6\% P_0 \quad (90)$$

$$\text{Pérdidas diferidas} \rightarrow \Delta P_{\infty} = 13\% P_0 \quad (91)$$

Por lo cual, las cargas de pretensado características son las siguientes:

$$P_{k,ins,alas superiores} = P_{0,alas superiores} - 6\% * P_{0,alas superiores} = 1097164.71 \text{ N}$$

$$P_{k,\infty,alas superiores} = P_{0,alas superiores} - 19\% * P_{0,alas superiores} = 945429.165 \text{ N}$$

$$P_{k,ins,ala inferior} = P_{0,ala inferior} - 6\% * P_{0,ala inferior} = 5485823.55 \text{ N}$$

$$P_{k,\infty,ala inferior} = P_{0,ala inferior} - 19\% * P_{0,ala inferior} = 4727145.83 \text{ N}$$

Una vez calculados todos los esfuerzos que actúan sobre la estructura, habrá que realizar las siguientes comprobaciones, en las fibras superior e inferior de la sección, mediante la Ley de Navier-Bernoulli, teniendo en cuenta el criterio de signos adoptado, donde las compresiones son tensiones positivas y las tracciones negativas.

1º comprobación. Sección en vacío, solo actúan el pretensado y el peso propio. Comprobación con pérdidas instantáneas y considerando el pretensado como acción desfavorable.

- Extremo de la viga.

$$\sigma_{vacío,ins,extr} = \frac{(P_{kins,A.S.P_{kins,A.I})Y_{des}}}{A_n} \pm \frac{P_{kins,A.S}Y_{des}e_s}{I_n} \pm \frac{P_{kins,A.I}Y_{des}e_i}{I_n} \begin{cases} > 0 \text{ en la fibra superior} \\ < 0.6 f_{ck} \text{ en la fibra inferior} \end{cases} \quad (92)$$

- Centro de la viga

$$\sigma_{vacío,ins,centro} = \frac{(P_{kins,A.S.P_{kins,A.I})Y_{des}}}{A_n} \pm \frac{P_{kins,A.S}Y_{des}e_s}{I_n} \pm \frac{P_{kins,A.I}Y_{des}e_i}{I_n} \pm \frac{M_{p.p} * y_h}{I_h} \begin{cases} > 0 \text{ en la fibra inferior} \\ < 0.6 f_{ck} \text{ en la fibra superior} \end{cases} \quad (93)$$

2º Comprobación. En servicio, actúan todos los momentos de los distintos casos de carga. Comprobación a tiempo infinito considerando el pretensado como acción favorable.

Solo se comprueba el centro de la viga al no haber más acciones que afecten a los extremos.

$$\sigma_{vacío,\infty} = \frac{(P_{k\infty,A.S.P_{kins,A.I})Y_{fav}}}{A_n} \pm \frac{P_{k\infty,A.S}Y_{fav}e_s}{I_n} \pm \frac{P_{k\infty,A.I}Y_{fav}e_i}{I_n} \pm \frac{M_{p.p} * y_h}{I_h} \quad (94)$$

$$\sigma_{sec.compuesta} = \pm \frac{M_{c.m}M_vM_nM_{c.p}Y_{h,sección compuesta}}{I_{h,sección compuesta}} \quad (95)$$

$$\sigma_{fibra inferior, servicio} = \frac{(P_{k\infty, A.S.} P_{kins, A.I.}) Y_{fav}}{A_n} - \frac{P_{k\infty, A.S.} Y_{fav} e_s}{I_n} + \frac{P_{k\infty, A.I.} Y_{fav} e_i}{I_n} - \frac{M_{p.p.} y_h}{I_h} - \frac{M_{c.m} M_v M_n M_{c.p} Y_{h, sección compuesta}}{I_{h, sección compuesta}} > f_{ckt} \quad (96)$$

$$\sigma_{fibra superior, servicio} = \frac{(P_{k\infty, A.S.} P_{kins, A.I.}) Y_{fav}}{A_n} + \frac{P_{k\infty, A.S.} Y_{fav} e_s}{I_n} - \frac{P_{k\infty, A.I.} Y_{fav} e_i}{I_n} + \frac{M_{p.p.} y_h}{I_h} + \left[ \frac{1.25 - \left( \frac{1.5 \sigma_{sec. compuesta, fibra inferior}}{\sigma_{sec. compuesta, fibra superior} - \sigma_{sec. compuesta, fibra inferior}} \right)^{(*)}}{1.5 / \sigma_{sec. compuesta, fibra superior} - \sigma_{sec. compuesta, fibra inferior}} \right] < 60\% \quad (97)$$

Siendo:

$A_n$  Área de la sección neta (sección de viga artesa sin área de acero de pretensado). Ver Figura 6.38

$I_n$  Momento de inercia de la sección neta. Figura 6.38.

$Y_{s,n}$  Distancia desde la fibra superior hasta el c.d.g de la sección neta. Figura 6.38.

$Y_{i,n}$  Distancia desde la fibra inferior hasta el c.d.g de la sección neta. Figura 6.38.

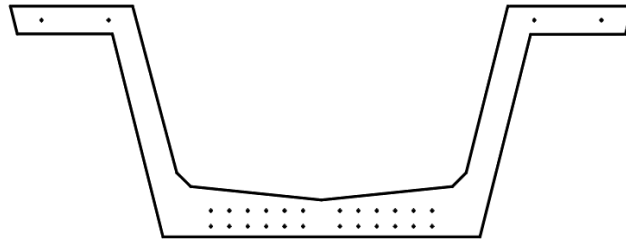
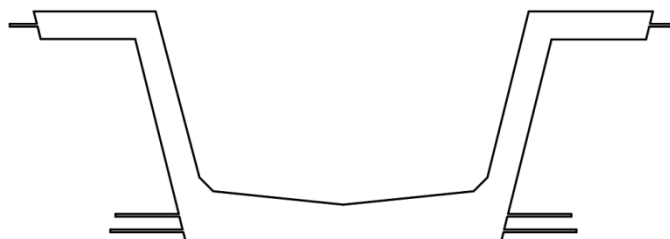


Figura 6.38 Sección neta

$I_h$  Momento de inercia de la sección homogeneizada. Ver Figura 6.39.

$Y_{s,h}$  Distancia desde la fibra superior hasta el c.d.g de la sección homogeneizada. Figura 6.39.

$Y_{i,h}$  Distancia desde la fibra inferior hasta el c.d.g de la sección homogeneizada. Figura 6.39.

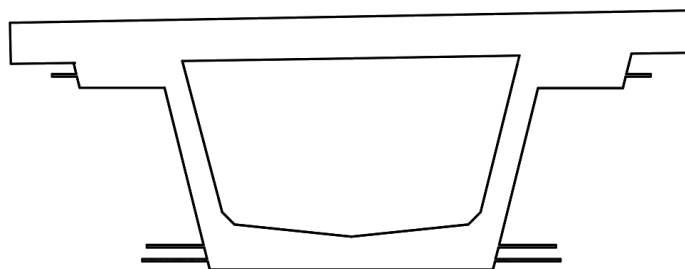


*Figura 6.39 Sección homogeneizada*

$I_{h,sec.compuesta}$  Momento de inercia de la sección homogeneizada compuesta (viga + losa). Ver Figura 6.40

$Y_{s,,h,sec compuesta}$  Distancia desde la fibra superior hasta el c.d.g de la sección homogeneizada compuesta. Figura 6.40.

$Y_{i,h,sec compuesta}$  Distancia desde la fibra inferior hasta el c.d.g de la sección homogeneizada compuesta. Figura 6.40.



*Figura 6.40 Sección compuesta homogeneizada*

$e_s$  Distancia desde el centro de gravedad de la línea de pretensando superior hasta el centro de gravedad de la sección bruta. Figura 6.37.

$e_i$  Distancia desde el centro de gravedad de la línea de pretensando inferior hasta el centro de gravedad de la sección bruta. Figura 4.41.

Todas estas propiedades de sección, han sido calculadas mediante la herramienta Propfis del programa AutoCad de las secciones de las Figuras de la 6.38 a la 6.40, siendo el valor de ellas:

$$A_n = 903.378,3 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,1792 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$Y_{s,n} = 728,8 \text{ mm}$$

$$Y_{i,n} = 521,2 \text{ mm}$$

$$I_h = 0,1845 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$Y_{s,h} = 733,3 \text{ mm}$$

$$Y_{i,h} = 516,7 \text{ mm}$$

$$I_{h,sec.compuesta} = 0,6215 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$Y_{s,,h,sec compuesta} = 641,4 \text{ mm}$$

$$Y_{i,h,sec compuesta} = 858,6 \text{ mm}$$

$$e_s = 648,3 \text{ mm}$$

$$e_i = 419,3 \text{ mm}$$



Si se verifican las ecuaciones (92), (93), (96) y (97) la sección resiste cumpliendo con los objetivos de proyecto establecidos y el armado es válido.

(\*) La expresión entre corchetes aparece debida al incremento de altura en la sección al aplicar el resto de carga permanente más la sobrecarga uso sobre la losa de compresión. Si se sumara la tensión obtenida en  $\sigma_{sec.compuesta,sibra superior}$  se estaría sobredimensionando considerando una tensión mayor a la que existe en la fibra a la altura de la viga artesa. Por lo cual, es necesario calcular la tensión a la altura de la fibra superior de la viga artesa siendo este el resultado.

Sustituyendo los valores en las expresiones se tienen los siguientes valores de tensiones:

$$\sigma_{vacío,ins,extro,fibra inferior} = 10 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{vacío,ins,extro,fibra superior} = 0,12 \text{ N/mm}^2 > 0 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{vacío,ins,centro,fibra inferior} = 5,82 \text{ N/mm}^2 > 0 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{vacío,ins,centro,fibra superior} = 6,02 \text{ N/mm}^2 > 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{fibra inferior,servicio} = -1,65 \text{ N/mm}^2 > -2.85 \text{ N/mm}^2 = f_{ckt} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_{fibra superior,servicio} = 8,08 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

|                                             | Tensiones (N/mm <sup>2</sup> ) |          |             |
|---------------------------------------------|--------------------------------|----------|-------------|
|                                             | Fabricación y transporte       |          | En servicio |
|                                             | Centro                         | Extremos | Centro      |
| <b>Fibra inferior viga</b>                  | 5,82                           | 10,00    | -1,65       |
| <b>Fibra superior viga</b>                  | 6,06                           | 0,12     | 8,08        |
| <b>Fibra inferior sección homogeneizada</b> | 0                              | 0        | -4,52       |
| <b>Fibra superior sección homogeneizada</b> | 0                              | 0        | 3,37        |

Tabla 6.11 Evolución de las tensiones en el proceso de fabricación, colocación y puesta en obra de las secciones a analizar

Al verificarse que todas las tensiones cumplen los objetivos de proyecto en las fibras deseadas el dimensionamiento es correcto.

#### *6.5.1.2 Comprobación de la armadura activa en ELU y adición de armadura pasiva. Enfundado de los cordones de pretensado*

Una vez dimensionada la armadura activa en estado límite de servicio el siguiente paso es comprobar la sección en estado límite último, donde las exigencias son mayores debido a la mayoración de acciones y minoración de resistencias, si la sección no cumpliera, sería necesario añadir armadura pasiva para completar el armado de la sección. Es esta una de las grandes ventajas de dimensionar la armadura activa en ELS pues tenemos un control total sobre el estado de fisuración de las vigas con una cantidad de cordones menor a la que se requeriría si se hubiera dimensionado en ELU, y si la sección no cumpliera, se añadiría armadura pasiva de menor coste que la activa.

La comprobación se realiza mediante un programa de hecho en el entorno MatLab basando en los dominios de deformación del hormigón. En el programa, introduciendo el par momento-axil solicitante y las características resistentes de la sección (considerada como viga + losa), da como salida la gráfica momento-axil de la sección introducida junto con el punto momento-axil solicitante. La gráfica delimita el par momento-axil que resiste la sección y con ella es fácil identificar si se cumple con el armado dispuesto o es necesaria añadir armadura pasiva.

La Figura 6.41 muestra la entrada de datos del programa donde se define: La geometría de la viga, las características del acero activo, pasivo y hormigón, geometría y características de la losa, armadura introducida y par momento-axil solicitante.

```

clear
clc
|
%   GEOMETRÍA DE LA VIGA (distancias en milímetros)
geom_viga = [ 1720      0      ;
              1820      200    ;
              436       273    ;
              324       348    ;
              324      1100    ;
              1332      1100    ;
              1328      1250];

%   CARACTERISTICAS DEL ACERO DE ARMAR
Ea = 200000; %MPa
fyk_a = 500; %MPa
gamma_a = 1.15;
%   CARACTERISTICAS DEL ACERO DE PRETENSAR
Ep = 190000; %MPa
fyk_p = 1860; %MPa
gamma_p = 1.15;
eps_ps0 = 0.0064; %Deformacion del pretensado tras perdidas (pretens. sup.)
eps_pi0 = 0.0064; %Deformacion del pretensado tras perdidas (pretens. inf.)

%   CARACTERISTICAS DE LA SECCION DE HORMIGON DE LA VIGA
fck_viga = 50; %MPa
gamma_c = 1.5;
h_viga = max(geom_viga(:,2));
[A_viga, Yg_viga] = get_A_y_cdg_total(geom_viga);

%   CARACTERISTICAS DE LA LOSA
fck_losa = 25; %MPa
b_losa = 5000; %mm
h_losa = 250; %mm

%   ARMADO
%   Armadura activa
Ap_i = 3360; %mm2
hp_i = 100; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)
Ap_s = 560; %mm2
hp_s = 1175; %mm (distancia desde la base inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)

%   Armadura pasiva
Aa_i = 0; %mm2
ha_i = 100; %mm (distancia desde el inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)
Aa_s = 0; %mm2
ha_s = 75; %mm (distancia desde el inferior de la seccion al c.d.g. de la armadura)

%   Par Momento-Axil a comprobar
M_x = 6362.55; % en kN·m
N_x = 206.97; % en kN

```

Figura 6.41 Entrada de datos programa de MatLab

El par momento-axil solicitante se obtiene, como se ha explicado con anterioridad, del programa Robot de la envolvente de esfuerzos de las combinaciones en ELU. Como se observa para la primera comprobación la cuantía de armado pasivo se

considera cero por qué se quiere comprobar si es capaz de resistir el acero activo el esfuerzo solicitante.

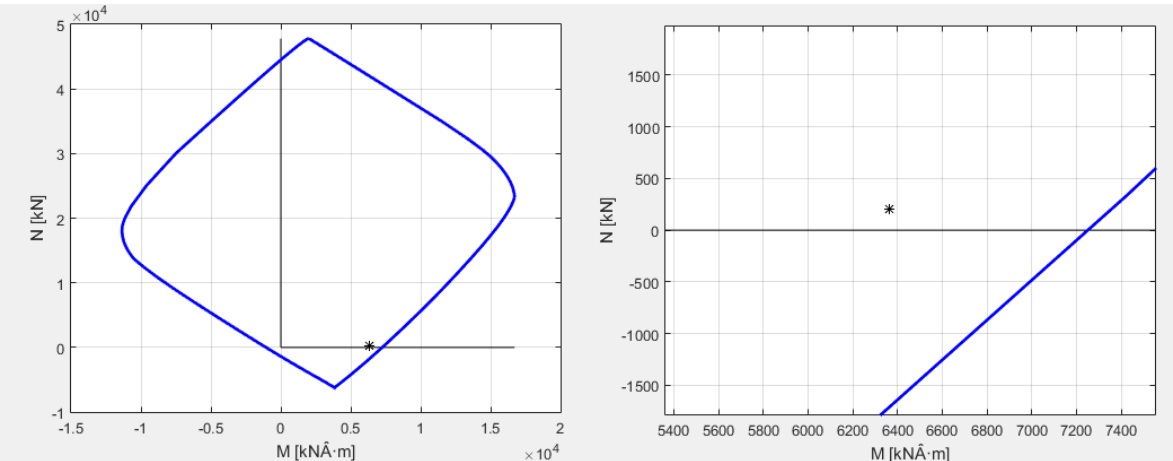


Figura 6.42 Gráfica momento-axil resistente de la sección con 24 cordones de pretensado.

Como se observa en la Figura 6.42 para el par momento-axil solicitante, la sección es capaz de aguantar, de hecho resiste hasta un momento de 7250 mkN, lo que significa que no es necesario añadir armadura pasiva por cálculo ni en las vigas ni en la losa.

Para las vigas es necesario la adición una cuantía mínima de acero pasivo para esfuerzos a flexión (aparte de los requerimientos de armado longitudinal para la comprobación de esfuerzo torsor). Esta cuantía viene indicada en el Artículo 42º de la EHE-08 [4] y será la mayor de la cuantía mínima geométrica y mecánica.

| 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 <sup>(1)</sup>         |                                                                | 2,0                                   | 1,8                                   |
| Forjados unidireccionales    | Nervios <sup>(2)</sup>                                         | 4,0                                   | 3,0                                   |
|                              | Armadura de reparto perpendicular a los nervios <sup>(3)</sup> | 1,4                                   | 1,1                                   |
|                              | Armadura de reparto paralela a los nervios <sup>(3)</sup>      | 0,7                                   | 0,6                                   |
| Vigas <sup>(4)</sup>         |                                                                | 3,3                                   | 2,8                                   |
| Muros <sup>(5)</sup>         | Armadura horizontal                                            | 4,0                                   | 3,2                                   |
|                              | Armadura vertical                                              | 1,2                                   | 0,9                                   |

Tabla 6.12 Cuantías mínimas geométricas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón [4]

La cuantía mínima geométrica, se obtiene como un tanto por mil de la sección bruta de hormigón de acuerdo a la Tabla 6.11.

$$As1, min, geo = \frac{2.8}{1000} * A_b = \frac{2.8}{1000} * 907000mm^2 = 2539.6 mm^2$$

Para la cuantía mínima mecánica se sigue la siguiente expresión:

$$As1, min, mec = \frac{W}{0.8 h} \frac{f_{ct,ml}}{f_{yd}} [4] \quad (98)$$

Siendo:

$W$  Módulo resistente de la sección bruta de la fibra más traccionada mediante la siguiente expresión:

$$W = \frac{I_y}{y_{max}} = \frac{0.1799m^4}{0.7275 m} = 0.2473 m^3$$

$f_{ct, ml}$  Resistencia media a flexotracción mediante la siguiente expresión:

$$f_{ct, ml} = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{h}{1000} \right) * f_{ct, m}, f_{ct, m} \right\} \text{ para } f_{ct, m} = 0.58 f_{ck} = 0.58 * 50$$

$$= 4.1 N/mm^2$$

$$f_{ct, ml} = \max \left\{ \left( 1.6 - \frac{1250}{1000} \right) * 4.1, 4.1 \right\} = \max \{ 1.435, 4.1 \} = 4.1 N/mm^2$$

$$As1, min, geo = 0.2473 * \frac{10^9}{0.8 * 1250} * \frac{4.1}{\frac{500}{1.15}} = 2331.90 mm^2$$

Por lo cual, la cuantía de armadura pasiva será:

$$As1, min = 2539.6 mm^2$$

$$As2, min = 0.3 * As1, min [4] = 0.3 * 2539.6 = 761.88 mm^2$$

En cuanto a la armadura pasiva, se realizarán 2 enfundados de 4 cordones de pretensado cada uno, enfundando 8 cordones en total, para evitar que la contraflecha producida por el pretensado sea excesiva. Esto se lleva a cabo con el programa de Matlab reduciendo el área de armadura activa (quitando cordones en definitiva) y enfundando hasta una longitud donde resista.

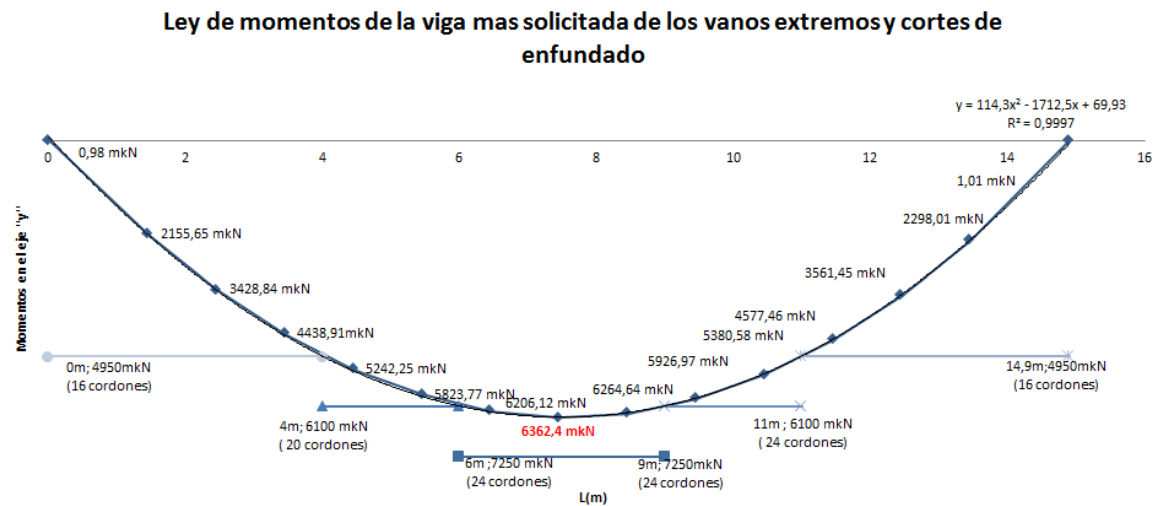


Figura 6.43-a Ley de momentos de la viga más solicitada y cortes de enfundado

Como se observa en la Figura 6.43-a en el primer corte se enfundan 8 cordones durante una longitud de 4 metros desde cada lado de la viga, con lo que se consigue resistir un momento de 4950 mkN. En el segundo corte, se liberan 4 cordones, quedando otros 4 enfundados durante 2 metros, resistiendo la sección 6100 mkN en ese tramo. Desde los 6 a los 9 metros ningún cordón se encuentra enfundado resistiendo la sección los 7250mkN.

Por último para definir perfectamente los cortes de enfundado es necesario considerar la ley de momentos retranqueada un canto útil, lo que se traduce en el retranqueo de los cortes de enfundado un canto útil, siendo el resultado final el mostrado en el Figura 6.43-b.

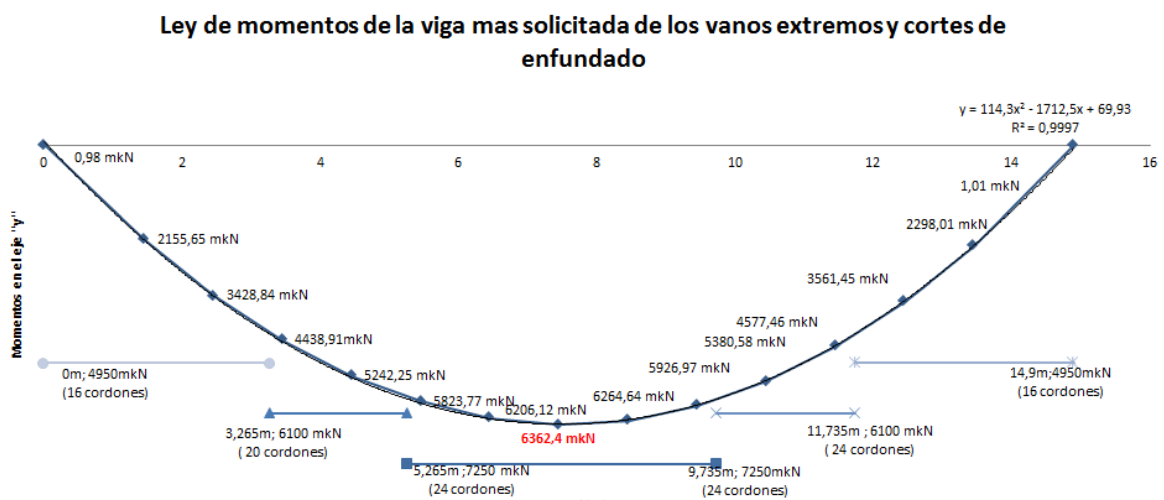


Figura 6.43-b Definición de los cortes de enfundado para la ley de momentos de la viga más solicitada retranqueada un canto útil

### 6.5.1.3 Armadura de piel

La armadura de piel necesaria para el armado y montaje del resto de armadura, se calcula según la expresión que da Varona Moya en su libro [9]:

$$A_{piel} \geq \frac{0.5}{1000} * A_b \quad (99)$$

Siendo:

$A_b$  Área bruta de la sección

$$A_{piel} \geq \frac{0.5}{1000} * 0.907 * 10^6 = 453.5 mm^2$$

La disposición de la armadura de piel, y toda la armadura en general, se encuentra en el capítulo 7 “PLANOS”.

## 6.5.2 Dimensionamiento de la armadura transversal

### 6.5.2.1 Comprobación a cortante, torsor e interacción cortante-torsor y cálculo de cuantías

#### 6.5.2.1.1 Comprobación de cortante

La comprobaciones antes esfuerzos de cortante, torsor y la interacción entre ambos se realiza de acuerdo a los Artículos 44º y 45º de la EHE-08 [4].

En primer lugar, se realiza la comprobación para esfuerzo cortante, Artículo 44º de la EHE-08. Para verificar la sección, se deben de cumplir las siguientes condiciones:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (100)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (101)$$

Siendo:

$V_{rd}$  Esfuerzo cortante efectivo

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

$V_{u2}$  Esfuerzo cortante por tracción del alma

El esfuerzo cortante efectivo se obtiene, al igual que el resto de esfuerzos, del programa Robot de la envolvente de combinaciones en ELU. Dado el carácter lineal de la ley de cortantes (Ver Figura 6.44), esta encuentra sus valores máximos en los extremos y siendo de valor cero en el centro de la viga, lo que supone que un armado constante a lo largo de toda la viga pero suficiente para cumplir con el cortante de los extremos sería un

exceso de acero en un gran tramo de la viga, con su correspondiente coste. Por lo cual, para optimizar el armado frente a sollicitación de cortante, se dividió la viga en tres tramos, coincidentes con los cortes de enfundado del armado activo (sin retranquear pues para la comprobación a cortante es necesario volver a retranquear la ley de cortantes) y cada tramo tendrá una cuantía correspondiente a su esfuerzo.

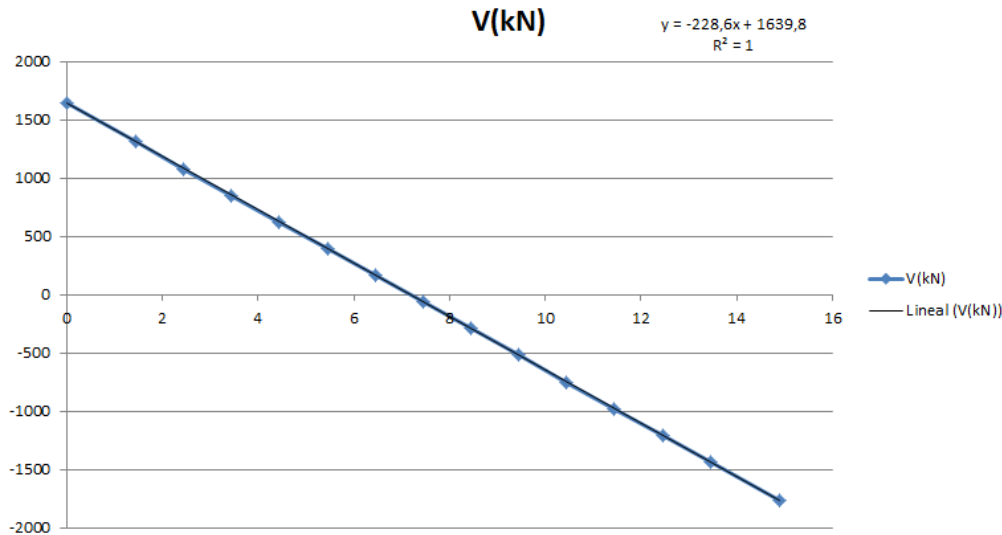


Figura 6.44 Ley de cortantes, obtenida derivando la ley de momentos de la envolvente de las combinaciones de ELU.

Esta ley no se corresponde con la envolvente real de cortantes, pues la ley de envolventes tendría una discontinuidad al solo tomar valores positivos o negativos de cortante, pero es de gran utilidad para el dimensionamiento de la sección al poder obtener una ecuación de donde se obtendrán los valores para el punto de la viga deseado. De esta manera, se obtuvieron los siguientes valores de esfuerzos de cortante efectivos:

$$V_{rd,1}(x = 0 \text{ m}) = 1639,78 \text{ kN}$$

$$V_{rd,2}(x = 4 \text{ m}) = 725,38 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3}(x = 6 \text{ m}) = 268,18 \text{ kN}$$

Con estos valores de esfuerzo cortante se comprueba la condición de la expresión (100), pero para poder verificar la condición de la expresión (101), es necesario tomar un valor de esfuerzo cortante retranqueado un canto útil desde donde se mide el esfuerzo cortante para necesario para la primera comprobación. [4]

El canto útil,  $d$ , se obtiene de la siguiente manera:



$$d = h - d' = 1500 - 30 = 1470 \text{ mm}$$

Por lo cual, para la comprobación por agotamiento por tracción del alma se utilizan los siguientes valores:

$$V_{rd,1,2}(x = 0) = 1639,78 \text{ kN} \rightarrow \text{Es el valor máximo y no necesita retranqueo}$$

$$V_{rd,2,2}(x = 4 - 1.47 \text{ m}) = 1072,85 \text{ kN}$$

$$V_{rd,3,2}(x = 6 - 1.47 \text{ m}) = 615,25 \text{ kN}$$

Para la determinación del valor de la resistencia por agotamiento por compresión oblicua en el alma se sigue la siguiente expresión proporcionada por el apartado 44.2.3.1 de la EHE-08. [4]

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta} \quad (102)$$

Donde:

$f_{1cd}$  Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} = 0.6 * f_{cd} = 0.6 * \frac{50}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$b_0$  Ancho de la superficie para el cálculo de área de cortante en "z". Ver Figura 6.4

$$b_0 = 0.1537 * 2 = 0.3074 \text{ m}$$

$K$  Coeficiente que depende del esfuerzo axil,  $\sigma_{cd}$ , dependiente solamente de la carga de pretensado en el caso particular de este estudio.

$$\sigma_{cd} = \frac{Np}{An} = \frac{630300 + 3781700}{903.378,3} = 4,88 \text{ N/mm}^2$$

$$K = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{4,888}{\frac{50}{1.5}} = 1.15$$

Para

$$0 < \sigma_{cd} < 0.25 f_{cd}$$

$\theta = 45^\circ$  Ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza

$\alpha = 76^\circ$  Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza

Por lo cual aplicando la expresión (102) comprobamos si la sección cumple por agotamiento por compresión oblicua del alma.

$$V_{u1} = 1.15 * 20 * 307.4 * 1470 * \frac{\cotg 45 + \cotg 76}{1 + \cotg^2 45} = 6695,66 * 10^3 \text{ N} = 6695,66 \text{ kN}$$

$$> V_{rd1}, V_{rd2} \text{ y } V_{rd3} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Una vez verificado el agotamiento por compresión oblicua del alma se procede a comprobar el agotamiento por tracción por el apartado 44.2.3.2.2 de la EHE-08.

$$V_{rd,i,2} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (103)$$

Donde:

$V_{su}$  Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante. Será de la expresión de este valor de donde se obtendrá la cuantía para el armado de la armadura transversal de cortante.

$$V_{su} = z * \sen \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) A_{\alpha} f_{\alpha d} \quad (104)$$

Donde:

$z$  Brazo mecánico. Puede aproximarse como 0.9 veces el canto útil.

$$z = 0.9 * 1470 = 1323 \text{ mm}$$

$A_{\alpha}$  Área por unidad de longitud de la armadura transversal

$f_{\alpha d}$  Resistencia de cálculo de la armadura transversal  $f_{\alpha d} \leq 400 \text{ N/mm}^2$

$V_{cu}$  Contribución del hormigón al esfuerzo cortante,

$$V_{cu} = \left[ \frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cd} \right] \beta b_0 d \quad (105)$$

Con un valor mínimo de:

$$V_{cu,min} = \left[ \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{\frac{3}{2}} f_{cv}^{\frac{2}{3}} + 0.15 \sigma_{cd} \right] \beta b_0 \quad (106)$$

Donde:

$f_{cv}$  Resistencia efectiva del hormigón a cortante del hormigón de valor  $f_{cv} = f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1 + \sqrt{\frac{200}{1470}} = 1.36 < 2$$

$\rho_l$  Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal a tracción, pasiva y activa adherente.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 * d} = \frac{140 * 28 + 5115,48}{307,4 * 1470} = 0.019 < 0.02 \rightarrow \rho_l = 0.019$$

Para:

$$\beta = \frac{2 \cot \theta - 1}{2 \cot \theta_e - 1} \text{ si } 0.5 \leq \cot \theta < \cot \theta_e \quad (107)$$

$$\beta = \frac{\cot \theta - 2}{\cot \theta_e - 2} \text{ si } \cot \theta_e \leq \cot \theta < 2,0 \quad (108)$$

$\theta_e$  Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras. Calculado por la siguiente expresión en grados sexagesimales, considerando la interacción del cortante con otros esfuerzos en ELU.

$$\theta_e = 29 + 7 \varepsilon_x \quad (109)$$

$\varepsilon_x$  Deformación longitudinal en el alma expresada en tanto por mil y obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_x \sim \frac{\frac{M_d}{z} + V_{rd} - 0.5N_d}{2(E_s A_s + E_p A_p)} * 1000 \geq 0 \quad (110)$$

Al estar analizando tres tramos, se tienen tres valores para el cálculo de estos parámetros y en consecuencia para el cálculo de la contribución del hormigón al esfuerzo cortante. A continuación se determinan estos valores:

$$\varepsilon_{x,i} \sim \frac{\frac{6363,55 * 10^6}{0,9 * 1470} + V_{rd,i} - 0,5 * 206,97 * 10^3}{2(210.000 * 28 * 140 + 210.00 * 5115,48)} * 1000$$

$$\varepsilon_{x,1} = 1.63 \rightarrow \theta_{e,1} = 29 + 7 * 1.81 = 40,41^\circ \rightarrow \cotg\theta_{e,1} = 1.17$$

$$\varepsilon_{x,2} = 1.3894 \rightarrow \theta_{e,1} = 29 + 7 * 1.557 = 38,72^\circ \rightarrow \cotg\theta_{e,2} = 1.19$$

$$\varepsilon_{x,3} = 1.269 \rightarrow \theta_{e,1} = 29 + 7 * 1.46 = 37,88^\circ \rightarrow \cotg\theta_{e,3} = 1.28$$

Por lo cual:

$$\beta_i = \frac{2\cotg\theta - 1}{2\cotg\theta_{e,i} - 1} \text{ si } 0.5 \leq \cotg\theta = 1 < \cotg\theta_e$$

$$\beta_1 = 0.803$$

$$\beta_2 = 0.7184$$

$$\beta_3 = 0.6897$$

Sustituyendo en las ecuaciones (105) y (106) todos estos valores se calcula el valor de la contribución del hormigón frente al cortante:

$$V_{cu,i} = \left[ \frac{0.15}{1.5} 1.36(100 * 0.02 * 50)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * 3,88 \right] \beta_i 307.4 * 1470 = 735686,32 * 10^{-3} * \beta_i$$

$$V_{cu,1} = 471,88 \text{ kN}$$

$$V_{cu,2} = 426,97 \text{ kN}$$

$$V_{cu,3} = 405,46 \text{ kN}$$

Para un valor mínimo de:

$$V_{cu,min} = \left[ \frac{0.075}{1.5} 1.36^{\frac{3}{2}} * 50^{\frac{2}{3}} + 0.15 * 3,88 \right] 307.4 * 1470 * 10^{-3} = 604,81 \text{ kN}$$

Con esto se concluye que para los tres tramos la contribución del hormigón es resistencia mínima de este frente a cortante. Con este valor, solo quedaría dimensionar el armado transversal para cada tramo de la siguiente manera:

De la ecuación (103), imponiendo que la resistencia frente a agotamiento por tracción es igual al cortante de cálculo, se puede despejar el valor de la contribución de la armadura transversal como la suma del cortante de cálculo y la contribución del hormigón, ya calculada. Con esto y operando en la ecuación (104), se puede despejar la cantidad de armadura por metro lineal necesaria, como muestra la ecuación (111).

Para:

$$V_{u2} = V_{rd,i,2} \rightarrow V_{su} = V_{cu} + V_{rd,i,2} \rightarrow A_{\alpha} = \frac{V_{rd,i,2} - V_{cu}}{z * \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) * f_{\alpha d}}$$

$$A_{\alpha} = \frac{V_{rd,i,2} - V_{cu}}{z * \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) * f_{\alpha d}} \quad (111)$$

$$A_{\alpha,i} = \frac{V_{rd,i,2} - 604810 \text{ N}}{0.9 * 1470 * \sin 76 (\cot 76 + \cot 45) * 400}$$

Para el primer tramo de 0 a 4 metros la cuantía de armado transversal es de:

$$A_{\alpha,1} = 1,56 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Para el segundo tramo de 4 a 6 metros:

$$A_{\alpha,2} = 0.706 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Y para finalizar, el armado del tercer tramo de 6 a 19 metros:

$$A_{\alpha,3} = A_{\alpha,min}$$

A continuación se va a calcular el armado mínimo transversal, para comprobar que las cuantías obtenidas por cálculo son suficientes, y por último la separación mínima que deben de tener los cercos.

La cuantía mínima de armado transversal debe de ser tal que verifique la siguiente expresión obtenida del apartado 44.2.3.4.1 de la EHE-08 [4].

$$\frac{A_{\alpha} f_{\alpha d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0 \quad (112)$$

Por lo que el armado mínimo transversal es:

$$A_{\alpha, \min} = \sin \alpha \frac{f_{ct,m}}{7,5} \frac{b_0}{f_{\alpha d}} = \sin 76^\circ * \frac{4.10}{7.5} * \frac{307.4}{400} = 0,407 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

El armado del tramo 3 obtenido por cálculo es inferior al armado mínimo por lo que el armado mínimo es la cuantía utilizada desde x=6 metros hasta x=9 metros.

Por último, se determina la separación longitudinal,  $S_t$ , entre las armaduras transversales, mediante la siguiente expresión:

$$S_t \leq 0,60d(1 + \cot g \alpha) \leq 450 \text{ para valores de } V_{rd} \text{ entre } \frac{1}{5} \text{ y } \frac{2}{3} \text{ de } V_{u1} \quad (113)$$

Para este caso particular:

$$S_t \leq 0,601470(1 + \cot g 76^\circ) = 1139.39 \rightarrow S_t \leq 450 \text{ mm}$$

#### 6.5.2.1.2 Comprobación a torsor

La comprobación a torsión pura para elementos lineales de sección hueca de pared delgada se determina de acuerdo al Artículo 45º de la EHE-08.

En primer lugar la norma indica que es preceptiva la determinación del espesor eficaz,  $h_e$ , de la pared de la sección de cálculo para el posterior cálculo de la resistencia de la misma. Este valor se determina por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{A}{u} \begin{cases} \leq h_0 \\ \geq 2c \end{cases} \quad (114)$$

Donde:

A Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior.

u Perímetro exterior de la sección transversal.

$h_0$  espesor real de la pared en caso de secciones huecas.

c recubrimiento de las armaduras longitudinales.

Referidas la sección de la célula de torsión de la Figura 6.5.

Estos parámetros, al igual que todos los parámetros geométricos de diseño, han sido determinados mediante el programa AutoCad, con el siguiente resultado.

$$A = 1,3044 \text{ m}^2$$

$$u = 7,3529 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,15 \text{ m}$$

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

$$h_e = \frac{1,3044}{7,3529} = 0,1774 \begin{cases} \leq 0,15 \\ \geq 2 * 0,03 \end{cases} \rightarrow h_e = 0,15 \text{ m}$$

A su vez, es necesaria la determinación de otros parámetros como el perímetro de la línea media de la sección hueca de cálculo,  $u_e$ , y el área que encierra esta línea,  $A_e$ , de acuerdo la Figura 6.45.

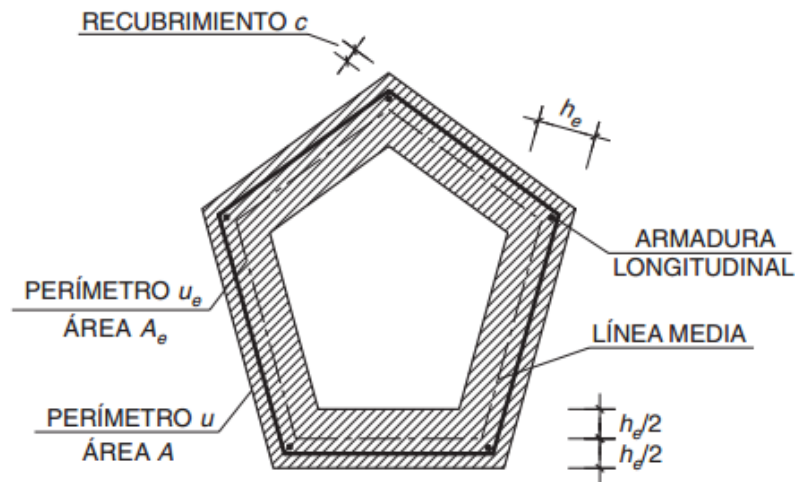


Figura 6.45 Sección genérica con los parámetros necesarios para la determinación de las resistencias frente a esfuerzo torsor. [4]

Para el caso particular aplicado a la Figura 6.5, se tienen los siguientes valores:

$$A_e = 2,53 \text{ m}^2$$

$$u_e = 5,77 \text{ m}$$

Una vez determinadas estos parámetros, se deberán realizar las siguientes comprobaciones para verificar el ELU frente a esfuerzo torsor:

$$T_d \leq \begin{cases} T_{u1} \\ T_{u2} \\ T_{u3} \end{cases} \quad (115)$$

Donde:

$T_d$  Momento torsor de cálculo en la sección. Obtenido al igual que el resto de esfuerzos de la envolvente de combinaciones en ELU (ver Figura 6.34), con un valor máximo de:

$$T_d = 319,23 \text{ mkN}$$

$T_{u1}$  Máximo momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas de hormigón.

$T_{u2}$  Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales.

$T_{u3}$  Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales.

En primer lugar, se comprueba la resistencia de las bielas comprimidas:

$$T_{u1} = 2K \propto f_{1cd} A_e h_e \frac{\cot g \theta}{1 + \cot g^2 \theta} \quad (116)$$

Donde:

$\propto = 0,75$  Debido a la futura colocación de estribos cerrados en ambas caras de la pared de la sección hueca.

$\theta, K$  y  $f_{1cd}$  iguales a los cálculos en el apartado anterior para la comprobación frente a esfuerzo cortante.

$$T_{u1} = 2 * 1.15 * 0.75 * 20 * 150 * 2,5279 \frac{\cot g 45}{1 + \cot g^2 45} * 10^{-3} = 6520,47 \text{ mkN} > T_d$$

La sección cumple frente a agotamiento de las bielas comprimidas.

Las siguientes dos comprobaciones son dimensionantes y de ellas se podrán extraer las cuantías para el armado transversal y longitudinal frente a esfuerzo torsor.

Comprobación por resistencia de las armaduras transversales:

$$T_{u2} = T_d = \frac{2 * A_e A_t}{s_t} f_{yt,d} \cot g \theta \quad (117)$$

Donde:

$A_t$  Área de las armaduras utilizadas como cercos o armadura transversal.

$s_t$  Separación longitudinal entre centros.

Si de la ecuación (117) se despeja el cociente  $\frac{A_t}{s_t}$  se puede determinar la cantidad de armadura transversal por unidad de longitud, resultando la siguiente expresión:



$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_d}{2 * A_e f_{yt,d} \cot \theta} \quad (118)$$

Por lo cual el armado por unidad de longitud necesario para resistir el esfuerzo torsor es el siguiente:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{319,23 * 10^6}{2 * 2.5279 * 10^6 * 400 * \cot 45} = 0,1463 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Para la resistencia del armado longitudinal se opera de manera análoga, siendo la siguiente expresión la necesaria para determinar la resistencia de este armado:

$$T_{u3} = T_d = \frac{2 * A_e}{u_e} A_t f_{yt,d} t g \theta \quad (119)$$

Operado para despejar la cuantía de armadura, se obtiene la siguiente expresión:

$$A_t = \frac{T_d u_e}{2 * A_e f_{yt,d} t g \theta} \quad (120)$$

Con lo que la cantidad de armadura longitudinal es:

$$A_t = \frac{319,23 * 10^6 * 5765,4}{2 * 2.5279 * 10^6 * 400 * t g 45} = 843,63 \text{ mm}^2$$

Al igual que para el esfuerzo cortante, la separación entre los cercos debe de cumplir una serie de condiciones. Estas condiciones son:

- La separación longitudinal máxima no excederá el siguiente valor:

$$S_t \leq \frac{u_e}{8} = \frac{5765,4}{8} = 720,7 \text{ mm}$$

- $S_t \leq 0.75a(1 + \cot \theta) \leq a < 600 \text{ mm}$  para  $T_d = 319,23 \text{ mkN} < \frac{1}{5} T_{u1} = 1342.32 \text{ mkN}$

Siendo a la menor dimensión de los lados que conforman el perímetro  $u_e$ .

$$S_t \leq 0.75 * 450 * (1 + \cot 76) = 421.85 \text{ mm}$$

Por lo cual la separación para asegurar un buen confinamiento del hormigón frente a compresión oblicua es de:

$$S_t \leq 421,875 \text{ mm}$$

#### 6.5.2.1.3 Interacción cortante-torsor

Según el apartado 45.3.2.2 de la EHE-08, cuando el esfuerzo torsor y el cortante son concomitantes, se deben de cumplir la siguiente condición para evitar que se produzcan compresiones excesivas en el hormigón:

$$\left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^\beta + \left(\frac{V_{rd,1}}{V_{u1}}\right)^\beta \leq 1 \quad (121)$$

Donde:

$$\beta = 2 \left(1 - \frac{h_e}{b}\right) \quad (122)$$

Para:

$b = 307.4mm$  Suma de las anchuras de las almas de la viga artesa.

$$\beta = 2 \left(1 - \frac{150}{307.4}\right) = 1,02407$$

$$\left(\frac{319,23}{6520,47}\right)^{1,02407} + \left(\frac{1639,78}{6695,66}\right)^{1,02407} = 0,2827 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

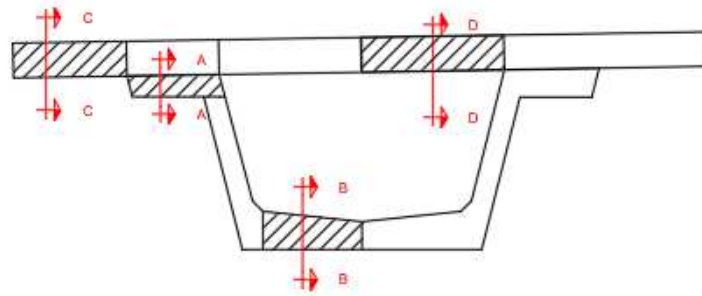
A su vez, en el mismo apartado, se indica que las cuantías obtenidas para las armaduras transversales de cortante y torsor se deben de sumar para asegurar el perfecto funcionamiento resistente de la sección ante ambos esfuerzos.

#### 6.5.2.2 Comprobación a esfuerzos rasantes y cálculo de las cuantías

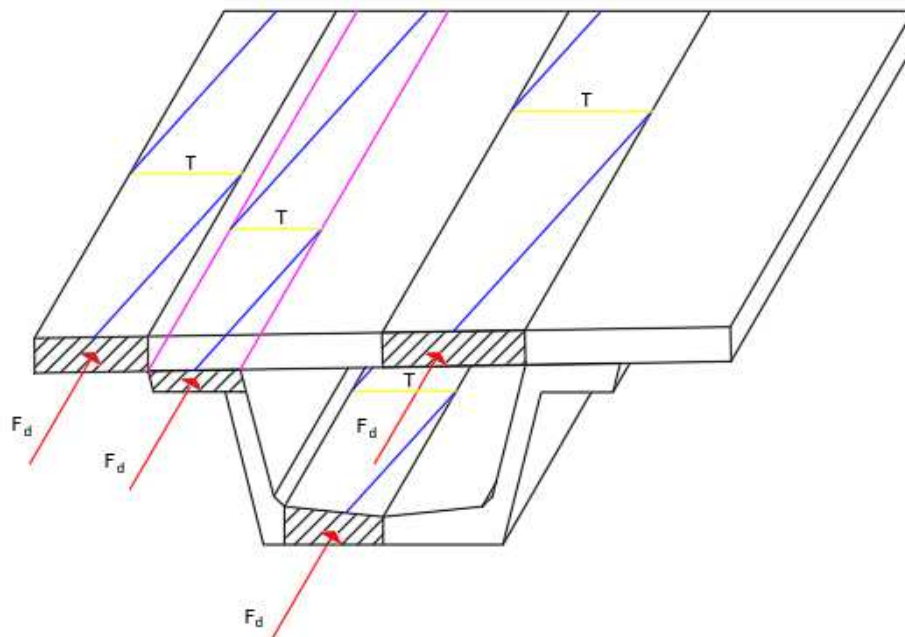
Por último, es necesario realizar las comprobaciones ante esfuerzos rasantes con objeto de verificar que las secciones de estudio cumplen en las uniones con el resto de la pieza y son capaces de transmitir correctamente los esfuerzos, Ver Figura 6.46.

Para el cálculo de los esfuerzos rasantes, se emplea el método general de Bielas y Tirantes (Artículo 40º de la EHE-08 [4])

#### SECCIÓN TRANSVERSAL Y SECCIONES DE RASANTE



#### ESQUEMA DEL MODELO DE BIELAS Y TIRANTES FORMADO PARA CADA SECCIÓN DE ANÁLISIS



*Figura 6.46 Secciones para el cálculo de tensiones rasantes y modelos de bielas y tirantes formado en cada una de las secciones.*

Como se observa en la Figura 6.46, para cada una de las cuatro secciones de estudio es necesario calcular la armadura necesaria para asegurar la unión de ellas con el resto de la pieza y transmitir correctamente los esfuerzos de compresión. El rasante formado en cada sección es igual al tirante que se forma en los modelos de bielas y tirantes anteriores y cada modelo se genera como consecuencia de la aparición de una fuerza exterior,  $F_d$ .

A continuación se calculan las 4 fuerzas actuantes en cada sección para poder determinar el rasante (tirante) formado y así armar cada sección convenientemente.

En la sección A-A y sección B-B, la fuerza exterior es igual a la acción del pretensado que actúa en esa sección, y adopta los siguientes valores para cada sección:

- Sección A-A. correspondiente al ala superior de la viga artesa en ella se encuentran 2 cordones de pretensado.

$$F_{d,A-A} = \frac{P_{k,\infty,alas\ superiores}}{2} = 315.143,05\ N$$

- Sección B-B. correspondiente a la mitad de la ala inferior de la viga artesa. En ella se encuentran 15 cordones de pretensado.

$$F_{d,B-B} = \frac{P_{k,\infty,ala\ inferior}}{2} = 1.890.858,33\ N$$

Para las secciones C-C y D-D, la acción exterior no corresponde a una acción del pretensado, sino al volumen de compresiones asociado con el incremento de momento máximo a lo largo de la viga. Tal y como se observa en la Figura 6.43, la ley de tensiones tiene su momento máximo en la mitad de la viga y en los apoyos este vale cero, al ser una viga simplemente apoyada, por lo cual  $\Delta M_{max} = M_{d,max}$ , pero para el dimensionamiento de armadura de rasante en estas secciones, se va a considerar que el incremento de momento es tal que el volumen de compresiones es máximo, es decir, es el valor de la capacidad mecánica del hormigón para esa sección. De acuerdo a esto se tienen los siguientes valores:

- Sección C-C.

$$F_{d,C-C} = U_0 = f_{cd} * d * b = \frac{25}{1.5} * 220 * 837,8 = 3071933,33\ N$$

- Sección D-D.

$$F_{d,D-D} = U_0 = f_{cd} * d * b = \frac{25}{1.5} * 220 * 773,4 = 2835800\ N$$

Una vez obtenidos las fuerzas actuantes exteriores el siguiente paso es determinar el tirante de cada modelo, con el cual se dimensiona la armadura.

Para los cuatro modelos de bielas y tirantes creados para cada una de las secciones se puede observar que el valor del ángulo  $\theta$  de inclinación de las bielas es igual a  $45^\circ$ . Por lo cual, al ser  $\tan 45^\circ = 1$ , el valor del tirante coincide con el valor de la acción exterior para todos los casos. Sabiendo esto, para determinar la cuantía de acero se aplica para todos los casos la siguiente expresión:

$$A_{rasante} = \frac{T}{f_{yd}} \quad (123)$$

Estando limitado límite elástico del acero a  $400\text{N/mm}^2$  debido al provenir de un modelo de Bielas y Tirantes.

Con esto la armadura necesaria para cada sección es:

$$A_{rasante,A-A} = \frac{315.143,05}{400} = 787,86 \text{ mm}^2$$

$$A_{rasante,B-B} = \frac{1.890.858,33}{400} = 4727,15 \text{ mm}^2$$

$$A_{rasante,C-C} = \frac{3.071.933,33}{400} = 8272,08 \text{ mm}^2$$

$$A_{rasante,D-D} = \frac{2.835.800}{400} = 8056,25 \text{ mm}^2$$

Para finalizar, es necesario expresar estas cuantías de armado en cuantías de armado por unidad de longitud, para ello, solo es necesario dividir estas cantidades de acero total entre la longitud donde son requeridas. Para las cuantías de acero de las secciones A-A y B-B, al ser armado proveniente de la acción de un pretensado que actúa sobre toda la viga se dividirá la cantidad de acero entre toda la longitud. Para las secciones C-C y D-D, al provenir de la acción del incremento máximo de momento, están calculadas para media viga, por lo cual se dividirá la cantidad de acero entre la longitud de la mitad de la viga ( el armado se dispone igual a lo largo de toda la viga).

$$A_{rasante,A-A} = \frac{787,86}{14,9} = 52,88 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{rasante,B-B} = \frac{4727,15}{14,9} = 317,26 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{rasante,C-C} = \frac{8272,08}{14,9/2} = 1171,37 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{rasante,D-D} = \frac{8056,25}{14,9/2} = 1081,37 \text{ mm}^2/m$$

## 6.6 Armado de la losa de compresión

El armado de la losa es el mismo para los tres vanos, siendo este el valor obtenido en el apartado 4.6:

$$A_{s1,inferior} = \frac{691695,65}{500/1.15} = 1590,9 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1,superior} = \frac{847139,13}{500/1.15} = 1948,42 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Con estas cuantías, la losa quedaría armada a flexión, pero como se explica en el siguiente apartado, es necesario tener en cuenta la armadura necesaria por la acción del torsor y del rasante.

Para la armadura longitudinal, se disponen  $\varnothing 12$  cada 25 cm por requerimientos de montaje de la armadura transversal.

## 6.7 Resumen de las cuantías de armado obtenidas y armado dispuesto con ellas.

Una vez determinadas todas las cuantías de acero necesarias para resistir todos los esfuerzos actuantes sobre el tablero (acción del pretensado, flexión, cortante, torsión y esfuerzos rasantes) estas se deben reflejar en forma de armadura en la sección de estudio, para ello se deben de tener en cuenta una serie de consideraciones, con las cuales el armado de la sección sería el mostrado en la Figura 6.47:

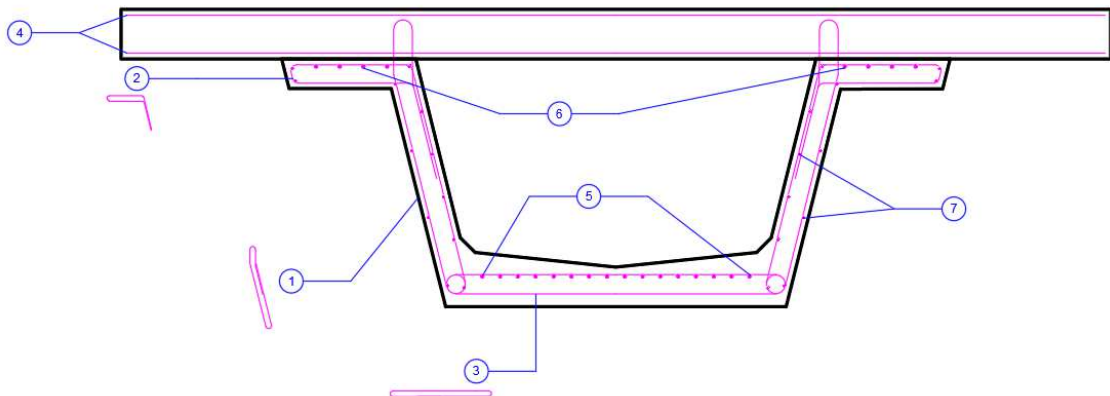


Figura 6.47 Esquema de armado de la armadura

Siendo cada número el siguiente armado:

- 1- Horquillas del alma. Esta armadura es la encargada de resistir principalmente la acción del **cortante**, pero al formar parte de la célula de torsión también debe de resistir el esfuerzo **torsor** Como se menciona en apartados anteriores, la cantidad de armadura de las horquillas del alma varía en tres tramos:

- Tramo 1. De 0 metros hasta 4 metros:

$$A_{horquillas\ del\ alma,1} = A_{\alpha,1} + A_t = (1560 + 146,3) \text{ mm}^2/m = 1706,3 \text{ mm}^2/m$$

Lo que supone la colocación de cercos de  $\varnothing 10 + \varnothing 12$  cada 20 centímetros.

- Tramo 2. De 4 metros hasta 6 metros:

$$A_{horquillas\ del\ alma,2} = A_{\alpha,2} + A_t = (706 + 146,3) \text{ mm}^2/m = 852,3 \text{ mm}^2/m$$

Correspondiente a cercos de  $\varnothing 12$  cada 20 centímetros.

- Tramo 3. De 6 metros a 9 metros:

$$A_{horquillas\ del\ alma,2} = A_{\alpha,3} + A_t = (405 + 146,3) \text{ mm}^2/m = 551,3 \text{ mm}^2/m$$

Correspondiente a cerco de  $\varnothing 10$  cada 20 centímetros.

- 2- Cercos del ala superior. La función de esta armadura es resistir y transmitir correctamente la acción del **pretensado en las alas superiores**, por lo cual su armado corresponde a la cuantía del rasante en el corte A-A.

$$A_{cercos\ alas\ superiores} = A_{rasante,A-A} = 52,88 \text{ mm}^2/m$$

Correspondiente a un armado de cerco de  $\varnothing 10$  cada 30 centímetros durante toda la longitud de la viga.

- 3- Cercos del ala inferior. Armadura necesaria para resistir los esfuerzos del **rasante en la sección B-B** y la acción del torsor.

$$A_{cercos\ ala\ inferior} = A_{rasante,B-B} + A_t = (317,26 + 146,3) \text{ mm}^2/m = 463,56 \text{ mm}^2/m$$

Correspondiente a un armado de cercos de  $\varnothing 10$  cada 30 centímetros durante toda la longitud de la viga.

- 4- Armado del armado transversal de losa. Armadura encargada de resistir los esfuerzos de C **rasante en la sección -C-**, pues incluyendo la cuantía de rasante mayor también se cose el rasante en la sección D-D, **torsión y flexión** para la losa. La cuantía por metro de losa será la siguiente:

$$A_{losa} = A_{rasante,C-C} + A_t + A_{s1,losa,superior} + A_{s1,losa,inferior}$$

$$= 1081,37 + 146,3 + 1948,42 + 1590,9 = 5124 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Correspondiente a colocar un armado inferior de losa y un armado superior de losa de Ø25 cada 20 centímetros.

- 5- Armadura principal pasiva,  $A_{s1}$ . Resultante de la suma de la **cuantía mínima geométrica y la mitad** de la cuantía de armadura longitudinal por esfuerzo de torsión.

$$A_{s1,viga} = A_{s1,min} + A_t = 2539,6 \text{ mm}^2 + \frac{843,63}{2} \text{ mm}^2 = 2961,42 \text{ mm}^2$$

Correspondiente a 15Ø16

- 6- Armadura secundaria pasiva,  $A_{s2}$ . Resultante de la suma de la **cuantía mínima geométrica y la mitad** de la cuantía de armadura longitudinal por esfuerzo de torsión.

$$A_{s2,viga} = A_{s2,min} + A_t = 761,88 \text{ mm}^2 + \frac{843,63}{2} \text{ mm}^2 = 1183,70 \text{ mm}^2$$

Correspondiente a 6 Ø16

- 7- Armadura de piel. **Necesaria para el montaje** del resto de armadura. Se ha colocado la cuantía de armadura de piel calculada en cada cara de las almas.

$$A_{piel} \geq 453,5 \text{ mm}^2 (x4)$$

Correspondiente a 6Ø10 en cada cara de las dos almas.



## **7 ANEXO 2: DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURAS ACTIVAS. HOJA DE CÁLCULO.**

## Anexo 2: Dimensionamiento de las armaduras activas. Vanos extremos

### Datos fijos

#### Momentos:

|                |         |      |
|----------------|---------|------|
| P.P.           | 1493,27 | kN*m |
| Cargas muertas | 404,08  | kN*m |
| Viento         | 119,31  | kN*m |
| Nieve          | 99,9    | kN*m |
| Carro pésimo   | 2646,66 | kN*m |

#### Excentricidades de los pretensados

|                        |          |
|------------------------|----------|
| $e_{1(\text{arriba})}$ | 648,3 mm |
| $e_{2(\text{abajo})}$  | 419,3 mm |

|                         |      |                       |     |
|-------------------------|------|-----------------------|-----|
| $\Delta P_{\text{ins}}$ | 6%P  | $\gamma_{\text{fav}}$ | 0,9 |
| $\Delta P_{\text{dif}}$ | 13%P | $\gamma_{\text{des}}$ | 1,1 |

#### Acero Y1860S7

|                    |      |                   |
|--------------------|------|-------------------|
| $f_{\text{max},s}$ | 1860 | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_y$              | 1640 | N/mm <sup>2</sup> |

#### Hormigón

|                                    |      |                   |
|------------------------------------|------|-------------------|
| $f_{\text{ck}}$                    | 50   | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{\text{ck}, 1 \text{ día}}$     | 42,5 | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{\text{ckt}}$                   | 2,85 | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{\text{ckt}, 1 \text{ día}}$    | 2,56 | N/mm <sup>2</sup> |
| 60% $f_{\text{ck}}$                | 30   |                   |
| 60% $f_{\text{ck}, 1 \text{ día}}$ | 25,5 |                   |

### Datos a cambiar

|                            |                           |                    |    |
|----------------------------|---------------------------|--------------------|----|
| $A_n$                      | 903378,3 mm <sup>2</sup>  | Numero de cordones | 28 |
| $I_n$                      | 1,792E+11 mm <sup>4</sup> |                    |    |
| $Y_{s,n}$                  | 728,8 mm                  | Arriba             | 4  |
| $Y_{i,n}$                  | 521,2 mm                  | abajo              | 24 |
| $I_h$                      | 1,845E+11 mm <sup>4</sup> |                    |    |
| $Y_{s,h}$                  | 733,3 mm                  |                    |    |
| $Y_{i,h}$                  | 516,7 mm                  |                    |    |
| $I_{h,\text{sec.comp.}}$   | 6,215E+11 mm <sup>4</sup> |                    |    |
| $Y_{s,h,\text{sec.comp.}}$ | 641,4 mm                  |                    |    |
| $Y_{i,h,\text{sec.comp.}}$ | 858,6 mm                  |                    |    |

## Objetivos de proyecto:

### En vacío

La tensión de la fibra inferior debe de ser igual o superior a 0 para evitar la fisuración en la fase de fabricación, transporte y colocación de las vigas

### En ejecución y servicio

se debe cumplir que la tensión en la fibra inferior no sea menor a la tensión de fisuración del hormigón, a este estado se le conoce como " apertura de fisuras "

En ambos caso la tensión de la fibra superior debe de ser inferior al 60% de la resistencia a compresión simple del hormigón para evirtar la rotura de este.

### Cálculo de la carga de pretensado

|             |             |             |              |
|-------------|-------------|-------------|--------------|
| $P_{01}$    | 778131 N    | $P_{02}$    | 4668786 N    |
| $P_{ki1}$   | 731443,14 N | $P_{ki2}$   | 4388658,84 N |
| $P_{kdif1}$ | 630286,11 N | $P_{kdif2}$ | 3781716,66 N |

### Cálculo en vacío

#### Extremos

|            |       |               |
|------------|-------|---------------|
| $\sigma_i$ | 10,00 | cumple < 25,5 |
| $\sigma_s$ | 0,12  | Cumple > 0    |

#### centro

|            |      |               |
|------------|------|---------------|
| $\sigma_i$ | 5,82 | cumple > 0    |
| $\sigma_s$ | 6,06 | Cumple < 25,5 |

### vacío a tiempo infinito

#### extremos

|            |      |
|------------|------|
| $\sigma_i$ | 7,05 |
| $\sigma_s$ | 0,09 |

#### centro

|            |      |
|------------|------|
| $\sigma_i$ | 2,87 |
| $\sigma_s$ | 6,02 |

### Cálculo con R.C.P. + sobrecarga de uso+ viento + nieve

#### Centro de vano

|                        |       |            |       |                |
|------------------------|-------|------------|-------|----------------|
| $\sigma_{i,sec.comp.}$ | -4,52 | $\sigma_i$ | -1,65 | Cumple > -2,85 |
| $\sigma_{s,sec.comp.}$ | 3,37  | $\sigma_s$ | 8,08  | Cumple < 30    |

**Anexo 2: Dimensionamiento de las armaduras activas. Vano central.**

**Datos fijos**

**Moments:**

|                |         |      |
|----------------|---------|------|
| P.P.           | 2036,4  | kN*m |
| Cargas muertas | 550,95  | kN*m |
| Viento         | 140,1   | kN*m |
| Nieve          | 136,22  | kN*m |
| Carro pésimo   | 3077,15 | kN*m |

**Excentricidades de los pretensados**

|                 |          |
|-----------------|----------|
| $e_{1(arriba)}$ | 648,3 mm |
| $e_{2(abajo)}$  | 419,3 mm |

|                  |      |                |     |
|------------------|------|----------------|-----|
| $\Delta P_{ins}$ | 6%P  | $\gamma_{fav}$ | 0,9 |
| $\Delta P_{dif}$ | 13%P | $\gamma_{des}$ | 1,1 |

**Acero** Y1860S7

|             |      |                   |
|-------------|------|-------------------|
| $f_{max,s}$ | 1860 | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_y$       | 1640 | N/mm <sup>2</sup> |

**Hormigón**

|                             |      |                   |
|-----------------------------|------|-------------------|
| $f_{ck}$                    | 50   | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{ck, 1 \text{ día}}$     | 42,5 | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{ckt}$                   | 2,85 | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{ckt, 1 \text{ día}}$    | 2,56 | N/mm <sup>2</sup> |
| 60% $f_{ck}$                | 30   |                   |
| 60% $f_{ck, 1 \text{ día}}$ | 25,5 |                   |

**Datos a cambiar**

|                     |                           |                           |    |
|---------------------|---------------------------|---------------------------|----|
| $A_n$               | 902258,3 mm <sup>2</sup>  | <b>Numero de cordones</b> | 36 |
| $I_n$               | 1,788E+11 mm <sup>4</sup> |                           |    |
| $Y_{s,n}$           | 729,1 mm                  | <b>Arriba</b>             | 6  |
| $Y_{i,n}$           | 520,9 mm                  | <b>abajo</b>              | 30 |
| $I_h$               | 1,859E+11 mm <sup>4</sup> |                           |    |
| $Y_{s,h}$           | 734,3 mm                  |                           |    |
| $Y_{i,h}$           | 515,7 mm                  |                           |    |
| $I_{h,sec.comp.}$   | 6,274E+11 mm <sup>4</sup> |                           |    |
| $Y_{s,h,sec.comp.}$ | 642,5 mm                  |                           |    |
| $Y_{i,h,sec.comp.}$ | 857,5 mm                  |                           |    |

## Objetivos de proyecto:

### En vacío

La tensión de la fibra inferior debe de ser igual o superior a 0 para evitar la fisuración en la fase de fabricación, transporte y colocación de las vigas

### En ejecución y servicio

se debe cumplir que la tensión en la fibra inferior no sea menor a la tensión de fisuración del hormigón, a este estado se le conoce como " apertura de fisuras "

En ambos caso la tensión de la fibra superior debe de ser inferior al 60% de la resistencia a compresión simple del hormigón para evirtar la rotura de este.

### Cálculo de la carga de pretensado

|             |              |             |              |
|-------------|--------------|-------------|--------------|
| $P_{01}$    | 1167196,5 N  | $P_{02}$    | 5835982,5 N  |
| $P_{ki1}$   | 1097164,71 N | $P_{ki2}$   | 5485823,55 N |
| $P_{kdif1}$ | 945429,165 N | $P_{kdif2}$ | 4727145,83 N |

### Cálculo en vacío

#### Extremos

|            |       |               |
|------------|-------|---------------|
| $\sigma_i$ | 12,21 | cumple < 25,5 |
| $\sigma_s$ | 0,90  | Cumple > 0    |

#### centro

|            |      |               |
|------------|------|---------------|
| $\sigma_i$ | 6,56 | cumple > 0    |
| $\sigma_s$ | 8,94 | Cumple < 25,5 |

### vacío a tiempo infinito

#### extremos

|            |      |
|------------|------|
| $\sigma_i$ | 8,61 |
| $\sigma_s$ | 0,63 |

#### centro

|            |      |
|------------|------|
| $\sigma_i$ | 2,96 |
| $\sigma_s$ | 8,68 |

### Cálculo con R.C.P. + sobrecarga de uso+ viento + nieve

#### Centro de vano

|                        |       |            |       |                |
|------------------------|-------|------------|-------|----------------|
| $\sigma_{i,sec.comp.}$ | -5,34 | $\sigma_i$ | -2,38 | Cumple > -2,85 |
| $\sigma_{s,sec.comp.}$ | 4,00  | $\sigma_s$ | 11,12 | Cumple < 30    |

## **8 ANEXO 3: DIMENSIONAMIENTO DE LAS PILAS. HOJA DE CÁLCULO.**

### Anexo 3: Dimensionamiento de las pilas

#### ESFUERZOS EN LOS APOYOS DE CADA VANO

##### VANO CENTRAL

##### VANOS EXTREMOS

|                             | kN                 |                             | kN                |
|-----------------------------|--------------------|-----------------------------|-------------------|
| $F_X$                       | 2,115 V.           | $F_X$                       | 1,0125 V.         |
| $F_Y$                       | 305,37 F y A       | $F_Y$                       | 327,435 F y A     |
| $F_Z=\Sigma F_{Zi(enlv +)}$ | 2744,1195          | $F_Z=\Sigma F_{Zi(enlv +)}$ | 2400,933          |
| $F_Z=\Sigma F_{Zi(enlv -)}$ | 1020,7845          | $F_Z=\Sigma F_{Zi(enlv -)}$ | 954,273           |
| $F_{z1}$                    | 631,989 P.P        | $F_{z1}$                    | 541,188 P.P       |
| $F_{z2}$                    | 172,9755 C.M       | $F_{z2}$                    | 146,475 C.M       |
| $F_{z3}$                    | 47,52 N.           | $F_{z3}$                    | 40,23 N.          |
| $F_{z4}$                    | 48,84 V.           | $F_{z4}$                    | 48 V.             |
| $F_{z5}$                    | 1842,795 C. envl + | $F_{z5}$                    | 1625,04 C. envl + |
| $F_{z6}$                    | 119,46 C. envl -   | $F_{z6}$                    | 178,38 C. envl -  |

#### CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

|          |                          |            |      |
|----------|--------------------------|------------|------|
| $f_{ck}$ | 35 N/mm <sup>2</sup>     | $\gamma_c$ | 1,5  |
| $f_{cd}$ | 23,33 N/mm <sup>2</sup>  | $\gamma_s$ | 1,15 |
| $f_{yk}$ | 500 N/mm <sup>2</sup>    |            |      |
| $f_{yd}$ | 434,78 N/mm <sup>2</sup> |            |      |

#### Esfuerzos en el arranque del pilar 1

|                              |            |                             |     |
|------------------------------|------------|-----------------------------|-----|
| $N_{d1}=F_{z,vano\ central}$ | 1020,78 kN | excentricidad del Axil 1(m) | 0,3 |
| $N_{d2}=F_{z,vano\ extremo}$ | 954,27 kN  | excentricidad del Axil 2(m) | 0,3 |
| $N_d=N_{d1}+N_{d2}$          | 1975,06 kN | 1975057,5 N                 |     |

|      |     |     |
|------|-----|-----|
| L(m) | 9,3 | P-1 |
|------|-----|-----|

|            |             |                |
|------------|-------------|----------------|
| $M_x$      | 29,09 mkN   | 29085750 mmN   |
| $M_y$      | 5885,09 mkN | 5885086500 mmN |
| $M_{yNd1}$ | -306,24 mkN | -306235,35 mmN |
| $M_{yNd2}$ | 286,28 mkN  | 286281,9 mmN   |
| $M_{dx}$   | 29,09 mkN   | 29085750 mmN   |
| $M_{dy}$   | 5865,13 mkN | 5865133050 mmN |

# DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA . P-1

## Dimensionamiento para flexión en "y" ( Momento frenado y arranque)

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1500 mm | $U_0$ | 34300000 N |
| b      | 1000 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 1470 mm |       |            |

$U_{s1}=U_{s2}$  3102381,676

$As1=As2$  7135,48 mm<sup>2</sup>  $\equiv 15\phi 25$

## dimensionamiento para flexión en "x" ( Momento viento)

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1000 mm | $U_0$ | 33950000 N |
| b      | 1500 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 970 mm  |       |            |

$U_{s1}=U_{s2}$  -960336,746

$As1=As2$  Armado mínimo

$As1,min=As2,min$  6000 mm<sup>2</sup>  $\equiv 13\phi 25$



### Esfuerzos en el arranque del pilar 2

|                                |            |                             |     |
|--------------------------------|------------|-----------------------------|-----|
| $N_{d1} = F_{z,vano\ central}$ | 980,96 kN  | excentricidad del Axil 1(m) | 0,3 |
| $N_{d2} = F_{z,vano\ extremo}$ | 894,81 kN  | excentricidad del Axil 2(m) | 0,3 |
| $N_d = N_{d1} + N_{d2}$        | 1875,78 kN | 1875777,5 N                 |     |

|        |     |     |
|--------|-----|-----|
| $L(m)$ | 8,4 | P-2 |
|--------|-----|-----|

|            |             |                |
|------------|-------------|----------------|
| $M_x$      | 17,51 mkN   | 17514000 mmN   |
| $M_y$      | 5315,56 mkN | 5315562000 mmN |
| $M_{yNd1}$ | -294,29 mkN | -294289,35 mmN |
| $M_{yNd2}$ | 268,44 mkN  | 268443,9 mmN   |
| $M_{dx}$   | 17,51 mkN   | 17514000 mmN   |
| $M_{dy}$   | 5289,72 mkN | 5289716550 mmN |

### DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA. P-2

#### *Dimensionamiento para flexión en "y" ( Momento frenado y arranque)*

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1500 mm | $U_0$ | 34300000 N |
| b      | 1000 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 1470 mm |       |            |

$$U_{s1} = U_{s2} \quad 2748806,067$$

|                   |                         |                         |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|
| $A_{s1} = A_{s2}$ | 6322,25 mm <sup>2</sup> | $\equiv 13\emptyset 25$ |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|

dimensionamiento para flexión en "x" ( Momento viento)

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1000 mm | $U_0$ | 33950000 N |
| b      | 1500 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 970 mm  |       |            |

$U_{s1}=U_{s2}$  -925648,804

$As1=As2$  Armado mínimo

$As1,min=As2,min$  6000 mm<sup>2</sup>  $\equiv 13\varnothing 25$

### Esfuerzos en el arranque del pilar 3

|                                |            |                             |             |
|--------------------------------|------------|-----------------------------|-------------|
| $N_{d1} = F_{z,vano\ central}$ | 980,96 kN  | excentricidad del Axil 1(m) | 0,3         |
| $N_{d2} = F_{z,vano\ extremo}$ | 894,81 kN  | excentricidad del Axil 2(m) | 0,3         |
| $N_d = N_{d1} + N_{d2}$        | 1875,78 kN |                             | 1875777,5 N |

|        |         |
|--------|---------|
| $L(m)$ | 3,2 P-3 |
|--------|---------|

|            |             |                |
|------------|-------------|----------------|
| $M_x$      | 6,67 mkN    | 6672000 mmN    |
| $M_y$      | 2024,98 mkN | 2024976000 mmN |
| $M_{yNd1}$ | -294,29 mkN | -294289,35 mmN |
| $M_{yNd2}$ | 268,44 mkN  | 268443,9 mmN   |
| $M_{dx}$   | 6,67 mkN    | 6672000 mmN    |
| $M_{dy}$   | 1999,13 mkN | 1999130550 mmN |

### DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA. P-3

#### *Dimensionamiento para flexión en "y" ( Momento frenado y arranque)*

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1500 mm | $U_0$ | 34300000 N |
| b      | 1000 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 1470 mm |       |            |

$U_{s1} = U_{s2} \quad 463676,9007$

|             |                         |
|-------------|-------------------------|
| $As1 = As2$ | 1066,46 mm <sup>2</sup> |
|-------------|-------------------------|

|                       |                      |                           |
|-----------------------|----------------------|---------------------------|
| $As1, min = As2, min$ | 6000 mm <sup>2</sup> | $\equiv 13\varnothing 25$ |
|-----------------------|----------------------|---------------------------|

**dimensionamiento para flexión en "x" ( Momento viento)**

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1000 mm | $U_0$ | 33950000 N |
| b      | 1500 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 970 mm  |       |            |

$U_{s1}=U_{s2}$  -937182,846

$As1=As2$  Armado mínimo

$As1,min=As2,min$  6000 mm<sup>2</sup>  $\equiv 13\varnothing 25$

## ESFUERZOS CORTANTE EN LOS PILARES

Las leyes de cortantes de todos los pilares son uniformes por lo que para las comprobaciones a cortantes los esfuerzos de cálculo Vrd1 y Vrd2 son iguales. A su vez, el esfuerzo dimensionante será la reacción producida por el frenado y arranque de los vehículos

$$V_{rd} = F_{y,vc} + F_{y,ve} \text{ ( kN)} \quad 632,805 \text{ kN}$$

1ª Comprobación, Compresión oblicua del hormigón.  $V_{rd} \leq V_{u1}$

$$V_{rd,1} \leq V_{u1} = 0,60 \cdot K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

$\theta$                       45°                      ( inclinación de las bielas)  
 $\alpha$                       90°                      (ángulo de la armadura con la pieza)

$K$  es un coeficiente obtenido experimentalmente y que depende del esfuerzo axil; en elementos sin pretensado o sin esfuerzo axil de compresión, se tomará  $K = 1$ ; en caso contrario:

$$\begin{aligned} K &= 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} && \text{si } 0 < \sigma'_{cd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \\ K &= 1,25 && \text{si } 0,25 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,50 \cdot f_{cd} \\ K &= 2,5 \cdot \left( 1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} \right) && \text{si } 0,50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq f_{cd} \end{aligned} \quad [6.1.8]$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c}$$

|              |           |          |       |
|--------------|-----------|----------|-------|
| Nd(kN)       | 1975057,5 | 0,25*fcd | 5,83  |
| Ac(mm^2)     | 1500000   | 0,50*fcd | 11,67 |
| σ'cd(n/mm^2) | 1,32      | fcd      | 23,33 |

$$K = 1,05643021$$

$$V_{u1} = 21741333,8 \text{ Cumple } V_{u1} > V_{rd}$$

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

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

$$z = \frac{M_d + N_d z_0 - U'_s (d - d')}{N_d + U_s - U'_s} \begin{matrix} > 0 \\ \geq 0,9d' \end{matrix}$$

$V_{cu}$  Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante,

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

con un valor mínimo de:

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

donde:

$f_{cv}$  Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm<sup>2</sup> de valor  $f_{cv} = f_{ck}$  con  $f_{cv}$  no mayor que 15 N/mm<sup>2</sup> en el caso de control indirecto del hormigón.

$f_{ck}$  Resistencia a compresión del hormigón en N/mm<sup>2</sup>. Se adoptarán valores de  $f_{ck}$  de hasta 100 N/mm<sup>2</sup>.

$\sigma'_{cd}$  Tensión axial media en el alma de la sección, según lo indicado en 44.2.3.2.1.2.

y donde:

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

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

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} = z * A_{\alpha} * f_{yd} \Rightarrow A_{\alpha} = \frac{V_{rd} - V_{cu}}{z * f_{yd}}$$

|                         |                       |             |
|-------------------------|-----------------------|-------------|
| z(mm)                   | 1927,68               |             |
| Fyd                     | 400 N/mm <sup>2</sup> |             |
| ξ                       | 1,368855              |             |
| fv                      | 35                    |             |
| ρl                      | 0,00970813            |             |
| γc                      | 1,5                   |             |
| εx                      | 0,8968822             |             |
| θe                      | 35,2781754            | 0,615720315 |
| Cotgθe                  | 1,41349199            |             |
| β                       | 0,54735018            |             |
| Vcu                     | 515645,434            | 515,6454338 |
| Vcu,min                 | 986731,478            | 986,7314782 |
| Aα(mm <sup>2</sup> /mm) | -0,45900638           |             |

se dispondrá armado mínimo

La cuantía mínima de tales armaduras debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

|                             |                        |      |
|-----------------------------|------------------------|------|
| fct,m                       | 3,21 N/mm <sup>2</sup> |      |
| Aα,min(mm <sup>2</sup> /mm) |                        | 1,07 |

El armado será de 1070 mm<sup>2</sup>/m      ϕ12a20cm.

## **9 ANEXO 4: COMPROBACIÓN SÍSMICA DE LAS PILAS. HOJA DE CÁLCULO.**



**Anexo 4: Comprobación sísmica de las pilas****ESFUERZOS EN LOS APOYOS DE CADA VANO****VANO CENTRAL****VANOS EXTREMOS**

$F_z = F_{z1} + F_{z2}$

596,27

$F_z = F_{z1} + F_{z2}$

509,38

 $F_{z1}$ 

468,14 P.P

 $F_{z1}$ 

400,88 P.P

 $F_{z2}$ 

128,13 C.M

 $F_{z2}$ 

108,5 C.M

**Fuerzas sísmicas equivalentes en cabeza de pila 1**

kN

 $F_x$ 

83,253

0,30\*X

 $F_x$ 

kN

277,51

1\*X

 $F_y$ 

323,88

1\*Y

 $F_y$ 

97,164

0,3\*Y

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES** $f_{ck}$ 35 N/mm<sup>2</sup> $\gamma_c$ 

1,5

 $f_{cd}$ 23,33 N/mm<sup>2</sup> $\gamma_s$ 

1,15

 $f_{yk}$ 500 N/mm<sup>2</sup> $f_{yd}$ 434,78 N/mm<sup>2</sup>**Esfuerzos en el arranque del pilar**

$N_{d1} = F_{z,vano\ central}$

596,27 kN

excentricidad del Axil 1(m)

0,3

$N_{d2} = F_{z,vano\ extremo}$

509,38 kN

excentricidad del Axil 2(m)

0,3

$N_d = N_{d1} + N_{d2}$

1105,65 kN

1105650 N

L(m)

9,3

P-3

**Combinación 0,30\*X 1\*Y** $M_x$ 

774,25 mkN

774252900 mmN

 $M_y$ 

3012,08 mkN

3012084000 mmN

 $M_{yNd1}$ 

-178,88 mkN

-178881 mmN

 $M_{yNd2}$ 

152,81 mkN

152814 mmN

 $M_{dx}$ 

774,25 mkN

774252900 mmN

 $M_{dy}$ 

2986,02 mkN

2986017000 mmN

**Combinación 1\*X 0,30\*Y**

|            |             |                |
|------------|-------------|----------------|
| $M_x$      | 2580,84 mkN | 2580843000 mmN |
| $M_y$      | 903,63 mkN  | 903625200 mmN  |
| $M_{yNd1}$ | -178,88 mkN | -178881 mmN    |
| $M_{yNd2}$ | 152,81 mkN  | 152814 mmN     |
| $M_{dx}$   | 2580,84 mkN | 2580843000 mmN |
| $M_{dy}$   | 877,56 mkN  | 877558200 mmN  |

**Comprobación frente a sismo****Comprobación para flexión en "y"**

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1500 mm | $U_0$ | 34300000 N |
| b      | 1000 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 1470 mm |       |            |

**Combinación 1\*Y**

$$U_{s1}=U_{s2} \quad 1515954,939$$

$$A_{s1}=A_{s2} \quad 3486,70 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1,min}=A_{s2,min} \quad 6000 \text{ mm}^2$$

**Combinación 0,30\*Y**

$$U_{s1}=U_{s2} \quad 51747,43932$$

$$A_{s1}=A_{s2} \quad 119,02 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1,min}=A_{s2,min} \quad 6000 \text{ mm}^2$$

### Comprobación para flexión en "x"

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1000 mm | $U_0$ | 33950000 N |
| b      | 1500 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 970 mm  |       |            |

### Combinación 0,30\*X

$U_{s1}=U_{s2}$  254140,0444

$As1=As2$  584,52 mm<sup>2</sup>

$As1,min=As2,min$  6000 mm<sup>2</sup>

### Combinación 1\*X

$U_{s1}=U_{s2}$  2176044,406

$As1=As2$  5004,90 mm<sup>2</sup>

$As1,min=As2,min$  6000 mm<sup>2</sup>

### Fuerzas sísmicas equivalentes en cabeza de pila 2

|       | kN     |                |       | kN      |               |
|-------|--------|----------------|-------|---------|---------------|
| $F_x$ | 93,597 | $0,30 \cdot X$ | $F_x$ | 312     | $1 \cdot X$   |
| $F_y$ | 346,05 | $1 \cdot Y$    | $F_y$ | 103,815 | $0,3 \cdot Y$ |

### CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

|          |                          |            |      |
|----------|--------------------------|------------|------|
| $f_{ck}$ | 35 N/mm <sup>2</sup>     | $\gamma_c$ | 1,5  |
| $f_{cd}$ | 23,33 N/mm <sup>2</sup>  | $\gamma_s$ | 1,15 |
| $f_{yk}$ | 500 N/mm <sup>2</sup>    |            |      |
| $f_{yd}$ | 434,78 N/mm <sup>2</sup> |            |      |

### Esfuerzos en el arranque del pilar

|                                |            |                             |     |
|--------------------------------|------------|-----------------------------|-----|
| $N_{d1} = F_{z,vano\ central}$ | 596,27 kN  | excentricidad del Axil 1(m) | 0,3 |
| $N_{d2} = F_{z,vano\ extremo}$ | 509,38 kN  | excentricidad del Axil 2(m) | 0,3 |
| $N_d = N_{d1} + N_{d2}$        | 1105,65 kN | 1105650 N                   |     |

|                                                          |     |     |
|----------------------------------------------------------|-----|-----|
| $L(m)$                                                   | 3,2 | P-3 |
| <b>Combinación <math>0,30 \cdot X \ 1 \cdot Y</math></b> |     |     |

|            |             |                |
|------------|-------------|----------------|
| $M_x$      | 299,51 mkN  | 299510400 mmN  |
| $M_y$      | 1107,36 mkN | 1107360000 mmN |
| $M_{yNd1}$ | -178,88 mkN | -178881 mmN    |
| $M_{yNd2}$ | 152,81 mkN  | 152814 mmN     |
| $M_{dx}$   | 299,51 mkN  | 299510400 mmN  |
| $M_{dy}$   | 1081,29 mkN | 1081293000 mmN |

### Combinación $1 \cdot X \ 0,30 \cdot Y$

|            |             |               |
|------------|-------------|---------------|
| $M_x$      | 998,40 mkN  | 998400000 mmN |
| $M_y$      | 332,21 mkN  | 332208000 mmN |
| $M_{yNd1}$ | -178,88 mkN | -178881 mmN   |
| $M_{yNd2}$ | 152,81 mkN  | 152814 mmN    |
| $M_{dx}$   | 998,40 mkN  | 998400000 mmN |
| $M_{dy}$   | 306,14 mkN  | 306141000 mmN |

### Comprobación frente a sismo

#### Comprobación para flexión en "y"

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1500 mm | $U_0$ | 34300000 N |
| b      | 1000 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 1470 mm |       |            |

#### Combinación 1\*Y

$U_{s1}=U_{s2}$  193229,9393

As1=As2 444,43 mm<sup>2</sup>

As1,min=As2,min 6000 mm<sup>2</sup>

#### Combinación 0,30\*Y

$U_{s1}=U_{s2}$  -345070,061

As1=As2 -793,66 mm<sup>2</sup>

As1,min=As2,min 6000 mm<sup>2</sup>

#### Comprobación para flexión en "x"

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1000 mm | $U_0$ | 33950000 N |
| b      | 1500 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 970 mm  |       |            |

### Combinación 0,30\*X

Us1=Us2      -250905,168

As1=As2      -577,08 mm<sup>2</sup>

As1,min=As2,min      6000 mm<sup>2</sup>

### Combinación 1\*X

Us1=Us2      492594,4061

As1=As2      1132,97 mm<sup>2</sup>

As1,min=As2,min      6000 mm<sup>2</sup>

### Fuerzas sísmicas equivalentes en cabeza de pila 3

|       | kN      |                |       | kN      |               |
|-------|---------|----------------|-------|---------|---------------|
| $F_x$ | 139,428 | $0,30 \cdot X$ | $F_x$ | 464,76  | $1 \cdot X$   |
| $F_y$ | 422,58  | $1 \cdot Y$    | $F_y$ | 126,774 | $0,3 \cdot Y$ |

### CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

|          |                          |            |      |
|----------|--------------------------|------------|------|
| $f_{ck}$ | 35 N/mm <sup>2</sup>     | $\gamma_c$ | 1,5  |
| $f_{cd}$ | 23,33 N/mm <sup>2</sup>  | $\gamma_s$ | 1,15 |
| $f_{yk}$ | 500 N/mm <sup>2</sup>    |            |      |
| $f_{yd}$ | 434,78 N/mm <sup>2</sup> |            |      |

### Esfuerzos en el arranque del pilar

|                                |            |                             |     |
|--------------------------------|------------|-----------------------------|-----|
| $N_{d1} = F_{z,vano\ central}$ | 596,27 kN  | excentricidad del Axil 1(m) | 0,3 |
| $N_{d2} = F_{z,vano\ extremo}$ | 509,38 kN  | excentricidad del Axil 2(m) | 0,3 |
| $N_d = N_{d1} + N_{d2}$        | 1105,65 kN | 1105650 N                   |     |

|        |     |     |
|--------|-----|-----|
| $L(m)$ | 3,2 | P-3 |
|--------|-----|-----|

### Combinación $0,30 \cdot X \ 1 \cdot Y$

|            |             |                |
|------------|-------------|----------------|
| $M_x$      | 446,17 mkN  | 446169600 mmN  |
| $M_y$      | 1352,26 mkN | 1352256000 mmN |
| $M_{yNd1}$ | -178,88 mkN | -178881 mmN    |
| $M_{yNd2}$ | 152,81 mkN  | 152814 mmN     |
| $M_{dx}$   | 446,17 mkN  | 446169600 mmN  |
| $M_{dy}$   | 1326,19 mkN | 1326189000 mmN |

### Combinación $1 \cdot X \ 0,30 \cdot Y$

|            |             |                |
|------------|-------------|----------------|
| $M_x$      | 1487,23 mkN | 1487232000 mmN |
| $M_y$      | 405,68 mkN  | 405676800 mmN  |
| $M_{yNd1}$ | -178,88 mkN | -178881 mmN    |
| $M_{yNd2}$ | 152,81 mkN  | 152814 mmN     |
| $M_{dx}$   | 1487,23 mkN | 1487232000 mmN |
| $M_{dy}$   | 379,61 mkN  | 379609800 mmN  |

### Comprobación frente a sismo

#### Comprobación para flexión en "y"

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1500 mm | $U_0$ | 34300000 N |
| b      | 1000 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 1470 mm |       |            |

#### Combinación 1\*Y

$U_{s1}=U_{s2}$  363296,606

As1=As2 835,58 mm<sup>2</sup>

As1,min=As2,min 6000 mm<sup>2</sup>

#### Combinación 0,30\*Y

$U_{s1}=U_{s2}$  -294050,061

As1=As2 -676,32 mm<sup>2</sup>

As1,min=As2,min 6000 mm<sup>2</sup>

#### Comprobación para flexión en "x"

Caso 2º Anejo 7 EHE-08  
 $0 < N_d < 0,5U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d * d}{d - d'} \left( 1 - \frac{N_d}{2 * U_0} \right)$$

|        |         |       |            |
|--------|---------|-------|------------|
| h      | 1000 mm | $U_0$ | 33950000 N |
| b      | 1500 mm |       |            |
| d'     | 30 mm   |       |            |
| d=h-d' | 970 mm  |       |            |



### Combinación 0,30\*X

Us1=Us2      -94884,7428

As1=As2      -218,23 mm<sup>2</sup>

As1,min=As2,min      6000 mm<sup>2</sup>

### Combinación 1\*X

Us1=Us2      1012628,449

As1=As2      2329,05 mm<sup>2</sup>

As1,min=As2,min      6000 mm<sup>2</sup>

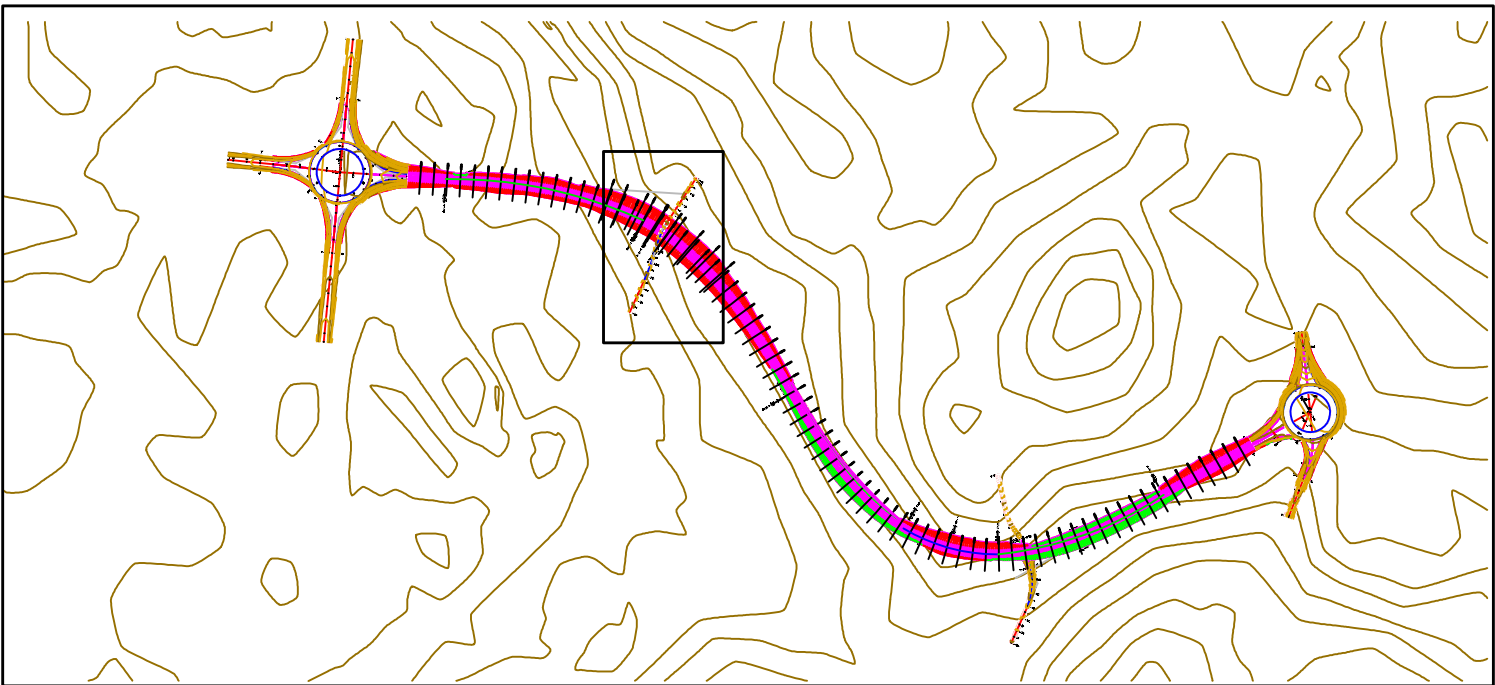
## 10 PLANOS

### o **Listado de planos:**

- Plano 1-10: Plano de situación.
- Plano 2-10: Definición geométrica de las vigas del vano central.
- Plano 3-10: Definición geométrica de las vigas de los vanos extremos.
- Plano 4-10: Plano de fabricación de las vigas del vano central.
- Plano 5-10: Plano de fabricación de las vigas de los vanos extremos
- Plano 6-10: Replanteo de vigas
- Plano 7-10: Sección transversal y replanteo de prelosas
- Plano 8-10: Definición geométrica de la subestructura.
- Plano 9-10: Plano de fabricación de las pilas
- Plano 10-10: Plano de fabricación del estribo

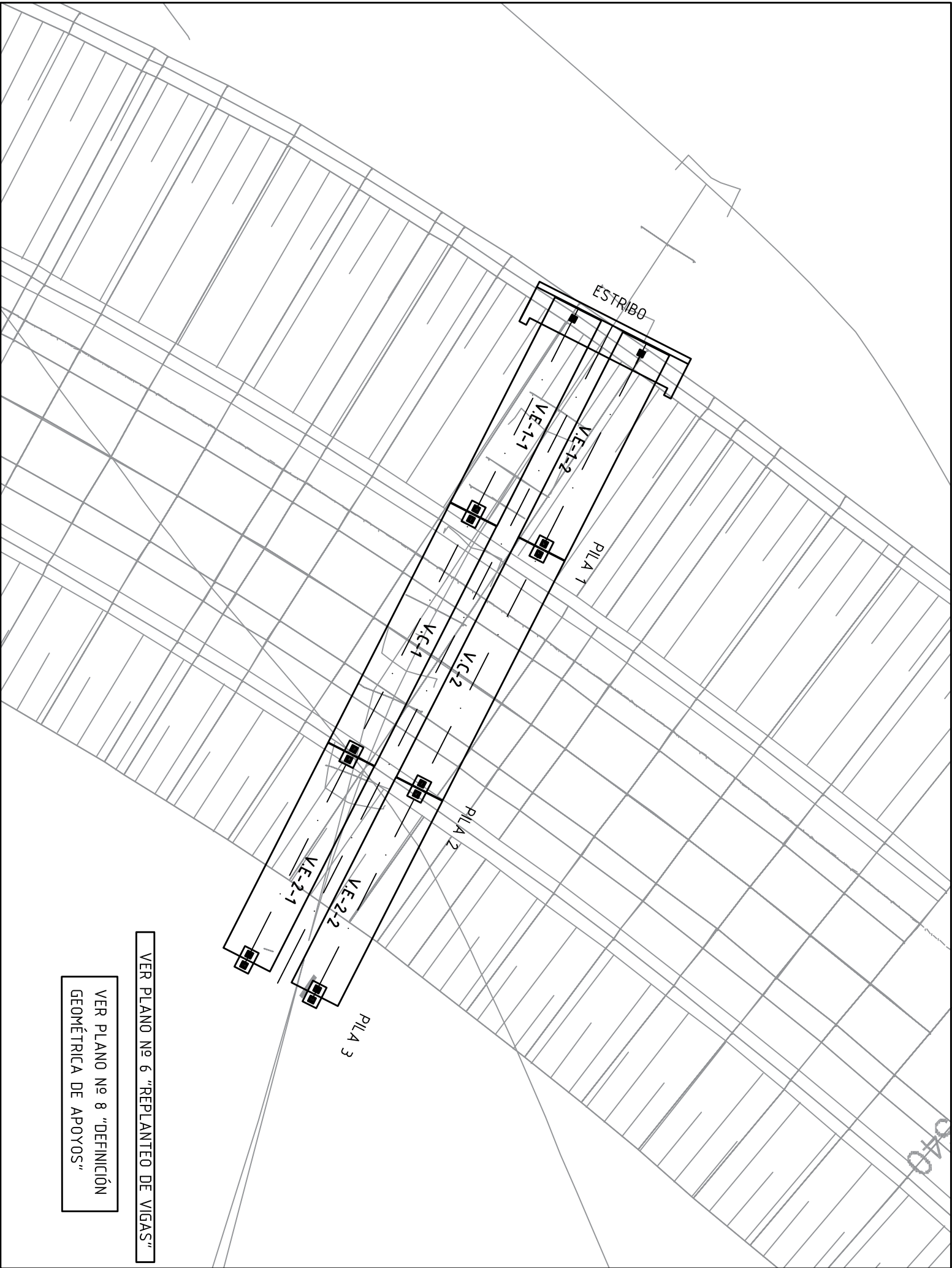
SITUACIÓN GENERAL

ESCALA 1/10.000



PLANTA

ESCALA 1/300

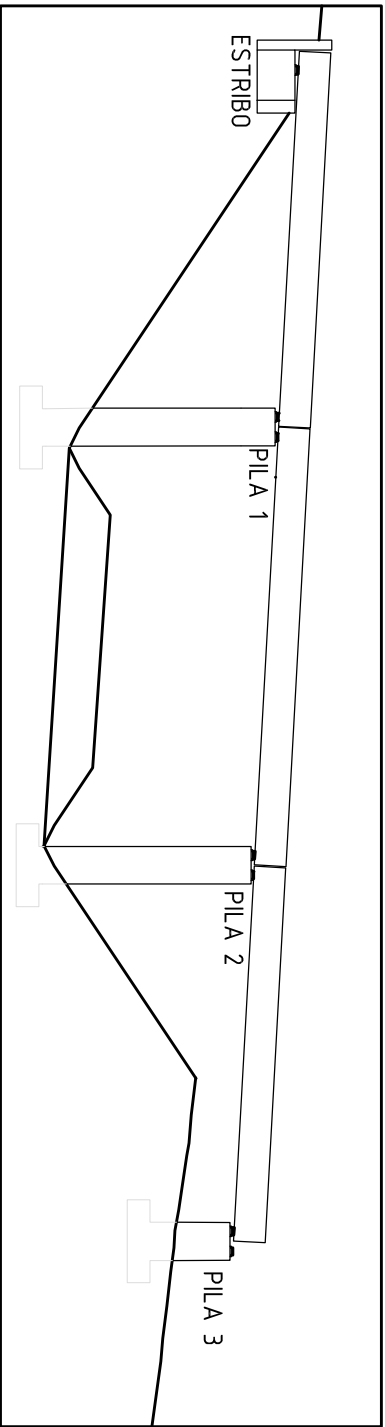


VER PLANO Nº 6 "REPLANTEO DE VIGAS"

VER PLANO Nº 8 "DEFINICIÓN  
GEOMÉTRICA DE APOYOS"

ALZADO

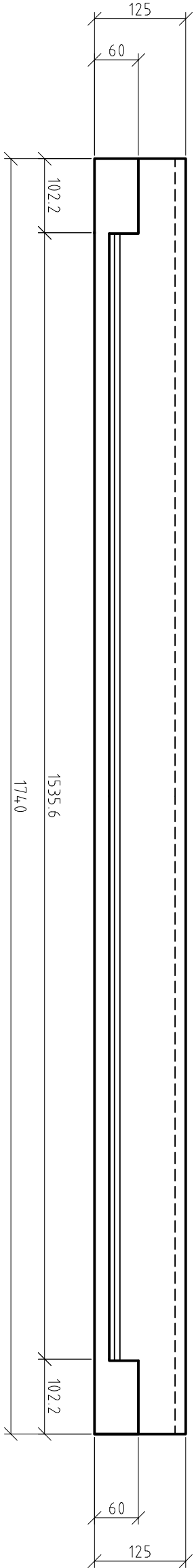
ESCALA 1/300 (COTAS EN cm.)



|                                    |          |                |       |                                         |  |
|------------------------------------|----------|----------------|-------|-----------------------------------------|--|
|                                    | FECHA    | NOMBRE         | FIRMA | ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR<br>LINARES |  |
| DIBUJADO                           | 25/04/17 | JOSÉ LUIS DÍAZ |       |                                         |  |
| COMPROBADO                         |          |                |       |                                         |  |
| ESCALA:                            |          |                |       | PLANO DE SITUACIÓN                      |  |
| VARIAS                             |          |                |       |                                         |  |
|                                    |          |                |       |                                         |  |
| SITUACIÓN GENERAL, PLANTA Y ALZADO |          |                |       | Nº PLANO                                |  |
|                                    |          |                |       | 1-10                                    |  |
|                                    |          |                |       | SUSTITUYE A:                            |  |
|                                    |          |                |       | SUSTITUIDO POR:                         |  |

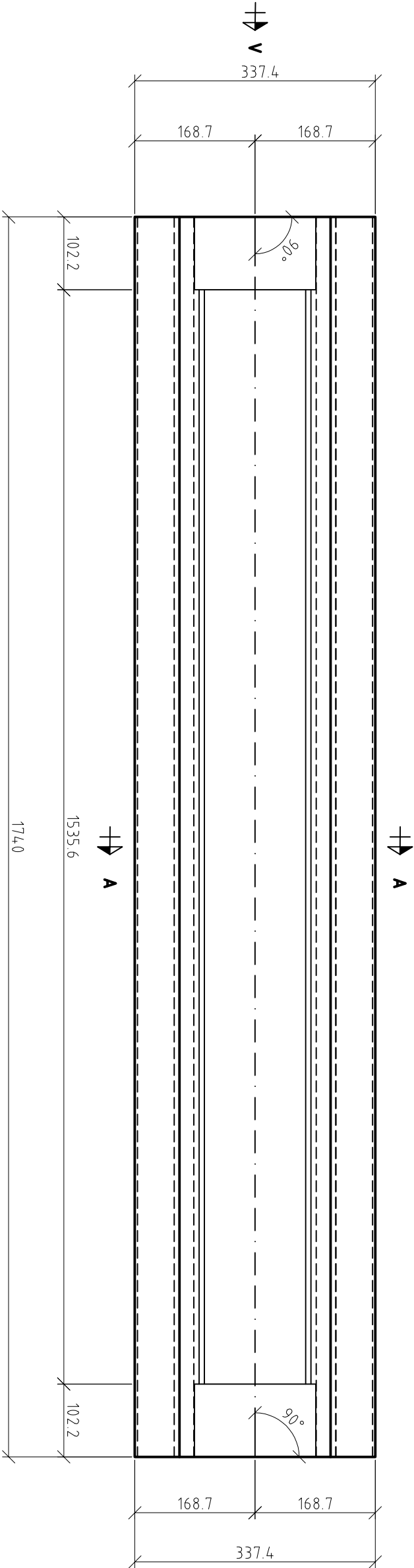
SECCIÓN LONGITUDINAL (EN EL EJE)

ESCALA 1/70 (COTAS EN CM)



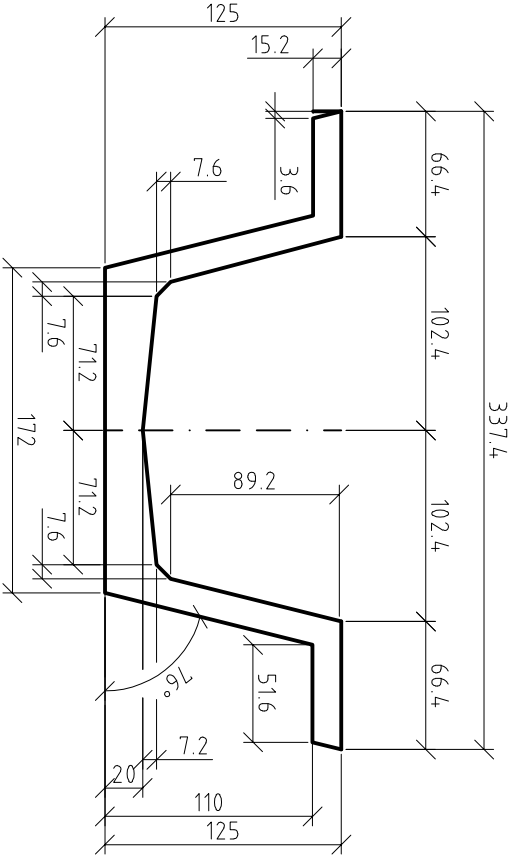
PLANTA

ESCALA 1/70 (COTAS EN CM)



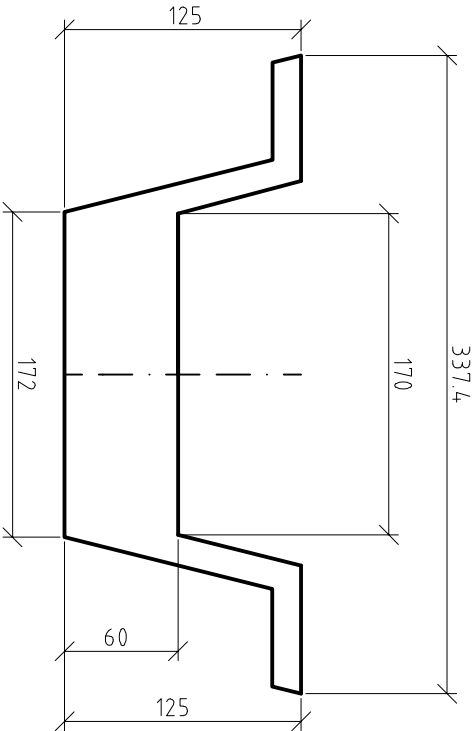
SECCIÓN A-A

ESCALA 1/40 (COTAS EN CM)



VISTA POR V

ESCALA 1/40 (COTAS EN CM)



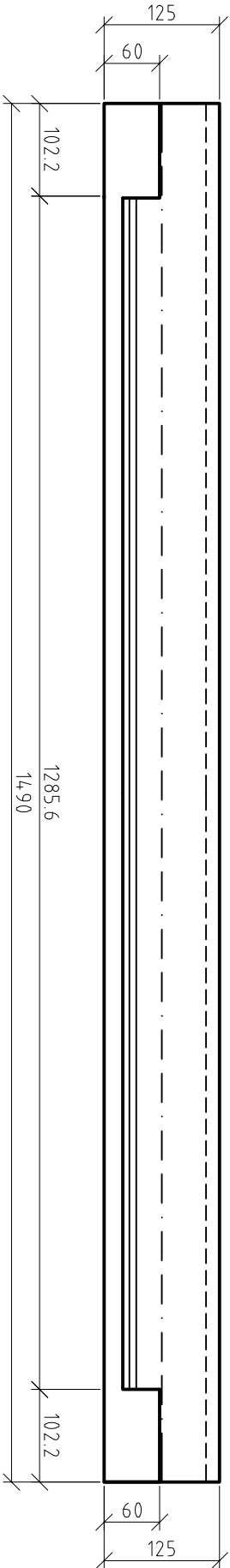
PESO TOTAL DE LA VIGA = 42.4 Tn.

Nº DE UNIDADES = 2

|                          |          |                |       |                                         |  |
|--------------------------|----------|----------------|-------|-----------------------------------------|--|
|                          | FECHA    | NOMBRE         | FIRMA | ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR<br>LINARES |  |
| DIBUJADO                 | 18/04/17 | JOSÉ LUIS DÍAZ |       |                                         |  |
| COMPROBADO               |          |                |       |                                         |  |
| ESCALA:                  |          |                |       | DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE VIGAS          |  |
| VARIAS                   |          |                |       |                                         |  |
| VIGA VANO CENTRAL 17.40m |          |                |       | Nº PLANO                                |  |
|                          |          |                |       | 2-10                                    |  |
|                          |          |                |       | SUSTITUYE A:                            |  |
|                          |          |                |       | SUSTITUIDO POR:                         |  |

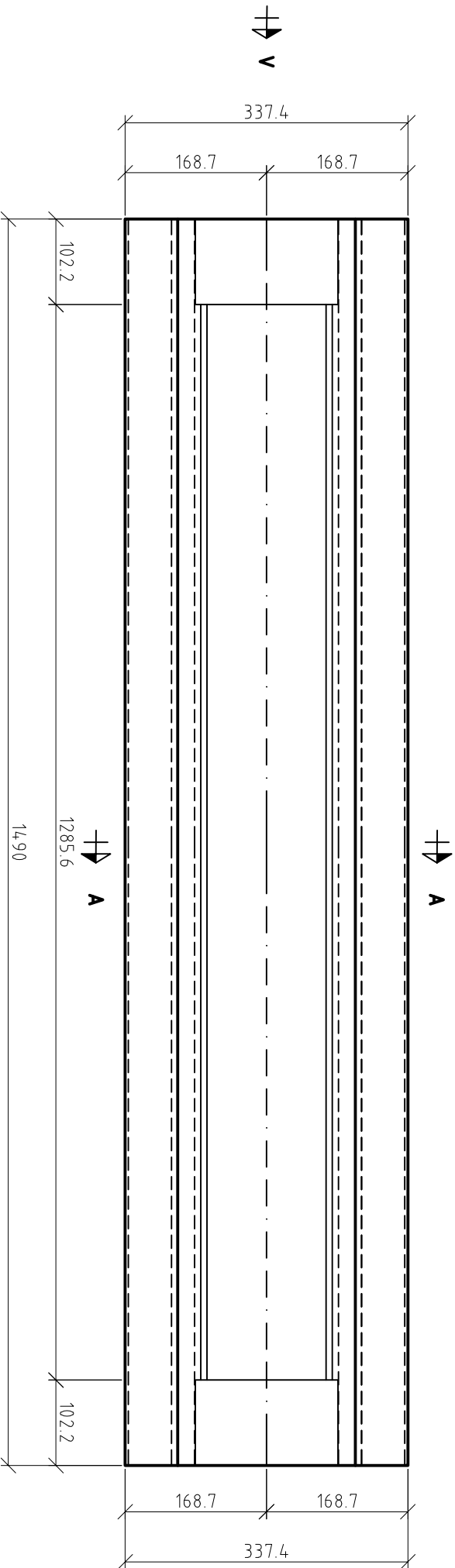
SECCIÓN LONGITUDINAL (EN EL EJE)

ESCALA 1/70 (COTAS EN CM)



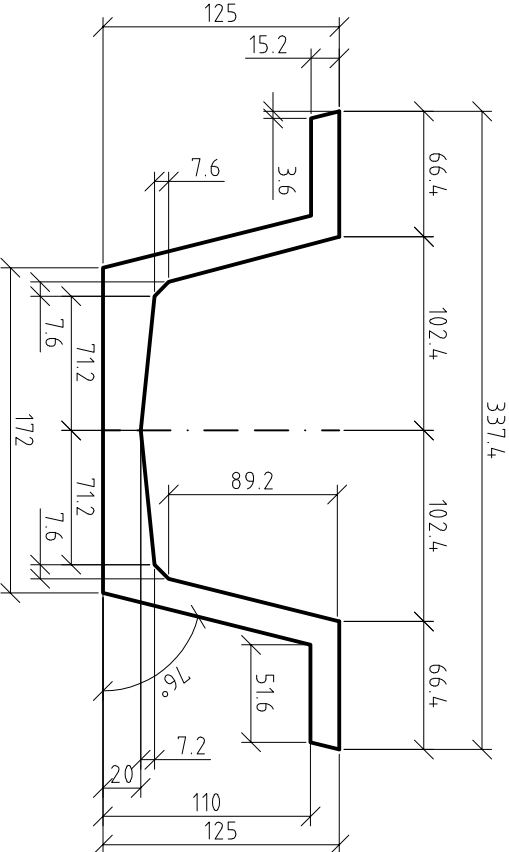
PLANTA

ESCALA 1/70 (COTAS EN CM)



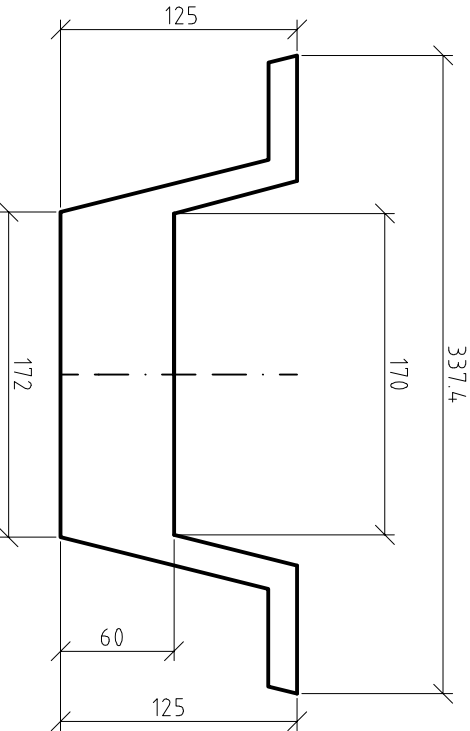
SECCIÓN A-A

ESCALA 1/40 (COTAS EN CM)



VISTA POR V

ESCALA 1/40 (COTAS EN CM)



PESO TOTAL DE LA VIGA = 36.7 Tn.

Nº DE UNIDADES = 4

|            |                                                                |                |       |                                         |
|------------|----------------------------------------------------------------|----------------|-------|-----------------------------------------|
|            | FECHA                                                          | NOMBRE         | FIRMA | ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR<br>LINARES |
| DIBUJADO   | 19/04/17                                                       | JOSÉ LUIS DÍAZ |       |                                         |
| COMPROBADO |                                                                |                |       |                                         |
|            |                                                                |                |       |                                         |
| ESCALA:    |                                                                |                |       | Nº PLANO<br><br>3-10                    |
| VARIAS     | DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE VIGAS<br><br>VIGA VANO CENTRAL 17.20m |                |       |                                         |
|            | SUSTITUYE A:                                                   |                |       |                                         |
|            | SUSTITUIDO POR:                                                |                |       |                                         |

ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR  
LINARES

Nº PLANO

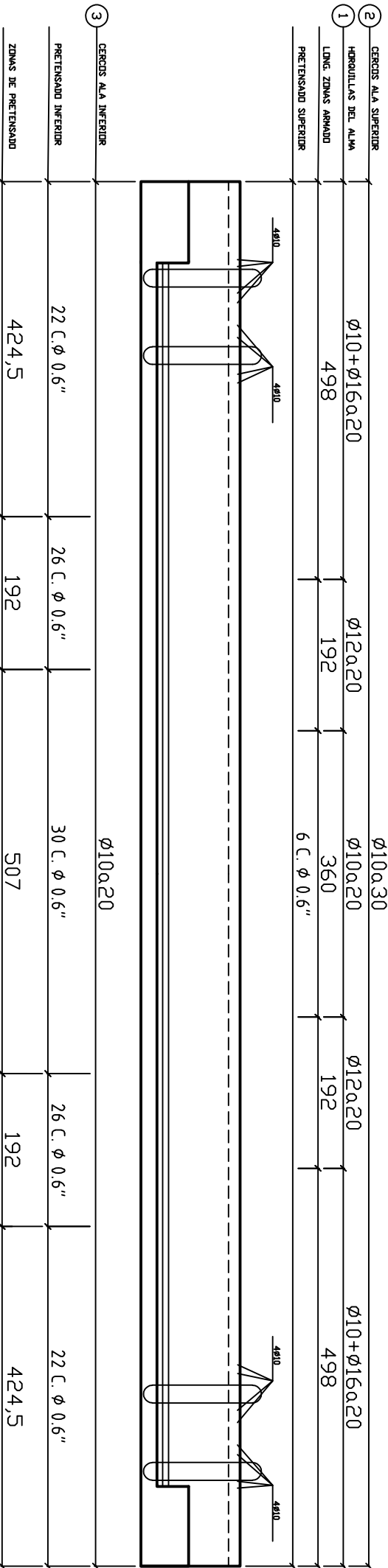
3-10

SUSTITUYE A:

SUSTITUIDO POR:

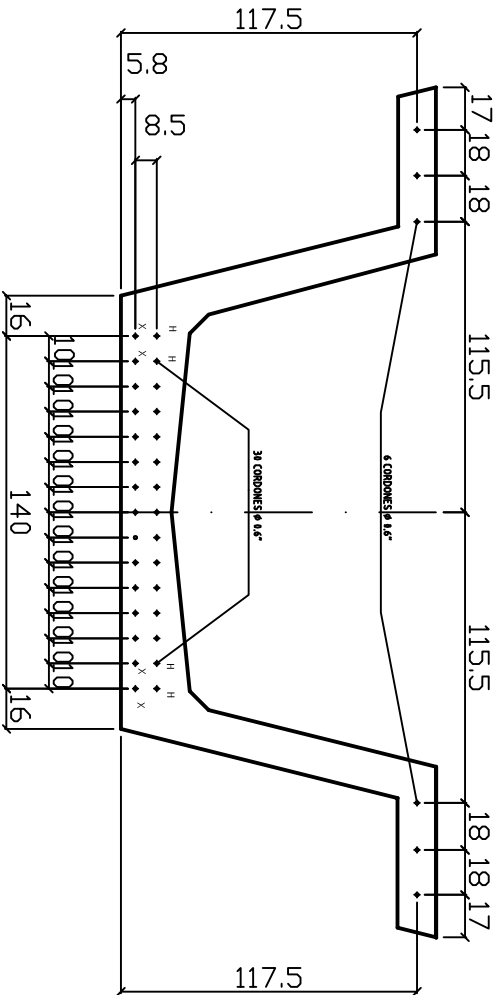
SECCIÓN LONGITUDINAL (EN EL EJE)

ESCALA 1/70 (COTAS EN CM)



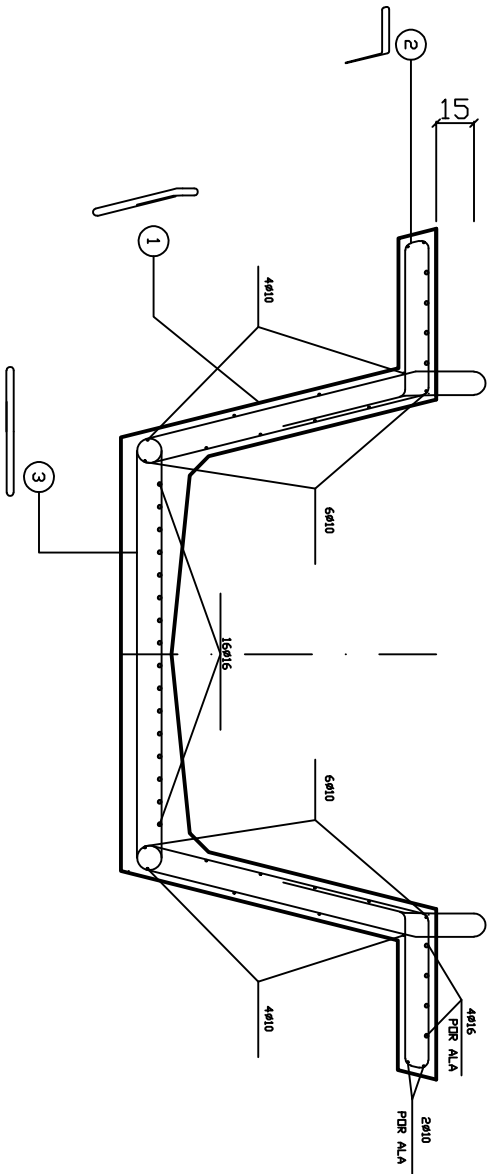
SECCIÓN TRANSVERSAL: PRETENSADO

ESCALA 1/30 (COTAS EN CM)



SECCIÓN TRANSVERSAL: ARMADO

ESCALA 1/30 (COTAS EN CM)



CARACTERÍSTICAS  
MATERIALES/COEFICIENTES  
SEGURIDAD SEGÚN EHE-08

| MATERIAL         | CALIDAD        | CF.SEG  |
|------------------|----------------|---------|
| Hormigón         | HP-50/P/20/IIa | Cc=1.5  |
| Acero pasivo     | B-500S         | Cs=1.15 |
| Acero pretensado | Y 1860 S7      | Cs=1.15 |

| VIGA    | UNID. | PESO     |
|---------|-------|----------|
| central | 2     | 42.4 Tn. |

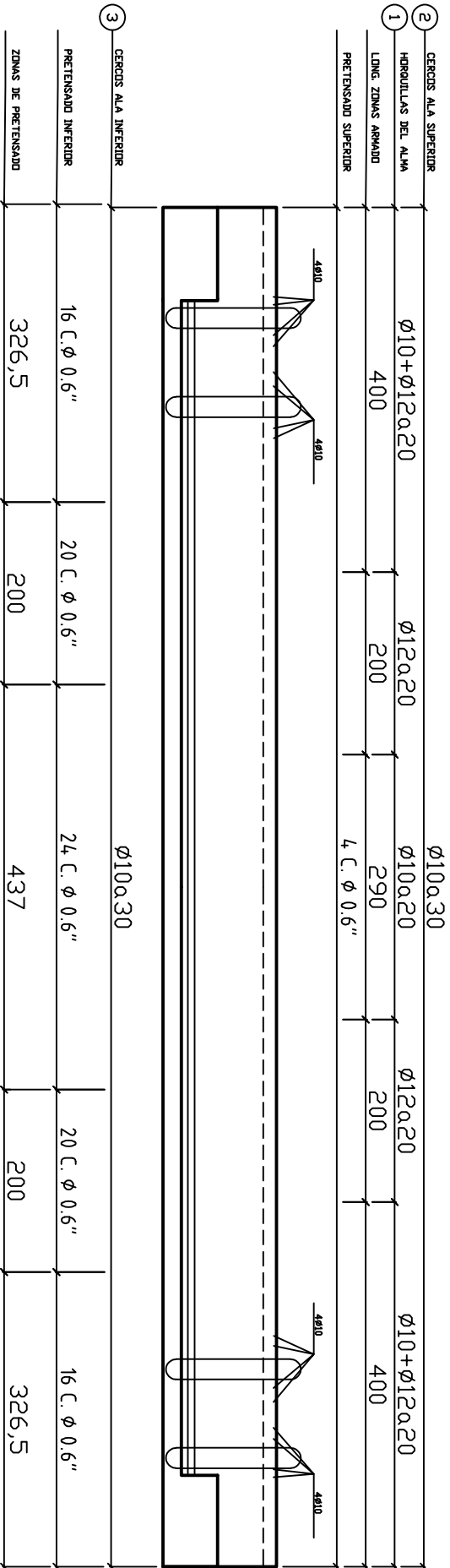
RECUBRIMIENTO MIN.= 3 CM.

VER DEFINICIÓN GEOMÉTRICA EN PLANO Nº: 2

|            |                                           |                |       |                                         |          |
|------------|-------------------------------------------|----------------|-------|-----------------------------------------|----------|
|            | FECHA                                     | NOMBRE         | FIRMA | ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR<br>LINARES |          |
| DIBUJADO   | 7/5/17                                    | JOSÉ LUIS DÍAZ |       |                                         |          |
| COMPROBADO |                                           |                |       |                                         |          |
| ESCALA:    |                                           |                |       |                                         | Nº PLANO |
| VARIAS     | PLANO DE FABRICACIÓN VIGA<br>VANO CENTRAL |                |       |                                         | 4-10     |
|            |                                           |                |       | SUSTITUYE A:                            |          |
|            |                                           |                |       | SUSTITUIDO POR:                         |          |

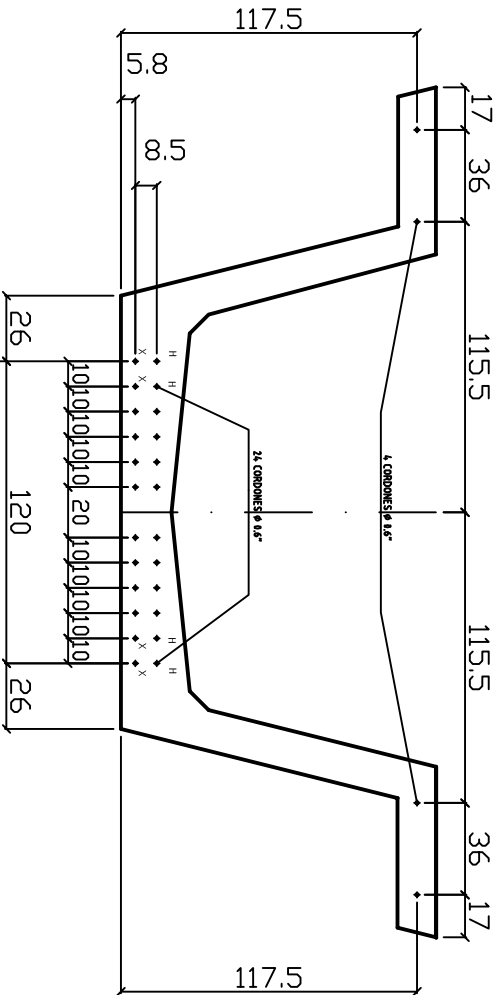
SECCIÓN LONGITUDINAL (EN EL EJE)

ESCALA 1/70 (COTAS EN CM)



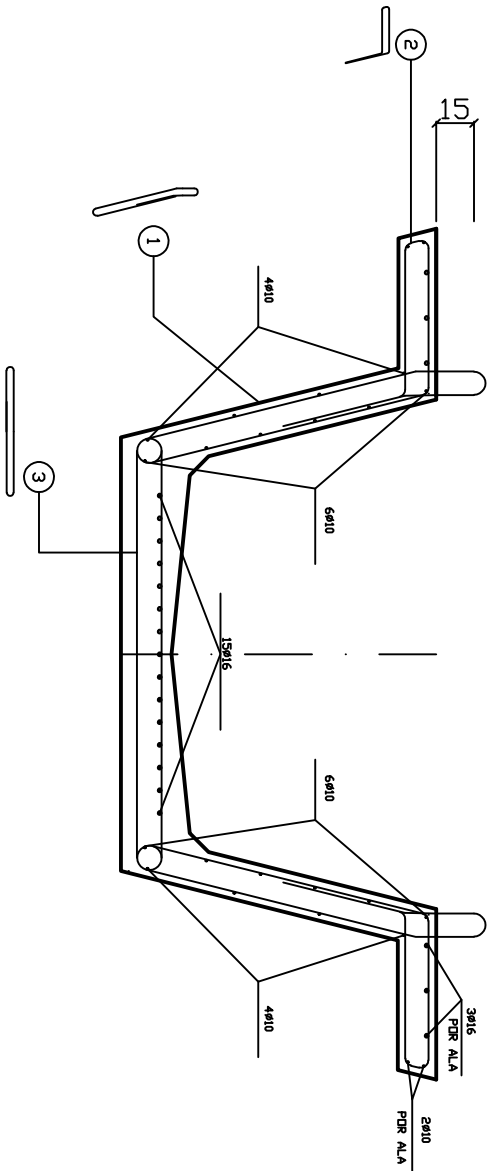
SECCIÓN TRANSVERSAL: PRETENSADO

ESCALA 1/30 (COTAS EN CM)



SECCIÓN TRANSVERSAL: ARMADO

ESCALA 1/30 (COTAS EN CM)



4 CORDONES "H" ENFUNDADOS 400 CM. POR LOS EXTREMOS

4 CORDONES "X" ENFUNDADOS 600 CM. POR LOS EXTREMOS

CARACTERÍSTICAS  
MATERIALES/COEFICIENTES  
SEGURIDAD SEGÚN EHE-08

| MATERIAL         | CALIDAD        | CF-SEG |
|------------------|----------------|--------|
| Hormigón         | HP-50/P/20/IIa | Cc=15  |
| Acero pasivo     | B-500S         | Cs=15  |
| Acero pretensado | Y 1860 S7      | Cs=15  |

| VIGA              | UNID. | PESO    |
|-------------------|-------|---------|
| vanos<br>extremos | 4     | 36,7Tn. |

RECUBRIMIENTO MIN.= 3 CM.

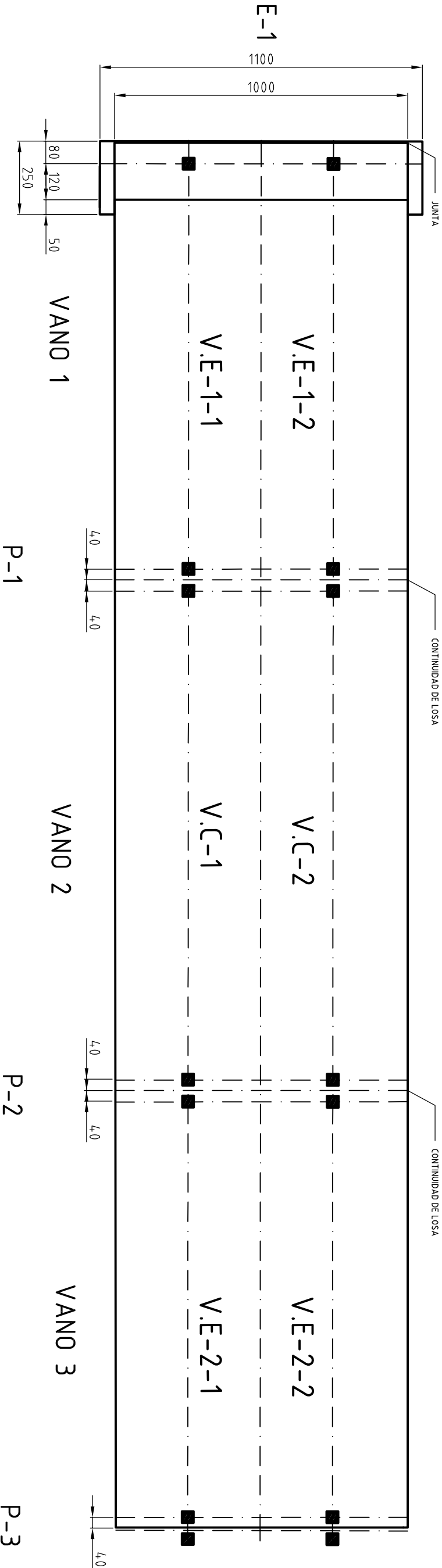
VER DEFINICIÓN GEOMÉTRICA EN PLANO Nº: 3

|                       |                                                 |                |       |                                         |
|-----------------------|-------------------------------------------------|----------------|-------|-----------------------------------------|
|                       | FECHA                                           | NOMBRE         | FIRMA | ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR<br>LINARES |
| DIBUJADO              | 8/5/17                                          | JOSÉ LUIS DÍAZ |       |                                         |
| COMPROBADO            |                                                 |                |       |                                         |
|                       |                                                 |                |       |                                         |
| ESCALA:<br><br>VARIAS | PLANO DE FABRICACIÓN VIGA<br><br>VANOS EXTREMOS |                |       | Nº PLANO<br><br>5 -10                   |
|                       |                                                 |                |       | SUSTITUYE A:                            |
|                       |                                                 |                |       | SUSTITUIDO POR:                         |
|                       |                                                 |                |       |                                         |



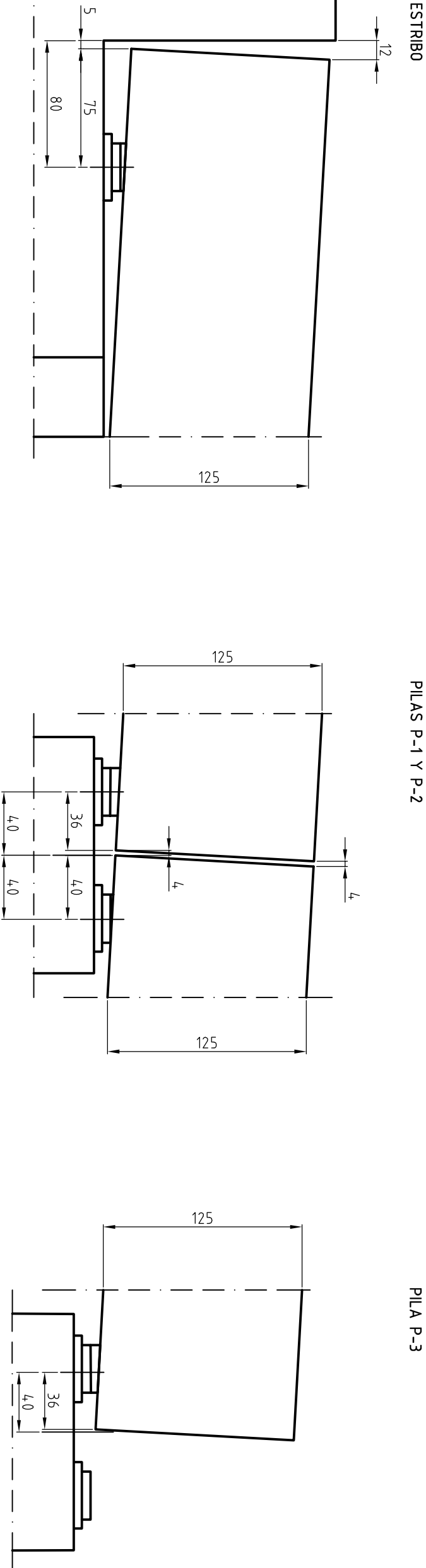
PLANTA

ESCALA 1/150 (COTAS EN cm.)



SECCIONES LONGITUDINALES

ESCALA 1/40 (COTAS EN cm.)



| VANO | VIGA  | LONGITUD PROYECTADA | LONGITUD REAL | LUZ DE CÁLCULO |
|------|-------|---------------------|---------------|----------------|
| 1    | V.E-1 | 14.99m              | 15.02         | 14.9m          |
| 2    | V.C   | 17.39m              | 17.44m        | 17.4m          |
| 3    | V.E-2 | 14.99m              | 15.02m        | 14.9m          |

|            |         |                |       |                                         |  |
|------------|---------|----------------|-------|-----------------------------------------|--|
|            | FECHA   | NOMBRE         | FIRMA | ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR<br>LINARES |  |
| DIBUJADO   | 18/5/17 | JOSÉ LUIS DÍAZ |       |                                         |  |
| COMPROBADO |         |                |       |                                         |  |
| ESCALA:    |         |                |       | REPLANTEO DE VIGAS                      |  |
| VARIAS     |         |                |       |                                         |  |
|            |         |                |       |                                         |  |
|            |         |                |       |                                         |  |
|            |         |                |       | Nº PLANO                                |  |
|            |         |                |       | 6-10                                    |  |
|            |         |                |       | SUSTITUYE A:                            |  |
|            |         |                |       | SUSTITUIDO POR:                         |  |

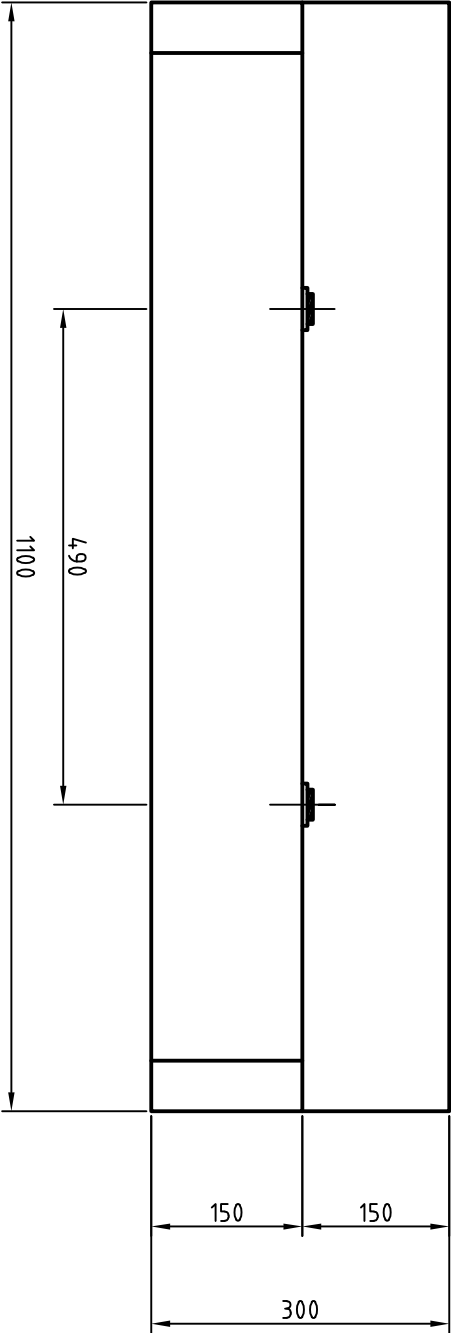




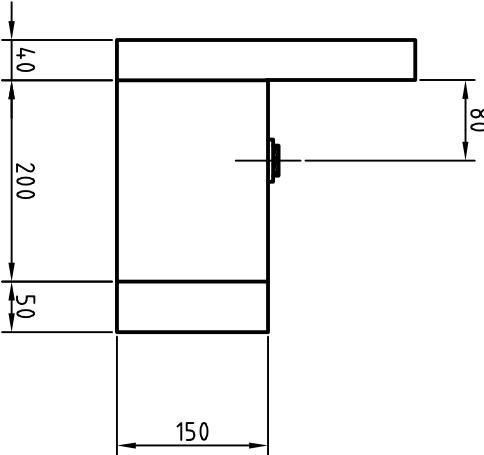
ESTRIBO

ESCALA 1/75 (COTAS EN cm.)

ALZADO



PERFIL



PILAS

ESCALA 1/40 (COTAS EN cm.)

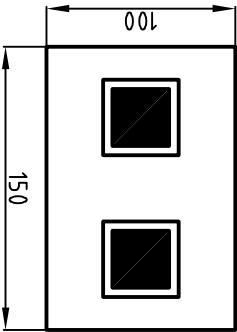
PLANTA

NEOPRENO  
ZUNCHADO  
4.5x4.5x9,2 cm.

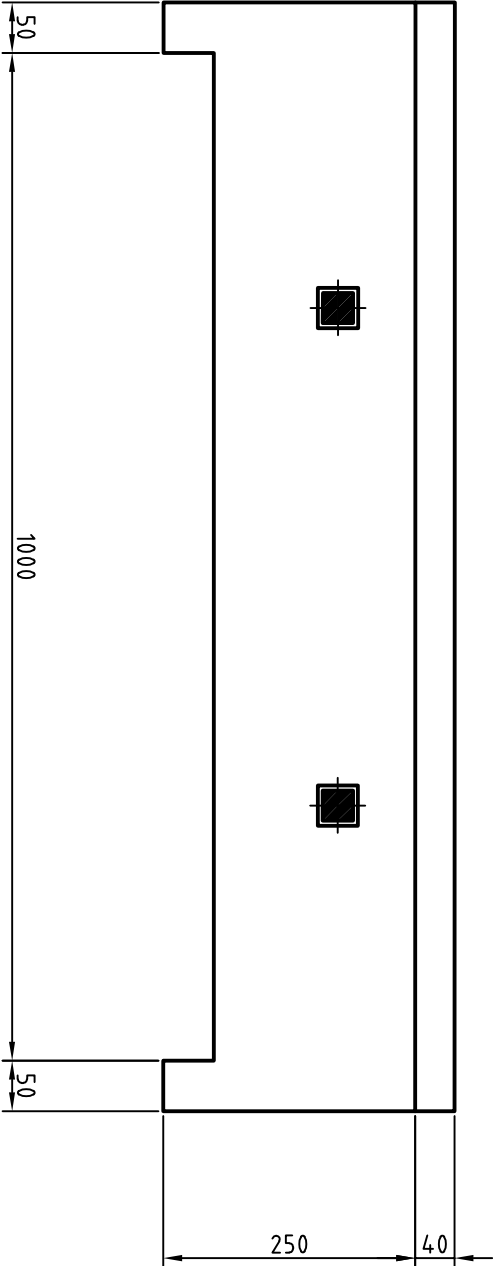
BANQUETILLA DE RECRECIDO  
DE HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA  
50x50x5,2cm.

DIRECCIÓN DEL TRÁFICO

ALZADO



PLANTA



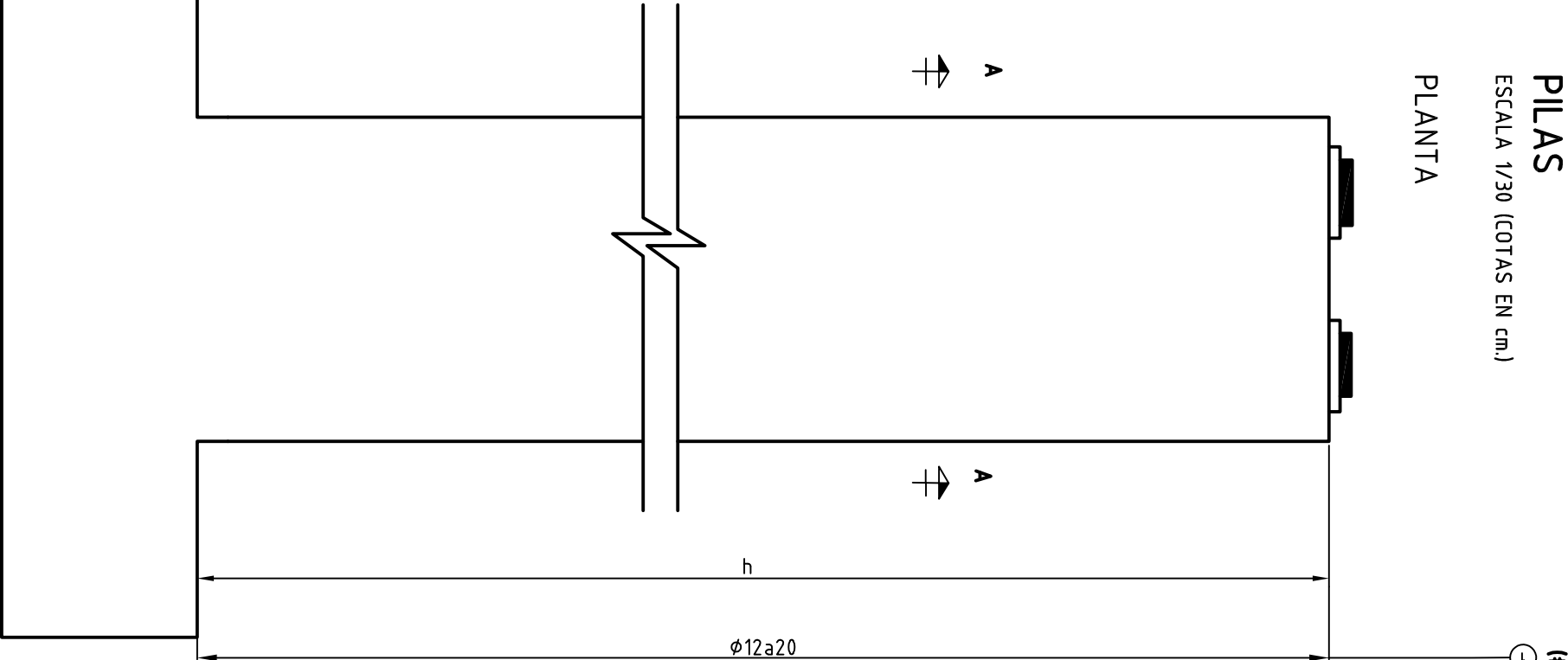
| CUADRO DE ALTURAS |                  |
|-------------------|------------------|
| PILA              | ALTURA (h) EN m. |
| P1                | 9,3              |
| P2                | 8,4              |
| P3                | 3,2              |

|                 |                                 |                |       |                                         |  |  |
|-----------------|---------------------------------|----------------|-------|-----------------------------------------|--|--|
|                 | FECHA                           | NOMBRE         | FIRMA | ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR<br>LINARES |  |  |
| DIBUJADO        | 22/5/17                         | JOSÉ LUIS DÍAZ |       |                                         |  |  |
| COMPROBADO      |                                 |                |       |                                         |  |  |
|                 |                                 |                |       |                                         |  |  |
| ESCALA:         | DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE APOYOS |                |       | Nº PLANO<br><br>8-10                    |  |  |
| VARIAS          |                                 |                |       |                                         |  |  |
| SUSTITUYE A:    |                                 |                |       |                                         |  |  |
| SUSTITUIDO POR: |                                 |                |       |                                         |  |  |

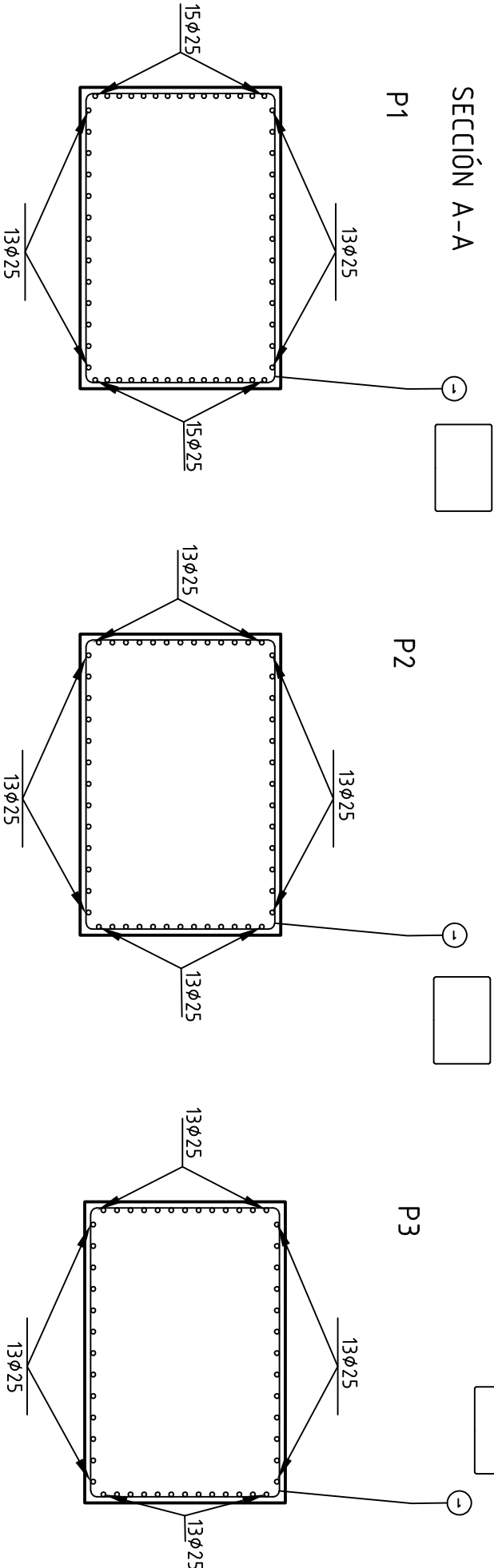
PILAS

ESCALA 1/30 (COTAS EN cm.)

PLANTA



SECCIÓN A-A



(#).- LOS CERCOS DE CORTANTE SERÁN CONSTANTES EN CADA PILA Y LOS MISMOS PARA CADA PILA P1,P2 YP3.

RECUBRIMIENTO MIN.= 3 CM.

VER DEFINICIÓN GEOMÉTRICA EN PLANO N°: 8

CUADRO DE ALTURAS

| PILA | ALTURA (h) EN m. |
|------|------------------|
| P1   | 9,3              |
| P2   | 8,4              |
| P3   | 3,2              |

CARACTERÍSTICAS MATERIALES/COEFICIENTES SEGURIDAD SEGÚN EHE-08

| MATERIAL     | CALIDAD        | CF.SEG  |
|--------------|----------------|---------|
| Hormigón     | HP-50/P/20/IIa | Cc=15   |
| Acero pasivo | B-500S         | Cs=1,15 |

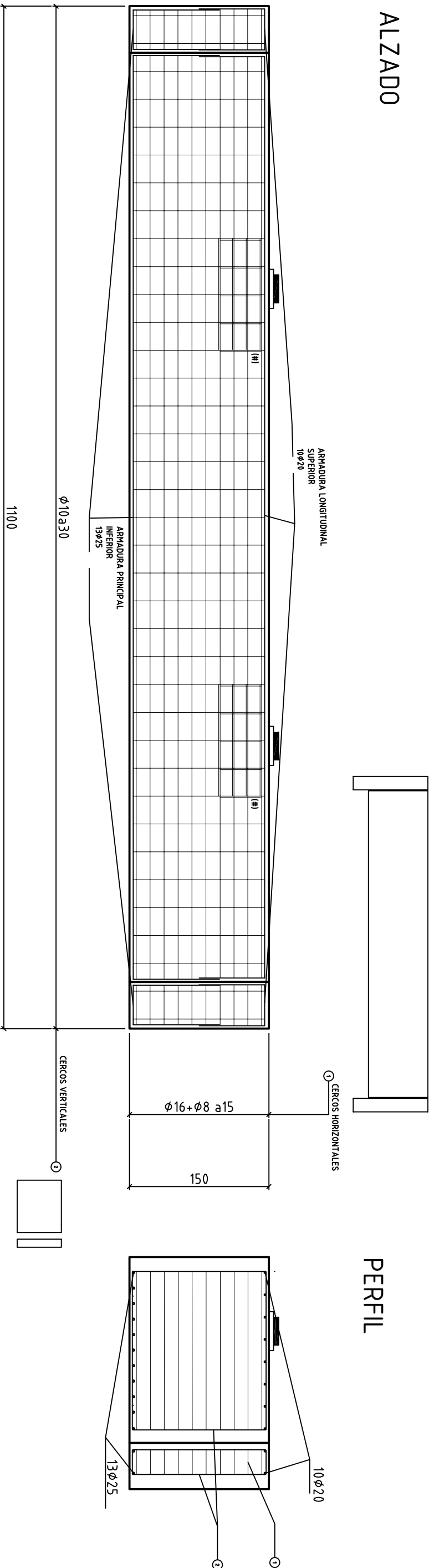
ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES

|            |         |                |                                   |
|------------|---------|----------------|-----------------------------------|
| FECHA      | NOMBRE  | FIRMA          | PLANO DE FABRICACIÓN DE LAS PILAS |
| DIBUJADO   | 22/5/17 | JOSÉ LUIS DÍAZ |                                   |
| COMPROBADO |         |                |                                   |
| ESCALA:    |         |                | Nº PLANO                          |
| 1/30       |         |                | 9-10                              |
|            |         |                | SUSTITUYE A:                      |
|            |         |                | SUSTITUIDO POR:                   |

ESTRIBO

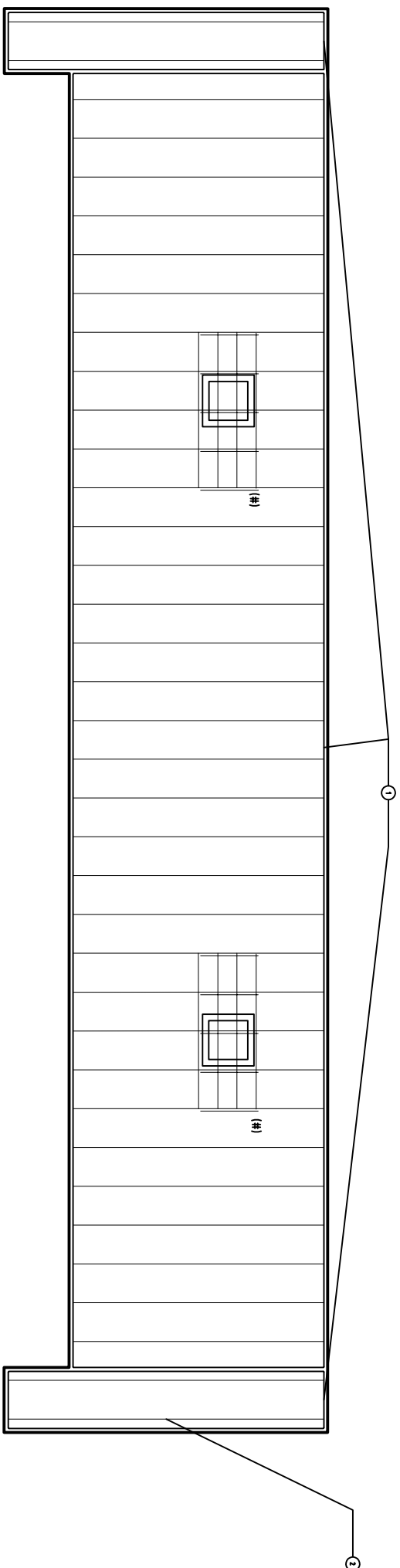
ESCALA 1/45 (COTAS EN cm.)

ALZADO

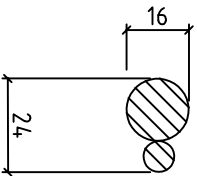


PERFIL

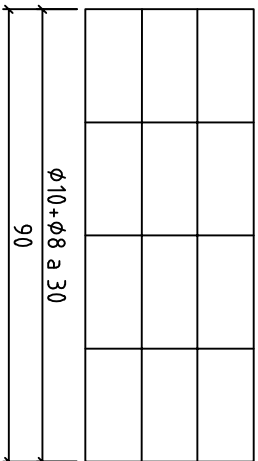
PLANTA



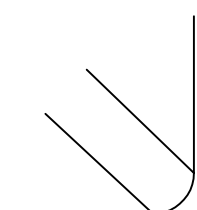
DETALLE SECCIÓN CERCO HORIZONTAL  
ESCALA 1/2 (COTAS EN mm.)



(#)DETALLE ARMADO DE REFUERZO BAJO APOYOS  
DIMENSIONES 120x45x45 cm.  
ESCALA 1/20 (COTAS EN cm.)



DETALLE CIERRE DE CERCOS



|            |         |                |       |                                         |       |
|------------|---------|----------------|-------|-----------------------------------------|-------|
|            | FECHA   | NOMBRE         | FIRMA | ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR<br>LINARES |       |
| DIBUJADO   | 24/5/17 | JOSÉ LUIS DÍAZ |       |                                         |       |
| COMPROBADO |         |                |       |                                         |       |
| ESCALA:    |         |                |       | PLANO DE FABRICACIÓN DEL ESTRIBO        |       |
| VARIAS     |         |                |       |                                         |       |
|            |         |                |       |                                         |       |
|            |         |                |       | Nº PLANO                                | 10-10 |
|            |         |                |       | SUSTITUYE A:                            |       |
|            |         |                |       | SUSTITUIDO POR:                         |       |

| CARACTERÍSTICAS<br>MATERIALES/COEFICIENTES<br>SEGURIDAD SEGÚN EHE-08 |                |         |
|----------------------------------------------------------------------|----------------|---------|
| MATERIAL                                                             | CALIDAD        | CF.SEG  |
| Hormigón                                                             | HP-50/P/20/IIa | Cc=1.5  |
| Acero pasivo                                                         | B-500S         | Cs=1.15 |

RECUBRIMIENTO MIN.= 3 CM.

VER DEFINICIÓN GEOMÉTRICA EN PLANO Nº: 8

## 11 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Donaire Ávila, J. (2017). *Apuntes de clase*. Linares.
- [2] Manterola Armísen, J. (2006). *Puentes, Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- [3] Ministerio de Fomento.Gobierno de España. (2008). *Instrucción de Carreteras. Norma 3.1-IC.TRAZADO*. Madrid.
- [4] Ministerio de Fomento.Gobierno de España. (2010). *EHE-08: Instrucción de Hormigón estructural*. Madrid.
- [5] Ministerio de Fomento.Gobierno de España. (2011). *IAP-11: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto ed puentes de carretera*. Madrid.
- [6] Ministerio de Fomento.Gobierno de España. (s.f.). *Instituto Geográfico Nacional*.  
Obtenido de <http://www.ign.es/web/ign/portal>
- [7] Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Carreteras. (1995). *Nota técnica para aparatos de apoyo*. Madrid.
- [8] Ministerior de Fomento.Gobierno de España. (2008). *NCSP-07:Norma de Construcción Sismoresistente de Puentes (2º Edición)*. Madrid.
- [9] Varona Moya, F. (2012). *Apuntes de hormigón armado adaptado a la EHE-08*. Escuela Politécnica Superior-Universidad de Alicante.
- [10] Cauchos Jema, S.A. (s.f.). Catálogo General de Apoyos Elastoméricos