



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

**PUENTE SOBRE EL RÍO
GUADALQUIVIR QUE UNE LAS
LOCALIDADES DE VADOS DE
TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO
(JAÉN)**

Alumno: Alejandro David Salazar Martín

Tutor: Prof. D. Jesús Donaire Ávila

Tutor: Prof. D. Fernando Suárez Guerra

Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Junio, 2018



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO (JAÉN)

D. JESÚS DONAIRE ÁVILA y D. FERNANDO SUÁREZ GUERRA, tutores del Trabajo Fin de Grado "PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO (JAÉN) que presenta el alumno ALEJANDRO DAVID SALAZAR MARTÍN, dan su visto bueno para la defensa y evaluación del citado trabajo en la Escuela Politécnica Superior de Linares.

Linares, JUNIO de 2018

EL ALUMNO:

LOS TUTORES:



Contenido

1. RESUMEN	1
1.1 Resumen	1
1.2 Abstract	1
2. INTRODUCCIÓN	2
2.1 Antecedentes	2
2.2 Localización de la estructura	2
2.3 Estado Actual	4
2. 4 Estudio de alternativas	4
2.4.1. Trazado 1: Trazado existente	4
2.4.2. Trazado 2: Trazado paralelo al existente	5
2.4.3. Trazado 3: Trazado en Curva.	5
2.4.4. Trazado 4: Trazado Recto	6
2.4.5. Trazado 5: Trazado Elegido.....	7
3. ESTUDIO PARA ELECCIÓN DE TIPOLOGÍA DEL PUENTE	7
3.1. Clasificación según esquema estructural.	8
3.2. Clasificación según tipología estructural.	8
3.3 Clasificación según materiales.	10
3.4 Clasificación según rango de utilización.....	11
3.5 Clasificación según procedimiento de ejecución.	11
3.6. Clasificación según luz del puente.	12
3.6.1. Sección de Vigas Prefabricadas.	13
3.6.2. Sección Tipo Losa	14



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



3.6.3. Sección Tipo Cajón.....	15
4. PREDIMENSIONAMIENTO.....	16
4.1. Distribución de luces.	17
4.2. Relación canto-luz.....	17
4.3. Espesor equivalente.....	18
4.4. Morfología de la sección transversal.	19
4.5. Predimensionamiento de la sección transversal.	20
4.5.1. Losa Superior.	20
4.5.2. Losa Inferior.....	21
5. OBJETIVOS.....	22
5.1. Metodología para el cálculo y dimensionamiento de la superestructura.	22
5.2. Metodología para el cálculo y dimensionamiento de la subestructura.	22
6.NORMATIVA.....	23
7. MATERIALES Y COEFICIENTES DE PONDERACIÓN.....	23
8. BASES DE CÁLCULO.	24
9.DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL PUENTE.....	25
9.1 Definición básica del puente.....	25
9.1.1 Sección longitudinal.....	26
9.1.2 Sección Transversal	28
9.2 Tablero	30
9.3 Pilas	30
9.4 Estribos.....	32
9.5. Apoyos	34



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



10. ACCIONES	37
10.1 Acciones Permanentes de valor constante (G)	37
10.1.1 Peso propio.....	37
10.1.2 Carga muerta.....	37
10.1.3 Pavimento	38
10.2. Acciones Permanentes de valor no constante (G*).....	39
10.2.1. Pretensado.	39
10.2.2 Acciones Reológicas.....	40
10.3 Acciones Variables (Q).....	42
10.3.1. Cargas verticales de vehículos.	42
10.3.2. Cargas verticales en zonas de uso peatonal.	45
10.3.3. Frenado y arranque.	46
10.3.4 Viento.....	46
10.3.5 Acción térmica.	53
10.3.6 Sismo.....	56
10.4 Acciones Accidentales	61
10.5 Combinación de Acciones.	61
11. MODELO DE CÁLCULO	65
11.1. Programas Utilizados	66
12. CÁLCULO SUPERESTRUCTURA	68
12.1. Modelo Analítico.....	68
12.2. Estudio de Tensiones.	70
12.2.1. Comprobación del Estado Tensional del Tablero.	72
12.2.2. Comprobación de la Sección Cajón.....	74



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



13. CÁLCULO SUB-ESTRUCTURA.....	82
13.1. Columna estratigráfica.....	83
13.2. Estribos	83
13.3. Pilas.....	123
13.3.1 Cálculo de fuste.	123
13.3.2 Cálculo de la viga cabecero.....	128
13.3.3 Cargas concentradas en macizos.....	132
13.3.4 Encepado.....	134
13.4. Cimentaciones: Pilotes.	137
14. PLANOS	149
15.BIBLIOGRAFÍA	150



Índice de Figuras

Figura 2.1. Localización Vados de Torralba. [4]	2
Figura 2.2. Localización de la Estructura.	3
Figura 2.3.Estado Actual.[4]	4
Figura 2.4.Trazado 1 Existente.	5
Figura 2.5.Trazado 2 Paralelo.	5
Figura 2.6. Trazado 3 Curvo.....	6
Figura 2.7. Trazado 4 Recto.....	6
Figura 2.8. Trazado 5 Elegido.	7
Figura 3.1. Puente de Vigas. [4]	8
Figura 3.2. Puente Arco. [4].....	9
Figura 3.3. Puente Arco con tablero superior. [2]	9
Figura 3.4. Puente Arco con tablero intermedio. [2]	10
Figura 3.5.Puente Arco con tablero inferior[2].	10
Figura 3.6. Puente Atirantado. [11].....	10
Figura 3.7. Rango de Utilización Tipologías. [3]	11
Figura 3.8. Rango de Utilización Procesos Constructivos. [3]	12
Figura 3.9. Sección Vigas Prefabricadas. [2].....	14
Figura 3.10. Sección Tipo Losa. [2].....	15
Figura 3.11. Sección Tipo Cajón. [2]	16
Figura 4.1. Espesor Equivalente de Tablero. [2]	18
Figura 9.1. Definición General de la estructura.	26
Figura 9.2. Sección longitudinal Vano 1.	27
Figura 9.3. Planta Vano 1.....	27
Figura 9.4. Sección longitudinal Vanos 2 y 3.	27



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Figura 9.5. Planta Vanos 2 y 3.	27
Figura 9.6. Sección longitudinal Vano 4.	28
Figura 9.7. Planta Vano 4.....	28
Figura 9.8. Sección Transversal.....	29
Figura 9.9. Sección tablero.....	30
Figura 9.10. Alzado de Pilas.....	31
Figura 9.11. Planta de Pilas.	32
Figura 9.12. Cimentación de Pilas.....	32
Figura 9.13. Alzado de Estribos.	33
Figura 9.14. Cimentación de Estribos.	34
Figura 9.15. Características de los Neoprenos. [12]	35
Figura 9.16. Apoyo en Estribos.	36
Figura 9.17. Apoyo en Pilas.	36
Figura 10.1.Cargas Muertas.....	38
Figura 10.2.Cargas de Asfalto.....	39
Figura 10.3.Carga Barreras Metálicas.....	39
Figura 10.4. Introducción del Pretensado en CivilCAD 2000.	40
Figura 10.5. Retracción y Fluencia del Hormigón.....	41
Figura 10.6. Retracción y Fluencia del Hormigón en Losa.....	42
Figura 10.7. Carriles.....	43
Figura 10.8. Carriles en Modelo CSI Bridge.....	43
Figura 10.9. Sobrecarga de Uso.[6]	44
Figura 10.10. Cargas de Tráfico en CivilCAD 2000.....	45
Figura 10.11.Carga Variable Peatonal.	45
Figura 10.12.Cuadro General de Fuerzas de frenado y centrífuga.	46
Figura 10.13. Coeficientes según el tipo de entorno. [6]	48



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Figura 10.14.Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica del viento.[7].....	49
Figura 10.15.Cuadro General Velocidad Básica del viento	50
Figura 10.16.Carga de viento. Empuje sin sobrecarga.	51
Figura 10.17.Carga de viento. Empuje con sobrecarga.	52
Figura 10.18.Carga de viento. Resumen.....	53
Figura 10.19.Mapa de isotermas para la obtención de la temperatura máxima anual del aire. [7]	53
Figura 10.20.Zonas climáticas de invierno.[7]	54
Figura 10.21.Valores para cálculo de la componente uniforme de temperatura.[6]	54
Figura 10.22.Cuadro general de acciones climáticas.....	56
Figura 10.23.Mapa sísmico de España Norma NCSP-07. [7]	56
Figura 10.24.Coeficiente tipo de terreno Norma NCSE-02.[7]	57
Figura 10.25.Espectro de respuesta elástica al sismo último.....	57
Figura 10.26.Espectro de respuesta elástica al sismo frecuente.	58
Figura 10.27.Espectro de respuesta elástica al sismo construcción.	58
Figura 10.28.Cuadro general acción sísmica.	59
Figura 10.29.Deformadas del Sismo según modos de vibración 1, 2, 3, 4 y 5.....	61
Figura 10.30.Coeficientes parciales para las acciones.[6]	62
Figura 10.31.Coeficientes parciales para las acciones (ELS). [6]	64
Figura 10.32.Factores de simultaneidad. [6]	65
Figura 12.1.Modelo analítico de elementos tipo barra.....	69
Figura 12.2.Envoltente de tensiones en fibra superior global en el tiempo (T/m2). Combinación frecuente.	70
Figura 12.3.Envoltente de tensiones en fibra inferior global en el tiempo (T/m2). Combinación frecuente.	71



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Figura 12.4. Envoltente de tensiones en fibra superior global en el tiempo (T/m ²). Combinación característica.	71
Figura 12.5. Envoltente de tensiones en fibra inferior global en el tiempo (T/m ²). Combinación característica.	71
Figura 12.6. Envoltente de tensiones en fibra superior global en el tiempo (T/m ²). Combinación casi permanente.	71
Figura 12.7. Envoltente de tensiones en fibra inferior global en el tiempo (T/m ²). Combinación casi permanente.	72
Figura 12.8. Envoltente frecuente de E.L.S.	73
Figura 12.9. Comprobación de Flecha.	74
Figura 12.10. Pretensado en Sección Cajón.	75
Figura 12.11. Comprobación E.L.U. a rotura.	76
Figura 12.12. Cuantía Armadura Geométrica Mínima.	76
Figura 12.13. Diagrama de E.L.U. para M11.	79
Figura 12.14. Diagrama de E.L.U. para V13.	79
Figura 12.15. Diagrama de E.L.U. para V23.	80
Figura 12.16. Diagrama de E.L.U. para M22.	80
Figura 12.17. Diagrama de E.L.U. para M12.	81
Figura 12.18. Diagrama de E.L.U. para F11.	81
Figura 12.19. Diagrama de E.L.U. para F12.	82
Figura 12.20. Diagrama de E.L.U. para F22.	82
Figura 13.1. Columna Estratigráfica.	83
Figura 13.2. Estribo cerrado.	84
Figura 13.3. Dimensiones en planta y perfil.	85
Figura 13.4. Dimensiones del alzado.	85
Figura 13.5. Dimensiones de las aletas.	86
Figura 13.6. Reacciones en los apoyos.	87



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Figura 13.7. Valores recomendados para el tope estructural.[6]	88
Figura 13.8. Cálculo del tope estructural.....	88
Figura 13.9. Armadura para encepados según EHE-08. [4].....	90
Figura 13.10. Hoja de cálculo de armadura para encepados.....	92
Figura 13.11. Momento de eje transversal mínimo. Zapata.	98
Figura 13.12.Momento de eje transversal máximo. Zapata.	99
Figura 13.13.Momento de eje longitudinal mínimo. Zapata.....	99
Figura 13.14.Momento de eje longitudinal máximo. Zapata.....	100
Figura 13.15.Momento de eje vertical mínimo. Muro frontal.....	102
Figura 13.16.Momento de eje vertical máximo. Muro frontal.....	102
Figura 13.17.Momento de eje horizontal mínimo. Muro frontal.	103
Figura 13.18.Momento de eje horizontal máximo. Muro frontal.....	103
Figura 13.19.Momento de eje vertical mínimo. Aleta 1.	107
Figura 13.20.Momento de eje vertical máximo. Aleta 1.....	107
Figura 13.21.Momento de eje horizontal mínimo. Aleta 1.	108
Figura 13.22.Momento de eje horizontal máximo. Aleta 1.	108
Figura 13.23.Desplazamiento vertical máximo negativo. Muro frontal.	114
Figura 13.24.Desplazamiento horizontal máximo positivo. Muro frontal.	114
Figura 13.25.Desplazamiento horizontal máximo positivo. Aleta 1.	117
Figura 13.26.Desplazamiento horizontal máximo positivo. Aleta 2.	117
Figura 13.27. Comprobación de soportes aislados según EHE-08.....	125
Figura 13.28. Hoja de cálculo para disposición de armado en pilas.....	126
Figura 13.29. Comprobación de la sección en IECA.....	126
Figura 13.30. Comprobación CSCM mayor que la unidad.	127
Figura 13.31. Diagrama de interacción de diseño.....	127
Figura 13.32. Cálculo de sección circular frente a cortante.....	128



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Figura 13.33. Propiedades generales del hormigón.....	129
Figura 13.34. Propiedades de las Bielas.....	129
Figura 13.35. Propiedades de nudos.	131
Figura 13.36. Definición de la armadura pasiva del tirante.	131
Figura 13.37. Cálculo de agotamiento de Modelo de Bielas y Tirantes.....	132
Figura 13.38.Cargas en macizos de pilas.	133
Figura 13.39.Distribución de cargas en hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.[6]	134
Figura 13.40. Composición de esfuerzos en el encepado.....	134
Figura 13.41. Cálculo de Encepado de pilas.....	136
Figura 13.42. Perfil de terreno en la zona afectada.....	139
Figura 13.43. Tope estructural máximo según J.M. Rodríguez Ortiz (et al.).	140
Figura 13.44. Extracto del Artículo 5.2.2 del CTE.	141
Figura 13.45.Tensión Admisible en función de la longitud del pilote.	142
Figura 13.46.Hoja de Cálculo de Profundidad de Pilote.....	143
Figura 13.47. Asiento de Pilote.	144
Figura 13.48.Esfuerzos en pilotes sometidos a acciones horizontales.	145
Figura 13.49.Desplazamientos en Pilote.....	145
Figura 13.50. Ley de Cortantes de Pilotes.	146
Figura 13.51. Ley de Flectores de Pilotes.	146
Figura 13.52. Comprobación de la sección en Prontuario IECA.	147
Figura 13.53.Diagrama de interacción en situación pésima.....	147
Figura 13.54.Armado Secciones Circulares a Cortante.	148



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



1.RESUMEN

1.1 Resumen

El objeto de este estudio técnico consiste en la proyección y cálculo de un puente carretero de hormigón pretensado en el término municipal de Vados de Torralba (Jaén) para salvar el vado inundable existente que une las localidades de Vados de Torralba y Campillo del Río.

El estudio se divide en dos partes:

Cálculo de la superestructura, conformada por el tablero de sección cajón unicelular de canto variable, además de elementos de seguridad como impostas, barandillas, etc. Esto se realizará mediante la elaboración de un modelo analítico con su correspondiente análisis y posterior dimensionamiento y armado del tablero.

Cálculo de la sub-estructura, constituida por dos estribos y sucesivas pilas, definiendo el armado de cada elemento y realizando la comprobación sismorresistente correspondiente.

1.2 Abstract

The aim of this study consists of the design and technical definition of a prestressed concrete road bridge at the municipality of Vados de Torralba (Jaén) to overcome the flood ford between the municipalities of Vados de Torralba y Campillo del Río.

This study is divided into two parts:

Superstructure: formed by the deck with a unicellular box section and variable width, together with other safety elements, such as side protections. This will be done by means of an analytical model and subsequent definition of the bridge board.

Substructure: formed by two abutments and successive pillars, defining the reinforcement of each element as well as the structural verification against seismic forces.



2. INTRODUCCIÓN

2.1 Antecedentes

La JA-3101 une las poblaciones de Campillo del Río (Pedanía de Torreblascopedro) y Vados de Torralba (Pedanía de Villatorres). Vados de Torralba recibe el nombre del único paso con fondo firme y poco profundo por donde se podía pasar el río Guadalquivir cerca del cerro de Torralba.

Los pueblos son creación del Plan Jaén (1953), un plan de colonización agraria en Andalucía en el que se buscaba industrializar, electrificar y explotar los recursos naturales andaluces.

El vado afecta principalmente las poblaciones de Campillo del Río, Vados de Torralba, Torreblascopedro, Torrequebradilla y Sotogordo. Los pasos más cercanos que cruzan el Guadalquivir están situados en Mengíbar, 31 Km, y Puente del Obispo, 11 Km.

La JA-3101 pertenece a la Red Provincial cuyo titular es la Diputación de Jaén. Con un ancho de 5 m y 30 km/h de limitación de velocidad en el tramo de interés.

2.2 Localización de la estructura

La estructura se sitúa en el término municipal de Vados de Torralba, en la provincia de Jaén (ver Figura 2.1).



Figura 2.1. Localización Vados de Torralba. [14]



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



El municipio de Vados de Torralba cuenta con apenas 200 habitantes, pero se encuentra bien comunicado con las localidades colindantes de Torrequebradilla y Sotogordo a través de la JF-3021 y con Campillo del Río por la JA-3101.

La necesidad de esta estructura nace de la búsqueda de una solución para terminar con los cortes de carretera que provocan las crecidas del Río Guadalquivir a su paso por el vado en el P.K. 0,940 de la JV-3052(Vía de Interés Agrario Vados de Torralba a Río Guadalquivir), provocando que la actual travesía de 7 minutos entre Vados de Torralba y Campillo del Río se convierta en 1 hora (ver Figura 2.2).

Se presenta una alternativa viable al nuevo puente impulsado por la Diputación de Jaén consistente en 12 marcos prefabricados de hormigón como solución.



Figura 2.1. Localización de la Estructura.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



2.3 Estado Actual

En la actualidad la Diputación de Jaén ha adjudicado la construcción del puente que unirá Campillo del río con Vados de Torralba a una Unión Temporal de Empresas (UTE) con un plazo de ejecución de 10 meses.

El presupuesto es de algo más de 1.590.000 euros y será una vía de interés agrario de 12 arcos, con calzada de seis metros y arceles laterales de 1,40 metros, lo que permitirá el cruce a la vez de dos coches en sentidos opuestos. A su vez, se realizará la construcción de dos miradores a lo largo de los 472 metros de este trazado (ver Figura 2.3).



Figura 2.2.Estado Actual.[14]

2. 4 Estudio de alternativas

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.

La elección del tipo de puente viene dada por un estudio de posibles variantes en el trazado. Se han estudiado 4 trazados distintos y se ha elegido el que mejor salva el problema.

2.4.1. Trazado 1: Trazado existente

Realizar una mejora de la obra existente significa retirar del servicio temporalmente la vía mientras se lleven a cabo las labores de construcción. Como contrapartida, resuelve el problema con una menor luz entre apoyos que otros trazados (ver Figura 2.4).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Figura 2.3. Trazado 1 Existente.

2.4.2. Trazado 2: Trazado paralelo al existente.

Evitar el corte de la vía es un elemento indispensable para los usuarios de la misma. Por tanto, se establece una segunda plataforma en paralelo que evite la interrupción en el servicio (ver Figura 2.5). El inconveniente está en la extensión del área de las crecidas, que para ese trazado sería imposible evitar, con lo que mantendríamos el mismo problema del que adolece el trazado 1.



Figura 2.4. Trazado 2 Paralelo.

2.4.3. Trazado 3: Trazado en Curva.

Para evitar el área de inundación sin acudir al encauzamiento del río, se recurre a elevar el trazado y partir de unas cotas más elevadas. Para adaptar las vías existentes se pensó en acudir a un puente en curva, aunque se rechazó por ser de mayor longitud que el resto de trazados (ver Figura 2.6).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Figura 2.5. Trazado 3 Curvo.

2.4.4. Trazado 4: Trazado Recto

Es la variante con menor longitud salvando el área de inundación. Aprovecha una escombrera en la zona norte donde se podría ejecutar el estribo alto. Como se puede apreciar, este trazado contiene una concatenación de curvas que harían que la velocidad de circulación fuera lenta y peligrosa (ver Figura 2.7).

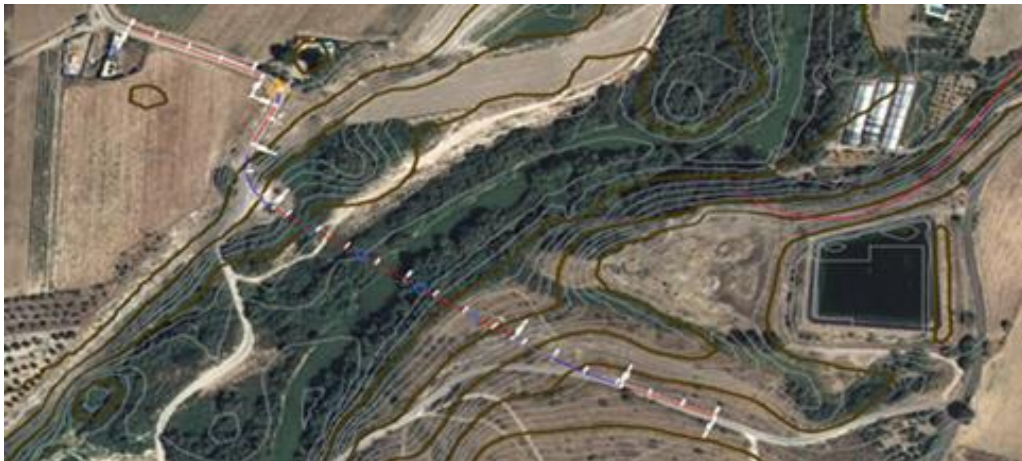


Figura 2.6. Trazado 4 Recto.



2.4.5. Trazado 5: Trazado Elegido

Trazado que salva el área de inundación y crea un trazado recto y agradable. Con una luz de 200m entre estribos. El trazado de la carretera se ha realizado adaptándose en la medida de lo posible a las curvas de nivel del terreno, evitando gastos innecesarios realizando terraplenes y desmontes excesivos.

Además, la disposición del terreno facilita la construcción de las pilas (ver Figura 2.8). Están dispuestas cerca de vías de acceso evitando poner las primeras en un talud excesivo. Asimismo, una de las pilas centrales está dispuesta cerca de la cota más baja, para lo que se ha previsto una serie de soluciones que más tarde se desarrollan.

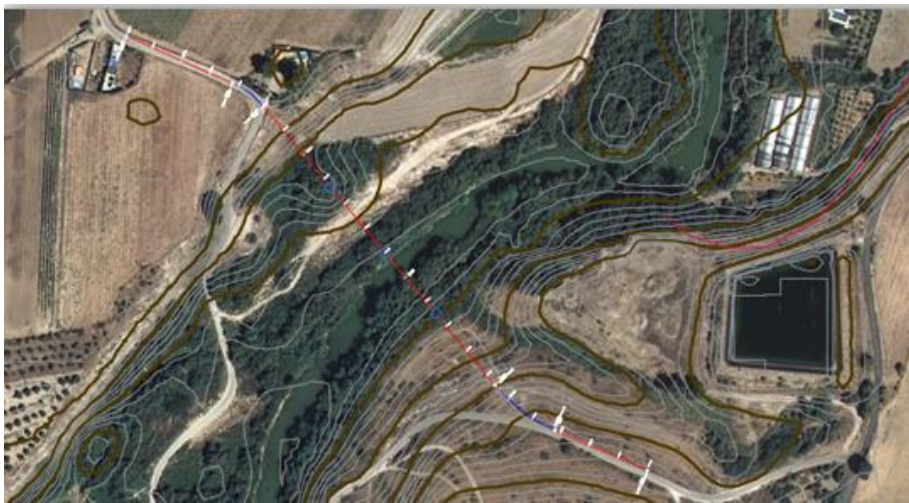


Figura 2.7. Trazado 5 Elegido.

3. ESTUDIO PARA ELECCIÓN DE TIPOLOGÍA DEL PUENTE

Este punto se centrará en las tipologías de puentes de hormigón más habitualmente empleadas en nuestro país, así como en el entorno socio-económico para solventar problemas similares.

Una vez estudiadas las posibles alternativas para el tipo de puente a ejecutar, se valorará la solución óptima en base a un análisis completo que permitirá comprobar cuál de las alternativas propuestas encaja mejor en la solución a diseñar.

En el diseño estructural de un puente existe gran variedad de tipologías adecuadas para resolver un mismo problema. El conjunto de posibilidades ofrecidas por la tecnología actual para realizar puentes se puede ordenar en función de tres variables fundamentales: El material utilizado en la construcción del puente, la tipología estructural empleada y los procesos constructivos empleados.

Se consideran otras variables, como son la situación en la que se situará el puente, número de pilas y luz libre de vano, etc.



3.1. Clasificación según esquema estructural.

Según el funcionamiento estructural del puente existen dos tipologías: estructuras isostáticas y estructuras hiperestáticas.

-Las estructuras isostáticas son aquellas en que sus esfuerzos quedan determinados solamente por las condiciones de equilibrio. Pueden ser tableros de un vano o de varios vanos isostáticos, como frecuentemente ocurre con tableros de vigas prefabricadas en los que se disponen juntas entre cada vano.

-Las estructuras hiperestáticas son aquellas en que para obtener los esfuerzos es necesario además del equilibrio cumplir las ecuaciones de compatibilidad. Un tablero hiperestático aumenta la seguridad del puente porque no se produce derrumbe cuando falla una sección, ya que éste no alcanza las condiciones de un mecanismo. En su lugar, si una estructura hiperestática pierde un apoyo se crearán tensiones en el resto de la estructura absorbiendo los esfuerzos. Este tipo de estructuras tienen dos o más vanos. Presenta una ventaja clara para el tráfico ya que no presentan juntas en una gran longitud. En cambio, son más sensibles a los posibles asentos de sus apoyos y a deformaciones impuestas, tales como la variación de temperatura, la retracción o la fluencia, con la consecuente generación de esfuerzos.

3.2. Clasificación según tipología estructural.

En la configuración estructural resistente del puente, se pueden establecer tres grandes familias:

-Puentes de vigas. Se podrían definir como aquellos puentes en los cuales el camino de rodadura del móvil que lo utiliza coincide con la estructura resistente principal. Pero desde un punto de vista resistente se puede decir que son puentes viga, que utilizan la flexión generalizada (flexión, cortantes, torsión, etc) como mecanismo fundamental para transmitir cargas (ver Figura 3.1).

Evidentemente son puentes resistidos por vigas de acero u hormigón pretensado, postesado o armado.



Figura 3.1. Puente de Vigas. [14]



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



-Puentes de arco. Este tipo de puentes tiene como estructura de apoyo un arco (ver Figura 3.2), generalmente resuelto mediante una sección de hormigón armado, ya que su diseño responde al de una pieza con compresiones predominantes. Por lo tanto, el tablero se apoya en este arco. La forma en que se sitúa el tablero respecto del arco define en parte al mismo, ya que si se coloca sobre el arco el tablero apoya en él mediante una serie de pilares intermedios que se denominan montantes y la solución se designa como de “tablero superior” (ver Figura 3.3). Si el tablero se dispone bajo el arco, entonces el apoyo de éste sobre el primero se realiza mediante una serie de cables, y se designa como de “tablero inferior” (ver Figura 3.5).

Finalmente existe la posibilidad de que la posición del tablero sea intermedia (ver Figura 3.4), quedando en parte apoyado (cerca de los arranques del arco) y colgado en la parte central (zona de clave del arco).



Figura 3.2. Puente Arco. [14]

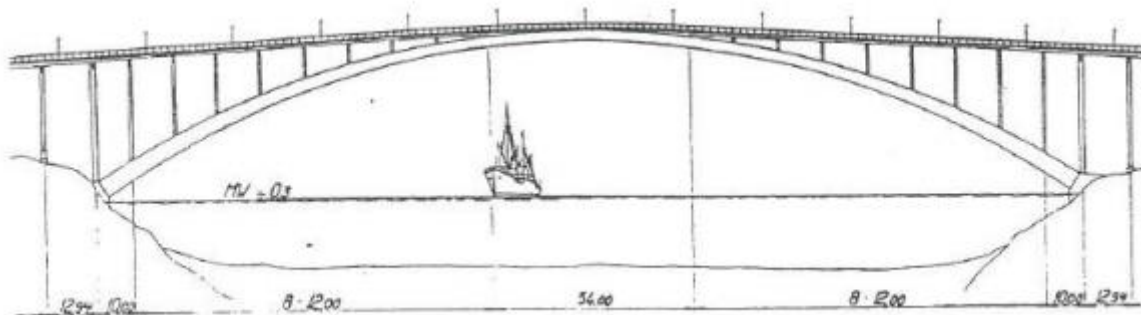


Figura 3.3. Puente Arco con tablero superior. [2]



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

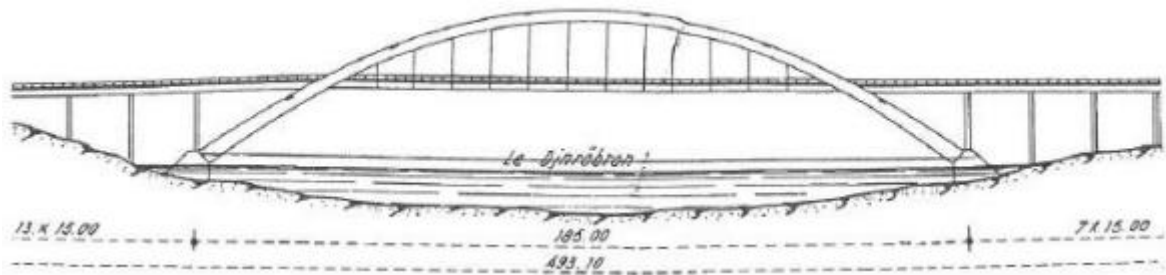


Figura 3.4. Puente Arco con tablero intermedio. [2]

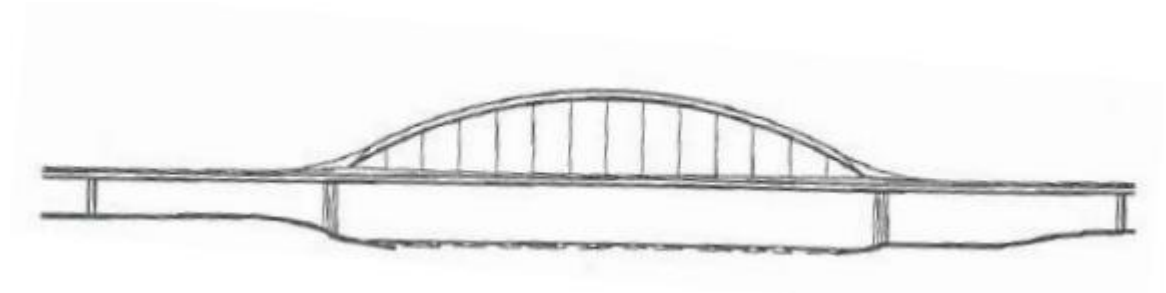


Figura 8 Puente Arco con tablero inferior [2].

-Puentes atirantados o colgados. Se utiliza una serie de tirantes, un cable colgado, o ambos a la vez como soporte principal del tablero, por donde circulan los vehículos (ver Figura 3.6). Naturalmente, las tres familias de puentes expuestas se construyen con cualquiera de los dos materiales básicos, el hormigón y el acero.



Figura 3.6. Puente Atirantado. [14]

3.3 Clasificación según materiales.

Como ya se ha mencionado, en la actualidad se tienen dos materiales de construcción básicos, el hormigón y el acero, nombres genéricos que representan un abanico variado de características y posibles combinaciones.

La clasificación por sus materiales se refiere en general al de los tableros (más variables que los demás elementos), por lo que habitualmente responde a lo siguiente:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



- Puentes de hormigón armado.
- Puentes de hormigón pretensado.
- Puentes metálicos.
- Puentes mixtos.

3.4 Clasificación según rango de utilización.

Las distintas tipologías de puentes tienen unos rangos de luces de aplicación, tanto por razones técnicas como por razones económicas, las cuales pueden verse en el gráfico adjunto. (Ver Figura 3.7)

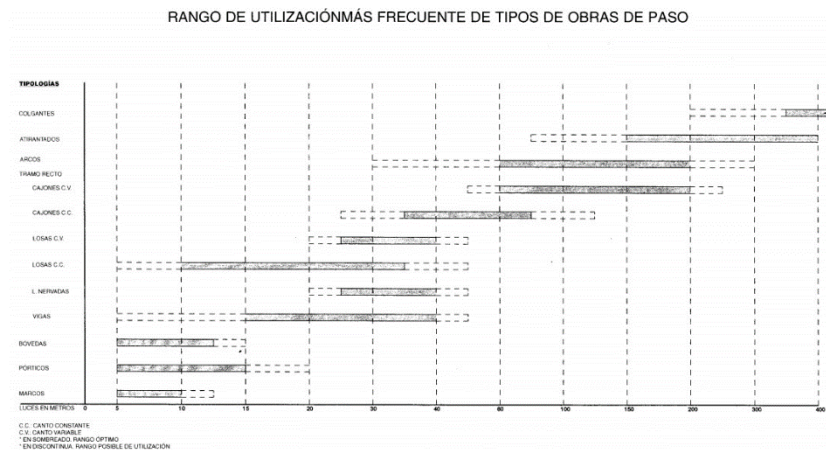


Figura 3.7. Rango de Utilización Tipologías. [3]

En dicho gráfico se indican rangos de luces habituales en estructuras de hormigón, debiéndose tener en cuenta que en el caso de estructuras mixtas y de acero las luces correspondientes resultan algo mayores, ya que este tipo de estructuras tienen un peso propio considerablemente menor a las de hormigón.

3.5 Clasificación según procedimiento de ejecución.

Según la luz del vano principal, tanto por razones técnicas como por razones económicas, se establecen unos criterios a la hora del proceso de construcción que se recogen en el gráfico adjunto (ver Figura 3.8).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

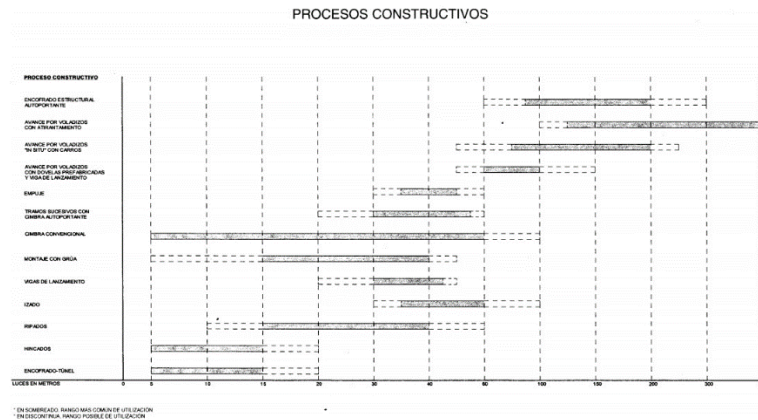


Figura 3.8. Rango de Utilización Procesos Constructivos. [3]

3.6. Clasificación según luz del puente.

El puente recto, está constituido por una estructura de vigas, que se apoyan en dos estribos extremos y una serie de pilares intermedios.

Los estribos establecen la transición de la estructura del puente con el terreno, contienen las tierras para que no invadan la zona bajo el puente que se quiere controlar, sirven de apoyo al dintel y permiten que se produzcan los movimientos relativos entre tablero y estribo producidos por las deformaciones impuestas de la temperatura, fluencia y retracción. Las pilas determinan la luz o luces del tablero, reciben las cargas que éste les transmite y las trasladan al suelo a través de la cimentación.

Son varios los parámetros que pueden servir para la clasificación de los puentes rectos. El material, la luz del puente y el proceso constructivo. Estos tres parámetros están relacionados entre sí, aunque su relación no se necesariamente de la misma naturaleza.

De estos tres parámetros, el más útil para la clasificación es la luz, la cual va a indicar cuál o cuáles de los procesos constructivos que se dispone es o son los más adecuados, y cómo se debe configurar el dintel, en función del material que se utilice.

En función de la luz se establece una primera clasificación:

-Puentes de luces cortas y medias: $L \leq 50$ metros

Puentes rectos constituidos por dos estribos en la zona de los extremos de pilas intermedias. En este apartado, se puede hacer a su vez una distinción dependiendo si el material resistente es el hormigón o el acero.

Dentro del hormigón se pueden encontrar tres tipos de secciones:

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



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Dentro del acero se puede hacer la siguiente clasificación:

- Sección de vigas en doble T.
- Sección en cajón.
- Puentes de grandes luces: $L > 50$ metros.**
- Puentes colgantes
- Puentes atirantados
- Puentes arco

Que la frontera divisoria entre las dos familias de puentes sea precisamente 50 metros, no deja de ser dudoso y motivo de conflicto, pero esta frontera existe y va a determinar el tipo de construcción a utilizar, el cual va a tener, a su vez, una enorme importancia en relación con la sección transversal del dintel.

Por otra parte, en todo tablero recto bi-apoyado o continuo, el esfuerzo predominante bajo la actuación del peso propio, la carga muerta y la sobrecarga, es la flexión. Esta flexión puede ser distribuida de dos maneras: distribuyendo uniformemente la rigidez longitudinal a lo ancho del tablero, lo que nos proporciona el tablero losa, o concentrándola en determinadas líneas paralelas, con lo que tenemos el puente de vigas. En general y desde el punto de vista de la cantidad de materiales empleados, concentrar la rigidez en una serie de líneas longitudinales es un criterio de economía, ya que la flexión se resiste fácilmente cuanto mayor sea el canto.

3.6.1. Sección de Vigas Prefabricadas.

Suelen ser prefabricados, ya que la construcción in-situ genera un sobrecoste de encofrado por la dificultad de la producción de la sección. Generalmente se trata de elementos pretensados.

Existen diversos tipos de vigas, las más frecuentes son las vigas de sección en doble T y de sección tipo artesa. Es habitual que en el caso de las primeras se dispongan varias de ellas uniéndolas mediante una losa superior de hormigón armado ejecutado in-situ mientras que para las segundas pueden disponerse una o varias de ellas y también se les construye ejecutando una losa superior in-situ. Generalmente se utilizan placas de encofrado perdido o colaborante en la construcción de la losa in-situ.

La losa superior que materializa el tablero tiene doble misión: repartir el efecto de las cargas que actúan sobre ella entre las vigas longitudinales y contribuir a la inercia longitudinal de las vigas longitudinales.

Su construcción no requiere cimbrar el tablero. La solución es aplicable tanto a vanos simples como a continuos, en este último caso se logra la continuidad a través de la losa superior ejecutada in-situ, mejorando tanto funcional como estructuralmente el comportamiento de la estructura al reducir el número de juntas dispuestas en el puente.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



En la morfología del puente de vigas existe además una voluntad constructiva. Cada una de las vigas que constituye el tablero puede realizarse inmediatamente y montarlas sobre las pilas, con lo que el peso del elemento a manejar es mucho menor que el del tablero total. Una vez colocadas las vigas se construye la losa superior apoyándose sobre ellas.

De esta manera se consiguen dos metas importantes de todo puente: manejar elementos de poco peso, lo que determina medios de montaje poco importantes y liberarnos del apoyo en el terreno durante la construcción.

Las soluciones tradicionales de vigas prefabricadas son mediante el empleo de vigas de sección en doble T, cuyo canto, cantidad y separación, depende de la luz a salvar y del tipo de tráfico que deben soportar. El rango de utilización alcanza, como valor máximo, los 45 metros de luz.

El tablero se completa generalmente con una losa hormigonada in-situ, que suele ejecutarse empleando placas de encofrado perdido, y en algunos casos, prelosas colaborantes dispuestas entre las cabezas de las vigas. Esta losa suele tener entre 20 y 25 centímetros de espesor mínimo, aunque en este tipo de estructuras la losa es variable, ya que con él mismo se regula la rasante de la calzada (ver Figura 3.9).

La relación entre la luz y el canto es del orden de 16.



Figura 3.9. Sección Vigas Prefabricadas. [2]

3.6.2. Sección Tipo Losa

Dentro de la denominación de puentes losa recogemos todos los tipos de puentes de luces cortas y medias, cuya sección transversal se obtiene por aligeramiento de una losa maciza que cubre la anchura del tablero. El aligeramiento podrá tomar diversas formas tanto exteriores como interiores y su cuantía crecerá, en general, con la luz del puente. Se utilizan en luces de unos 15-20 m como máximo si se realiza de hormigón armado y hasta 35 m si es pretensado (ya sea canto constante o ligeramente variable). Los cantos que suelen establecerse para esta sección son de $\frac{L}{20}$ o menores ($\frac{L}{30}$ o $\frac{L}{40}$).

Una característica importante de este tipo de puentes es su construcción, que se basa en el hormigonado in-situ del tablero, sin generación de juntas de hormigonado, utilizando para ello cimbras apoyadas en el suelo, cimbras móviles o cimbras autoportantes. La tendencia a uno u otro tipo de cimbra dependerá de su economía, en función del número de repeticiones y de la velocidad de construcción.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Esta característica constructiva le proporciona al puente losa la posibilidad de acoplarse perfectamente bien a cualquier disposición en planta, ya sea recto, curvo, oblicuo, de anchura variable, etc. y a cualquier disposición en alzado con canto constante o variable.

Hay que tener en cuenta, que para luces menores de 25 m es más caro aligerar que no hacerlo. Si la luz del puente oscila entre unos 40-50 m, sí merece la pena aligerar. Si en vez de losa aligerada se ejecutara con losa maciza, se permitirían luces de unos 15 m si se realizara con hormigón armado y unos 25 m si se realiza con hormigón prefabricado (ver Figura 3.10).

Por otro lado, le obliga a adoptar formas exteriores mucho más simple que el puente prefabricado, con el fin de simplificar un encofrado que no se va a utilizar muchas veces.

Esta tipología de puentes suele ser continuos, disposición muy favorable para reducir la cuantía de los momentos flectores principales y que no ofrece ninguna dificultad de ser conseguida por el método de construcción que utilizan.

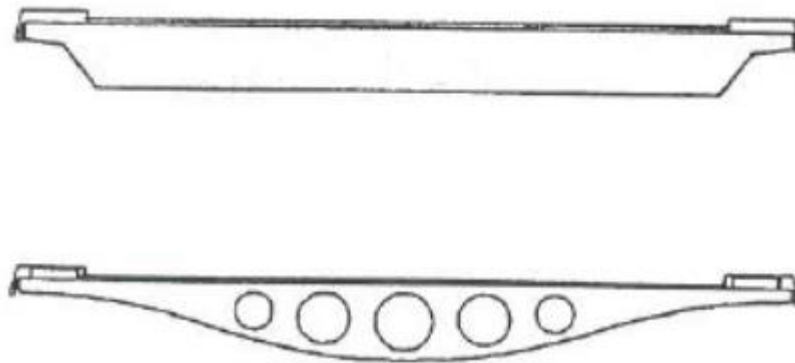


Figura 3.10. Sección Tipo Losa. [2]

3.6.3. Sección Tipo Cajón.

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

Puede presentar una o más celdas, está formada por una losa inferior, dos almas laterales generalmente algo inclinadas respecto a la vertical y una losa superior que se prolonga en voladizo por fuera de la propia sección del cajón (ver Figura 3.11).

Desde el punto de vista resistente, esta sección tiene las siguientes ventajas:

- Tiene una gran cabeza superior e inferior lo que le hace apta para soportar grandes momentos flectores positivos y negativos.
- Su condición de sección cerrada le proporciona una gran rigidez a la torsión y alabeos pequeños.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



- Por la propiedad anterior la sección en cajón es apta para soportar cargas descentradas sin que se produzca una gran disimetría en la distribución de las tensiones longitudinales de flexión en la sección transversal.

- Su rigidez transversal le permite reducir al mínimo el espesor de sus paredes.

- Tiene un gran radio de giro, relación Inercia/Área, por lo que se obtiene un excelente rendimiento para el pretensado.

Estas propiedades permiten sacar el máximo rendimiento a la distribución del material, obteniéndose tableros muy ligeros y resistentes lo que la convierte en la sección ideal para los puentes de gran luz.

En realidad, este tipo de sección podría utilizarse para todo tipo de luces, pequeñas y grandes, pero en las primeras las dificultades de ejecución no compensan las ventajas en peso y rendimiento que este tipo de sección presenta. De hecho, los tableros tipo losa, con aligeramientos más o menos grandes, participan de muchas de las ventajas resistentes de la sección en cajón, salvo en lo que se refiere a su peso propio. La idea de aligeramiento de una losa es convertirla en una sección en cajón. Los aligeramientos parciales no son sino un punto de equilibrio entre la facilidad constructiva y el rendimiento resistente de la distribución del material.

La dificultad que implica esta solución es el encofrado necesario para su construcción, debiendo de hormigonar en dos fases generando juntas de hormigonado en la sección.

Las esbelteces de estos tableros suelen ser de entre $1/18$ a $1/22$ en caso de canto constante y de entre $1/18$ a $1/22$ sobre pilas y $1/40$ a $1/45$ en el centro de vano y sobre los estribos, para los de canto variable.

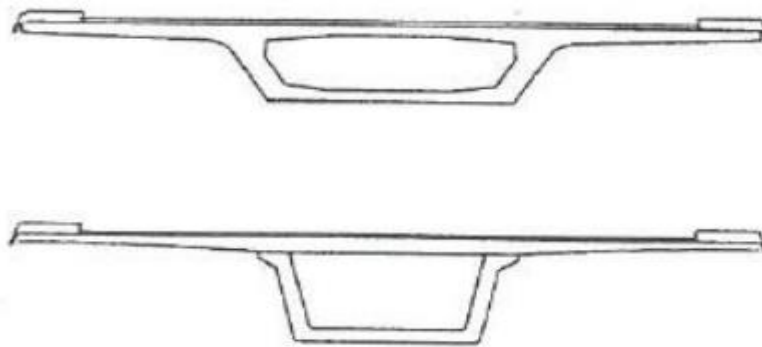


Figura 3.11. Sección Tipo Cajón. [2]

4. PREDIMENSIONAMIENTO.

De acuerdo a la clasificación proporcionada por el libro “Puentes, apuntes para su diseño, cálculo y construcción” de Javier Manterola Armisén [2], en esta morfología tipo III varía el canto a todo lo largo del puente, creciendo desde el centro de la luz hacia los



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



apoyos. La curva de variación del canto suelen ser parábolas de 2º, 3º o 4º grado siendo los más utilizados los de 2º grado que da una variación bastante suave. Las curvas de 3º y 4º dan una variación de canto muy brusca en la zona de apoyos, que si bien se acoplan mejor que las de 2º a la cuantía de la solicitación, ofrecen una imagen de puente demasiado abrupta.

Esta morfología es la que distribuye el material de manera más adecuada a la cuantía de la solicitación por lo que la convierte en morfología exclusiva de los tableros de mayor luz. En cualquier tablero de canto constante, éste es superabundante en el centro del vano.

La variación del canto reduce el esfuerzo cortante en las almas de la sección, ya que una parte importante de la carga es transportada por la componente inclinada de compresión de la losa inferior. Las almas de la sección pueden ser más delgadas.

Como regla general se puede decir que en todos estos tipos de tableros se debe perfilar al máximo la distribución del hormigón de manera que en cada zona exista el estrictamente necesario para soportar los esfuerzos. Losas superiores, almas, losas inferiores, cartelas, etc deben conjugar las necesidades constructivas con los espesores mínimos necesarios. De otra manera el peso propio del puente, que es con mucho la solicitación más importante, crecerá extraordinariamente, encareciéndolo.

Formalmente se adecua muy bien a puentes de tres vanos, caso típico del cruce sobre ríos o cuando el puente es largo pero situado a baja altura.

4.1. Distribución de luces.

Como en todo puente continuo, las luces extremas suelen estar entre 0,25 y 0,75 de la luz de los vanos centrales. La primera determina la necesidad de anclaje del dintel en el estribo y la segunda corresponde a la distribución de luces clásica de una viga continua. Ambas crean leyes de momentos flectores muy adecuados.

Se suelen utilizar luces intermedias entre ambas en función de las condiciones de encaje general del puente en el entorno y la necesidad de anclar el dintel en el estribo depende de la proximidad a uno u otro límite.

4.2. Relación canto-luz.

Es frecuente admitir que el canto de los puentes de espesor variable puede oscilar alrededor de:

$$\frac{c}{l} \approx \frac{1}{20} \text{ en el apoyo}$$

$$\frac{c}{l} \approx \frac{1}{50} \text{ en el centro del vano } c=\text{canto}, l=\text{luz}$$

Y mantener el canto igual a $L/20$ en el caso del puente de canto constante a lo largo de toda su longitud.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Sin embargo, estos valores, bien centrados dentro de la estadística de los puentes construidos, pueden variar por varias razones, siendo la más importante que el canto va asociado con el área de la losa inferior y la resistencia del hormigón para determinar la capacidad resistente de la sección. Podemos conjugar estos valores para obtener tableros más o menos esbeltos. Normalmente el área de la cabeza superior es superabundante para este problema pues su tamaño no depende tanto de la flexión longitudinal del puente, como de las condiciones funcionales que determinan su anchura y de la acción de las cargas puntuales que soporta el tablero que determinan, en gran medida, su espesor.

En general realizar puentes más esbeltos que los determinados por esas relaciones, suele ser costoso por el incremento del pretensado exigido por un menor canto y por el hecho complementario de que la esbeltez no va unida a un peso menor del puente, pues lo que se reduce en canto se mantiene e incluso se incrementa en área de las losas y las almas de la viga cajón.

Por el contrario, acudir a tableros visualmente algo más pesados, con esbelteces próximas a $L/15$ suele dar lugar a puentes más económicos.

4.3. Espesor equivalente.

Se entiende por espesor equivalente de una viga cajón el que tendría una losa plana del mismo ancho para que el área de ambos fuese la misma.

En la Figura 4.1 aparecen los espesores equivalentes de tableros de puente en función de su luz. Las dos curvas representadas responden a las obtenidas por los dos autores señalados de un conjunto de puentes reales. En un principio se dimensionó para 0,50 m, pero al considerarse innecesario, se disminuyó hasta los 40 cm.

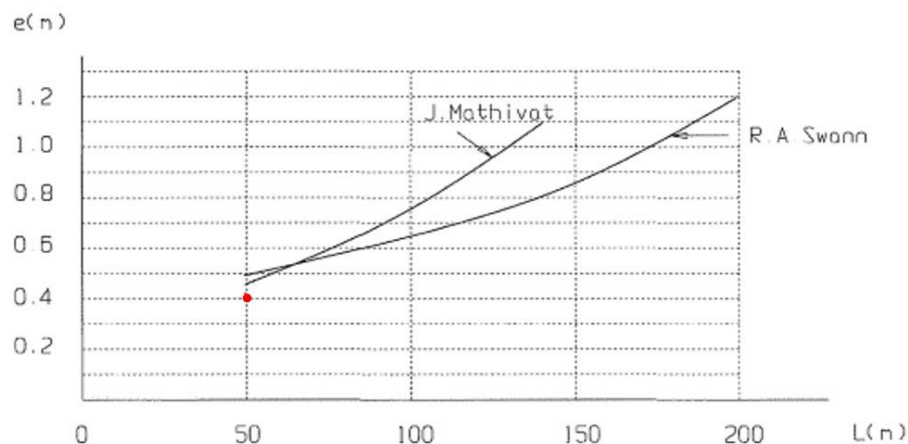


Figura 4.1. Espesor Equivalente de Tablero. [2]



4.4. Morfología de la sección transversal.

En el diseño de la sección transversal influyen los dos tipos de condicionantes que hemos citado siempre que se habla de diseño.

- Condiciones resistentes.
- Condiciones constructivas.

De entre las primeras podemos destacar los siguientes efectos:

1. Capacidad de resistencia a flexión.
2. Capacidad de resistencia a torsión.
3. Flexibilidad de la sección transversal.
4. Deformabilidad por esfuerzo cortante de las losas que constituyen el cajón.
5. Capacidad de resistencia de la losa del tablero a la actuación de la carga directa.

Las condiciones constructivas son mucho más difíciles de objetivar y su variabilidad depende de factores tan aleatorios como la experiencia constructiva del constructor, sus medios, etc. De la especialización y de la tecnología usada en el país, del número de puentes que se realicen en el mismo, etc.

Estos dos tipos de condiciones deben articularse de manera a conseguir tableros muy resistentes, ligeros y fácilmente construibles.

La capacidad de resistencia a flexión depende del canto y de las áreas de la losa superior e inferior. Así podemos obtener un cajón más rígido y resistente aumentando el área de la losa inferior ya sea variando su anchura y manteniendo el espesor o viceversa. La losa superior suele ser casi siempre superabundante y su anchura está fijada por las condiciones funcionales del puente.

La capacidad de resistencia a torsión depende del espesor de las paredes del cajón y del área encerrada por las mismas. Su rigidez, del cuadrado de la misma área.

Sin embargo, hablar de rigidez y resistencia a torsión como lo estamos haciendo supone la indeformabilidad de la sección transversal lo cual deja de ser cierto por la flexibilidad de la sección transversal que provoca la distorsión del cajón, bastante pronunciada cuando se trata de solicitaciones puntuales y luces no muy grandes. Este hecho determina una desigualdad en el reparto de las tensiones longitudinales de flexión.

Junto con la distorsión, la deformación por esfuerzo cortante, en su plano, de las losas superior e inferior supone una nueva concentración de tensiones longitudinales en las zonas próximas a las almas.

Distorsión y deformación por esfuerzo cortante pueden considerarse como efectos perturbadores de la distribución tensional correspondiente a la flexión simple y que es el más conveniente pues solicita por igual todo el ancho de la sección. A reducir su



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



importancia va dirigida la manera en que distribuyamos el material en la sección. Por ejemplo, cuando la relación ancho-luz es pequeña estos dos efectos quedan automáticamente reducidos. La distorsión la podemos reducir a voluntad introduciendo más o menos vigas riostras en su interior, aunque raro es el tablero que las tiene a no ser que sea de gran relación ancho-luz.

Por último, tenemos el efecto de las flexiones directas de la carga exterior sobre las losas, principalmente la superior. Esto va a producir flexiones importantes que van a depender de las luces transversales entre almas del cajón y la longitud de los voladizos exteriores. A la luz de estas variables vamos a examinar la forma de la sección transversal a adoptar en el diseño.

En primer lugar, tenemos el cajón monocelular, de canto constante o variable que cubre un rango de luces tan amplio como desde los 40 m., para los más pequeños, hasta los 250 m. de luz para los puentes más grandes. De la misma manera la anchura varía desde los 10 a 12 m. correspondientes a las vías de dos caniles hasta los 26 ó 27 m. para autopistas de cuatro ó seis carriles.

La anchura de la viga cajón monocelular ha variado mucho a lo largo del tiempo. En principio lo frecuente era utilizar anchuras que no sobrepasaban los 12 ó 13 m, correspondientes a dos vías de circulación, sus arcones y sus defensas. Tenemos por ejemplo el viaducto de Le Campane de 42 m. de luz y 11,7 m. de anchura; el viaducto della Fiumarella de 120 m. de luz y 13 m. de anchura; el viaducto de Pontevedra de 120 m. de luz y 12 m. de anchura; el viaducto de Roquebilliere de 110m. de luz y 12,4 m. de anchura y el viaducto sobre el Torrente Garsexio de 144 m. de luz y 13 m. de anchura. Todos estos viaductos están bien proporcionados, optimizan el reparto del material a lo largo de la sección transversal y se ordena adecuadamente la separación de las almas con el fin de minimizar la pérdida de eficacia a la flexión por deformación por esfuerzo cortante de las losas superiores e inferiores. También se acotan a valores razonables los esfuerzos de flexión transversal de las losas, lo cual permite mantener reducidos los espesores de las mismas.

Aumentar la anchura de la sección transversal produce un incremento de la flexión transversal de la losa superior lo que supone un incremento de espesor de la misma. Sin embargo, existe actualmente la tendencia de aumentar la anchura de la sección del cajón monocelular conforme aumenta el canto de la sección transversal. Así por ejemplo tenemos con 17 m. de anchura el puente de Alssund de 150 m. de luz. Y el viaducto de la Marquesa de 60 m. de luz o para luces pequeñas la deformación por esfuerzo cortante de los grandes voladizos transversales es grande y por tanto pierde eficacia la sección. No tiene pues ningún sentido hacer cajones monocelulares muy anchos y de pequeña luz.

4.5. Predimensionamiento de la sección transversal.

4.5.1. Losa Superior.

La losa superior cumple varios papeles en las vigas cajón. En primer lugar, materializa el tablero y por tanto estará sometida a flexiones locales y uniformes producidas por la acción directa de la carga permanente, la sobrecarga puntual y la uniforme, acciones estas que pueden ser estáticas y dinámicas. Está sometida también a acciones de temperatura y gradiente. En segundo lugar, contribuirá con el resto de las losas que forman la viga cajón a evitar la distorsión de la sección y contribuirá a la rigidez a torsión de la viga



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



en su conjunto. Finalmente constituye la cabeza de tracción o compresión de la flexión longitudinal del tablero. Su dimensionamiento vendrá gobernado por todas estas misiones, aunque predomina el primer efecto.

Desde el punto de vista de la flexión transversal, la luz de la losa superior viene determinada por la separación entre las almas. En cajones monocelulares es frecuente que el voladizo exterior sea del orden del 40% de la distancia entre las almas, pudiendo ser algo mayor si el voladizo consta de grandes aceras libres de la carga directa de tráfico. La losa superior actúa con empotramiento elástico sobre las almas, empotramiento que suele ser muy rígido debido a la gran rigidez transversal del marco. La distribución de espesores de la losa superior a lo ancho del puente suele ser variable con valor máximo en las proximidades de las almas reduciéndose conforme se acerca al centro de su luz.

Se adoptan espesores mínimos de 18 cm a 20 cm. Utilizar valores más pequeños crea problemas de alojamiento de armaduras, y de hormigonado. En el voladizo exterior se utilizan, entre el alma y los bordes libres, todo tipo de transiciones lineales o parabólicas. En cuanto a la losa situada entre las almas, las transiciones, realizadas normalmente en 1/4 de la distancia entre las almas, puede ser también lineal o parabólica.

Esta distribución del material tiene bastantes ventajas. En primer lugar, se acopla bien a la distribución de los momentos flectores transversales. En segundo lugar, crea un gran espacio para el alojamiento de los cables de pretensado en las proximidades de las almas, espacio necesario sobre todo cuando el pretensado longitudinal superior entra en las almas. En tercer lugar, reduce la deformación por cortante de las losas superior e inferior por concentrar el área cerca de las almas.

Longitudinalmente, el dimensionamiento de la cabeza superior suele ser constante ya que, por su gran envergadura, necesaria para materializar el tablero, es superabundante para recoger las tensiones debidas a la flexión longitudinal del puente. En algunos puentes se dispone un mayor espesor de la losa superior en la zona de pilas, pero esto no es debido sino a la necesidad de alojar en su interior la gran cantidad de cables de pretensado longitudinal que se acumulan en dicha zona.

Como se ve por su dimensionamiento, la losa superior está muy perfilada disponiéndose el espesor estrictamente necesario para resistir los esfuerzos a que está sometido ya que constituye uno de los mayores componentes del peso propio del puente.

Cuando se disponen vigas riostras transversales, la losa superior flexa en dos direcciones, longitudinal y transversal, siendo las dimensiones del rectángulo que determinan la que establece en función de su luz el espesor de la losa que tiende a ser constante en toda su superficie y de espesor igual o ligeramente mayor. El regresamiento de esta losa en las inmediaciones de las almas responde exclusivamente a la necesidad de crear alojamiento al pretensado longitudinal del puente.

4.5.2. Losa Inferior.

En la sección de apoyo sobre las pilas el área de la losa inferior multiplicada por el canto de la sección debe ser proporcional al momento flector que la solicita, es decir:

$$h \cdot A = k \cdot b \cdot L^2$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Siendo A_i el área de la losa inferior, h el canto de la sección, L la luz máxima del puente y b la anchura de la sección.

El valor de k puede andar entre 10^{-4} y $1.5 \cdot 10^{-4}$ dependiendo de la calidad del hormigón que se utilice.

En la sección de centro de vano el espesor de la losa inferior no suele venir condicionado por el momento flector que la solicita, en el caso de que se conserven los cantos recomendados, sino por problemas constructivos, como es el sitio para el alojamiento de las vainas de pretensado, etc. Rara vez se reduce de 20 cm.

5. 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.

5.1. 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 para ELS de superestructura de flecha y fisuración.
- Dimensionamiento del tablero.

5.2. Metodología para el cálculo y dimensionamiento de la subestructura.

- Identificar y obtener los esfuerzos que generan las cargas del tablero sobre las pilas y estribos.
- Dimensionar el armado para las pilas.
- Dimensionar el armado del estribo.
- Realizar la comprobación sismo-resistente 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 Definición General.
- Plano tablero. Sección longitudinal.
- Plano tablero. Sección transversal.
- Plano armadura pasiva tablero.
- Plano pretensado.
- Geometría de los estribos.
- Armado de los estribos.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



- Geometría de las pilas.
- Armado de las pilas.
- Plano detalles.

6. NORMATIVA.

Se procede a definir la documentación en la que se basan los procedimientos de diseño y posterior verificación de los diferentes elementos que componen el proyecto. A parte de la legislación en vigor aplicable a este proyecto, también se incluyen manuales y guías de recomendaciones para un correcto cálculo de los esfuerzos en las estructuras y unas pautas en cuanto a órdenes de magnitud de los elementos.

- Instrucción de hormigón estructural (EHE-08). **Ministerio de Fomento**. [4]
- Norma ENV 1992-1-1:2010 (EuroCódigo-2) **AENOR**. [5]
- Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras (IAP-11). **Ministerio de Fomento**. [6]
- Norma de Construcción Sismorresistente Puentes, NCSP-07. **Ministerio de Fomento**. [7]
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3). **Ministerio de Fomento**. [8]
- Norma Apoyos Estructurales. Parte 1: Reglas Generales de Diseño: UNE-EN 1337-1 = 2001. **AENOR**. [9]
- Norma Apoyos Estructurales. Parte 3: Apoyos Elastoméricos: UNE-EN 1337-3 = 2005. **AENOR**. [10]

7. MATERIALES Y COEFICIENTES DE PONDERACIÓN.

Las propiedades de los materiales a utilizar en el proyecto han sido consultadas en las instrucciones y normas recomendadas (EHE-08¹, IAP-11²). Es de vital importancia diferenciar la clase de exposición a la que está sometida la estructura. Dicha exposición es IIb según la tabla 8.2.2 de la EHE-08 (corrosión de origen diferente a los cloruros) que se da en exteriores en ausencia de estos, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación anual inferior a 600 mm y a una distancia mayor a 5 Km sobre la línea de costa.

¹ Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08). Publicado en: «BOE» núm. 203, de 22 de agosto de 2008, páginas 35176 a 35178 (3 págs.).

² Orden FOM/2842/2011, de 29 de Septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Publicado en: «BOE» núm. 254, de 21 de octubre de 2011, páginas 110164 a 110225 (62 págs.).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Sabido esto ya se pueden definir materiales:

-HP-50/B/20/IIb: Hormigón pretensado, resistencia característica 50 MPa, consistencia blanda, tamaño máximo del árido 20 mm y ambiente IIb.

-HA-30/B/20/IIb: Hormigón armado, resistencia característica 30 MPa, consistencia blanda, tamaño máximo del árido 20 mm y ambiente IIb.

-HL-150/B/20: Hormigón de limpieza.

Acero Pasivo:

Todos los elementos serán del tipo: B 500 SD, de acuerdo con EHE-08³.

El límite elástico del acero será $f_y = 500 \text{ MPa}$

El coeficiente de minoración del acero adoptado es $\gamma_s = 1.15$

En situación accidental $\gamma_s = 1.00$

Acero Activo:

Los cables de pretensado serán del tipo Y 1860 S7, de acuerdo con EHE-08.

La tensión de rotura del acero será $f_u = 1860 \text{ MPa}$

El coeficiente de minoración del acero adoptado es $\gamma_s = 1.15$

Apoyos de Neopreno:

Módulo de deformación Nominal: $G_g = 0.9 \text{ MPa}$

Resistencia a rotura $> 16 \text{ MPa}$

Alargamiento en rotura > 425

8. BASES DE CÁLCULO.

El dimensionamiento de la estructura se ha realizado según los principios de mecánica racional, con su adaptación al diseño estructural, establecida por la práctica ingenieril. Se han tenido en cuenta las normas de obligado cumplimiento en el territorio español, así como las recomendaciones y la normativa internacional de aplicación, cuando

³ Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08). Publicado en: «BOE» núm. 203, de 22 de agosto de 2008, páginas 35176 a 35178 (3 págs.).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



proceda. De acuerdo con ellas, el cálculo se ha realizado siguiendo el principio de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en conjunto, o cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la sollicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

$$S_d \leq R_d$$

Donde S_d representa la sollicitación de cálculo aplicable en cada caso, y R_d la respuesta última de la sección o elemento.

Para la aplicación de este criterio de seguridad, se consideran tanto situaciones de servicio, como de agotamiento, esto es, Estados Límites de Servicio (ELS) y de Agotamiento (ELU), de acuerdo con las definiciones dadas para los mismos en las normativas de referencia. En principio, los Estados Límites Últimos están asociados a la Rotura de las secciones o Elementos. Para ellos, se evalúan las sollicitaciones mediante la mayoración de los valores representativos de las acciones (en general característicos) utilizando los oportunos coeficientes parciales que luego se detallan. Las resistencias de las secciones o elementos se estiman mediante las características geométricas, y las resistencias minoradas de los materiales.

Por el contrario, los Estados Límites de Servicio están asociados a la pérdida de funcionalidad de la estructura. Las sollicitaciones se evalúan mediante sus valores representativos, en general sin mayorar, afectados de los oportunos coeficientes de combinación, para tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de varias acciones. Las resistencias se estiman a partir de los valores nominales de las dimensiones y resistencias de los elementos o secciones de la estructura, sin minorar.

Los cálculos se realizarán mediante programas informáticas de aplicación general al cálculo de estructuras, así como mediante programas propios de diseño de elementos particulares. Los cálculos por ordenador se justifican mediante los oportunos listados de datos y resultados incluidos en el presente informe. Adicionalmente, cuando sea preciso para la correcta comprensión de los resultados, así como para su oportuno chequeo, se realizarán comprobaciones manuales aproximadas, que justifiquen los órdenes de magnitud.

9.DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL PUENTE.

9.1 Definición básica del puente.

La tipología de puente elegida como solución lo define como puente de cajón de hormigón pretensado de canto variable. La longitud del mismo es de 200 m, que cubrirán la traza del vado en su inicio en el P.K. 0,940. Como veremos en el siguiente esquema (ver Figura 9.1), la estructura se apoya en 5 puntos, dando lugar a 4 vanos, cuyas luces son:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

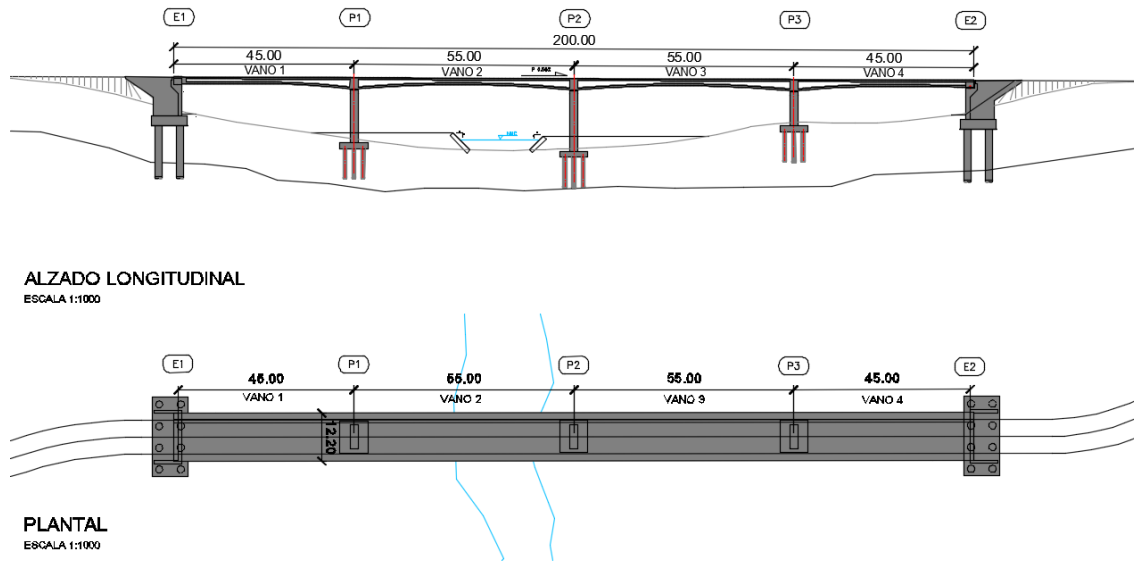


Figura 9. Definición General de la estructura.

9.1.1 Sección longitudinal.

La sección escogida es una viga cajón hiperestática, de canto variable. Este tipo de soluciones economizan el armado y el peso en las secciones que menos necesiten de estos atributos, como son los extremos o los centros de vano. Se puede ver esta solución para viaductos de idénticas características a lo largo del Guadalquivir.

En la figura se muestra un dibujo esquemático del encaje del puente dentro de la sección. A continuación, se explica los detalles de este esquema:

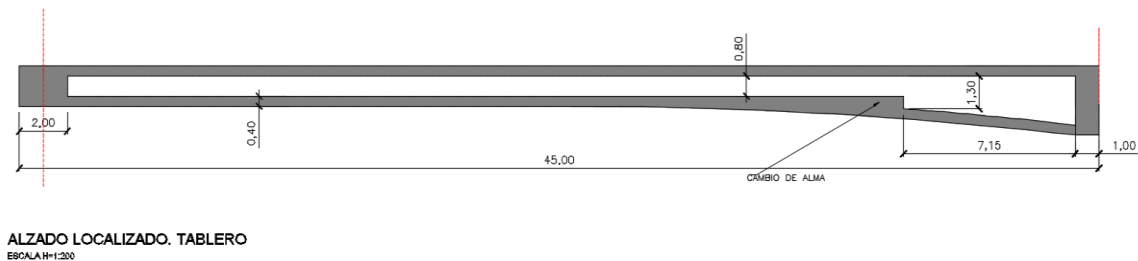


Figura 9.2. Sección longitudinal Vano 1.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

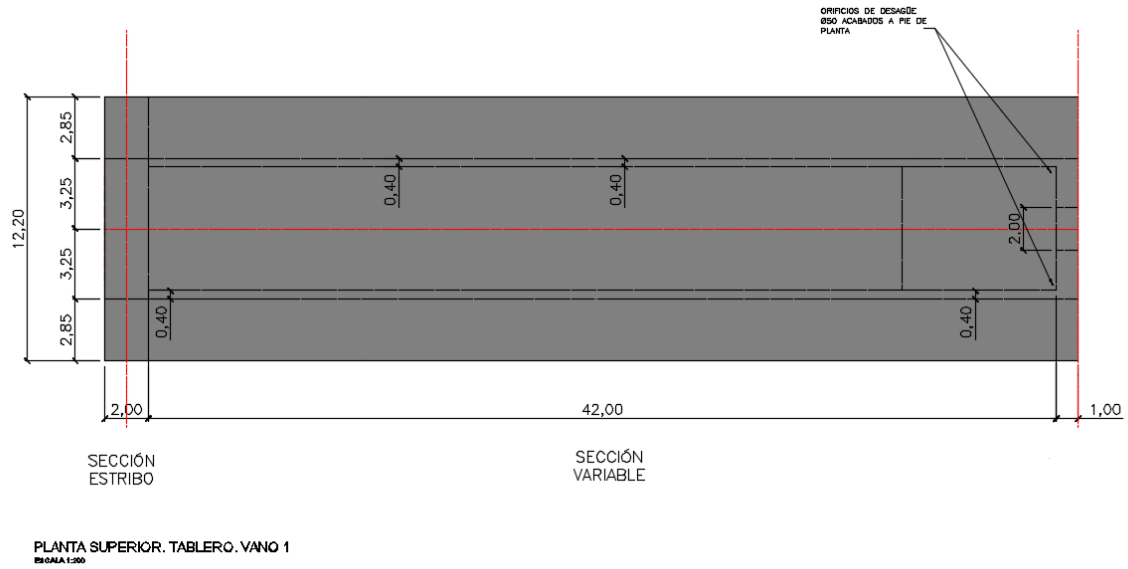


Figura 9.3. Planta Vano 1.

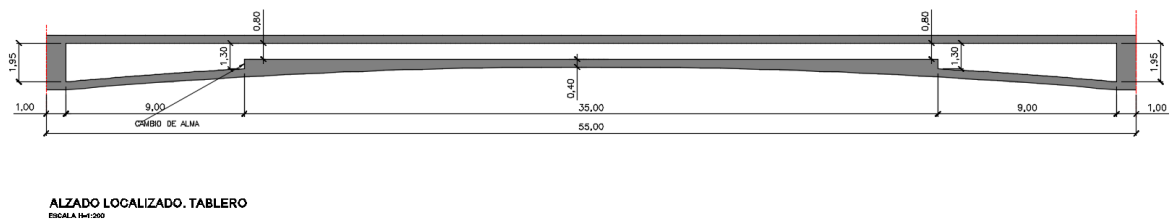


Figura 9.4. Sección longitudinal Vanos 2 y 3.

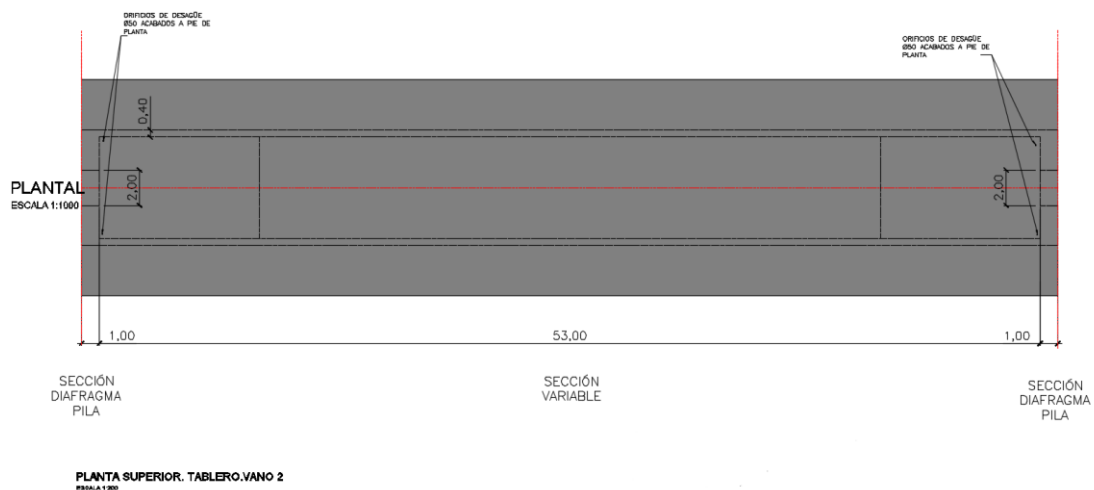


Figura 9.5. Planta Vanos 2 y 3.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

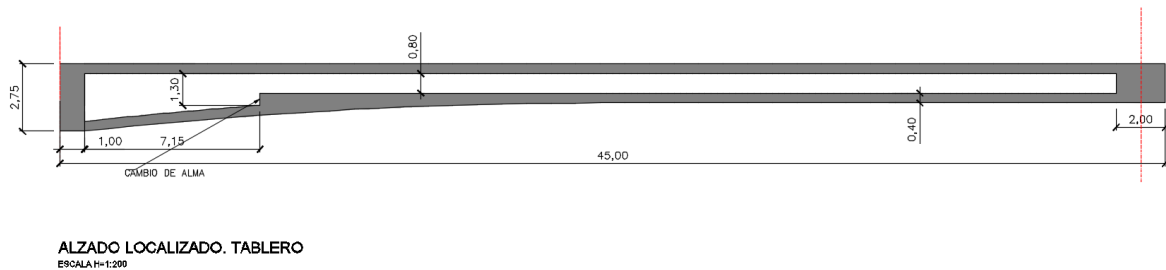


Figura 9.6. Sección longitudinal Vano 4.

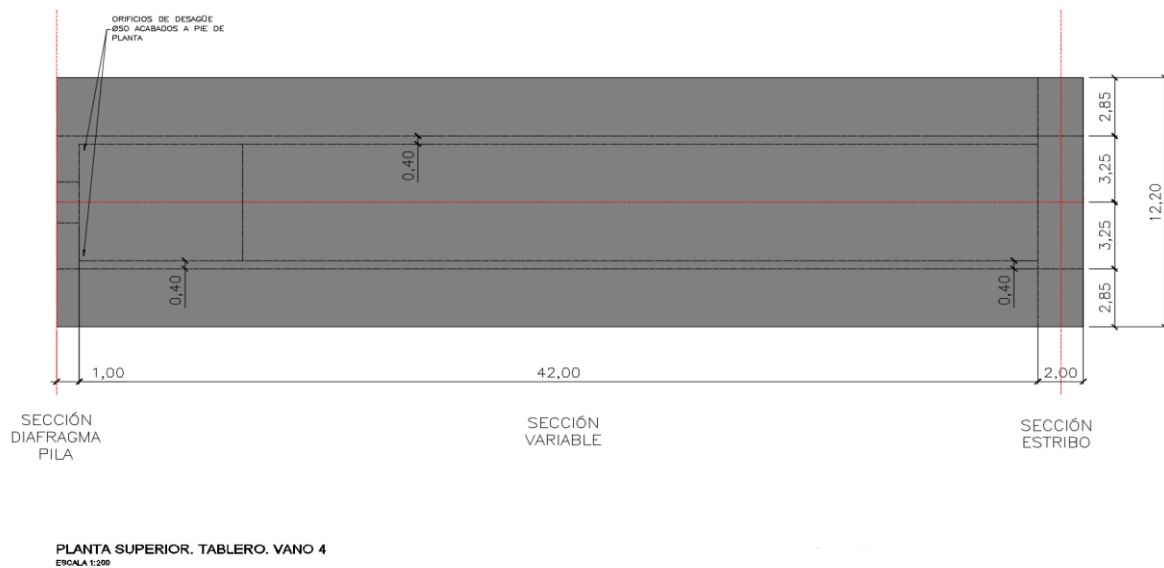


Figura 9.7. Planta Vano 4

9.1.2 Sección Transversal

Para que la ley de momentos flectores de una viga continua, de canto constante y carga constante tenga el mismo momento en todos los apoyos debe ocurrir que la luz del vano extremo sea:

$$L_i = 0,8166L$$

Siendo L la luz del vano principal.

Los momentos flectores son, entonces, prácticamente iguales en todos los vanos por lo que si se adopta esta luz del vano extremo el dimensionamiento de toda la estructura será el mismo.

Si hacemos la luz del vano extremo igual a la del vano tipo resultará un incremento importante de momentos encima de la primera pila y en el vano extremo.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Por tanto, cuando se distribuyen las luces en puentes continuos de varios vanos debe tenerse en cuenta que los vanos extremos deben tener una luz que oscile alrededor del 80% de la del vano tipo.

En algunas ocasiones pueden utilizarse vanos extremos más pequeños, hasta valores mínimos del 25% de la luz del vano principal, los cuales obligarán a disponer un anclaje en su extremo para evitar que se levante cuando cargamos el vano principal.

Adoptar vanos de compensación largos va a depender de las condiciones funcionales, vanos de borde, derrame de terraplenes, etc. Siempre que se pueda debe evitarse el vano extremo corto anclado. En cuyo caso se emplean vanos de 55 m de luz en los vanos intermedios y 45m (81%) de luz en los extremos.

($L_i = 0,8L$) o vanos de compensación cortos

($L_i = 0,25L$) o cualquier otro valor intermedio

Ya que las cargas sobre el tablero serán uniformes en proyección vertical, la curva escogida para el arco se consigue con una parábola de 3^{er} grado consiguiendo una buena aproximación al antifunicular de cargas, y por consiguiente disminuyen los momentos flectores a lo largo del arco.

El último paso para tener definido el tablero del puente, es el diseño de la sección transversal del mismo (ver Figura 9.8), que se realiza de la siguiente manera:

- Estimación del tablero, ancho y espesores.
- Elección de los elementos auxiliares como impostas, aceras y capa de rodadura.

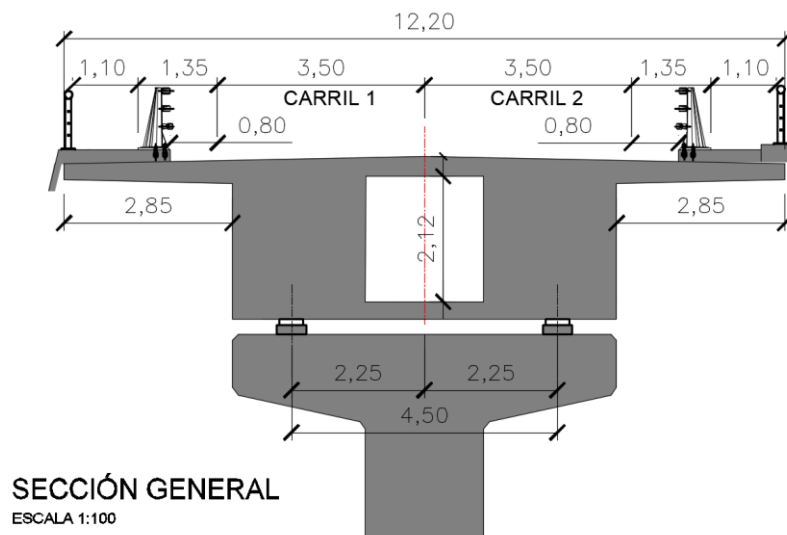


Figura 9.8. Sección Transversal



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



9.2 Tablero

El tablero está conformado por una sección transversal en forma de cajón monocelular de canto variable con voladizos laterales (ver Figura 9.9), y cuenta con una anchura de 12,20 metros. El sistema constructivo es de construcción vano a vano sobre cimbra apoyada en el terreno. Las dimensiones son las definidas a continuación:

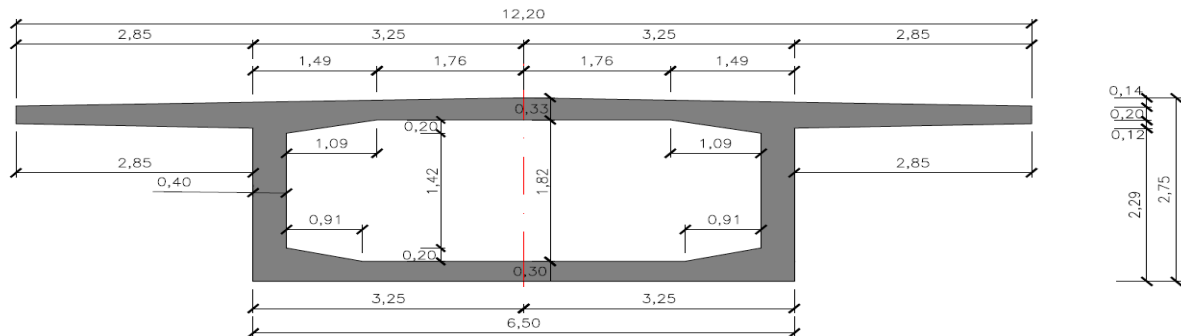


Figura 10. Sección tablero.

9.3 Pilas

Las pilas son los elementos estructurales encargados unir tablero y cimentación, y por tanto transmitir las cargas que este primero transmitirá a la subestructura y al revés en el caso del sismo.

Un condicionante para la elección de la pila será la altura a considerar de esta, puesto que las alturas oscilan debido a la morfología del terreno por donde pasa el barranco y el río. Por lo que tras la elección del tablero el segundo punto a tratar será la elección de la pila que mejor se adapte a los condicionantes existentes.

Las tipologías de estas son muy variadas, pero en general va intrínsecamente relacionada con el tipo de tablero y las alturas que vayan a tener, puesto que si se trata de un elemento muy esbelto puede tener problemas de pandeo. En general suele estar compuesto de un Dintel o Capitel y uno o varios Fustes, este primero puede existir o no, según el tablero que apoye sobre este, mientras que el fuste es la parte principal de la pila, y siempre la encontraremos.

A nivel sección podemos encontrar un gran número de secciones en multitud de puentes a lo largo de todo el planeta, siendo estas unas de las muchas que podrían escogerse, en este caso serán de sección maciza (ver Figura 9.10).

La altura de pilas será variable, para adaptarse al desnivel que forma el vado. Las diferentes alturas son:

	PILA 1	PILA 2	PILA 3
ALTURA	13,16 m	15,07 m	8,42 m



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

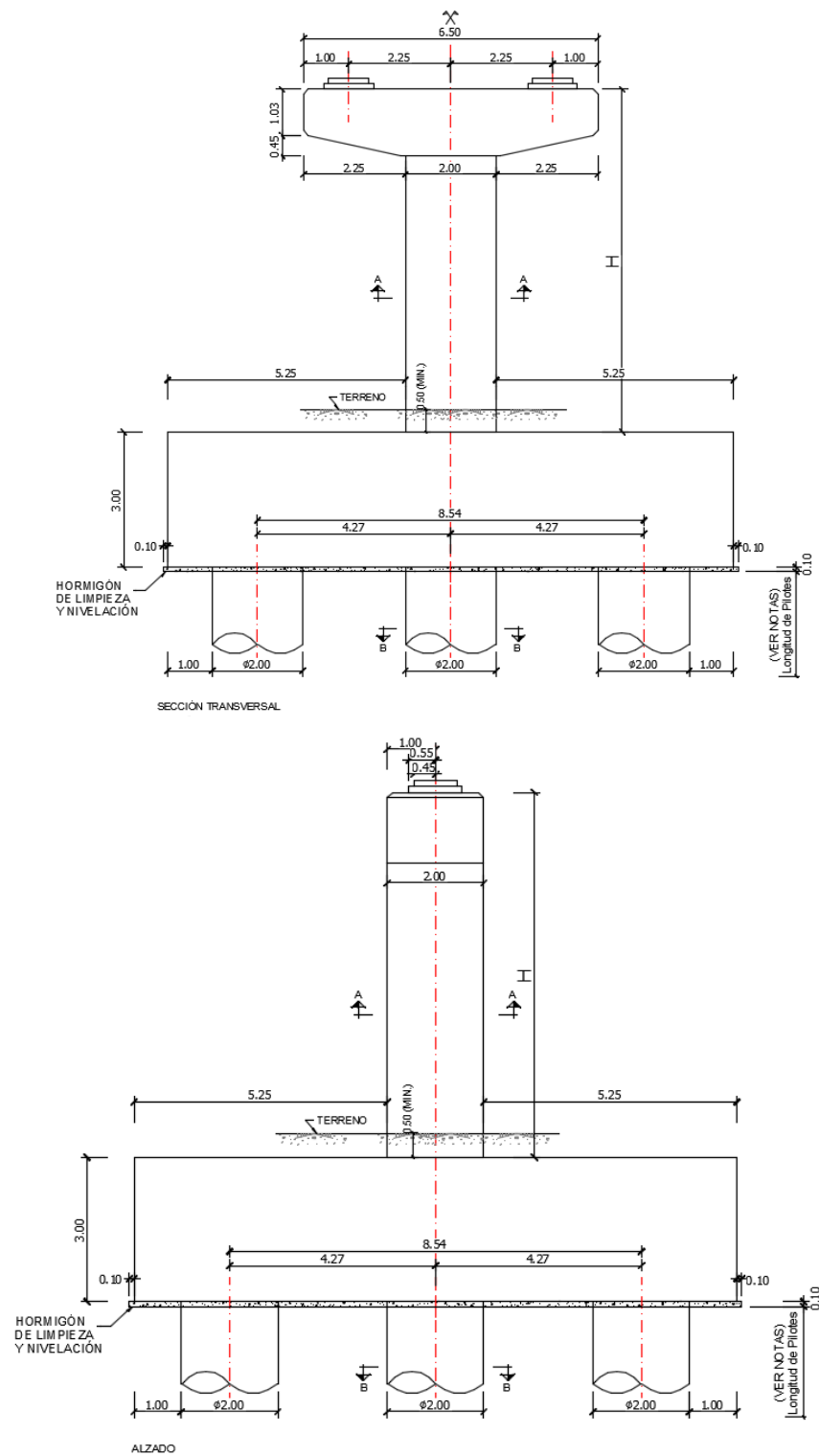


Figura 9.10. Alzado de Pilas.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

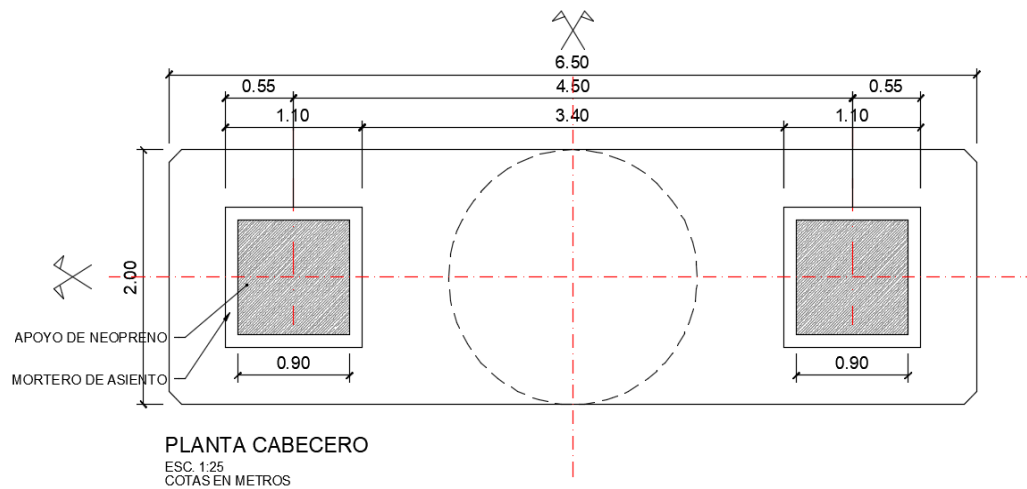


Figura 9.11. Planta de Pilas.

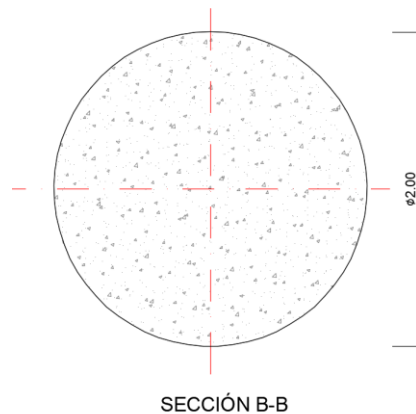


Figura 1112. Cimentación de Pilas.

9.4 Estribos.

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje del terreno.

Los estribos, como son muros de contención, pueden ser de hormigón simple (estribos de gravedad), hormigón armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes) etc.

-Estribos de silla: Son construidos después de que el terraplén del terreno está por llegar a su nivel final. Este tipo de estribo ayuda a evitar la mayoría de los problemas causados por la vibración de los vehículos en el pavimento de acceso al puente y elimina



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



la dificultad de obtener una adecuada compactación en los rellenos adyacentes de los relativamente altos muros de los estribos cerrados.

-Estribos de clavija continua: Este tipo de estribo es frecuentemente usado en puentes donde un claro adicional va a ser añadido posteriormente, por lo que es importante que las aletas y el muro sean diseñados para este cambio. Son soportados por columnas o vigas que se extienden por arriba del nivel natural del terreno, o pueden ser soportados por cajones o pilotes hincados, y que son construidos antes de afectar el relleno del terraplén que está alrededor de las columnas y del cabezal del estribo.

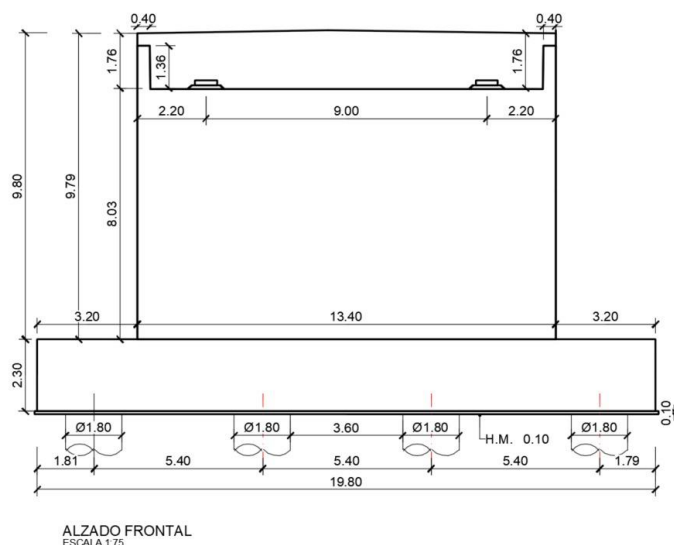
-Estribos completamente cerrados: Son construidos cerca del camino o de la corriente a cruzar. Retienen la elevación total de los terraplenes de acceso al puente. Este tipo de estribo es el más caro, pero reduce el costo total del puente al disminuir el largo de los claros, y son indicados donde el derecho de vía es crítico. Los estribos completamente cerrados pueden ser colados monolíticamente con la superestructura o estar unidos a ella a través de apoyos móviles o fijos, caso en el cual las aletas estarán unidas al estribo por medio de juntas de expansión con llaves

-Estribos tipo bóveda: Generalmente estos estribos son una combinación de pilas y estribos tipo sillas, unidos entre sí a través de vigas.

-Estribos tipo muro de gravedad: Son construidos generalmente a base de mampostería de piedra, aunque se le proporciona en la parte superior una pieza de hormigón reforzado, con el objeto de soportar a la superestructura del puente y diluir las cargas concentradas en cargas uniformemente distribuidas, logrando así eliminar esfuerzos concentrados.

-Estribos en voladizo (hormigón armado): Son económicos cuando su altura está entre los 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos o el transporte de los mismos no es económico.

La definición geométrica de ambos estribos queda bien definida en los planos, cabe reseñar que ambos son de carácter cerrado y que poseen una altura de 8 metros (ver Figura 9.13).





VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

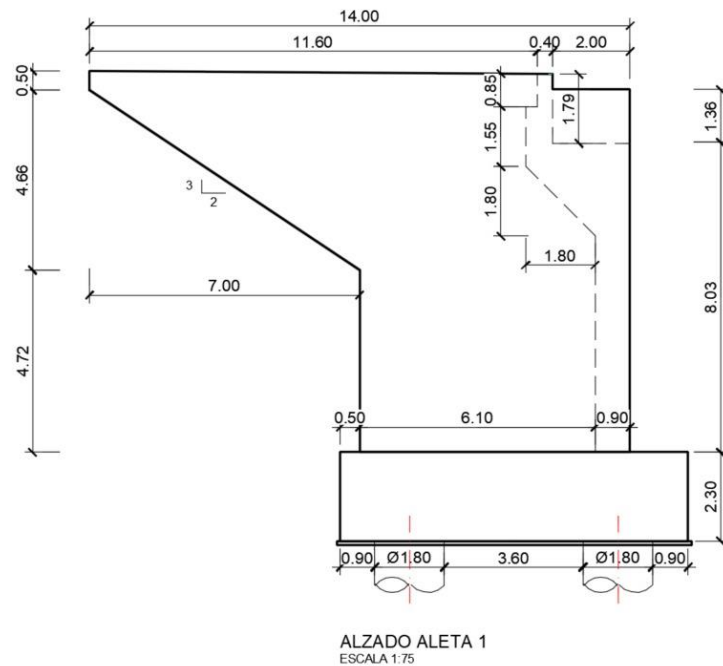


Figura 9.13. Alzado de Estribos.

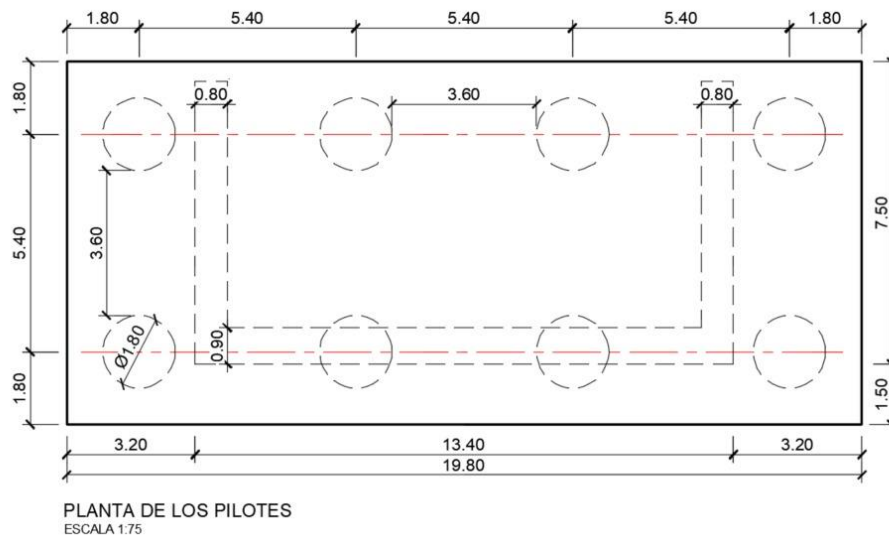


Figura 9.14. Cimentación de Estribos.

9.5. Apoyos

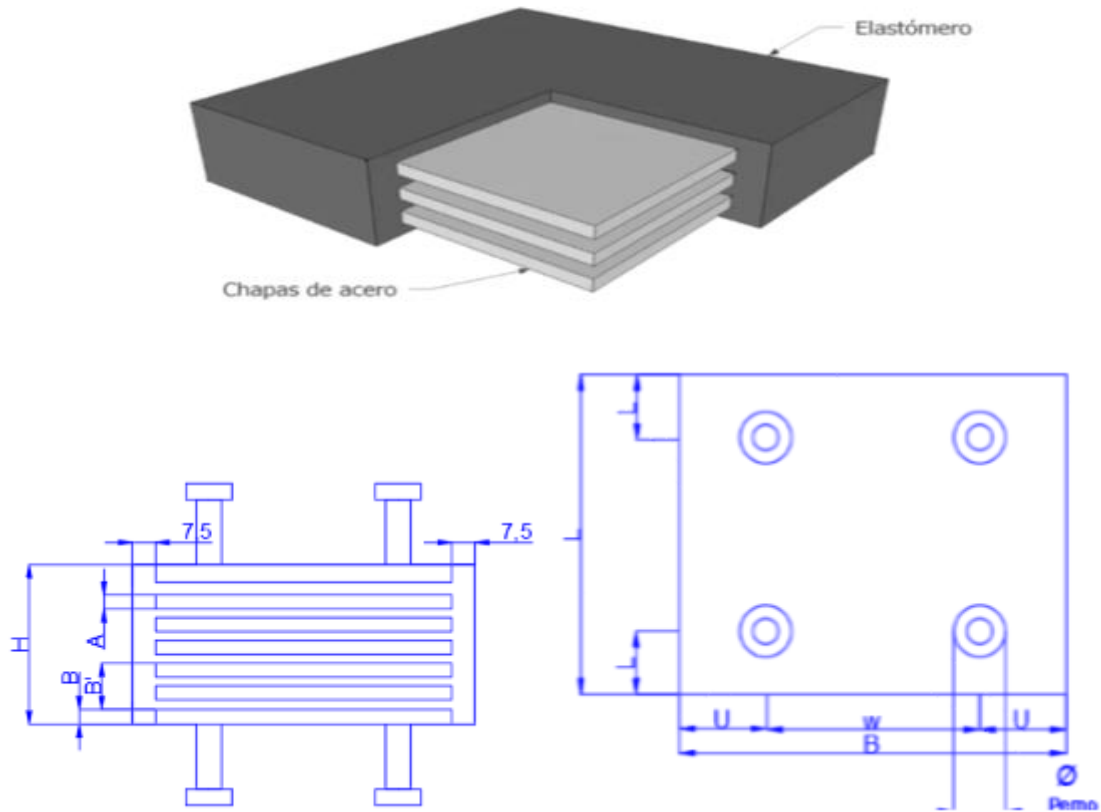
Tras obtener los esfuerzos que el tablero transmitirá a la pila, se procede con el dimensionamiento de los neoprenos, que deberán ser capaces de absorber casi la totalidad de los desplazamientos y giros que el tablero ejerce sobre ellos, para intentar minorar dichos efectos sobre los elementos inferiores (pilas y estribos).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Los neoprenos han sido seleccionados del catálogo de apoyos elastoméricos de la empresa MECANOGUMBA (ver Figura 35), miembro de AENOR, AFNOR y ATEP, donde existe una amplia variedad de apoyos rectangulares tipo. Dichos neoprenos, posteriormente se dimensionan, según las características de la estructura, para que su función sea lo más eficiente posible.

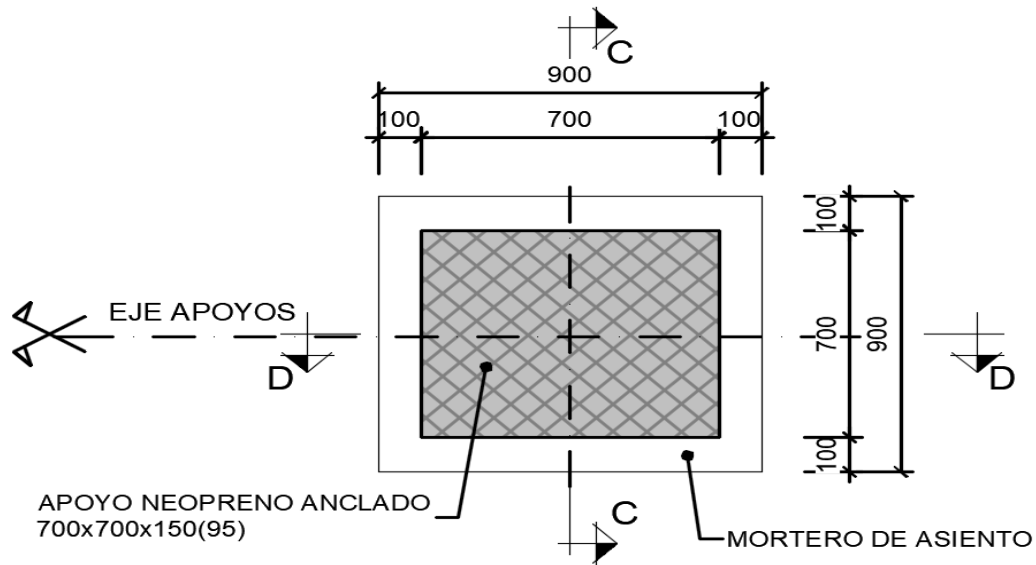


1	2	3	4	mínima $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$			mínima $\sigma < 5 \text{ N/mm}^2$					13	Ángulos de giro			
				5	6	7	8	9	10	11	12		14	15	16	17
Formato	Carga	Módulo	Nº de	Desplaza-	Altura total	Desplaza-	Altura total			Pernos		para Tipos 2 y 4 ver 1.2.2	Ángulos de giro			
Dimensiones en planta a · b · D	Admisible	E	capas	miento admisible Tipo 1	del apoyo Tipo 1	de elastómero Tipo 1 T	miento admisible Tipos 2 a 5	Tipo 2	Tipo 4	Tipo 5	de elastómero Tipos 2 a 5 T		$n \cdot \alpha$	$n \cdot \alpha$	$n \cdot \alpha$	ϕ
mm	kN	N/mm²		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		arc.	arc.	arc.	arc.
Ø 900 900 x 900	9540 12150	938 1050	1	16,1	33	23	--	--	--	--	--	6	0,002	0,002	0,002	0,002
			2	28,7	56	41	25,2	81	121	55	36	6	0,003	0,003	0,004	0,003
			3	41,3	79	59	37,8	104	144	78	54		0,005	0,005	0,006	0,005
			4	53,9	102	77	50,4	127	167	101	72		0,006	0,006	0,009	0,006
			5	66,5	125	95	63,0	150	190	124	90		0,008	0,008	0,011	0,008
			6	79,1	148	113	75,6	173	213	147	108		0,009	0,009	0,013	0,009
			7	91,7	171	131	88,2	196	236	170	126		0,011	0,011	0,015	0,011
			8	104,3	194	149	100,8	219	259	193	144		0,012	0,012	0,017	0,012
			9	116,9	217	167	113,4	242	282	216	162		0,014	0,014	0,019	0,014
			10	128,5	240	185	126,0	265	305	239	180		0,015	0,015	0,021	0,015
			11	136,9	263	203	134,6	288	328	262	198		0,017	0,017	0,023	0,017
			12	144,6	286	221	142,6	311	351	285	216		0,018	0,018	0,026	0,018
			13	151,6	309	239	149,8	334	374	308	234		0,020	0,020	0,028	0,020
			14	157,9	332	257	156,2	357	397	331	252		0,021	0,021	0,030	0,021
			15	--	--	--	162,0	380	420	354	270		0,023	0,023	0,032	0,023

Figura 9.15. Características de los Neoprenos. [15]

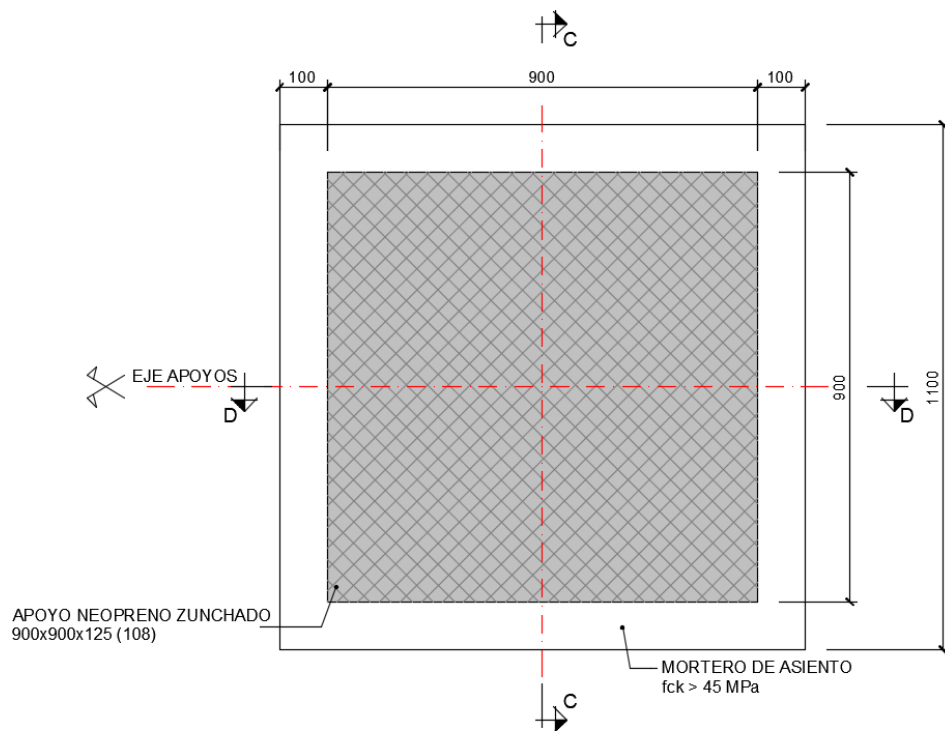


VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



PLANTA DETALLE APOYO DE NEOPRENO

Figura 9.16. Apoyo en Estribos.



PLANTA DETALLE APOYO DE NEOPRENO ZUNCHADO

ESC. 1:15
COTAS EN MILIMETROS

Figura 9.17. Apoyo en Pilas.



10. ACCIONES

Para el análisis de la cimentación, pila, tablero y estribos se consideran acciones características prescritas en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11⁴), editada por el Ministerio de Fomento en 2011. Dicha instrucción adopta la clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo:

- Acciones permanentes de valor constante (G).
- Acciones permanentes de valor no constante (G*).
- Acciones variables (Q).
- Acciones accidentales (A).

10.1 Acciones Permanentes de valor constante (G)

Las acciones permanentes son producidas por el peso de los elementos que conforman en puente. Se clasifican en peso propio y cargas muertas.

10.1.1 Peso propio

El peso propio es la acción que corresponde con el peso de los elementos estructurales que de los que el puente está compuesto, estos son: las vigas, las pilas, los dinteles y la losa.

En este caso el programa *CSiBridge* calcula automáticamente la distribución de esta carga a partir de la geometría de la estructura por lo que no es necesario calcularla.

10.1.2 Carga muerta

La carga muerta es la acción que corresponde con el peso de los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura. En este caso se ha considerado el peso del pavimento y de los pretilos (ver Figura 10.1).

⁴ Orden FOM/2842/2011, de 29 de Septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Publicado en: «BOE» núm. 254, de 21 de octubre de 2011, páginas 110164 a 110225 (62 págs.).

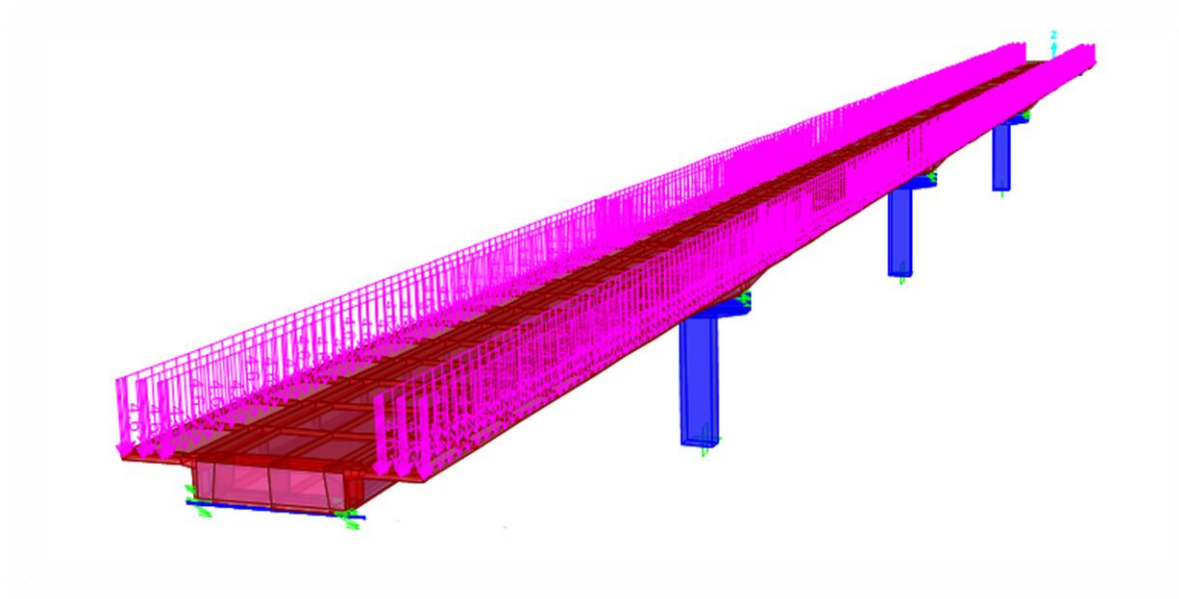


Figura 10.1. Cargas Muertas.

10.1.3 Pavimento

Según la IAP-11⁵ hay que considerar dos valores para esta carga:

-Valor inferior ($G_{k,inf}$) que representa el peso de la capa de rodadura diseñada en el proyecto. En este caso, el espesor es de 6 centímetros y el peso específico de la mezcla es de 23 kN/m^3 .

$$G_{k,inf} = 0.06 \cdot 23 \text{ kN/m}^2 = 1.38 \text{ kN/m}^2$$

-Valor superior ($G_{k,sup}$) que representa el incremento del espesor de la capa de rodadura debido a la posible repavimentación del firme. Este valor supone un incremento del 50% respecto al valor inferior

$$G_{k,sup} = 1.38 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.5 = 2.07 \text{ kN/m}^2$$

En el modelo del puente esta carga se introduce como una fuerza de área distribuida en la zona donde estará situado el pavimento.

⁵ Orden FOM/2842/2011, de 29 de Septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Publicado en: «BOE» núm. 254, de 21 de octubre de 2011, páginas 110164 a 110225 (62 págs.).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Se ha considerado la carga de los pretilos de manera lineal y valor de 0.7 kN/m (ver Figura 10.2).

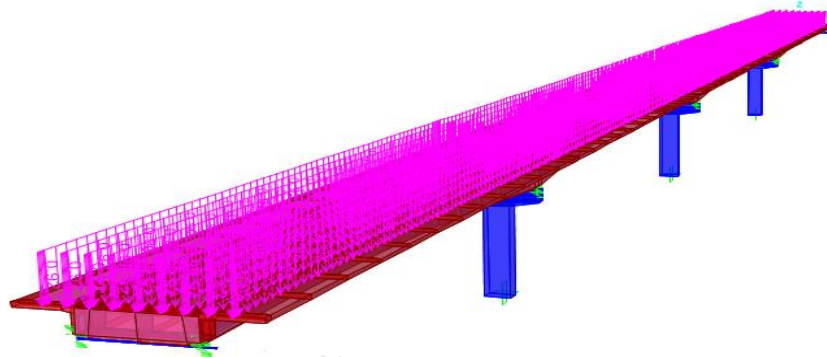


Figura 10.2. Cargas de Asfalto.

Se supone una carga de 0.19 Tn/m en las barandillas e impostas (ver Figura 10.3).

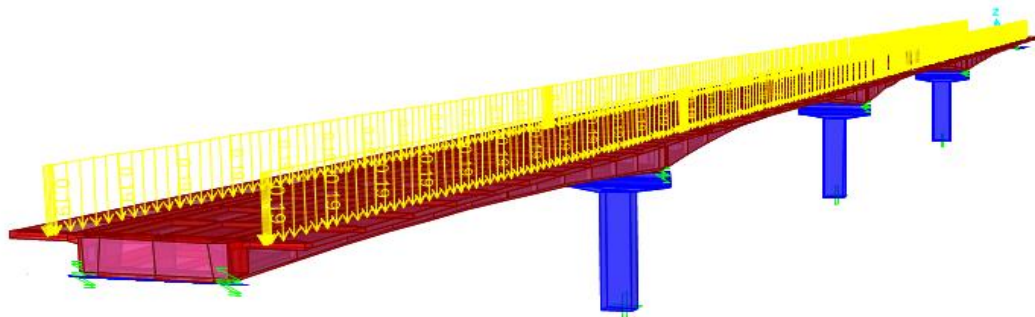


Figura 10.3. Carga Barreras Metálicas.

10.2. Acciones Permanentes de valor no constante (G^*).

10.2.1. Pretensado.

Las acciones producidas por el pretensado se valorarán teniendo en cuenta la forma de introducción de las mismas y la posibilidad de deformación de la estructura.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



El pretensado será tipo P1 según la IAP-11⁶. Estableciendo los tendones colocados en el interior de la sección de hormigón (ver Figura 10.4).

Pretensado .Definición en alzado

CABLEADO TIPO 1

R : RECTA
P : PARABOLA

Cable	Tramo	Tipo
1	1	1

Copiar tramos Añadir tramo
Eliminar tramo

Aceptar Cancelar Aplicar Ayuda

Param (m)	Valor
H1	0.220
H2	1.000
H3	1.000
H4	0.200
S1	12.000
S2	2.000
S3	13.000
S4	18.000
SR	1.000

Figura 10.4. Introducción del Pretensado en CivilCAD 2000.

10.2.2 Acciones Reológicas

Son aquellas producidas en las estructuras construidas con materiales en los que se producen deformaciones en el transcurso del tiempo, debidas a la retracción, a la fluencia bajo las cargas o a otras causas. Son despreciables, en general, en los materiales metálicos, debiendo considerarse en el hormigón en masa, armado y pretensado.

A los modelos de CSIBridge se le introduce como un gradiente térmico en las barras que hacen que acorten su longitud (ver Figura 10.5).

⁶ Orden FOM/2842/2011, de 29 de Septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Publicado en: «BOE» núm. 254, de 21 de octubre de 2011, páginas 110164 a 110225 (62 págs.).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN		
Área Vigas (m ²)	4,37	
f _{ck} vigas (N/mm ²)	50	
Área Losa Tablero (m ²)	4,72	
f _{ck} tablero (N/mm ²)	50	
f _{ck} promedio (N/mm ²)	50	
Área del elemento (m ²)	9,1	
t _s Instante inicial de la retracción (días)	7	
t Instante de evaluación (días)	10000	
Perímetro Expuesto (m)	39,9	
Espesor medio (mm)	456,21	
Coefficiente K _e	0,69	
f _{cm,28} (N/mm ²)	58	
β _{cc} (t)	1,2672	
s	0,25	
f _{cm} (t) (N/mm ²)	73	
Tipo de endurecimiento	Normal	
α _{ds1}	4	
α _{ds2}	0,12	
HR	70	
β _{HR}	-1,02	
ε _{cd,infinito}	-2,85E-04	
ε _{ca,infinito}	-1,00E-04	
Coefficiente evolucion temporal b(t-t _s)	0,962	
ε _{cd} (t)	-1,90E-04	
β _{as} (t)	1,00E+00	
ε _{ca} (t1)	-1,00E-04	
Retracción ε_{cs}(t2)	-2,90E-04	-0,3 mm/m
FLUENCIA DEL HORMIGÓN		
t ₀ instante en aplicar la carga (días)	7	
φ _{HR}	1,15	
α ₁	0,70	
α ₂	0,90	
β(f _{cm})	2,21	
β(t ₀)	0,63	
φ ₀	1,61	
β _H	963,98	
α ₃	0,78	
β _c (t _s -t ₀)	0,97	
φ(t ₀)	1,57	
P ₀ (KN)	12870	
σ(t ₀) (N/mm ²)	1,42	
E _{c28} (N/mm ²)	32902,45	
E _{ct0} (N/mm ²)	35324,56	
Fluencia ε_{cσ}(t2,t1)	1,08E-04	
TOTAL DEFORMACIONES (FLUENCIA+RETRACCIÓN)		
Fluencia + Retracción	3,98E-04	0,40 mm/m (Valor aproximado 1mm/m)
Acortamiento elástico en caso de tableros postesados.		
TEMPERATURA QUE PRODUCE DEFORMACIONES EQUIVALENTES (FLUENCIA+RETRACCIÓN)		
Coefficiente de dilatación térmica del hormi	1,00E-05	
Enfriamiento equivalente a retracción	29,02	°C
Enfriamiento equivalente a fluencia	10,75	°C
Enfriamiento equivalente a retracción + flue	39,78	°C

Figura 10.5. Retracción y Fluencia del Hormigón.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN

Tablas 39.7.c y d

f_{ck}	35,0	N/mm ²
Humedad relativa	70,0	%
Área de la sección transversal A_c :	8,40	m ²
Perímetro en contacto con la atmósfera u	24,1	m
Espesor medio, e =	696	mm
ϵ_t (del Prontuario Informático)	4,12E-04	Se introduce en positivo

FLUENCIA DEL HORMIGÓN

Resistencia Hormigón	35,0	
Fuerza tesado final del tablero	0,0	kN
Área transversal tablero	8,40	m ²
$\sigma(t_0)$	0,00	Mpa Tensión de compresión produce acortamiento
Se obtienen los valores de Prontuario EHE		
$E_{cm,28}$	29779	Mpa
β_E	1,175	
E_{c28}	34990	Mpa
Edad de la estructura a la puesta en carga	7	días
E_{c,t_0}	33578	MPa En el momento de aplicación de la carga
$\phi(t, t_0)$	2,300	Coefficiente de fluencia
$\epsilon_{cs}(t, t_0)$	0,00E+00	Representa acortamiento

TOTAL DEFORMACIONES (FLUENCIA+RETRACCIÓN)

Proyecto: 0

Fluencia + Retracción 4,12E-04

Acortamiento elástico en caso de tableros postesados.

Figura 10.6. Retracción y Fluencia del Hormigón en Losa.

10.3 Acciones Variables (Q).

Las acciones variables son las producidas por todas las sobrecargas que puedan afectar a la estructura.

10.3.1. Cargas verticales de vehículos.

Esta acción corresponde a las fuerzas verticales que los vehículos ejercen sobre el puente. Para ello, primero hay que definir los carriles virtuales en los que se divide la plataforma del tablero (ver Figura 10.7).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

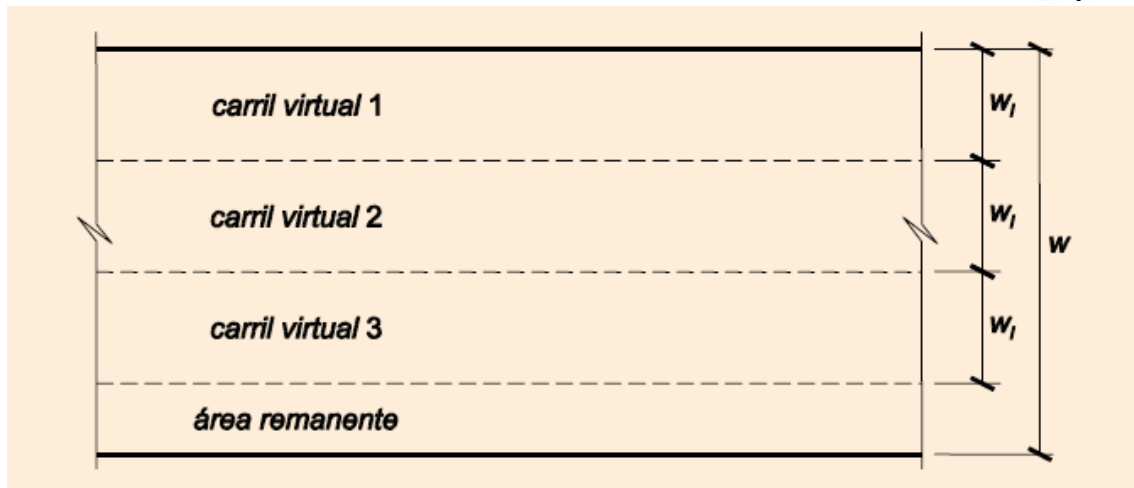


TABLA 4.1-a DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES

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

Figura 10.7. Carriles.

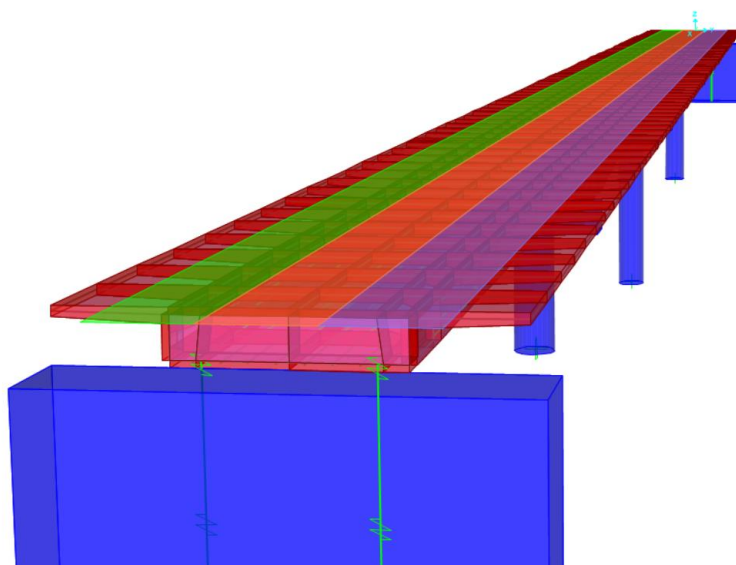


Figura 10.8. Carriles en Modelo CSI Bridge.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



A partir de la tabla 4.1-a de la IAP-11⁷ y teniendo en cuenta que el pavimento de la carretera que discurre sobre el puente tiene 9 metros de ancho se obtienen 2 carriles virtuales de 3 metros de ancho con 2.60 m de área remanente, el carril 1 se sitúa en la parte izquierda de la plataforma del tablero, el carril 2 en el centro y el área remanente a la derecha (ver Figura 10.8).

Una vez definidos los carriles verticales hay que asignarle sus correspondientes cargas a cada uno de ellos. La normativa considera una carga puntual, que representa un vehículo pesado, y una carga uniformemente distribuida sobre cada carril con los siguientes valores. Las cargas puntuales pueden actuar en cualquier posición en su carril, mientras que la sobrecarga uniforme actúa permanentemente en su carril (ver Figura 10.9):

TABLA 4.1-b VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO

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

Figura 10.9. Sobrecarga de Uso.[6]

La IAP-11 también define una distribución de que cada rueda ejerce sobre la estructura, sin embargo al no ser necesario hacer comprobaciones locales no se tienen en cuenta.

En el modelo del puente esta carga se introduce creando los 3 carriles virtuales y asignándole a cada uno de ellos su respectivo vehículo (ver Figura 10.10).

⁷ Orden FOM/2842/2011, de 29 de Septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Publicado en: «BOE» núm. 254, de 21 de octubre de 2011, páginas 110164 a 110225 (62 págs.).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Acera izquierda
Anchura: 1.7 m
Carga repartida: 0.255 T/m²

Acera derecha
Anchura: 1.7 m
Carga repartida: 0.255 T/m²

Tráfico sobre plataforma

Acciones verticales

☒ Considerar la acción de tráfico

Valores característicos de las cargas

Situación	Carga por rueda (T)	Sobrecarga repartida (T/m ²)
Carril nº 1	15.291	0.917
Carril nº 2	10.194	0.255
Carril nº 3	5.097	0.255
Resto carriles	0.000	0.255
Area remanente	0.000	0.255

Ubicación ruedas vehículo pesado

	X (m)	Y (m)
1	0.000	-1.000
2	0.000	1.000
3	1.200	-1.000
4	1.200	1.000

Añadir carga Eliminar carga

Ancho de los carriles

Punto	Ancho Plataforma(m)	Ancho Carril (m)
1	0.000	0.000
2	3.000	3.000
3	5.399	3.000
4	5.400	2.700
5	6.000	3.000
6	1000.000	3.000

Añadir punto Eliminar Punto

Coefficientes de excentricidad

Barra	Cq	Cm
38	1.000	1.000
39	1.000	1.000
40	1.000	1.000

Distancia desplazamiento vehículo pesado: 1 m

Recuperar valores IAP

Ayuda Aplicar Aceptar Cancelar

Figura 10.10. Cargas de Tráfico en CivilCAD 2000.

10.3.2. Cargas verticales en zonas de uso peatonal.

En las zonas de uso peatonal se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 KN/m² en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente (ver Figura 10.11).

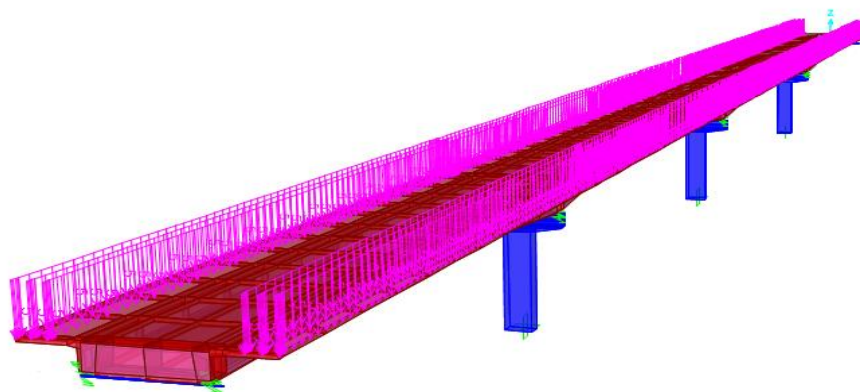


Figura 10.11.Carga Variable Peatonal.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



10.3.3. Frenado y arranque.

Esta acción corresponde a la fuerza longitudinal que los vehículos ejercen sobre la carretera al frenar o arrancar.

La IAP-11⁸ indica que, aunque los carriles sean de sentido opuesto se ha de considerar que sean de sentido único. Como este último caso es el que genera una situación más desfavorable ante momentos en eje transversal, solo se tendrá en cuenta este caso.

Para determinar este valor se considera una fuerza que es la fracción de la carga vertical sobre cada carril según la expresión:

$$Q_{lk} = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.1 \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

En este caso la distancia máxima entre juntas contiguas es de 200 metros, por tanto:

$$Q_{lk} = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 9 \times 3 \times 200 = 900 \text{ kN}$$

Al ser un trazado recto, la fuerza centrífuga tiene el valor de 0 kN.

CÁLCULO FUERZA DE FRENADO Q_{lk}		
Longitud entre juntas	200 m	
Ancho de carril más solicitad	3 m	
Q_{1k}	90.00 t	882.90 kN
Q_{lk} distribuida en long entre juntas		4.41 kN/m
CÁLCULO FUERZA CENTRÍFUGA Q_{tk}		
Q_v (Peso total vehículos pes	100 t	
Fuerza centrífuga Vehíc. Pes	0.0 t	0 kN
Fuerza derrape	0.0 t	0 kN
Total fuerzas transversales	0.0 t	0 kN

Figura 10.12. Cuadro General de Fuerzas de frenado y centrífuga.

10.3.4 Viento

Para el cálculo de la acción del viento se seguirán las directrices del apartado “4.2 Viento” de la IAP-11⁹, el cual nos indica que esta carga se podrá asimilar a una fuerza

⁸ Orden FOM/2842/2011, de 29 de Septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Publicado en: «BOE» núm. 254, de 21 de octubre de 2011, páginas 110164 a 110225 (62 págs.).

⁹ Orden FOM/2842/2011, de 29 de Septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). Publicado en: «BOE» núm. 254, de 21 de octubre de 2011, páginas 110164 a 110225 (62 págs.).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



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

- 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 citada normativa.

$$f_B = 0.18 \sqrt{\frac{g}{v}}$$

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/s²

Por lo cual:

$$f_B = 0.18 \sqrt{\frac{9,8}{0,007}} = 6,74 \text{ Hz}$$

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.

Velocidad media del viento: Para la obtención media del viento se corregirá la velocidad básica para, según a qué altura actúe y la topografía del terreno.

Por tanto, dichas velocidades serán:

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_0 \cdot v_b(T)$$

Donde:

$$C_0 = 1.1$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



$C_r(z)$, depende de la topografía de la zona.

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

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \text{ para } z < z_{min}$$

TABLA 4.2-b COEFICIENTES k_r , z_0 , Y z_{min} SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO

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

Figura 10.13. Coeficientes según el tipo de entorno. [6]

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:

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

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.

$$\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \text{ Presión de la velocidad básica del viento}$$

$v_b(T)$ 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:

$$v_b = C_{dir} C_{season} v_{b,0}$$

Donde:

C_{dir} factor direccional del viento, a falta de estudios más precisos se tomará al 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.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

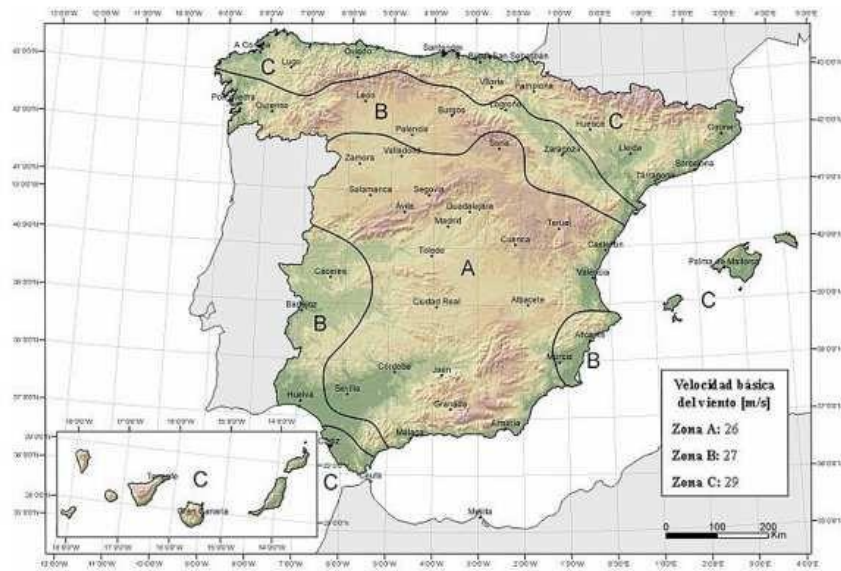


Figura 10.14. Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica del viento.[7]



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Velocidad básica del viento			
Velocidad básica fundamental	$v_b(T)$	27,00	m/s
Factor direccional del viento	C_{dir}	1,0	
Factor estacional del viento	C_{season}	1,0	
Zona del mapa de isotacas (<i>Figura 4.2-a</i>)		Zona A	
Velocidad básica fundamental	$v_{b,0}$	26	m/s
Periodo de retorno	T	100	años
Factor de probabilidad	C_{prob}	1,04	
Velocidad media del viento			
Velocidad media del viento	$v_m(z)$	32,19	m/s
Factor de rugosidad	$C_r(z)$	1,084	
Factor de topografía	C_o	1,1	
Altura del punto de aplicación	z	15	m
Tipo de entorno (<i>Tabla 4.2-b</i>)	Tipo	II	
Presión de la velocidad punta			
Presión de la velocidad punta	$q_p(z)$	0,138	t/m ²
Presión de la velocidad punta	$q_p(z)$	1,354	kN/m ²
Presión de la velocidad básica	q_b	0,046	t/m ²
Presión de la velocidad básica	q_b	0,451	kN/m ²
Coefficiente de exposición	$C_e(z)$	3,007	
Empuje transversal por unidad de longitud de la pila			
Ancho de la Pila=	2,00	m	Ancho opuesto al viento
Presión de la velocidad básica	q_b	0,046	t/m ²
Coefficiente de exposición	$C_e(z)$	3,007	
Coefficiente de fuerza transve	C_f =	1,65	
Empuje unitario	fw =	0,46	t/m
Empuje unitario	fw=	4,48	kN/m
Empuje longitudinal por unidad de longitud de la pila			
Ancho de la Pila=	2,00	m	Ancho opuesto al viento
Presión de la velocidad básica	q_b	0,046	t/m ²
Coefficiente de exposición	$C_e(z)$	3,007	
Coefficiente de fuerza transve	C_f =	2,28	
Empuje unitario	fw =	0,63	t/m
Empuje unitario	fw=	6,19	kN/m
Empuje transversal	fw_t=	4,48	kN/m
Empuje longitudinal	fw_l=	6,19	kN/m

Figura 10.15. Cuadro General Velocidad Básica del viento



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Datos geométricos						
Presión de la velocidad punta			$q_v(z)$	1,354	kN/m2	
Ancho del tablero			12,2	m		
Canto del tablero			3,2	m		y_{ref} 0,00 m
Resumen de viento, sin sobrecarga						
q_v [kN/m]	q_l [kN/m]	q_t [kN/m]	$Y_{g,ref} (q_t)$ [m]	$\Delta M_{ors or, v}$ [m kN/m]		
15,043	2,371	8,987	2,460	45,882		
Empuje transversal						
			Coef. Fuerza trans vers al		$C_{f,x}$	1,356
Conjunto del tablero						
Elemento	nº	Canto	Ocultamiento	q_t [t/m]	y_g [m]	$M_{ors or, t}$ [mt/m]
Tablero	1	3,20	1,00	0,606	1,600	0,970
Barandillas	2			0,310	4,142	1,284
						0,000
$y_{g, ref}$	2,460	m		0,916	2,254	
Defensa metálica, referido a su base						
Elemento	$C_{f,x}$	Canto	Ocultamiento	q_t [t/m]	y_g [m]	$M_{ors or, t}$ [mt/m]
Baran. Sup	2,3	0,18	1,00	0,058	1,41	0,082
Tirante (fleje)	2	0,10	1,00	0,028	0,94	0,026
Baran. Inter.	1,9	0,10	1,00	0,027	0,65	0,018
Baran. Inf	2,1	0,10	1,00	0,030	0,35	0,011
Mastil	2,2	0,30	0,12	0,012	0,75	0,009
$y_{g, inf}$	0,942	m		0,155	0,146	
Empuje vertical						
Elemento	q_v [t/m]	$M_{ors or, v}$ [mt/m]				
Tablero	1,533	4,677				
Empuje longitudinal						
Elemento	Frac.emp.t. [%]	Coef.reduct or f	q_t [t/m]	q_l [t/m]		
Tablero	25%	0,788	0,606	0,119	$\phi [L/L(z)]$	0,401
Barandillas	50%	0,788	0,310	0,122	c_o	1,1
					L	200,00
					L(z)	78,01
					z	15,00
			0,916	0,242	f	0,788

Figura 10.16.Carga de viento. Empuje sin sobrecarga.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Datos geométricos						
Presión de la velocidad punta			$q_p(z)$	1,354	kN/m2	
Ancho del tablero			12,2 m			
Canto del tablero			5,2 m	y_{ref}	0,00	m
Resumen de viento, con sobrecarga						
q_v [kN/m]	q_l [kN/m]	q_t [kN/m]	$Y_{g,ref} (q_t)$ [m]	$\Delta M_{tors or, v}$ [m kN/m]		
15,043	3,721	15,838	2,896	45,882		
Empuje transversal						
			Coef. Fuerza transversal		$C_{f,x}$	1,796
Conjunto del tablero						
Elemento	nº	Canto	Ocultamiento	q_t [t/m]	y_g [m]	$M_{tors or, t}$ [mt/m]
Tablero	1	5,2	1	1,304	2,600	3,392
Barandillas	2			0,310	4,142	1,284
$y_{g, ref}$		2,896 m		1,614		4,676
Defensa metálica, referido a su base						
Elemento	$C_{f,x}$	Canto	Ocultamiento	q_t [t/m]	y_g [m]	$M_{tors or, t}$ [mt/m]
Baran. Sup	2,3	0,18	1,00	0,058	1,41	0,082
Tirante (fleje)	2,0	0,10	1,00	0,028	0,94	0,026
Baran. Inter.	1,9	0,10	1,00	0,027	0,65	0,018
Baran. Inf	2,1	0,10	1,00	0,030	0,35	0,011
Mástil	2,2	0,30	0,12	0,012	0,75	0,009
$y_{g, inf}$		0,942 m		0,155		0,146
Empuje vertical						
Elemento	q_v [t/m]	$M_{tors or, v}$ [mt/m]				
Tablero	1,533	4,677				
Empuje longitudinal						
Elemento	Frac.emp.t. [%]	Coef.reduct or f	q_t [t/m]	q_l [t/m]		
Tablero	25%	0,788	1,304	0,257		
Barandillas	50%	0,788	0,310	0,122		
			1 614	0 379		
					$\phi [L/L(z)]$	0,401
					c_o	1,1
					L	200,00
					L(z)	78,01
					z	15,00
					f	0,788

Figura 10.17. Carga de viento. Empuje con sobrecarga.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Hipótesis	q transversal [kN/m]	q longitudinal [kN/m]	q vertical [kN/m]
Sin S.C. Vertical	8,99	2,37	15,04
Con S.C. Vertical	15,84	3,72	15,04
Pilas	4,48	6,19	

Figura 10.18.Carga de viento. Resumen.

10.3.5 Acción térmica.

Para tener en cuenta esta acción, la normativa distingue varios tipos de tableros entre los cuales el definido en este proyecto forma parte del tipo III (tablero de hormigón armado o pretensado sean losas, vigas o cajones).

Al igual que pasaba con el viento para determinar la componente uniforme de la temperatura para un periodo de retorno de 100 años, será necesario obtener el valor de temperatura máximo del mapa de isotermas y la temperatura mínima a partir de la zona en la que se encuentra el municipio.

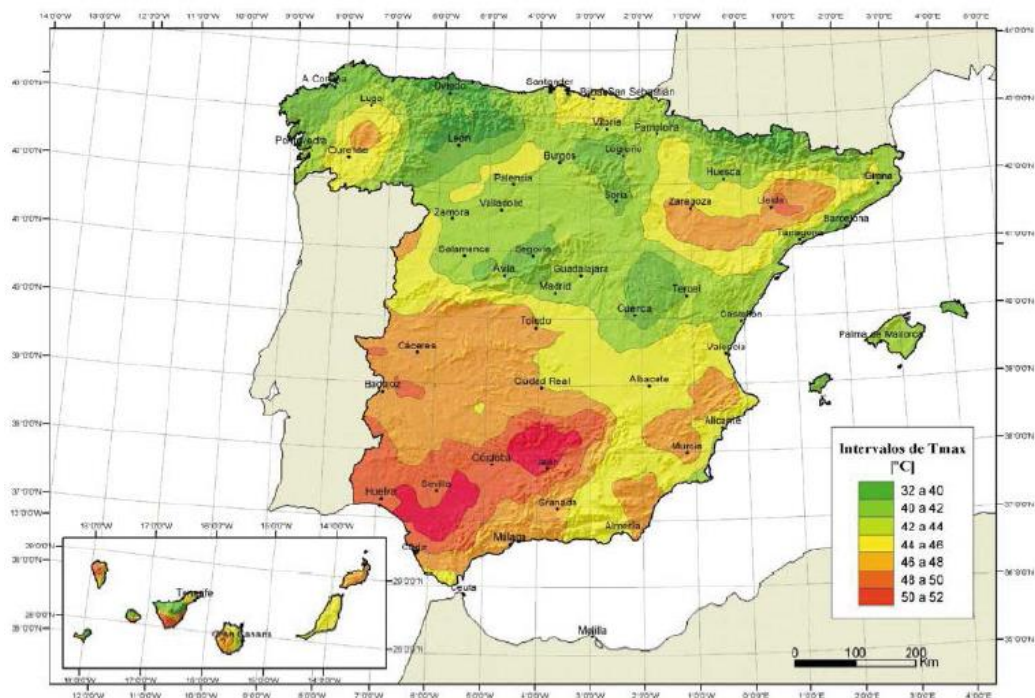


Figura 10.1912.Mapa de isotermas para la obtención de la temperatura máxima anual del aire. [7]



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Como se puede observar, el rango de temperaturas máximas del aire del municipio de Vados de Torralba puede encontrarse entre los 48°C y 50°C (ver Figura 10.19).



Figura 10.20. Zonas climáticas de invierno.[7]

Junto a esta figura aparece una tabla (tabla 4.3-a) (Ver Figura 10.21) que muestra cual es la temperatura mínima de un lugar en función de su altitud y de la zona en la que se encuentra en el mapa anterior. Vados de Torralba se sitúa a una altitud de 270 msnm.

TABLA 4.3-b VALORES DE $\Delta T_{e,min}$ Y $\Delta T_{e,max}$ PARA EL CÁLCULO DE LA COMPONENTE UNIFORME DE TEMPERATURA

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{e,min}$ [°C]	$\Delta T_{e,max}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

Figura 10.2113. Valores para cálculo de la componente uniforme de temperatura.[6]

La temperatura máxima y mínima para un periodo de retorno de 100 años sería:

$$T_{max,\rho} = T_{max} \{k_1 - k_2 \ln[-\ln(1 - \rho)]\}$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



$$T_{min,\rho}=T_{min}\{k_1 - k_2 \ln[-\ln(1 - \rho)]\}$$

La componente uniforme de temperatura se determinará de la siguiente manera:

$$T_{e,min}=T_{min}+\Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max}=T_{max}+\Delta T_{e,max}$$

Temperatura máxima y mínima del aire

Temperatura máxima del aire $T_{máx,p}$ 54.01 °C

Temperatura mínima del aire $T_{mín,p}$ -10.00 °C

Valor caract. de la temperatura máxima del aire a la sombra (ver fig. 4.3-a)

$T_{máx}$ 52.00 °C

Valor caract. de la temperatura mínima del aire a la sombra

$T_{mín}$ -9.00 °C

Altitud del emplazamiento 270 m

Zona climática invernal (ver fig. 4.3-b) Zona 6

Periodo de retorno T 100 años

Temperaturas medias de la sección transversal

Temperatura efectiva máxima $T_{e,máx}$ 55.51 °C

Temperatura efectiva mínima $T_{e,mín}$ -2.00 °C

Tipo de tablero Tipo 3: Tablero de hormigón

Variación de la componente uniforme de temperatura en tablero

Máxima variación de la componente uniforme en dilatación ΔT_{Nexp} 30.51 °C

Máxima variación de la componente uniforme en contracción ΔT_{Ncon} -27.00 °C

Temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento T_0 25.00 °C

Variación de la componente uniforme de temperatura en apoyos y juntas

Máxima variación de la componente uniforme en dilatación ΔT_{Nexp} 45.51 °C

Máxima variación de la componente uniforme en contracción ΔT_{Ncon} -42.00 °C

Diferencia vertical

Dif. vertical de temperatura, fibra superior más caliente (Gradiente +) ΔT_{Mheat} 10.00 °C

Dif. vertical de temperatura, fibra superior más fría (Gradiente -) ΔT_{Mcool} -5 °C

Tipo de tablero Tipo 3: Tablero de hormigón Sección Cajón

Espeor de pavimento 60 mm

Coefficiente de influencia del tipo de espeor de pavimento

Fibra superior más caliente ks ur 1.00

Fibra superior más fría ks ur 1.00

Diferencia horizontal

Diferencia horizontal de temperatura entre las dos caras externas del tablero ΔT_t 5 °C

Orientación del tablero Próxima Norte-Sur

Longitud del voladizo l_v 2.85 m

Proyección del paramento lateral del tablero sobre el plano vertical h_a 2.75 m

Efecto de la variación de la componente uniforme de temperatura en apoyos y juntas

Dilatación 4.55E-04 m/m

Contracción -4.20E-04 m/m



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Elemento	T+ [°C]	T- [°C]	Gradiente + [°C]	Gradiente - [°C]
Tablero	31	-27	10.00	-5
Apoyos y Juntas	46	-42	10.00	-5

Figura 10.22. Cuadro general de acciones climáticas.

10.3.6 Sismo



Figura 10.23. Mapa sísmico de España Norma NCSE-02. [7]

En esta Norma los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

-**Terreno tipo I:** Roca compactada, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s > 750$ m/s.

-**Terreno tipo II:** Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400$ m/s.

-**Terreno tipo III:** Suelo granular de compactación media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq V_s > 200$ m/s.

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



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Tipo de terreno	Coefficiente C	Velocidad V_s (m/s)
I	1.0	> 750
II	1.3	400 – 750
III	1.6	200 – 400
IV	2.0	< 200

Figura 10.24. Coeficiente tipo de terreno Norma NCSE-02.[7]

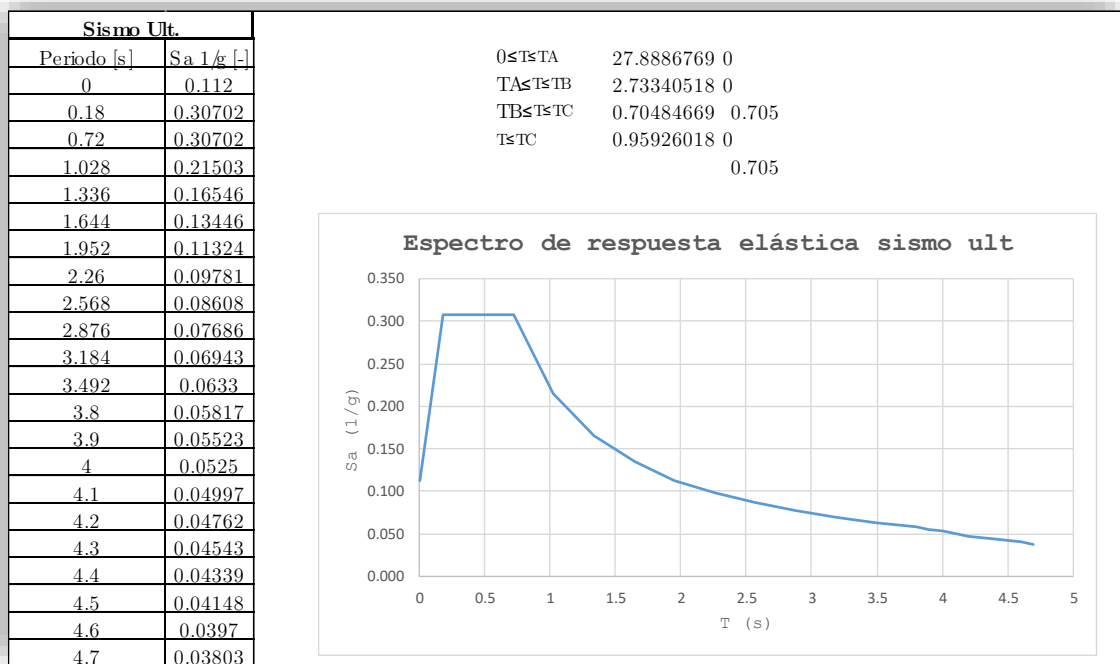


Figura 10.25. Espectro de respuesta elástica al sismo último.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

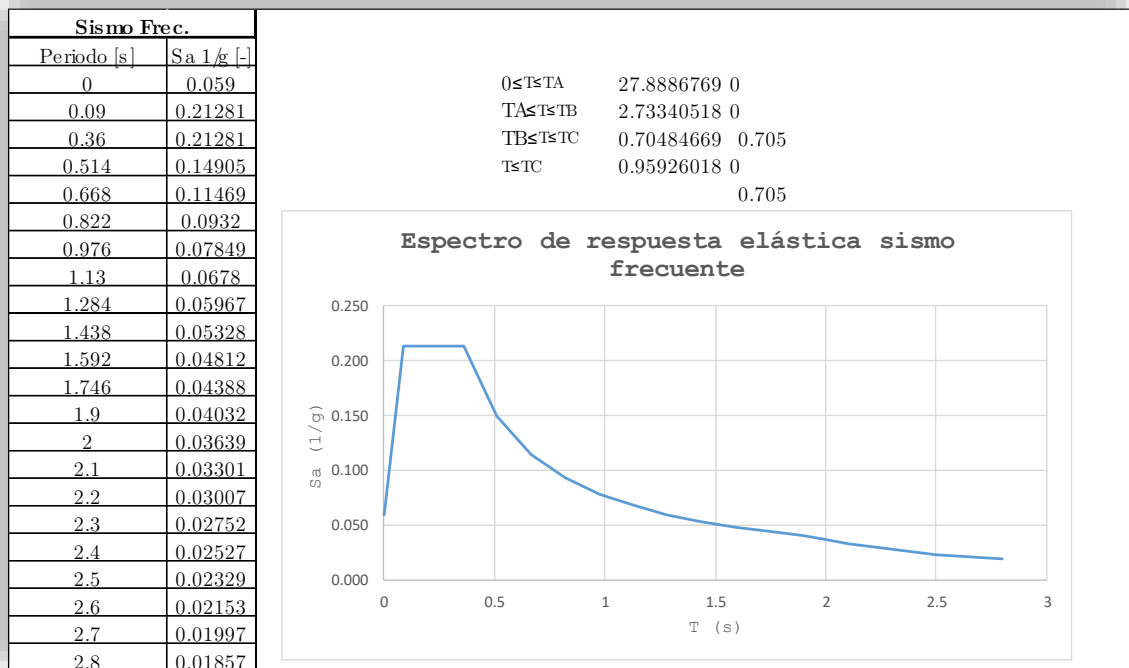


Figura 10.26. Espectro de respuesta elástica al sismo frecuente.

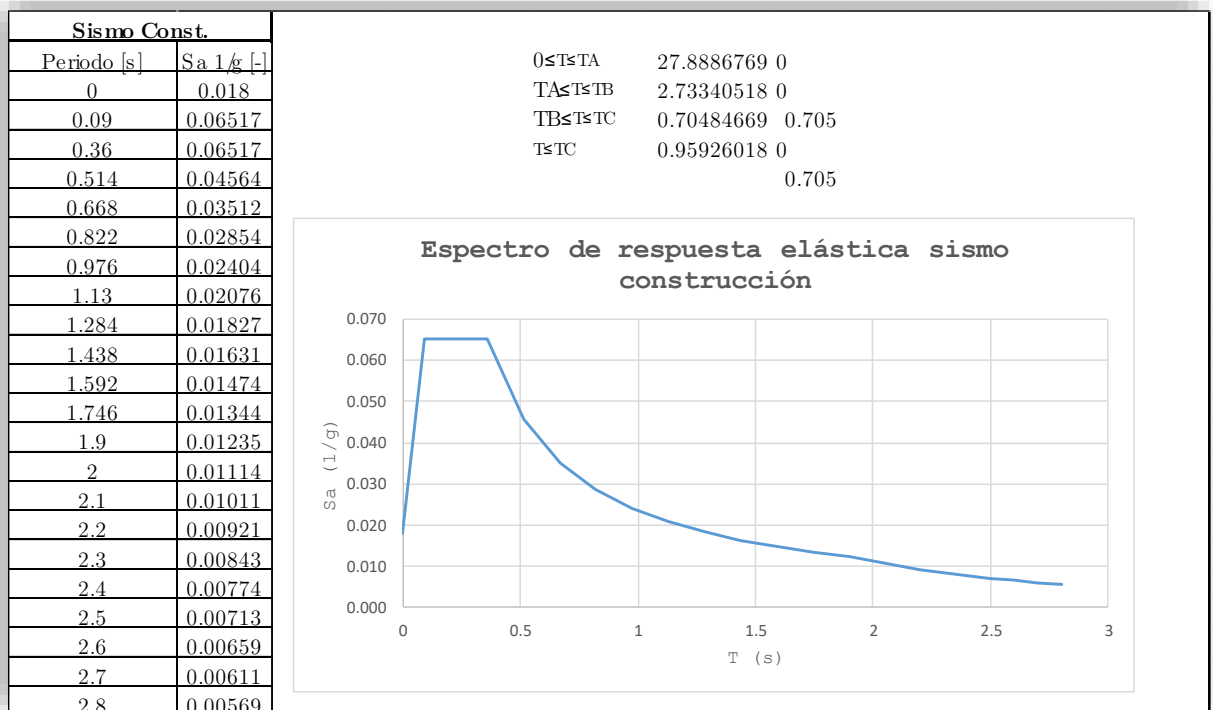


Figura 10.27. Espectro de respuesta elástica al sismo construcción.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Datos generales				
Provincia	Jaén			
Municipio de referencia	Vados de Torralba			
Aceleración Sísmica Básica	ab	0.06	g	
Coefficiente de Contribución	K	1.00		
Clasificación del Puente, Importancia	ESPECIAL			
Factor de importancia	γ_I	1.30		
Definición del Terreno	C	1.80		
(Solo los 30m primeros)	Es trato	Tipo	Espesor	
	1	IV	15.00	m
	2	III	15.00	m
	3	III	0.00	m
	4	III	0.00	m
		Sismo Ult.	Sismo Frec.	Sismo Const.
Periodo de Retorno	Pr	500	100	10 años
Factor de Importancia	γ_I	1.30	1.30	1
Factor de Periodo de Retorno	γ_{II}	1.00	0.53	0.21
Factor de Riesgo	r	1.30	0.68	0.21
Coefficiente de Amplificación del Terreno	S	1.44	1.44	1.44
Aceleración Sísmica de Cálculo	ac	0.112	0.059	0.018 g
Velocidad Máxima del Terreno	vc	0.159	0.042	0.013 m/s
Desplazamiento Máximo del Terreno	dc	0.075	0.010	0.003 m
Definición del Espectro de Respuesta Elástico				
		Sismo Ult.	Sismo Frec.	Sismo Const.
Periodos de Referencia	TA	0.18	0.09	0.09 s
	TB	0.72	0.36	0.36 s
	TC	3.800	1.900	1.900 s
Tipología del Puente	Hormigón Pret.			
Índice de Amortiguamiento	ξ	4	2	2 s
Factor de Corrección Por Amortiguamiento	ν	1.093	1.443	1.443
Ordenada Espectral Máxima	Sa,max	0.307	0.213	0.065 g

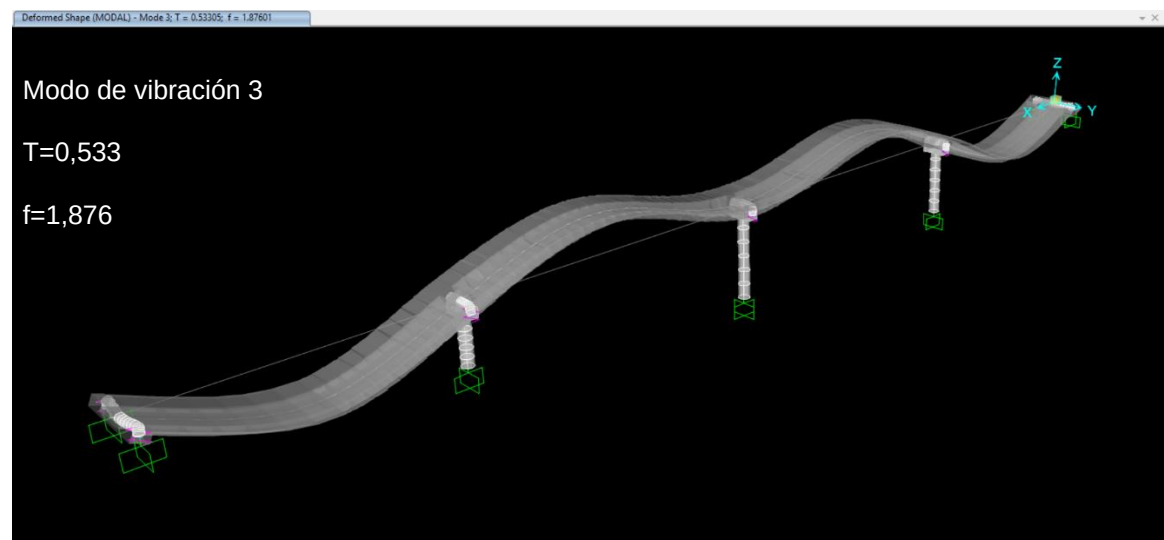
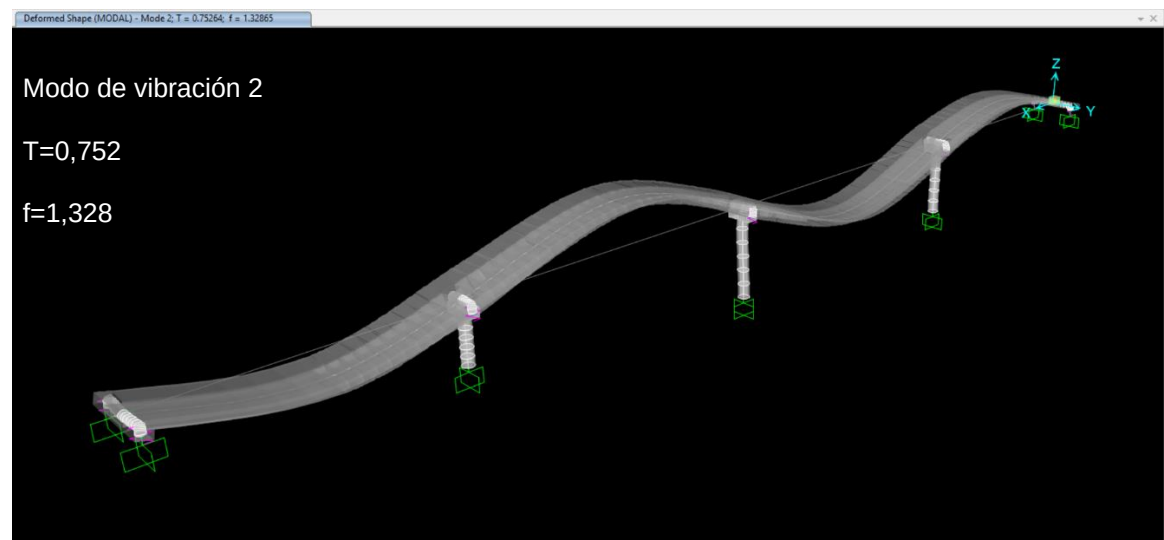
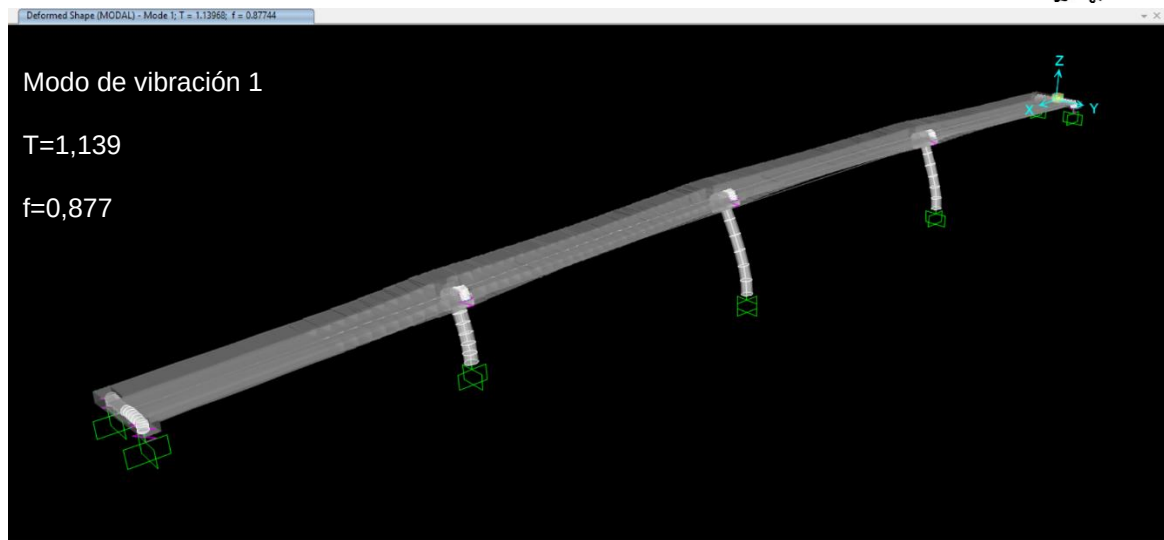
Figura 10.28. Cuadro general acción sísmica.

Como se observa, los modos de vibración presentan un modo característico de movimiento de la estructura, siendo los tres primeros con un marcado sentido longitudinal del movimiento; el cuarto y quinto presentan predominantemente movimiento transversal en el que se genera torsiones y flexiones transversales del tablero.

Asimismo, se ha calculado los periodos fundamentales para los primeros 15 modos de vibración, siendo los más representativos los 5 primeros modos (ver Figura 10.29). Por tanto, podemos adelantar que el comportamiento de la estructura debida al sismo será principalmente longitudinal.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



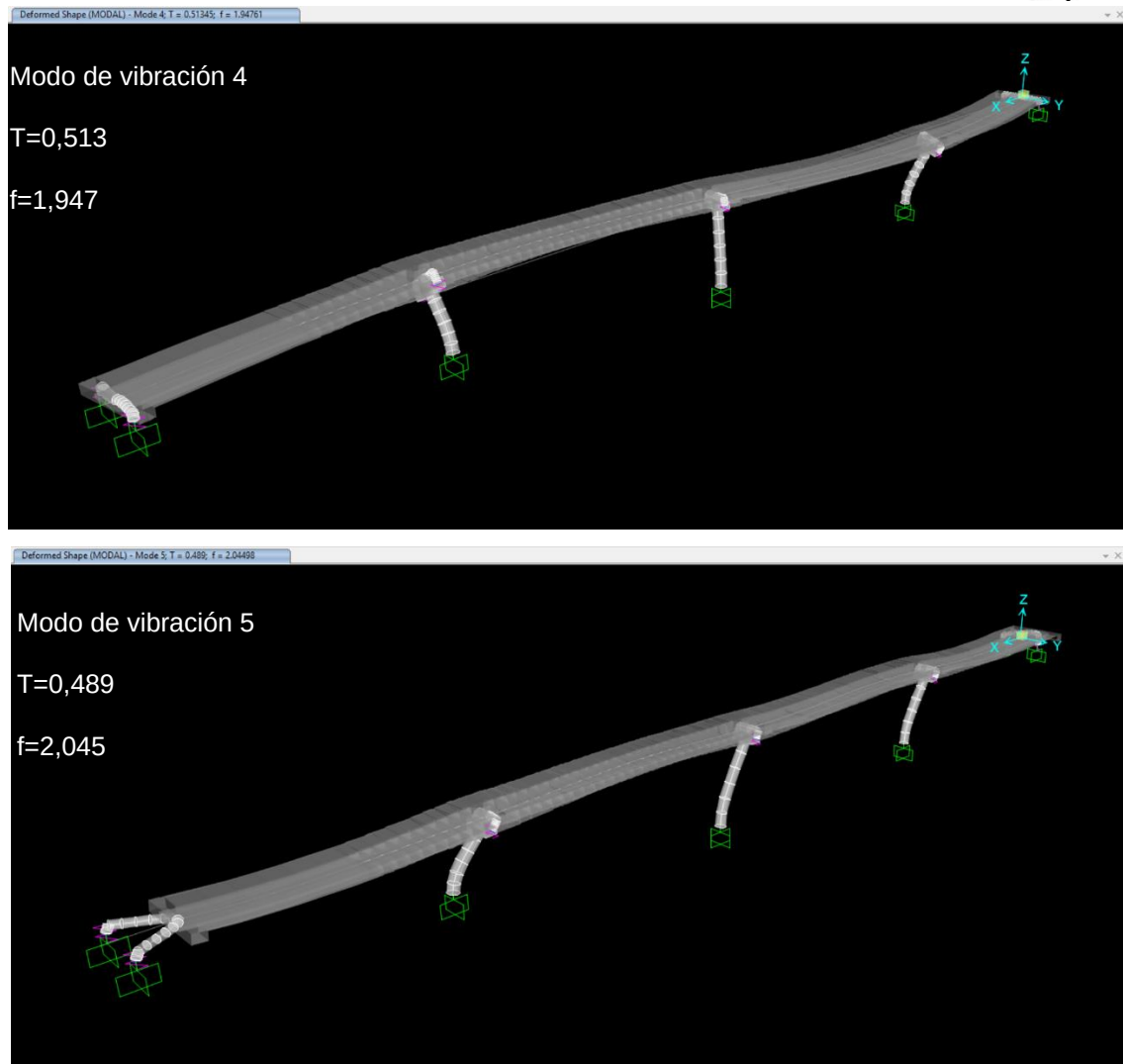


Figura 10.29. Deformadas del Sismo según modos de vibración 1, 2, 3, 4 y 5.

10.4 Acciones Accidentales

Este tipo de acciones no se tendrán en cuenta ya que no hay circulación bajo el puente y es muy poco probable que haya algún tipo de impacto sobre la estructura.

10.5 Combinación de Acciones.

La combinación de acciones se va a realizar en base a la IAP-1. La comprobación a realizar para estado límite último será de agotamiento. Por tanto, los coeficientes a utilizar en las combinaciones de acciones son los reflejados en la siguiente tabla (ver Figura 10.30).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



**TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f
(PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)**

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
	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

Figura 10.30. Coeficientes parciales para las acciones. [6]

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

Para el uso de esta expresión, la normativa añade una serie de prescripciones:

-La sobrecarga de uso está representada, para su combinación con el resto de las acciones, mediante los grupos de cargas definidos en la tabla 4.1-C.

-Cuando se considere el viento transversal sobre el tablero se considerará la actuación simultánea de la componente vertical y el momento del vuelco correspondiente.

-Cuando se considere el viento longitudinal sobre el tablero no se tendrá en cuenta la actuación simultánea del viento transversal, ni el empuje vertical ni el momento de vuelco correspondiente.

-Si se considera la acción del viento como predominante la sobrecarga de uso no será concomitante correspondiente



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



-Cuando se considere el grupo de cargas de tráfico gr 2(Fuerzas Horizontales), no actuarán el viento ni la nieve.

-No se considerará la acción simultánea del viento y de la acción térmica.

-La carga de nieve y la sobrecarga no se aplicarán simultáneamente salvo en zonas de alta montaña.

Para las comprobaciones de los estados límite de servicio se tendrán en cuenta las combinaciones frecuentes (usadas para la comprobación de la flecha máxima vertical y pretensado), característica (para el pretensado), casi-permanente (fisuración).

- Combinación característica:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} \cdot G'_{k,m} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} \cdot G'_{k,m} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} \cdot G'_{k,m} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Los coeficientes parciales para este estado límite se tomarán de la tabla (ver Figura 10.31).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_F (ELS)

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

Figura 10.31. Coeficientes parciales para las acciones (ELS). [6]

Los factores de simultaneidad son los mismos tanto para ELU como para ELS y se tomarán de la siguiente tabla (ver Figura 10.32).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

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

Figura 10.32. Factores de simultaneidad. [6]

11. MODELO DE CÁLCULO

A continuación, se indica el proceso seguido para el cálculo del puente:

-Predimensionamiento de la sección. Definido el ancho de la plataforma necesaria para la correcta movilidad de los vehículos se han definido las restantes dimensiones mediante una estimación de los valores a partir de los datos más habituales para la mencionada sección y la longitud de vano de cálculo.

-Creación del modelo. La modelización de la estructura se ha realizado mediante dos programas informáticos CivilCAD2000 y CSiBridge. Se han desarrollado 3 modelos distintos de cálculo, dos modelos tipo barra y uno tipo Shell. Los modelos han consistido en una plataforma apoyada en sus puntos correspondientes a estribos y pila siendo ésta la directriz del puente. Los modelos poseen los valores de área material e inercia de la sección real.

-Aplicación de cargas y acciones: Una vez se ha definido el modelo se ha procedido a la aplicación de todas las cargas y a las posteriores combinaciones citadas en



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



apartados anteriores y afectadas por sus respectivos coeficientes. Posteriormente se han obtenido las envolventes para cada combinación.

-Dimensionamiento del tablero: Se ha realizado una comprobación de ELS y se han dimensionado las armaduras para ELU más desfavorable. Las comprobaciones a realizar se corresponden al desplazamiento vertical al momento último a resistir por la armadura activa, dimensionamiento a cortante de la sección y dimensionamiento a flexión transversal de los voladizos.

-Dimensionamiento de los apoyos: Una vez dimensionado el tablero se procede al dimensionamiento de los apoyos de neopreno zunchado para, por un lado, permitir las deformaciones impuestas sin que estas afecten de manera sustancial a las pilas y estribos y por otro, transmitir las cargas a sus elementos estructurales inferiores para que estas las transmitan a las cimentaciones.

-Dimensionamiento de las pilas: Se han dimensionado para la combinación de acciones más desfavorables.

-Dimensionamiento de la cimentación teniendo en cuenta los esfuerzos que recibe la pila.

-Dimensionamiento de estribos y sus respectivas cimentaciones.

11.1. Programas Utilizados

-CIVILCAD2000: Se trata de un paquete de módulos que permite diseñar y calcular diferentes elementos estructurales (tableros de vigas, marcos, estribos, puentes postensados...) desarrollado por CivilCad Consultores S.L.

-CSiBridge: Aplicación que integra las capacidades de modelación, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo.

Incluye un algoritmo interno que soporta la modelación basada en la definición paramétrica de los varios elementos estructurales del puente (estribos, aparatos de apoyo, sección del tablero, geometría en planta y alzado, pilares, entre otros), permitiendo generar y actualizar el modelo, a cada momento, con elementos de barra, concha o sólido.

El programa está preparado para la generación de modelos con geometrías complejas y diversos tipos de cargas y análisis. Permite definir rápidamente vehículos y carriles de carga e incluir los efectos del ancho (consideración automática de la distribución transversal de cargas).

Dicho programa realiza, analiza y comprueba puentes de vigas de hormigón armado y pretensado de varias geometrías parametrizables, puentes mixtos, puentes atirantados, puentes colgantes, puentes en arco, en cajón...

-Prontuario Informático del hormigón estructural(EHE-08): Se trata de un software desarrollado por el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), que



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



permite la realización de cálculos basándose en la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08.

Algunas de sus aplicaciones son: Comprobación y diseño de secciones, características de los materiales, cálculos sobre estados límite, entre otras.

En la práctica, se ha utilizado este programa para el diseño y comprobación del armado en las secciones de los diversos elementos de hormigón proyectados, fundamentalmente: Pilas, comprobación del armado de la sección cajón y zapatas. El software es capaz de recomendar cuantías de armado en función de los esfuerzos a los cuales está sometida la sección.

-Microsoft Excel: Para realizar los cálculos que no se han podido determinar mediante software específico, como los anteriores mencionados, se ha recurrido al programa Excel desarrollado por Microsoft. Se trata de un programa de hojas de cálculo, en el que la información o los datos se introducen en tablas o forma matricial en las diferentes celdas. Es posible simplificar cálculos e incluso automatizarlos introduciendo las funciones u operaciones a realizar en las celdas.

De este modo, se han realizado cálculos de las combinaciones de acciones, pretensado de las vigas prefabricadas, etc.

-Autocad: Es un software CAD utilizado para dibujo 2D y modelado 3D. Actualmente es desarrollado y comercializado por la empresa Autodesk. El nombre AutoCAD surge como creación de la compañía Autodesk, en que Auto hace referencia a la empresa creadora del software y CAD a diseño Asistido por Computadora, teniendo su primera aparición en 1982. AutoCAD es un software reconocido a nivel internacional por sus amplias capacidades de edición, que hacen posible el dibujo digital de planos de edificios o la recreación de imágenes en 3D; es uno de los programas más usados por arquitectos, ingenieros, diseñadores industriales y otros. En definitiva, un generador de planos mediante los comandos introducidos por el usuario.



12. CÁLCULO SUPERESTRUCTURA

El cálculo de la superestructura comprende el cálculo del tablero, el cual está sometido a las diversas cargas antes mencionadas. El comportamiento del tablero está condicionado por la geometría, materiales, tipo y disposición de apoyos, etc.

Las fuerzas que el tablero le entregue a sus apoyos y por ende a las pilas y estribos serán obtenidas en las combinaciones de casos de carga estudiados.

Por tanto, se empieza con el cálculo del tablero en primer lugar.

12.1. Modelo Analítico.

Se construye un modelo estructural del puente con apoyo de la herramienta de software de análisis estructural del CivilCAD 2000, del cual se parte como estudio de leyes de esfuerzos y momentos. En añadido para la realización de este TFG se realizan dos modelos para hacer dos comprobaciones distintas:

- Un modelo con elementos tipo "Shell" para comparar las flechas, lo que permite introducir el pretensado y el resultado contempla las principales acciones a las que está sometida la estructura.

- Un modelo con elementos tipo barra para obtener combinaciones de esfuerzos de hipótesis de ELU, lo que permite comprobar las secciones más importantes de la estructura a tensiones normales y dimensionar la armadura pasiva longitudinal.

El objetivo básico en el modelaje analítico de la estructura del puente es proveer la formulación matemática más simple del comportamiento de la estructura que satisfaga un particular diseño para determinar la respuesta de la misma. Aceptando que se cuenta con las herramientas analíticas apropiadas para a cabo el análisis, el modelo debe reflejar las interacciones físicas propias de la estructura.

El modelo de elementos tipo barra esquematiza el tablero de la siguiente forma:

Los apoyos de pilas y estribos son empotrados en el terreno, ya que se ejecutarán con cimentación profunda por pilotes.

El tablero se divide en tramos de 1m con lo que se consigue introducir la complicada geometría de canto variable en las distintas secciones.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

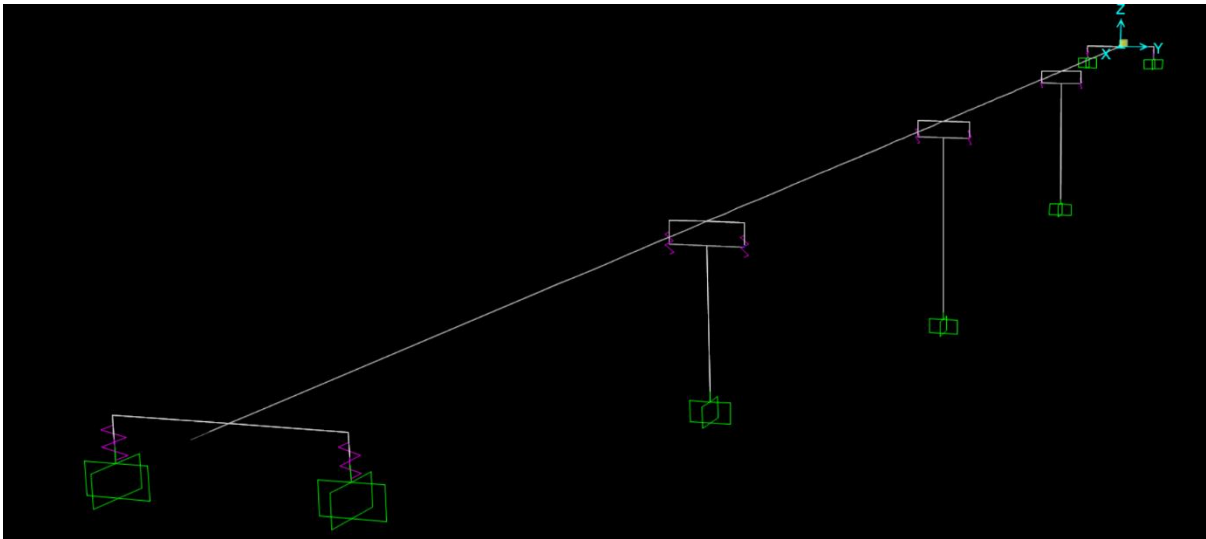
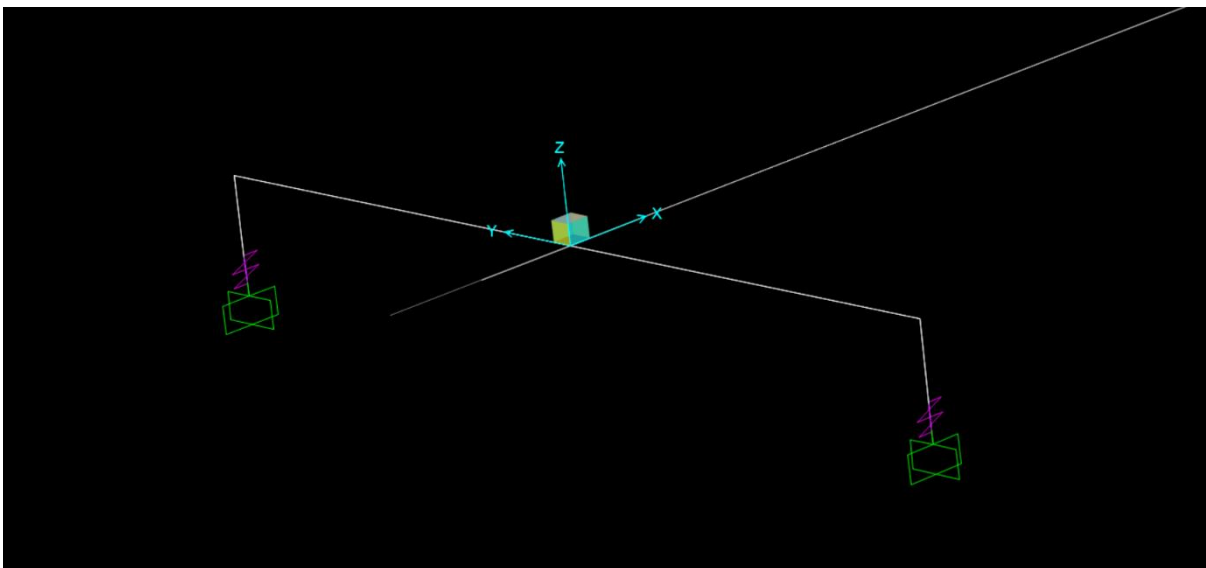


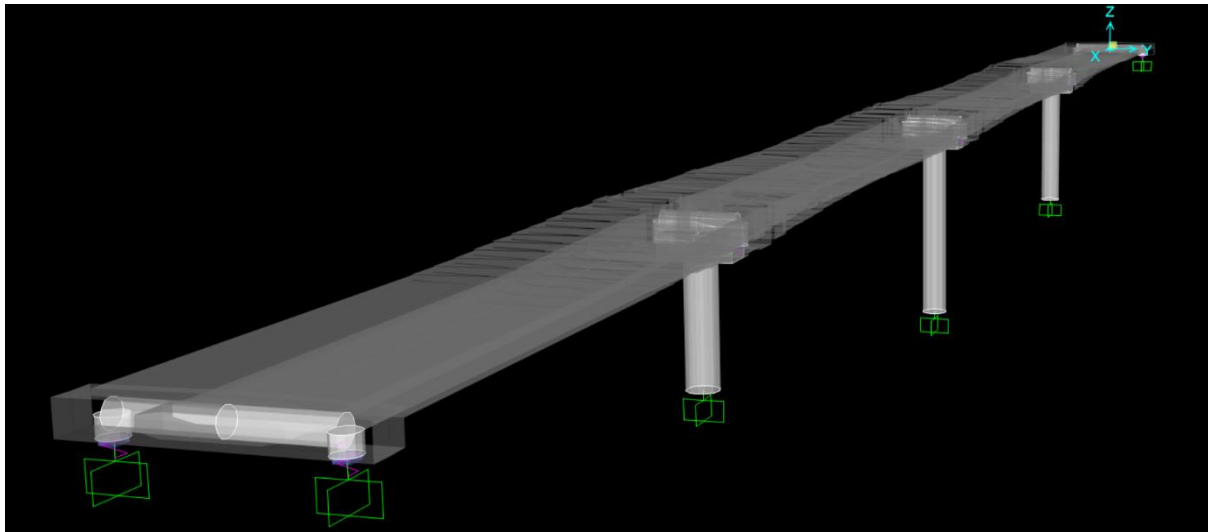
Figura 12.1. Modelo analítico de elementos tipo barra.

En las zonas de los apoyos se emplean barras muy rígidas, sin masa ni peso. Las barras horizontales representan la separación de los apoyos, y las verticales la altura de los apoyos hasta el centro de masas de la sección. Los apoyos elastoméricos son representados como elementos de la altura de los reales, con una rigidez vertical muy alta y la rigidez real de los neoprenos en los ejes X e Y.

Este modelo contrastado a través de la experiencia, representa de forma aproximada el comportamiento general del tablero de secciones cajón.



El modelo analítico tiene asociado un modelo geométrico con las propiedades físicas de los materiales.



12.2. Estudio de Tensiones.

Una vez introducido el modelo analítico, se introducen las cargas y solicitaciones a las que se verá sometido el tablero. Sin tener en cuenta el pretensado se estudia el comportamiento de la estructura frente a su estado de cargas. En consecuencia, se introduce una cantidad de pretensado que ayude a conseguir el estado de descompresión. Observando las leyes de envolventes, se sacan las siguientes observaciones:

- Las leyes son simétricas, garantizando que no haya errores de introducción de parámetros.
- El canto y las luces del tablero tienen un adecuado orden de dimensionamiento puesto que las leyes son homogéneas, sin ser los momentos en apoyos muy dispares.
- Se intuye el trazado de los cables de pretensado es idóneo para reducir las tracciones en las zonas más solicitadas. No se alcanzan los límites de compresión o tracción en el hormigón. Consiguiendo un control sobre la apertura de fisura.
- En zona de diafragma se aprecian saltos en las de tensiones producidas por el aumento de material en el que se distribuyen.

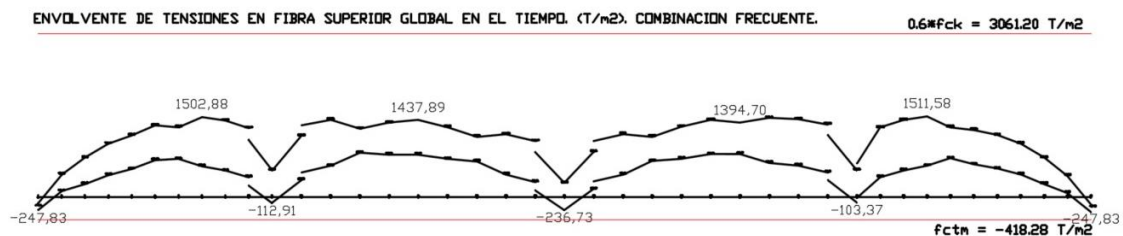


Figura 12.2. Envolvente de tensiones en fibra superior global en el tiempo (T/m²).
Combinación frecuente.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

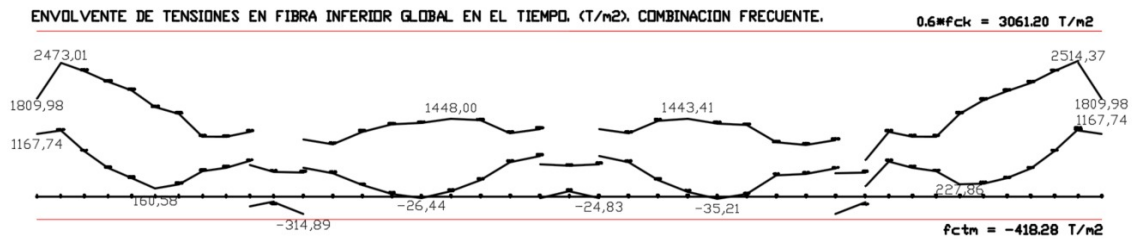


Figura 12.3. Envolvente de tensiones en fibra inferior global en el tiempo (T/m^2).
Combinación frecuente.

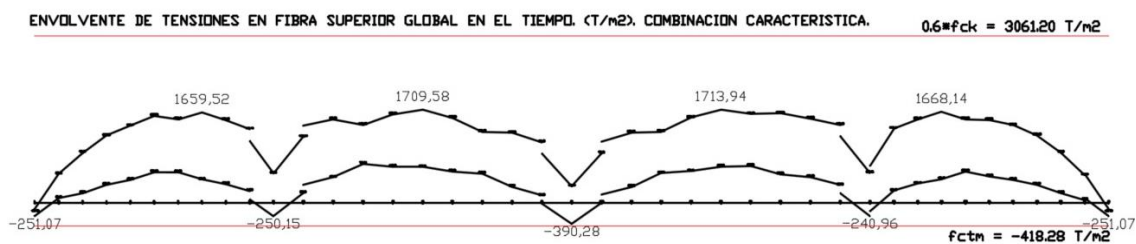


Figura 12.4. Envolvente de tensiones en fibra superior global en el tiempo (T/m^2).
Combinación característica.

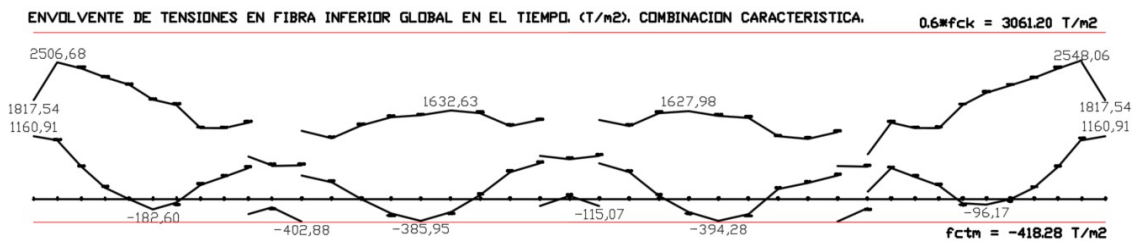


Figura 12.5. Envolvente de tensiones en fibra inferior global en el tiempo (T/m^2).
Combinación característica.

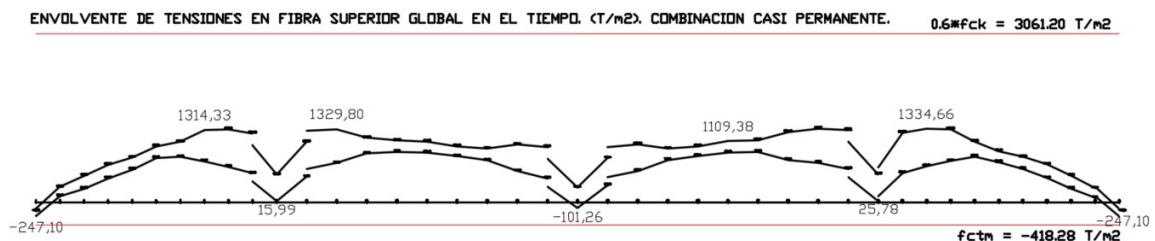


Figura 12.6. Envolvente de tensiones en fibra superior global en el tiempo (T/m^2).
Combinación casi permanente.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

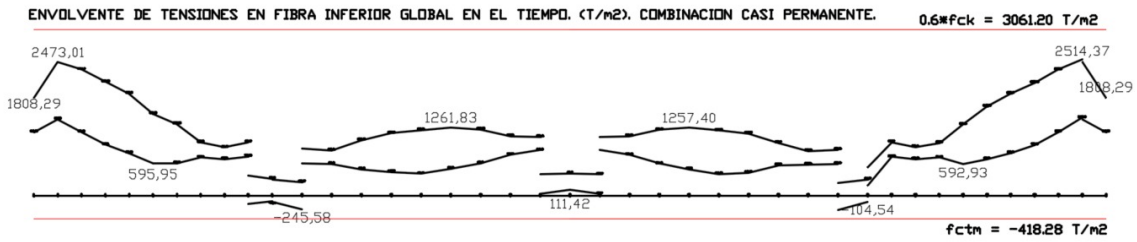


Figura 12.7. Envolvente de tensiones en fibra inferior global en el tiempo (T/m²).
Combinación casi permanente.

Hecho el dimensionamiento del tablero en CivilCAD2000, se plantea la verificación del modelo por contraste con otros modelos de cálculo válidos. Se realiza entonces el mismo trabajo con otro software de cálculo de Shells y barras, con el que se llega a resultados muy parecidos, del orden de 5-10% de variación en las reacciones en apoyos y leyes de esfuerzos de lo que se colige que los modelos son correctos.

12.2.1. Comprobación del Estado Tensional del Tablero.

El cálculo clásico de hormigón estudia que la sección cumpla frente a ELU y luego se comprueba también que cumple el ELS. En hormigón pretensado se realiza primero la comprobación de la sección en ELS y luego a ELU.

En la envolvente frecuente de ELS se debe garantizar el estado de descompresión o en su defecto, garantizar que no se sobrepase el valor máximo de resistencia del hormigón atracción, valor que viene dado por:

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

$$f_{ct,m} = 0,58 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,58 \cdot \left(60 \frac{N}{mm^2} \right)^{\frac{1}{2}} = 4,49 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{1600}{1000} \right) \cdot 4,49 \frac{N}{mm^2}; 4,49 \text{ N/mm}^2 \right\} = 4,49 \text{ N/mm}^2 > 2,17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m,fl} \geq 0.58 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 4,49 \text{ N/mm}^2 > 2,18 \text{ N/mm}^2$$

Como se puede ver en la siguiente imagen (ver Figura 12.8), para la Envolvente Frecuente en Estado Límite de Servicio, la fibra más traccionada (Positiva) corresponde a una tensión de 2,17 N/mm², cumpliendo que no se fisura ninguna zona. Por tanto, se excluye el cálculo de la abertura de fisura.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Bridge Object Response Display

×

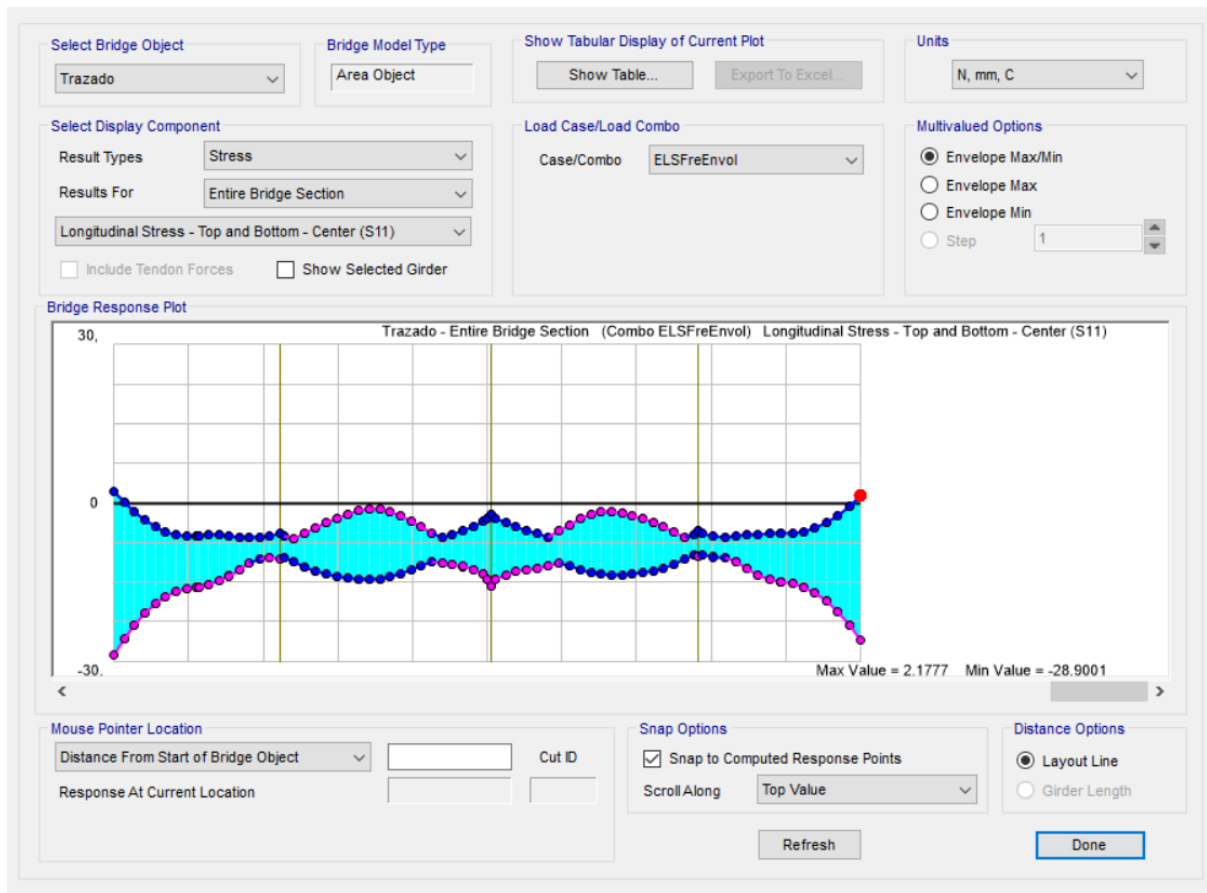


Figura 12.8. Envolvente frecuente de E.L.S.

La comprobación de la flecha se realiza según el Art 7.1.1 de la IAP-11 (ver Figura 12.9). Se debe verificar que la flecha máxima corresponde al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera el valor:

$$L/1000 = 55000 \text{ mm}/1000 = 55 \text{ mm} > 43,05 \text{ mm}$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Bridge Object Response Display

×

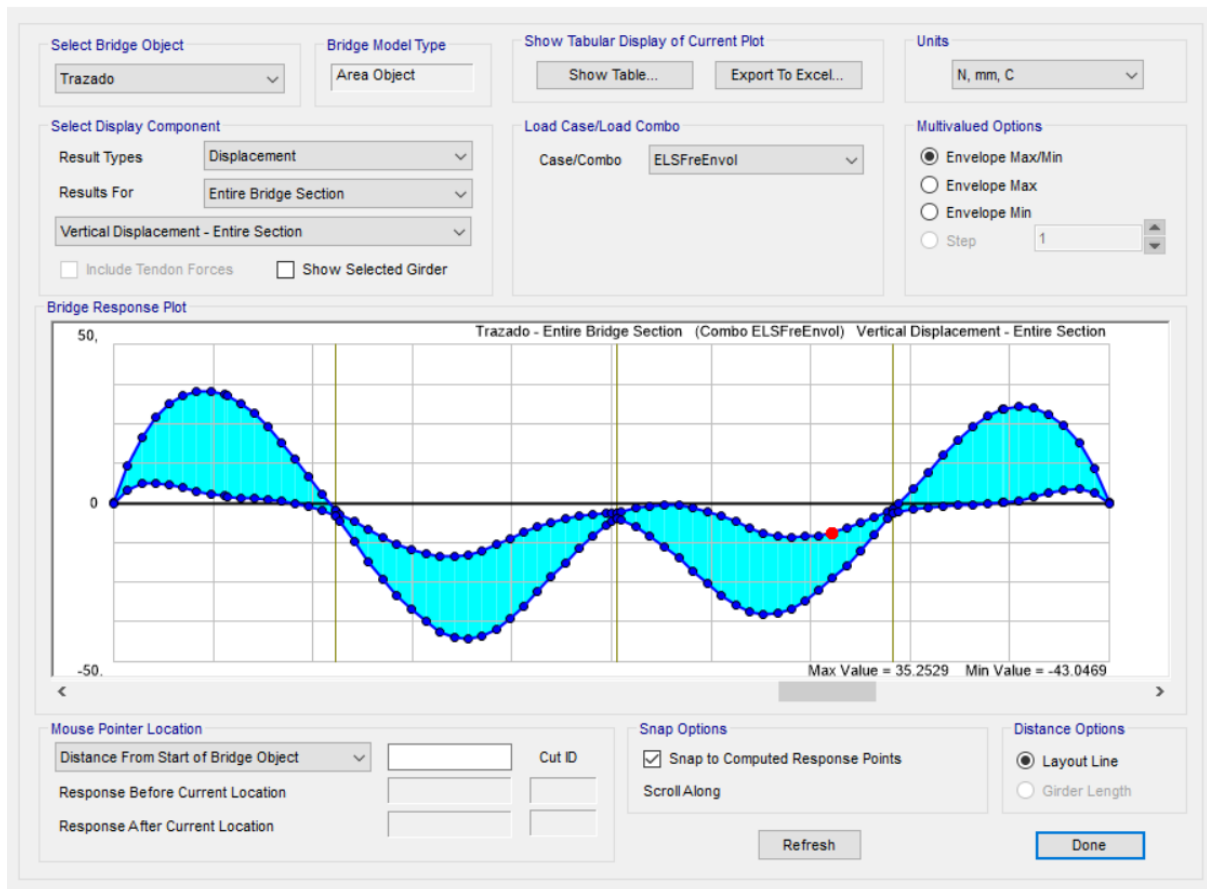


Figura 12.9. Comprobación de Flecha.

12.2.2. Comprobación de la Sección Cajón.

Este TFG no busca resolver por completo el caso completo de un puente de este tipo, ya que sería inabarcable. Se centra en los cálculos más representativos a efectos de un estudio previo de la sección más representativa. Dejando de lado el estudio pormenorizado de las secciones con diafragma que requieren de estudios exhaustivos con métodos de bielas y tirantes.

Comprobado el ELS, queda comprobar el ELU. Con ello se pretende armar la sección cajón para resistir los esfuerzos que le vienen dado.

Se estudia en E.L.U. a rotura (ver Figura 12.11), donde el pretensado absorbe todo el esfuerzo de compresión.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

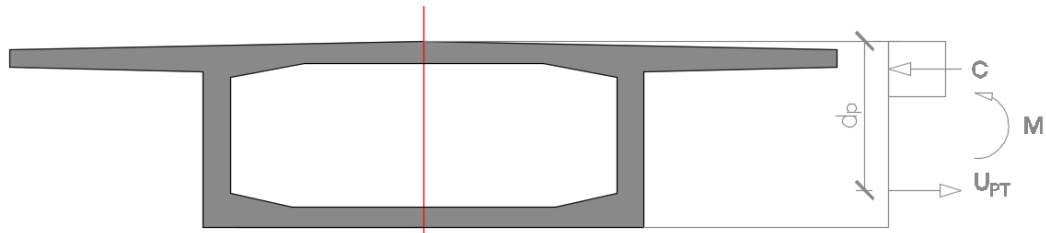


Figura 12.10. Pretensado en Sección Cajón.

$$\Phi = \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

$$M_u = \Phi \left(d_p - \frac{y}{2} \right)$$

$$U_{PT} = T = A_P \cdot f_{yp,d} = A_P \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$\Phi = 0,85 \cdot \frac{60}{1,5} \cdot 12200 \text{ mm} \cdot y = 414800 \text{ N/mm} \cdot y$$

$$U_{PT} = 5180 \text{ mm}^2 \cdot 14 \cdot \frac{1640 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 103419826,1 \text{ N}$$

Se comprueba que el área de compresión queda en la losa superior.

$$\Phi = U_{PT} \rightarrow y = \frac{103419826,1 \text{ N}}{414800 \text{ N/mm}} = 249,32 \text{ mm} = 0,25 \text{ m}$$

$$M_u = 103419 \text{ KN} \cdot \left(1,41 - \frac{0,25}{2} \right) = 132893,41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_u > M_d = 24805 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por tanto, la armadura dispuesta será la cuantía mínima mecánica y geométrica (ver Figura 12.12).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Bridge Object Response Display

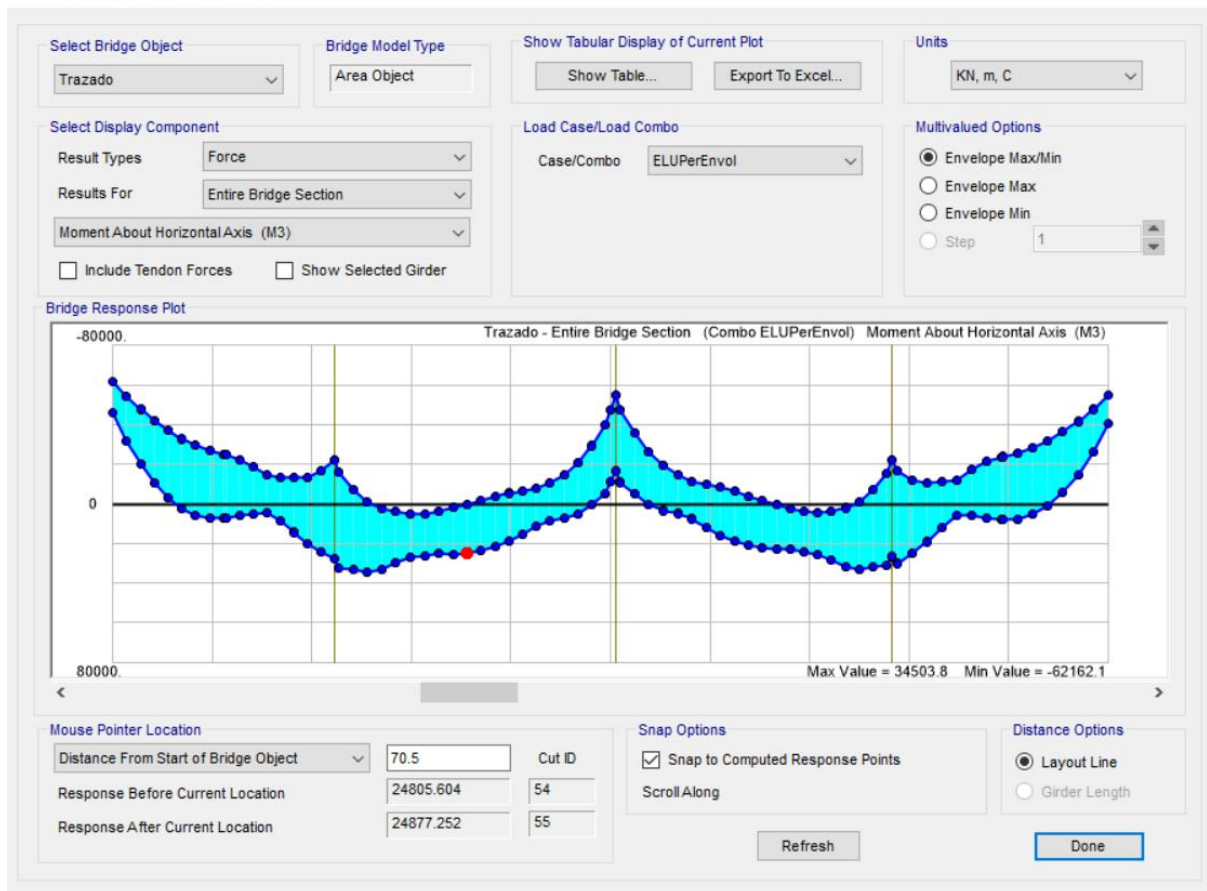


Figura 12.11. Comprobación E.L.U. a rotura.

Cuantía geométrica mínima Tabla 42.3.5. EHE, se corresponde con el 1,8% de la sección.

Tabla 42.3.5

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón ⁽⁶⁾

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

Figura 12.1214. Cuantía Armadura Geométrica Mínima.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



$$A_{smin,geom} = \frac{1,8}{1000} \cdot 6920360 \text{ mm}^2 = \mathbf{12456,65 \text{ mm}^2}$$

25Ø25 -> Ø25/25 Cumple

40Ø20 -> Ø20/15 Cumple

62Ø16 -> Ø16/10 Insuficiente separación entre barras.

En los casos en los que en el agotamiento de una sección se produzca por flexión simple o compuesta, la armadura resistente longitudinal deberá cumplir la siguiente condición según el art 42.3.2 de la EHE-08¹⁰:

$$A_p \cdot f_{yp,d} \cdot \frac{dp}{ds} + A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \cdot f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \cdot \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

El primer miembro corresponde a la armadura recta pretensada.

$$W_1 = \left| \frac{I_y}{z_{máx}} \right| = \frac{0,768}{1,60} = 0,48 \text{ m}^3$$

$$A_{s1,mec} = \frac{\left(\frac{0,48 \text{ m}^3}{0,8 \cdot 1,6 \text{ m}} \cdot 4,49 \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \frac{115728 \text{ KN}}{0,8 \cdot 1,6 \text{ m}} \left(\frac{0,48 \text{ m}^3}{6,92 \text{ m}^2} + 0,8 \text{ m} \right) - 0,042 \text{ m}^2 \cdot 1860 \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{1,41 \text{ m}}{1,55 \text{ m}} \right)}{500 \cdot 0,001 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}}$$

$$= \mathbf{13891,98 \text{ mm}^2} = A_{s1,mec}$$

44Ø20 -> Ø20/12,5 Cumple

28Ø25 -> Ø25/25 Cumple

17Ø32 -> Ø32/30 No cumple por separación

$$A_{s2,mec,min} = 0,30 \cdot A_{s1,mec,min} = 4167,59 \text{ mm}^2$$

36Ø12->Ø12/15 Cumple

20Ø16->Ø16/30 Cumple

¹⁰ Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08). Publicado en: «BOE» núm. 203, de 22 de agosto de 2008, páginas 35176 a 35178 (3 págs.).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Donde:

A_p Área de la armadura activa adherente.

A_s Área de la armadura pasiva.

f_{pd} Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción.

f_{yd} Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción.

$f_{ct,m,fl}$ Resistencia media a flexotracción del hormigón

W_1 Modulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.

d_p Profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección.

d_s Profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección.

p Fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas.

e Excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta.

z Brazo mecánico de la sección. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse $z=0,8h$.

El primer miembro de la inecuación corresponde a la armadura activa en contacto directo con el hormigón; el segundo se refiere a la armadura pasiva, al otro lado, la resistencia de la sección a tracción en la fibra más traccionada, y por último el pretensado en su punto de aplicación

Por tanto, al ser mayor la cuantía mecánica se armará la losa inferior y superior con cuantía mecánica, y los laterales con armadura geométrica.

Se comprueba además que las tensiones en el hormigón son pequeñas no registrando picos que puedan producir zonas de especial interés.

A su vez, se ha comprobado mediante métodos de elementos finitos, en Estado Límite Último, que las tensiones en el hormigón están controladas. Produciéndose concentraciones de tensiones previstas en los bordes rectos, esquinas y puntos de apoyo del tablero (ver Figuras 12.13-12.20).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

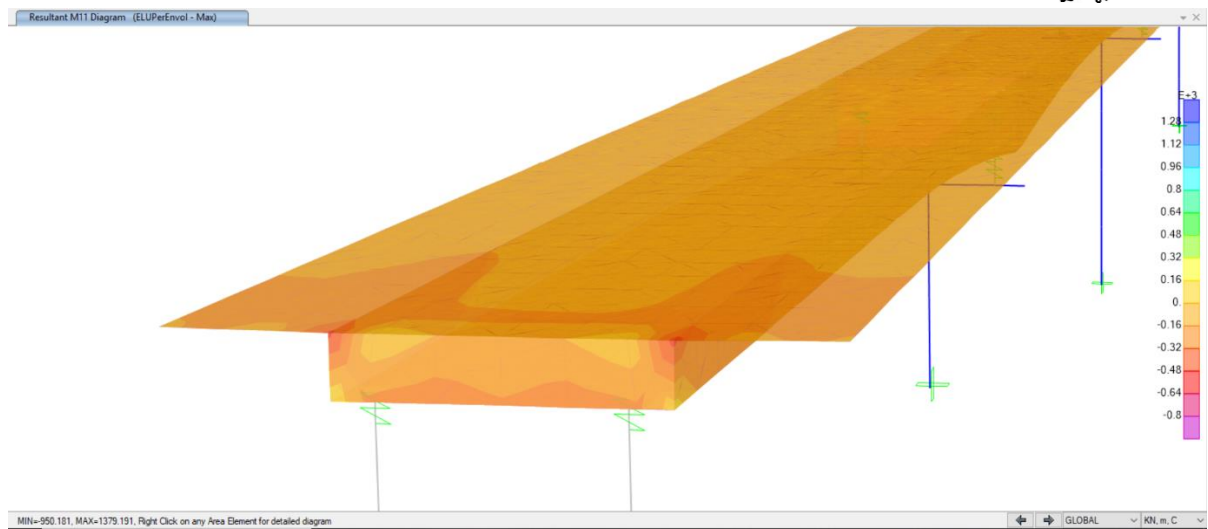


Figura 12.13. Diagrama de E.L.U. para M11.

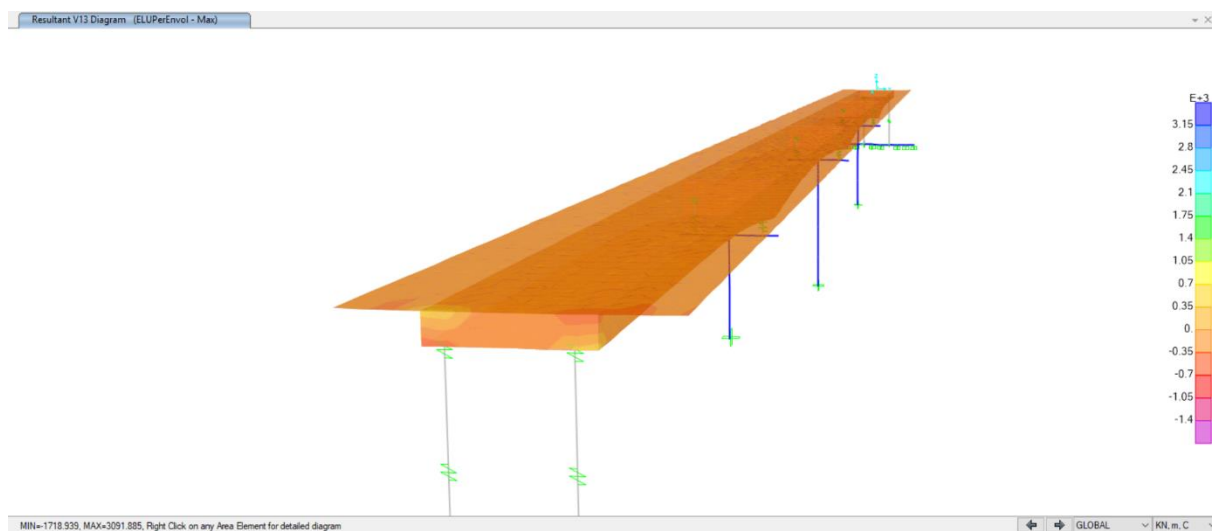


Figura 12.14. Diagrama de E.L.U. para V13.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

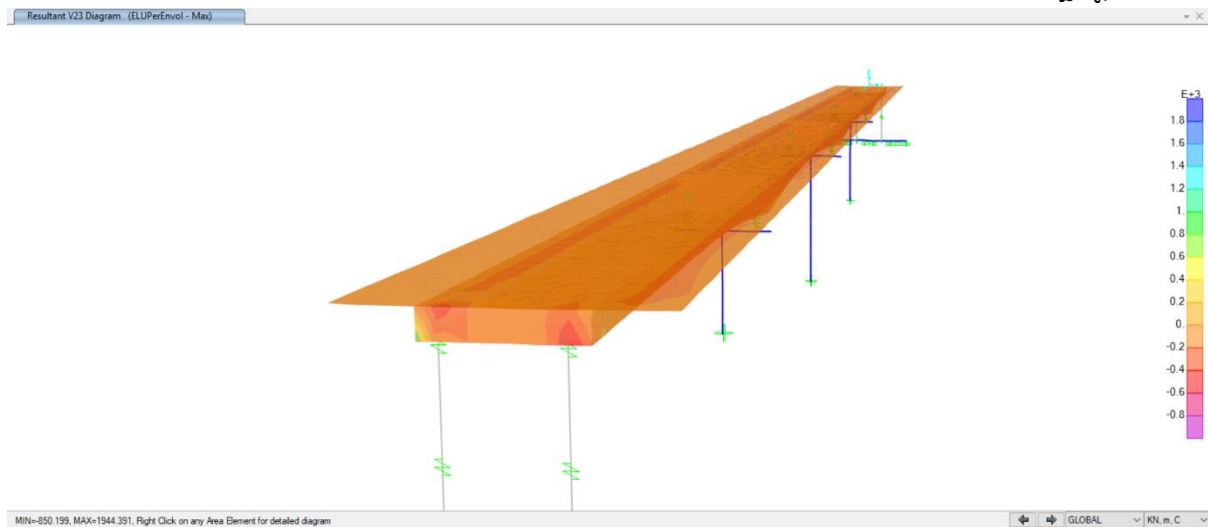


Figura 12.15. Diagrama de E.L.U. para V23.

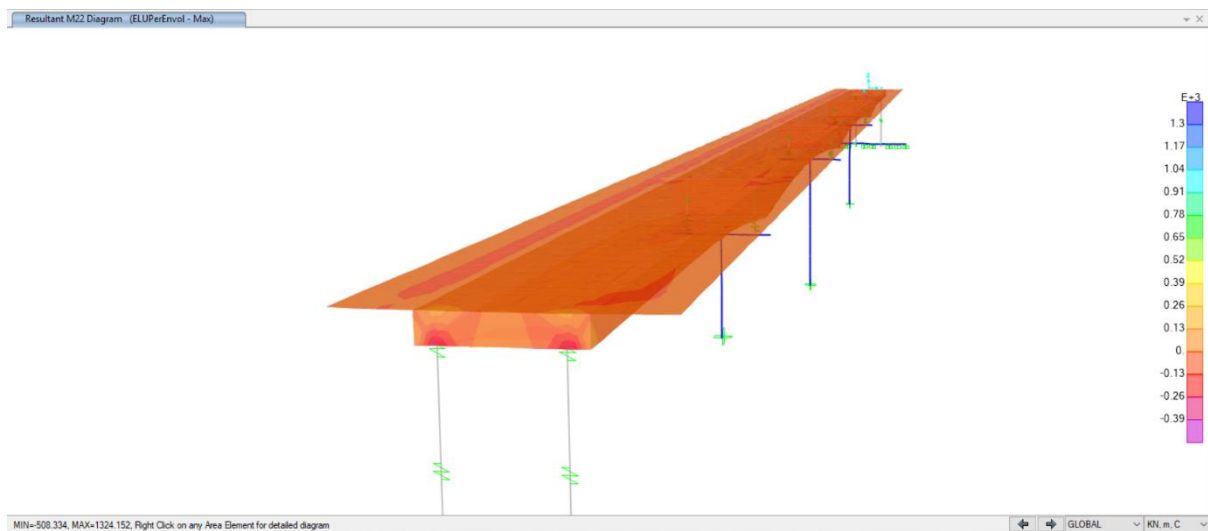


Figura 12.16. Diagrama de E.L.U. para M22.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

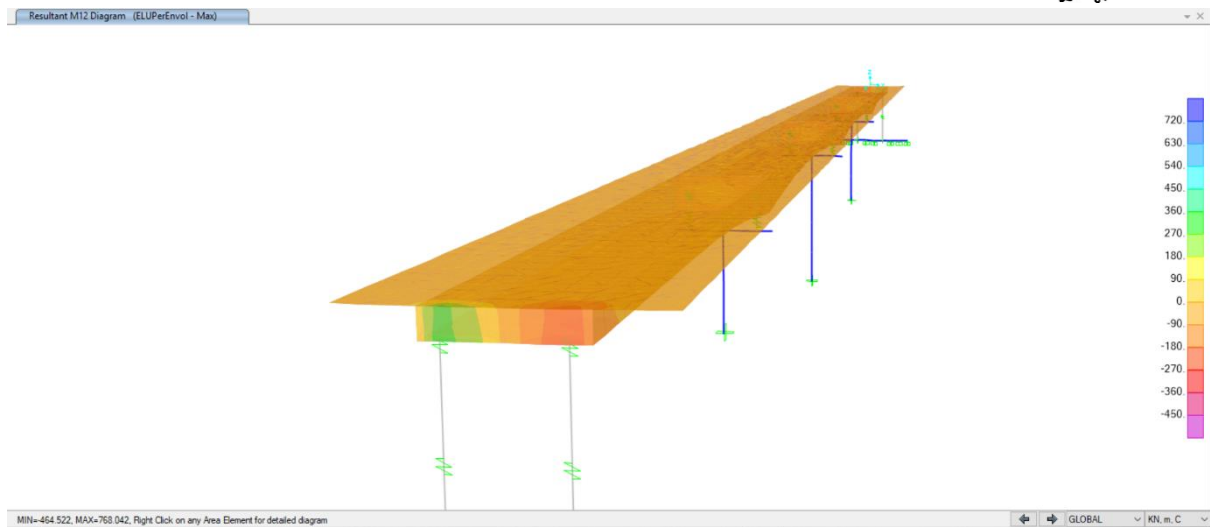


Figura 12.17. Diagrama de E.L.U. para M12.

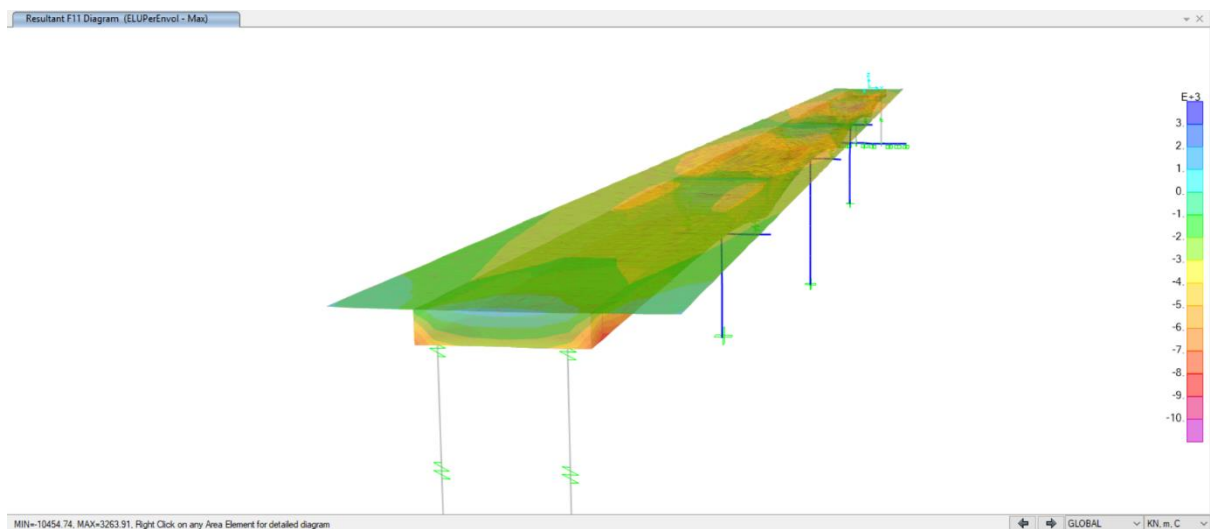


Figura 15. Diagrama de E.L.U. para F11.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

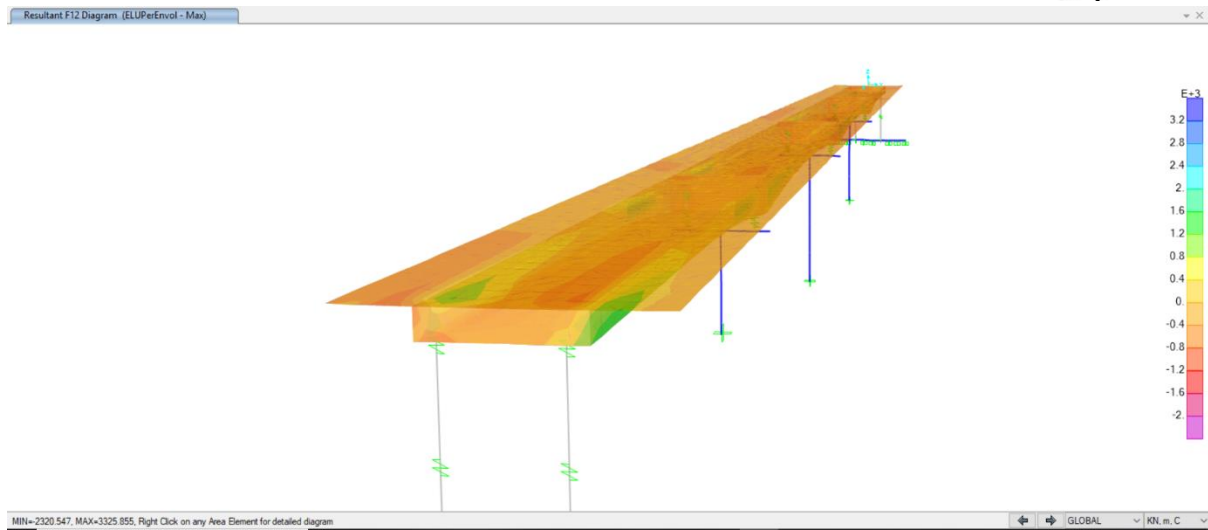


Figura 12.19. Diagrama de E.L.U. para F12.

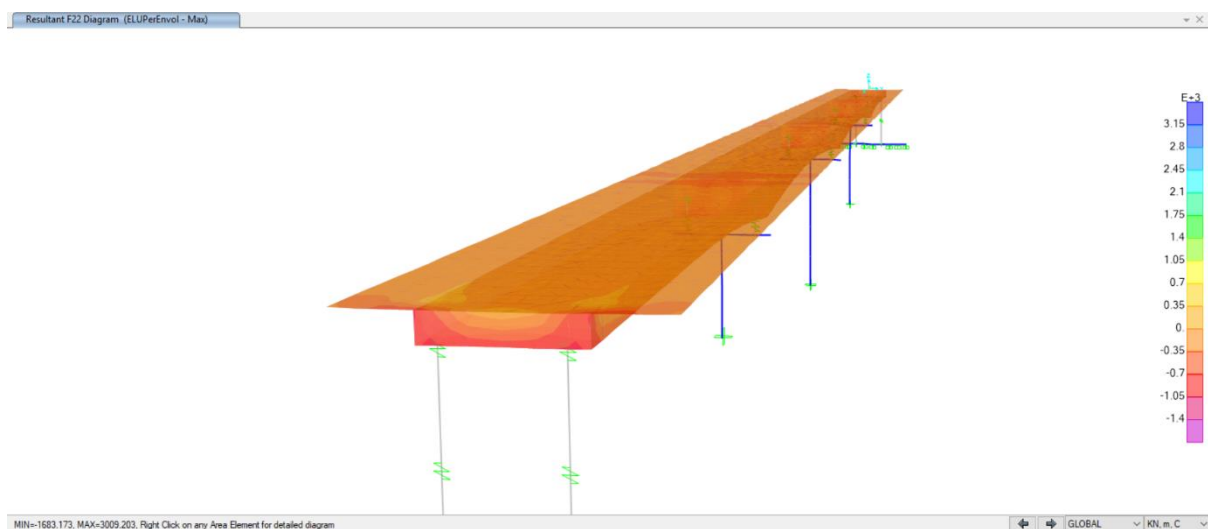


Figura 12.20. Diagrama de E.L.U. para F22.

Dado que la sección de estudio corresponde a la de máximo momento flector y por tanto, la ley de cortante se anula en dicho punto, no sería necesaria armadura a cortante. Este hecho no exime de disponer una cuantía mínima que absorba las tensiones circundantes.

13. CÁLCULO SUB-ESTRUCTURA

El dimensionamiento de la subestructura se realiza conociendo las cargas horizontales y verticales que le vienen dadas del tablero. Cobra especial importancia la



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



interacción entre terreno y estructura ya que no sólo se reciben cargas desde el tablero, sino que en el caso del sismo le vienen impuestos por el terreno.

13.1. Columna estratigráfica.

Se adjunta aquí una tabla en la que puede verse la variabilidad de cotas a las que aparecen los distintos materiales, así como la diversidad de potencias con las que se encuentran.

Las propiedades geotécnicas de los materiales se han tomado de un informe geotécnico de una zona próxima al Guadalquivir como punto de partida para el análisis de la cimentación (ver Figura 13.1):

Definición	Unidad Geotécnica	Potencia [m]	Peso Específico [T/m ³]	Cohesión sin drenaje [T/m ²]	Ángulo de rozamiento interno	Resistencia al corte sin drenaje [kPa]	Litología
Rellenos Antrópicos de Terraplén	UG.1	1	1.98	13		130	
Arcillas arenosas y arenas arcillosas	UG.2	5.5	1.98	13		130	
Gravas arenosas en matriz arcillosas	UG.3	8	2	0.5	30		
Arcillas y arcillas margosas	UG.4	Indef	2.02	20		200	

Figura 13.1. Columna Estratigráfica.

13.2. Estribos

Con las cargas obtenidas del estudio del tablero, se dimensiona un estribo cerrado que sea capaz de resistir y repartir las tensiones al terreno (ver Figura 13.2).

Mediante CivilCAD3000 se dimensiona teniendo en cuenta las fases de servicio y a tiempo infinito, descartando el cálculo durante la ejecución por ser el menos restrictivo.

El muro frontal se dimensiona de forma que se cree una mayor separación entre apoyos, de modo que el tablero sea más estable frente a vuelco (ver Figura 13.3). Se establece un muro de 90cm con aletas de 50cm (ver Figura 13.5) para resistir el empuje



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



de tierras. Se decide emplear aletas debido a la altura del estribo y la pendiente del talud, dejando siempre las tierras del trasdós contenidas por las mismas (ver Figura 13.4).

Para el estudio de los pilotes se ha establecido el estudio del pilote con los esfuerzos p_s máximos tanto a flexión como cortante fijando un tope de longitud de 30m. Después de un proceso iterativo, se alcanza el equilibrio con pilotes de 1800 mm.

La zapata se ha dimensionado en función del ancho del muro y las recomendaciones de separaciones que se especifican en el CTE-DB-SE-C11.

Por último, los muros laterales ayudan a que el tablero no se pueda descabalar. Problema frecuente en tableros de vigas.

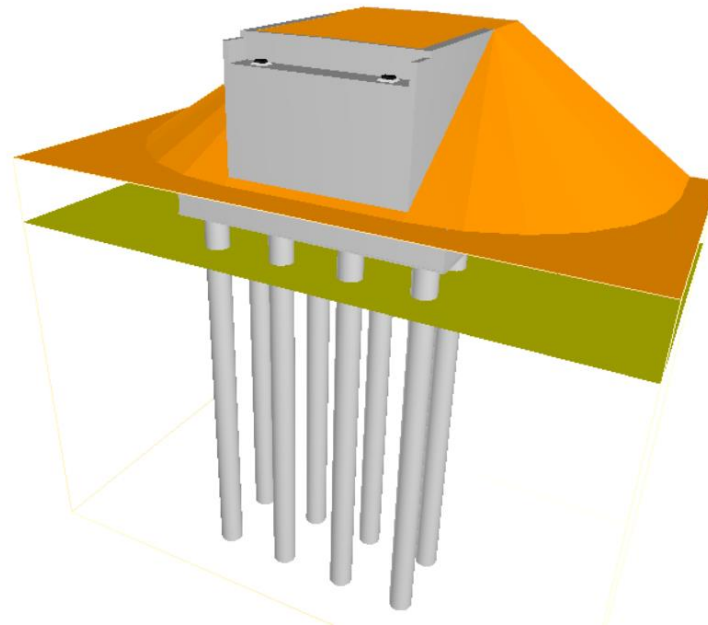


Figura 13.2. Estribo cerrado.

Nótese que los pilotes buscan recibir una entrega casi directa de las tensiones ofrecidas en los apoyos (ver Figura 13.3).

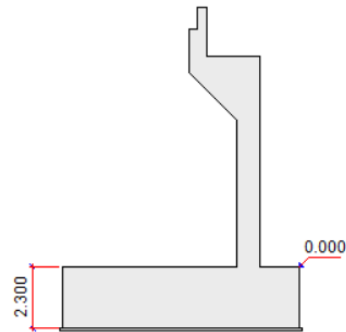
¹¹ Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos. Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. (BOE 28-marzo-2006).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



SECCIÓN DEL MURO FRONTAL



PLANTA

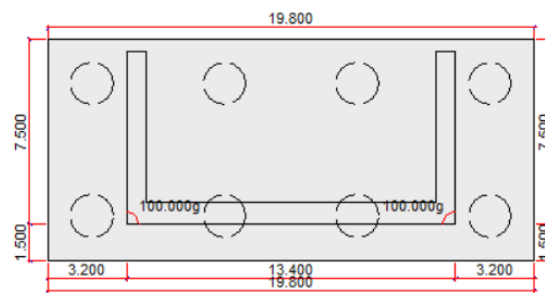


Figura 13.3. Dimensiones en planta y perfil.

CARGADERO

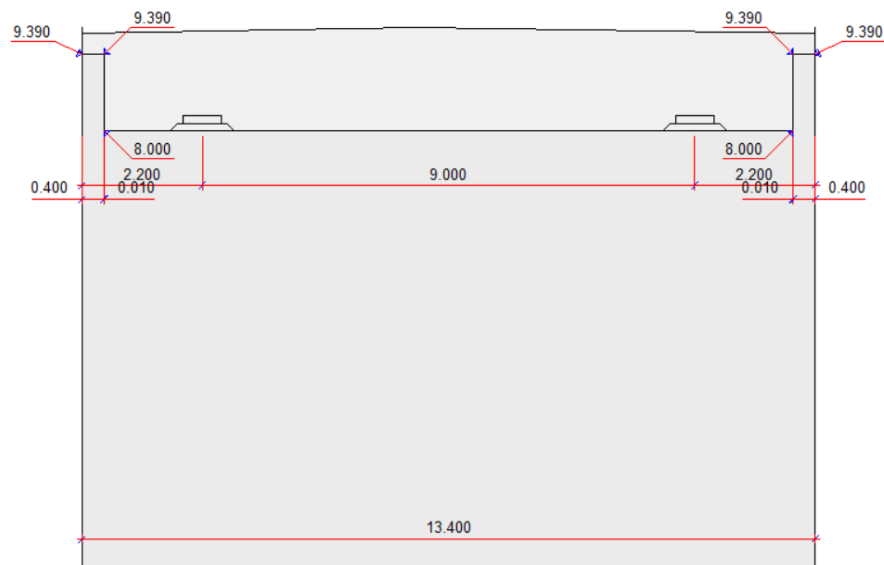


Figura 13.4. Dimensiones del alzado.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

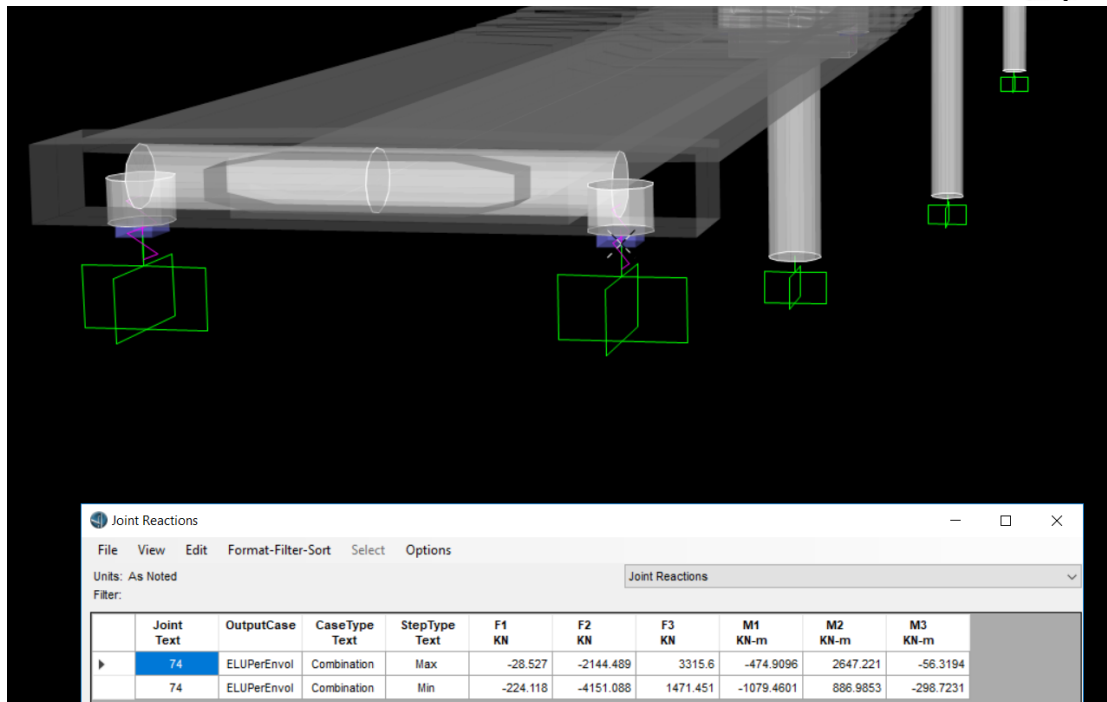


Figura 13.6. Reacciones en los apoyos.

La capacidad portante de un pilote está limitada por el terreno y por el propio pilote. Normalmente, a un determinado tipo de pilote (material y sección transversal) se le suele asignar una determinada carga máxima vertical de servicio, que se denomina en ocasiones «tope estructural». Se trata de un valor nominal de amplio uso en la práctica geotécnica.

Partiendo del tope estructural, el ingeniero decide la longitud del pilote que se necesita para poder aprovechar suficientemente la capacidad estructural del pilote.

El «tope estructural» es la carga vertical de servicio máxima a la que se puede cargar un pilote.

Una vez se conoce cuál es el tope estructural, se debe comprobar que las cargas verticales sobre cada pilote no superen dicho tope. Para hacer esa verificación, es necesario realizar todos los cálculos de distribución de acciones entre los pilotes (en caso de grupos de pilotes), para todas y cada una de las situaciones de proyecto. En la Guía de Cimentaciones¹² (GCOC) se admite calcular un valor representativo de la carga vertical máxima que se denomina «carga de servicio». La carga de servicio no debe superar al valor del tope estructural.

El tope estructural, depende de:

- La sección transversal del pilote.
- El material del pilote.

¹² Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Ministerio de Fomento), año 2009.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



- El procedimiento de ejecución.
- El terreno.

Los valores del tope estructural que se recomiendan, son los que se indican en la tabla 5.5. de la Guía (ver Figura 13.7).

TABLA 5.5. VALORES RECOMENDADOS PARA EL TOPE ESTRUCTURAL DE LOS PILOTES

$$Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A, \quad A = \text{área de la sección transversal}$$

TIPO DE PILOTE		VALORES DE σ (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ($f_{ck} - 0,90 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálico	0,33 f_{yk}	
	Madera	5	
		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

NOTAS:

- Con un control de ejecución especialmente intenso, los pilotes perforados y empotrados en roca pueden ser utilizados con topes estructurales un 20% mayores que los indicados en la tabla.
- En la tabla precedente se usan las notaciones siguientes:

f_{ck} = Resistencia característica de proyecto del hormigón (a compresión).
 f_p = Tensión (compresión) introducida en el hormigón por el pretensado.
 f_{yk} = Límite elástico del acero.

- El área A , de la sección transversal, es el área real del pilote, que puede ser claramente distinta (pilotes metálicos, secciones tubulares o en H, etc.) de la utilizada para calcular la carga de hundimiento del mismo (véase apartado 5.10).

Figura 13.7. Valores recomendados para el tope estructural.[6]

Para pilotes de 1800 mm perforados con barrena nos queda un tope estructural de 1037,93 t (ver Figura 13.8).

Tipo de pilote (MPa)	4,00
Diámetro del pilote (m)	1,80
Área del pilote (m ²)	2,54
Tope estructural (t)	1037,93

Figura 13.8. Cálculo del tope estructural.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Una vez consideradas todas las posibles acciones, realizadas las combinaciones oportunas, y repartidas las cargas totales del grupo de pilotes entre los pilotes individuales, conviene determinar un valor representativo de la carga vertical que actúa sobre un pilote del grupo.

Se entiende como carga vertical representativa la mayor de las tres siguientes:

- a) La carga vertical sobre el pilote más solicitado en situación persistente con la combinación de acciones casi permanente.

$$8798 \text{ kN} = 896,84 \text{ t}$$

- b) La carga vertical sobre el pilote más solicitado en cualquiera de las situaciones y combinaciones de acciones que se indican a continuación, dividida por 1,10.

- El mayor valor de entre los correspondientes a las combinaciones de acciones características (en situaciones persistentes o transitorias y de corto plazo).

$$\frac{8810 \text{ kN}}{1,10} = 8009,09 \text{ kN} = 816,42 \text{ t}$$

- El mayor valor de entre las situaciones transitorias y de corto plazo con la combinación de acciones casi permanente.

$$\frac{8493 \text{ kN}}{1,10} = 7720 \text{ kN} = 787,04 \text{ t}$$

- c) La carga vertical sobre el pilote más solicitado en cualquier situación accidental, dividida por 1,25.

$$\frac{11372 \text{ kN}}{1,25} = 9097,6 \text{ kN} = 927,38 \text{ t}$$

La carga vertical, así determinada, se denominará «carga vertical representativa», o abreviadamente «carga de servicio», y se representará por Q_{sv} .

Siendo entonces el diámetro de pilote de 1800 el inmediatamente resistente frente a cargas verticales:

$$Q_{sv} = 927,38 \text{ t} < 1037,93 \text{ t} = Q_t$$

13.2.1. Encepado

El programa considera el encepado flexible, sin realizar un método de bielas y tirantes apropiado. Para tal efecto, se han creado hojas de cálculo que realizan las comprobaciones pertinentes y calculan el armado necesario para resistir los esfuerzos previstos.

El armado del encepado se realizará considerándolo rígido, siguiendo el articulado de la EHE-08 en su artículo 58.4.1.2.2º Encepados sobre varios pilotes. Para ello, es



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



preciso calcular 3 armaduras bien diferenciadas, que se detallan a continuación (ver Figura 13.9):

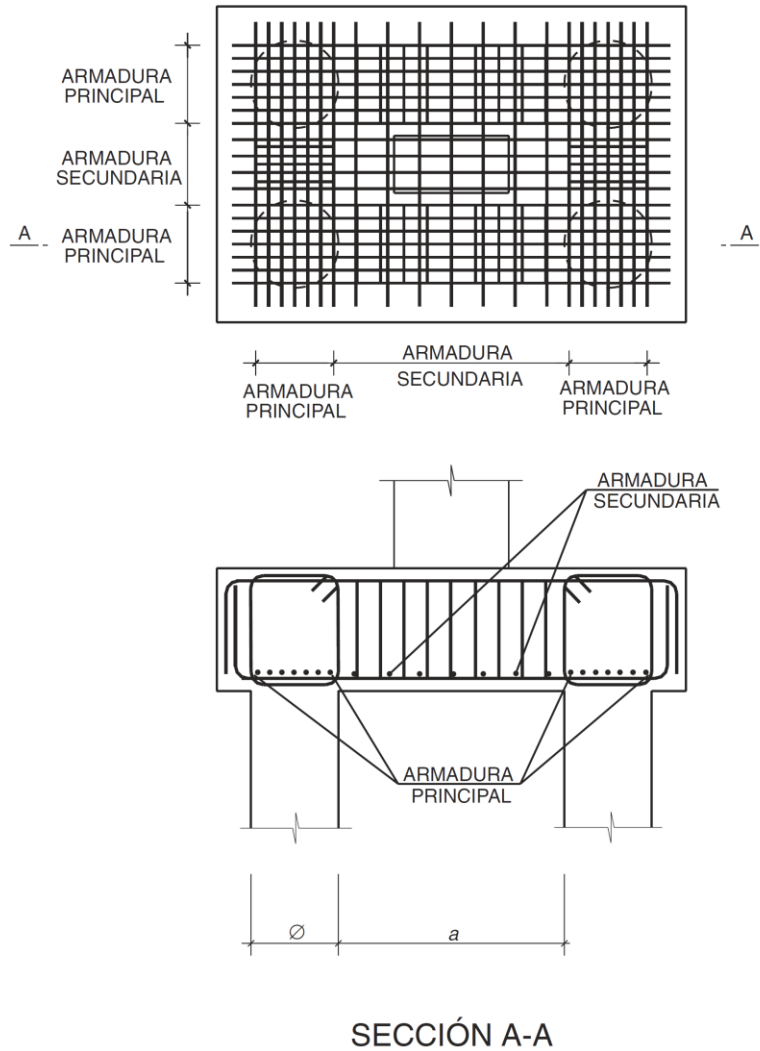


Figura 13.9. Armadura para encepados según EHE-08. [4]

La descripción de las armaduras es la que sigue:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



— Armadura principal

Se sitúa en bandas sobre los pilotes (figura 58.4.1.2.2.a). Se define como banda o faja una zona cuyo eje es la línea que une los centros de los pilotes, y cuyo ancho es igual al diámetro del pilote más dos veces la distancia entre la cara superior del pilote y el centro de gravedad de la armadura del tirante (figura 58.4.1.2.2.b).

— Armadura secundaria:

Se sitúa entre las bandas (figura 58.4.1.2.2.1.a).

— Armadura secundaria vertical:

Se sitúa a modo de cercos, atando la armadura principal de bandas (figura 58.4.1.2.2.b).

El axil en el pilote más cargado, en la situación dimensionante, que es la sísmica se reproduce a continuación, como ya se ha justificado con anterioridad:

1.6 Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito

Pilote más cargado : 1.

Coordenadas pilote más cargado :

X : -1.400 m
Y : 0.300 m

Carga máxima	:	11372.44 kN
Carga de hundimiento por fuste	:	12189.07 kN
Carga de hundimiento por punta	:	14631.97 kN
Carga de hundimiento	:	26821.03 kN
Factor de seguridad admisible	:	2.200
Carga admisible, Q_{adm}	:	12191.38 kN
Factor de seguridad, FS	:	2.358

FS = 2.358 >= FS_{adm} = 2.200 -> Cumple

La expresión normativa para el cálculo de la armadura principal a disponer es:

$$T_{1d} = \frac{N_d}{0,85d} (0,50l_1 - 0,25a_1) = A_s f_{yd}$$

Nótese que se considera $f_{yd} \leq 400$ MPa a fin de controlar indirectamente la fisuración en regiones de discontinuidad.

Se realiza el cálculo con la ayuda de una hoja Excel preparada al efecto, donde se permite variar los parámetros de geometría y cargas, obteniendo las cuantías necesarias, así como propuestas de armado concretas:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



GEOMETRÍA

Ancho muro a	900	mm
Canto encepado h	2700	mm
Distancia cdg de las armaduras al fondo	100	mm
Recubrimiento	40	mm
Distancia d, canto útil	2600	mm
Diámetro pilotes	1800	mm
Número de bandas de pilotes	2	adim
Ancho de la banda de pilotes	2000	mm
Distancia entre centros de pilotes, l	5400	mm
Distancia entre caras de pilotes de la misma banda	3600	mm
Longitud exterior del encepado	19800	mm

MATERIALES

f _{yk}	500	N/mm ²
f _{yd}	400.00	N/mm ²

CARGAS

N _d (axil pilote más cargado)	11372.44	kN
--	----------	----

As ₁ , principal, sobre cada fila de pilotes	318.40	cm ²	Debe tener anclaje a partir del eje del pilote
---	--------	-----------------	--

	Ø16	159	barras	6	capas de	27	barras
	Ø20	102	barras	4	capas de	26	barras
	Ø25	65	barras	3	capas de	22	barras
	Ø32	40	barras	2	capas de	20	barras

Armadura secundaria

As ₂ , secundaria, longitudinal inferior entre bandas	9.83	cm ² /m	Dispuesta entre las bandas
As ₃ , secundaria, longitudinal superior repartida	15.92	cm ² /m	Dispuesto en toda la cara superior del encepado
As ₄ , secundaria, cercos verticales entre pilotes de banda	52.65	cm ² /m	Debe abrazar a la armadura principal As ₁ y As ₃

Reparto		As ₂	As ₃	As ₄	As ₄
Diámetro Ø	Area (cm2)	barras/m	barras/m	cercos/m	dos cercos/m
6	0.28	36	57	95	48
8	0.50	20	32	53	27
10	0.79	13	21	34	17
12	1.13	9	15	24	12
14	1.54	7	11	18	9
16	2.01	5	8	14	7
20	3.14	4	6	9	5
25	4.91	3	4	6	3
32	8.04	2	2	4	2

Figura 13.10. Hoja de cálculo de armadura para encepados.

Se dispondrán 2 capas de 20Ø32, superando el valor necesario de armadura.

Para la armadura secundaria, vertical y longitudinal superior (se toma una décima parte de la consignada en las bandas sobre pilotes, de manera habitual), se obtienen las siguientes propuestas de armado:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Reparto		As2	As3	As4	As4
Diámetro Ø	Area (cm2)	barras/m	barras/m	cercos/m	dos cercos/m
6	0.28	36	57	95	48
8	0.50	20	32	53	27
10	0.79	13	21	34	17
12	1.13	9	15	24	12
14	1.54	7	11	18	9
16	2.01	5	8	14	7
20	3.14	4	6	9	5
25	4.91	3	4	6	3
32	8.04	2	2	4	2

Se toman las separaciones de 25 cm, que cumplen los criterios normativos y permiten facilidad de hormigonado, tarea que debe preverse desde el proyecto.

As2: 4Ø20/m (Ø20/25)

As3: 4Ø25/m (Ø25/25)

As4: 2cØ20/20

A continuación, se presentan las principales comprobaciones realizadas.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



1. ESTADO LÍMITE DE HUNDIMIENTO

1.1. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio

Pilote más cargado: 2

Coordenadas pilote más cargado:

X	4.000	m
Y	0.300	m

Carga máxima	8493.38	kN
Carga de hundimiento por fuste	12189.07	kN
Carga de hundimiento por punta	14631.97	kN
Carga de hundimiento	26821.03	kN
Factor de seguridad admisible	3.000	
Carga admisible, Qadm	8940.34	kN
Factor de seguridad , FS	3.158	

$$FS = 3.158 \geq FS_{adm} = 3.000 \quad \text{Cumple}$$

1.2. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito.

Pilote más cargado:2.

Coordenadas pilote más cargado:

X	4.000	m
Y	0.300	m

Carga máxima	8798.34	kN
Carga de hundimiento por fuste	12189.07	kN
Carga de hundimiento por punta	14631.97	kN
Carga de hundimiento	26821.03	kN
Factor de seguridad admisible	3.000	
Carga admisible, Qadm	8940.34	kN
Factor de seguridad , FS	3.048	

$$FS = 3.048 \geq FS_{adm} = 3.000 \quad \text{Cumple}$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



1.3. Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio.

Pilote más cargado: 2.

Coordenadas pilote más cargado:

X	4.000	m
Y	0.300	m

Carga máxima	8810.05	kN
Carga de hundimiento por fuste	12189.07	kN
Carga de hundimiento por punta	14631.97	kN
Carga de hundimiento	26821.03	kN
Factor de seguridad admisible	2.600	
Carga admisible, Qadm	10315.78	kN
Factor de seguridad , FS	3.044	

$$FS = 3.044 \geq FS_{adm} = 2.600 \quad \text{Cumple}$$

1.4. Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito.

Pilote más cargado: 2.

Coordenadas pilote más cargado:

X	4.000	m
Y	0.300	m

Carga máxima	9115.01	kN
Carga de hundimiento por fuste	12189.07	kN
Carga de hundimiento por punta	14631.97	kN
Carga de hundimiento	26821.03	kN
Factor de seguridad admisible	2.600	
Carga admisible, Qadm	10315.78	kN
Factor de seguridad , FS	2.943	

$$FS = 2.943 \geq FS_{adm} = 2.600 \quad \text{Cumple}$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



1.5. Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio.

Pilote más cargado:1.

Coordenadas pilote más cargado:

X	-1.400	m
Y	0.300	m

Carga máxima	11080.96	kN
Carga de hundimiento por fuste	12189.07	kN
Carga de hundimiento por punta	14631.97	kN
Carga de hundimiento	26821.03	kN
Factor de seguridad admisible	2.200	
Carga admisible, Qadm	12191.38	kN
Factor de seguridad , FS	2.420	

$$FS = 2.420 \geq FS_{adm} = 2.200 \quad \text{Cumple}$$

1.6. Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito

Pilote más cargado: 1.

Coordenadas pilote más cargado:

X	-1.400	m
Y	0.300	m

Carga máxima	11372.44	kN
Carga de hundimiento por fuste	12189.07	kN
Carga de hundimiento por punta	14631.97	kN
Carga de hundimiento	26821.03	kN
Factor de seguridad admisible	2.200	
Carga admisible, Qadm	12191.38	kN
Factor de seguridad , FS	2.358	

$$FS = 2.358 \geq FS_{adm} = 2.200 \quad \text{Cumple}$$



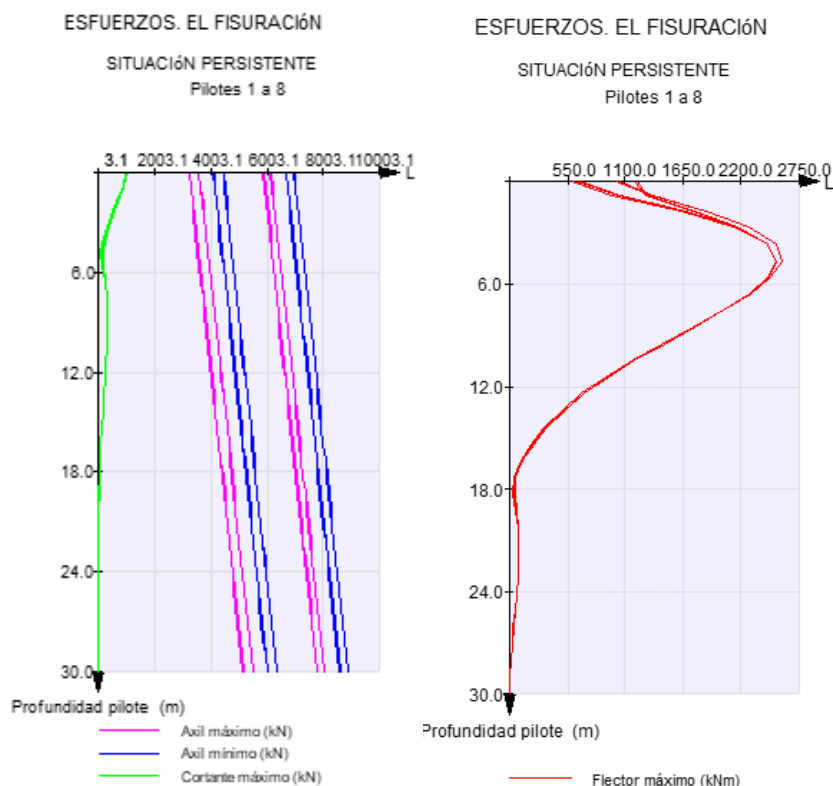
1.7 Resumen de verificaciones

- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
- Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

2. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

2.1. Pilotes

2.1.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO





VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



2.1.2. CÁLCULO DE E.L. DE FISURACIÓN

Pilotes

Recubrimiento geométrico: 0.070 m

Capa	Recubrimiento mecánico (m)
1	0.100

Hipótesis	Axil (kN)	Flector (kNm)	Arm. dispuesta	Abertura de fisura (mm)	Abertura admisible (mm)	Cumple
1	3216.5	970.1	34 Ø32 a 0.150 m	0.00	0.10	Sí
2	8872.5	0.0	34 Ø32 a 0.150 m	0.00	0.10	Sí
3	3575.7	2590.0	34 Ø32 a 0.150 m	0.00	0.10	Sí

2.2. Encepado

2.2.1 ESFUERZOS DE CÁLCULO

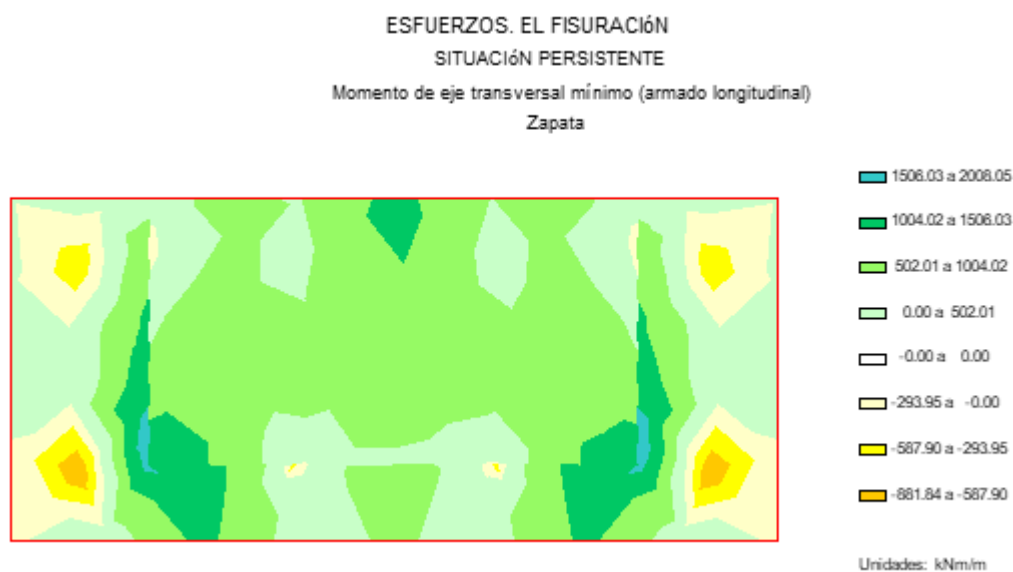


Figura 13.11. Momento de eje transversal mínimo. Zapata.



ESFUERZOS. EL FISURACIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje transversal máximo (armado longitudinal)

Zapata

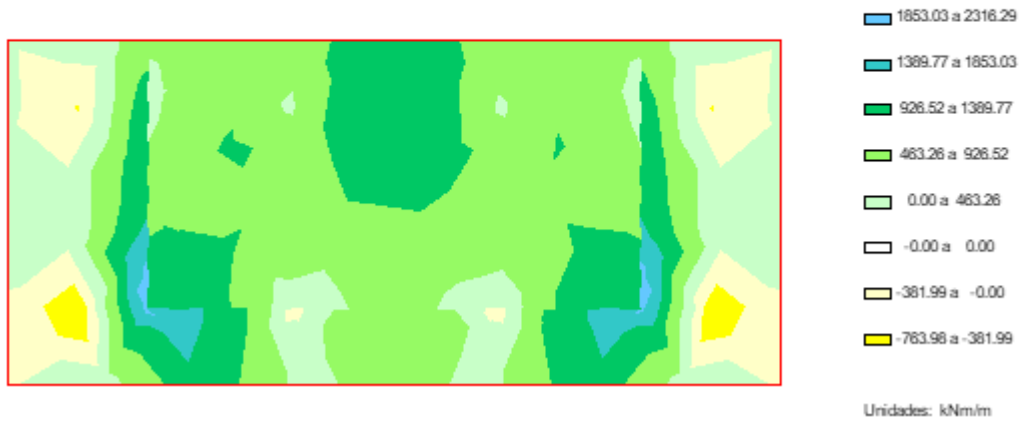


Figura 13.12. Momento de eje transversal máximo. Zapata.

ESFUERZOS. EL FISURACIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje longitudinal mínimo (armado transversal)

Zapata

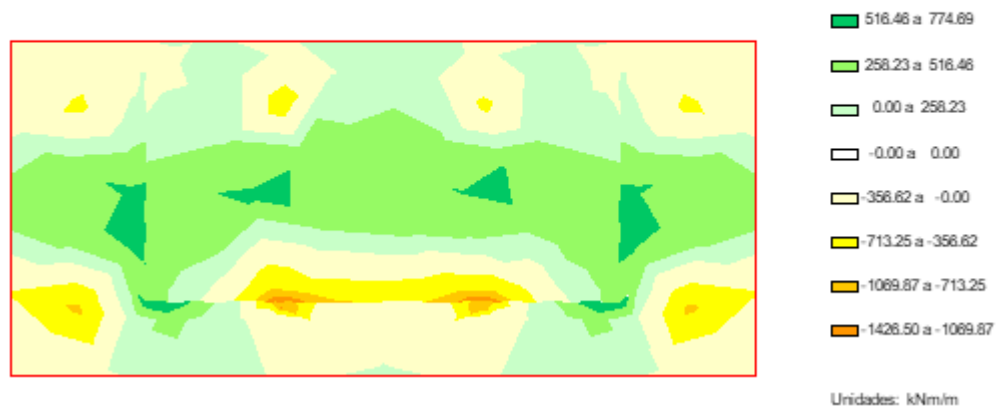


Figura 13.13.Momento de eje longitudinal mínimo. Zapata.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



ESFUERZOS. EL FISURACIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje longitudinal máximo (armado transversal)

Zapata

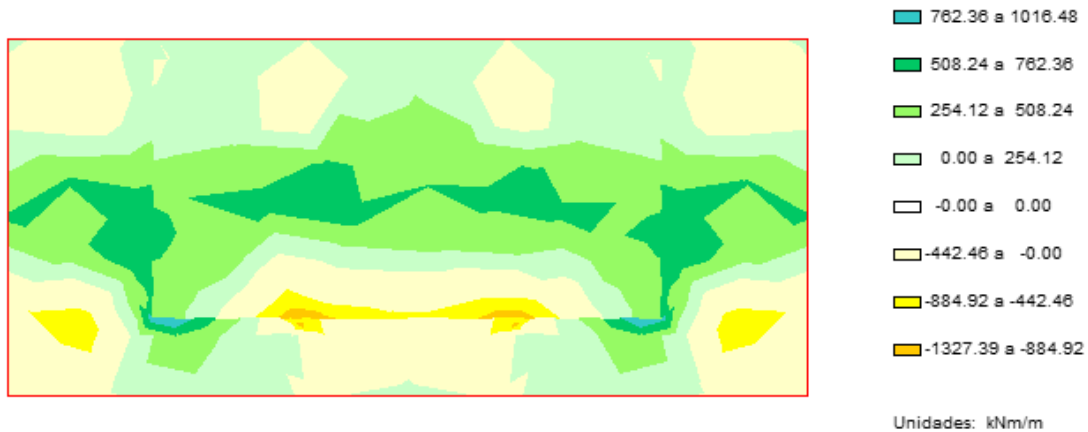


Figura 13.14. Momento de eje longitudinal máximo. Zapata.

2.2.2 CÁLCULO DE E.L. DE FISURACIÓN

○ Encepado. Armadura transversal. Cara inferior

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión	As. flexión	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
		Cara inferior	Cara superior					
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	2.300	2628.3	2636.6	Ø32 a 0.300 m	-332.9	426.0	0.14	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara inferior

El momento positivo comprime la fibra de la cara superior

Sí cumple.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



○ Encepado. Armadura longitudinal. Cara inferior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara inferior (mm ² /m)	As. flexión Cara superior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	2.300	2994.4	2645.1	Ø20 a 0.100 m	262.4	2316.3	0.16	0.30

w_k: abertura de fisura en la fibra de la cara inferior

El momento positivo comprime la fibra de la cara superior

Sí cumple.

○ Encepado. Armadura transversal. Cara superior

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara inferior (mm ² /m)	As. flexión Cara superior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	2.300	2628.3	2636.6	Ø32 a 0.300 m	207.5	-1426.5	0.22	0.30

w_k: abertura de fisura en la fibra de la cara superior

El momento positivo comprime la fibra de la cara superior

Sí cumple.

○ Encepado. Armadura longitudinal. Cara superior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara inferior (mm ² /m)	As. flexión Cara superior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	2.300	2994.4	2645.1	Ø32 a 0.300 m	38.6	-881.8	0.15	0.30

w_k: abertura de fisura en la fibra de la cara superior

El momento positivo comprime la fibra de la cara superior

Sí cumple.



2.3. Muro frontal

1.3.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

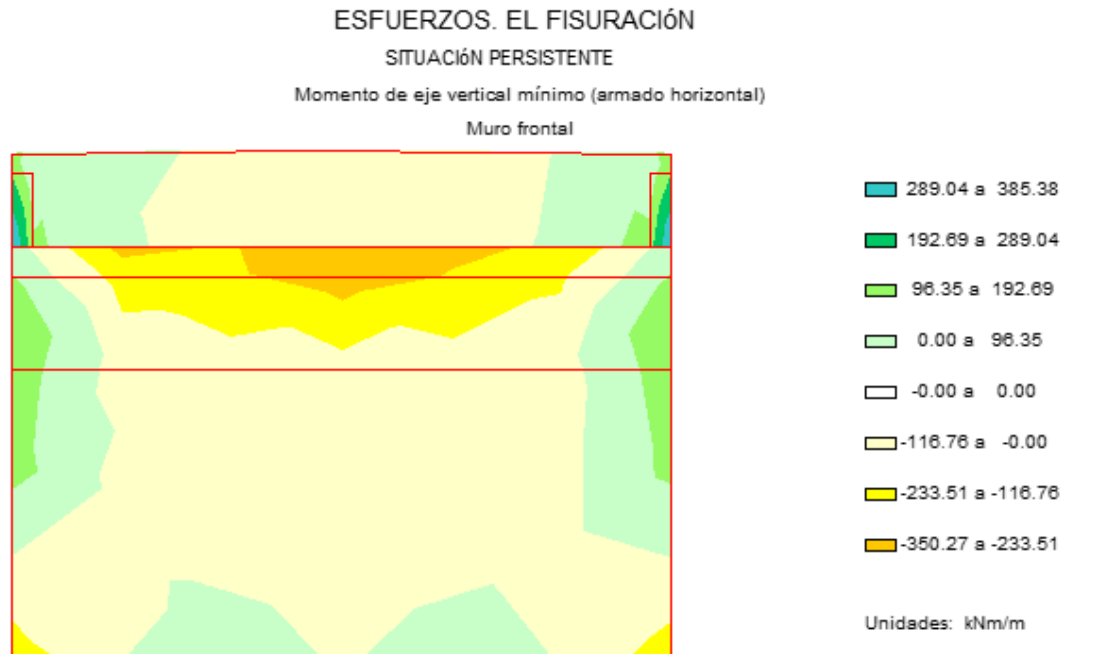


Figura 13.15.Momento de eje vertical mínimo. Muro frontal.

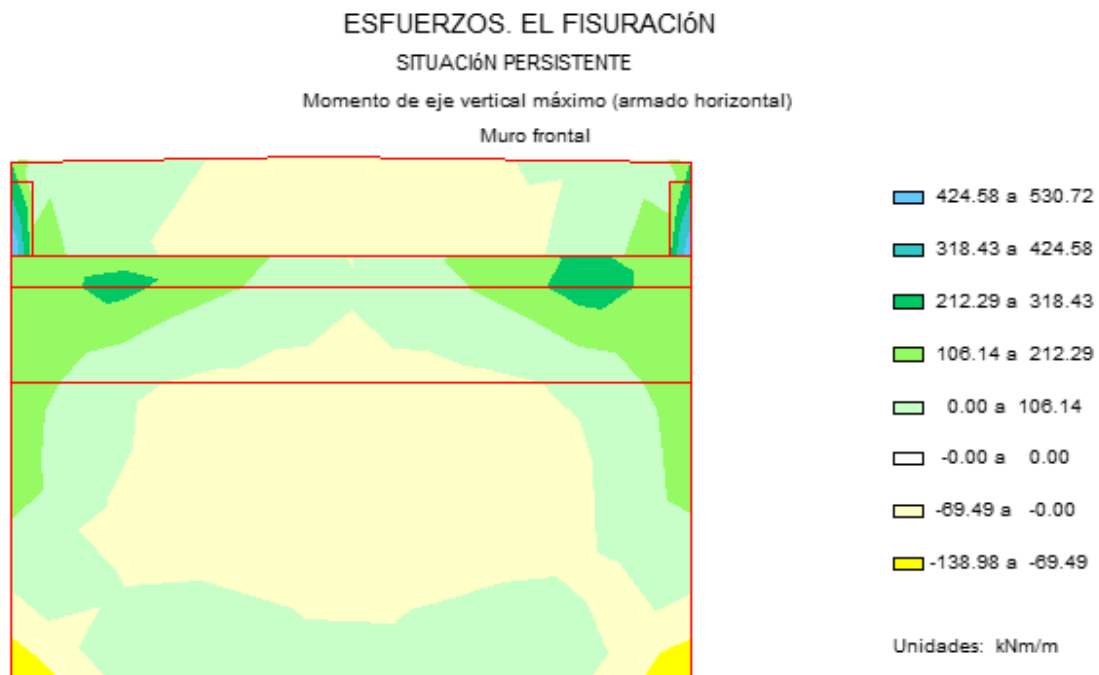


Figura 13.1616.Momento de eje vertical máximo. Muro frontal.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

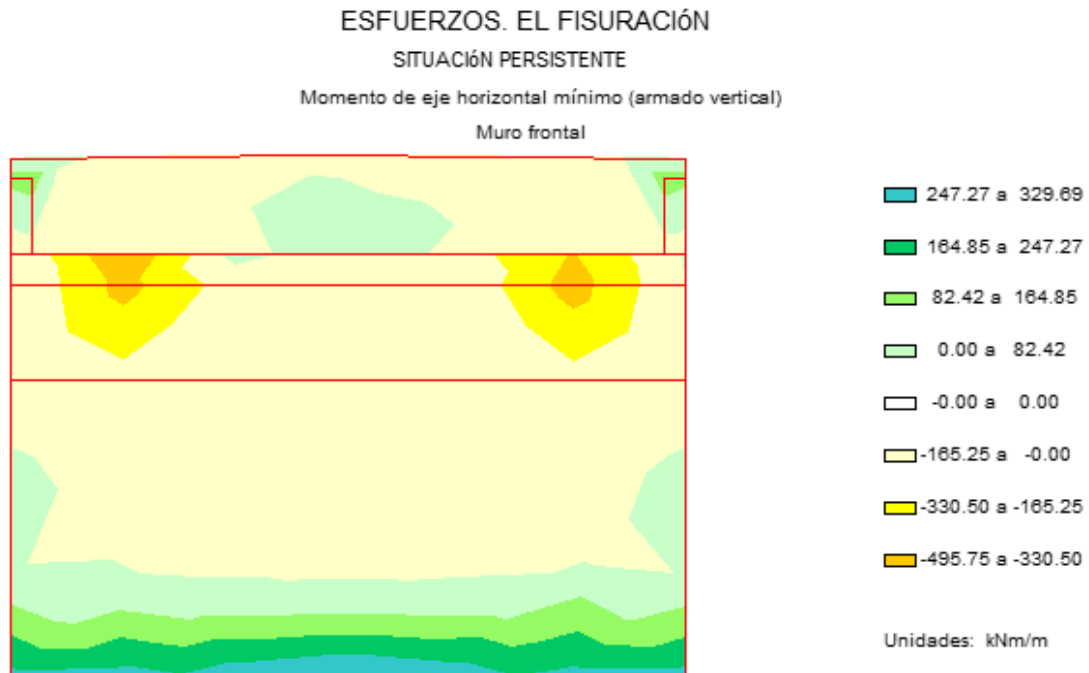


Figura 13.17. Momento de eje horizontal mínimo. Muro frontal.

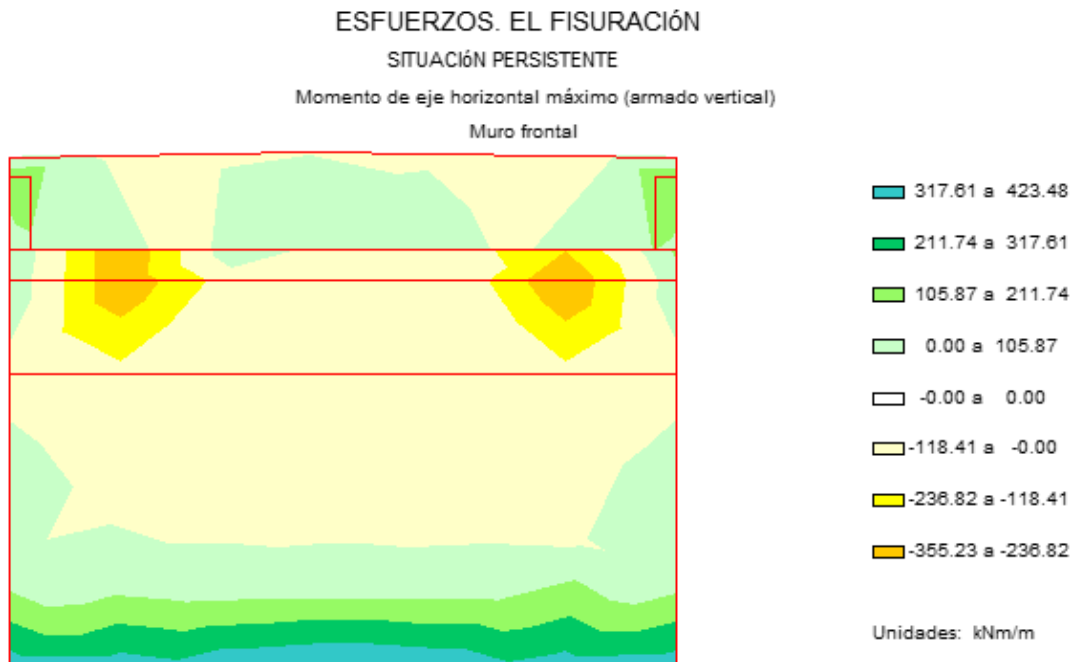


Figura 13.18. Momento de eje horizontal máximo. Muro frontal.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



2.3.2. CÁLCULO DE E.L. DE FISURACIÓN

- **Muro frontal. Muro. Armadura vertical. Cara exterior**

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior (mm ² /m)	As. flexión Cara exterior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	0.900	2023.2	1083.3	Ø12 a 0.100 m	-239.8	396.1	0.00	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

- **Muro frontal. Muro. Armadura horizontal. Cara exterior**

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior (mm ² /m)	As. flexión Cara exterior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	2.700	3056.9	3403.8	Ø32 a 0.200 m	-533.7	-339.1	0.17	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

- **Muro frontal. Muro. Armadura vertical. Cara interior**

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior (mm ² /m)	As. flexión Cara exterior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	0.900	2023.2	1083.3	Ø25 a 0.200 m	-218.1	423.5	0.30	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



- **Muro frontal. Muro. Armadura horizontal. Cara interior**

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior (mm ² /m)	As. flexión Cara exterior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	0.900	1059.6	1058.0	Ø12 a 0.100 m	-108.6	173.5	0.17	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

- **Muro frontal. Espaldón. Armadura vertical. Cara trasera**

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior (mm ² /m)	As. flexión Cara exterior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	0.400	2096.8	637.9	Ø20 a 0.100 m	-63.7	182.1	0.18	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

- **Muro frontal. Espaldón. Armadura horizontal. Cara trasera.**

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior (mm ² /m)	As. flexión Cara exterior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	2.400	2966.7	1333.4	Ø25 a 0.100 m	-1176.8	530.7	0.22	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



- **Muro frontal. Espaldón. Armadura vertical. Cara frontal**

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior	As. flexión Cara exterior	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.700	2220.1	1818.8	Ø25 a 0.250 m	-88.3	-47.0	0.05	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

- **Muro frontal. Espaldón. Armadura horizontal. Cara frontal**

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior	As. flexión Cara exterior	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.700	3188.7	831.1	Ø12 a 0.100 m	-926.0	162.2	0.21	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

2.4 Aletas

Se comprueban ambas aletas, dando resultados muy parecidos, constando en este informe sólo una con afán de duplicar resultados.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



2.4.1. ESFUERZOS DE CÁLCULO

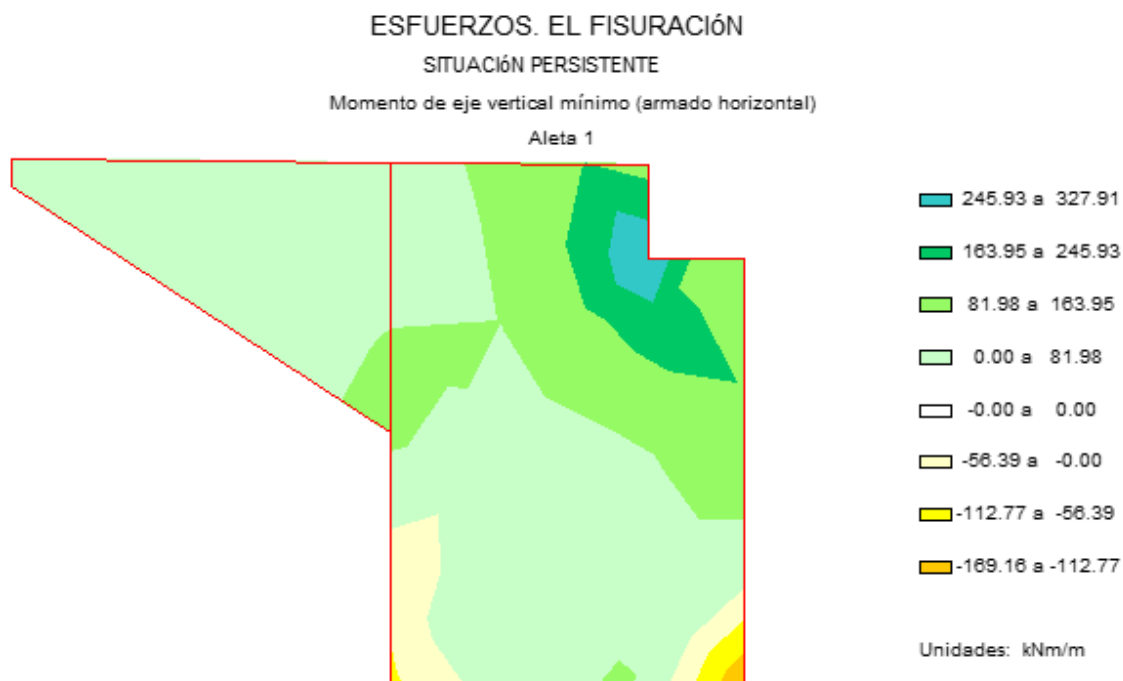


Figura 13.19. Momento de eje vertical mínimo. Aleta 1.

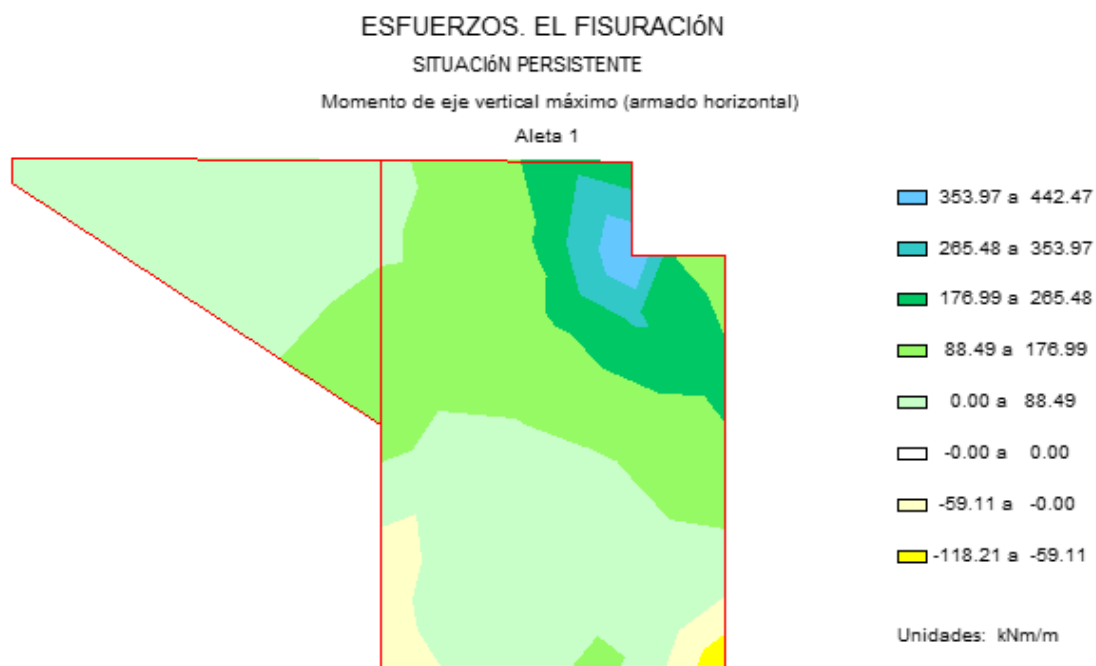


Figura 13.20. Momento de eje vertical máximo. Aleta 1.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



ESFUERZOS. EL FISURACIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje horizontal mínimo (armado vertical)

Aleta 1

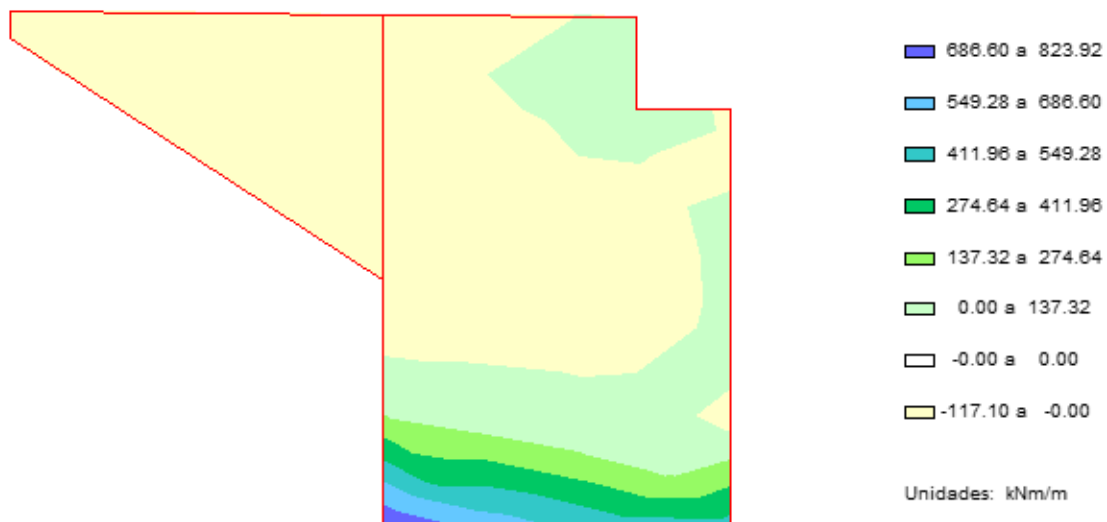


Figura 13.21. Momento de eje horizontal mínimo. Aleta 1.

ESFUERZOS. EL FISURACIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje horizontal máximo (armado vertical)

Aleta 1

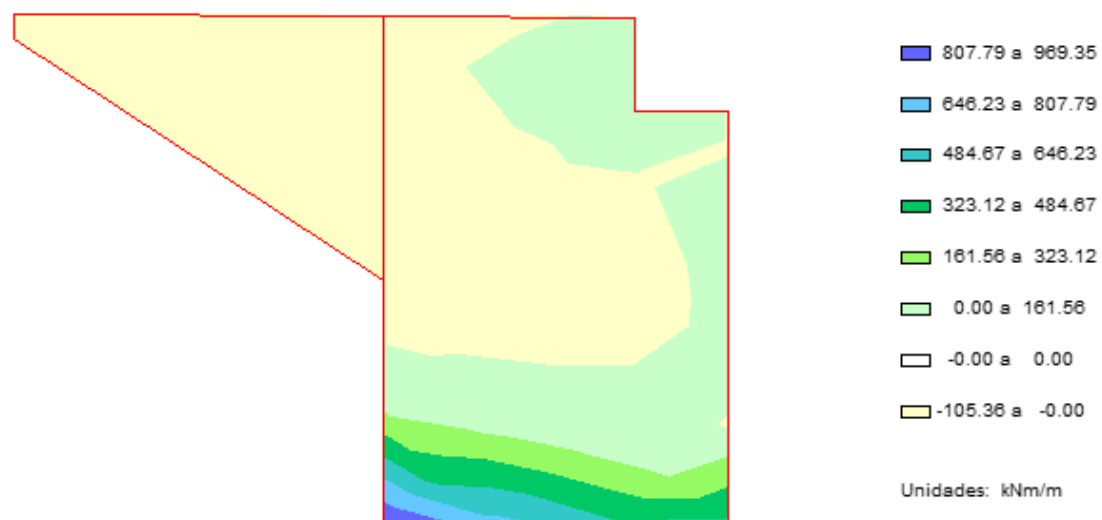


Figura 13.22. Momento de eje horizontal máximo. Aleta 1.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



2.4.2. CÁLCULO DE E.L. DE FISURACIÓN

○ Aleta 1. Muro. Armadura vertical. Cara exterior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior	As. flexión Cara exterior	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.800	6358.4	1613.3	Ø25 a 0.300 m	249.9	-117.1	0.03	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

○ Aleta 1. Muro. Armadura horizontal. Cara exterior

Recubrimiento mecánico:	0.035	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior	As. flexión Cara exterior	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.800	2494.3	959.1	Ø16 a 0.200 m	327.0	-169.2	0.08	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

○ Aleta 1. Muro. Armadura vertical. Cara interior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior	As. flexión Cara exterior	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.800	6358.4	1613.3	Ø32 a 0.100 m	-957.9	948.6	0.24	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



○ Aleta 1. Muro. Armadura horizontal. Cara interior (zona inferior)

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior	As. flexión Cara exterior	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.800	2494.3	959.1	Ø20 a 0.100 m	-276.2	442.5	0.24	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

○ Aleta 1. Voladizo. Armadura horizontal. Cara exterior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior	As. flexión Cara exterior	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.800	979.5	841.4	Ø16 a 0.200 m	-217.5	43.0	0.05	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

○ Aleta 1. Voladizo. Armadura vertical. Cara exterior

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior	As. flexión Cara exterior	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(mm ² /m)	(mm ² /m)		(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.800	818.5	953.4	Ø16 a 0.200 m	249.9	-117.1	0.05	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



○ Aleta 1. Voladizo. Armadura horizontal. Cara interior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior (mm ² /m)	As. flexión Cara exterior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	0.800	979.5	841.4	Ø16 a 0.200 m	-217.5	43.0	0.17	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

○ Aleta 1. Voladizo. Armadura vertical. Cara interior

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Canto	As. flexión Cara interior (mm ² /m)	As. flexión Cara exterior (mm ² /m)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	0.800	818.5	953.4	Ø16 a 0.200 m	-0.2	-0.1	0.00	0.30

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Resumen de verificaciones

Pilotes:

- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Pilotes. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Pilotes. Verifica la comprobación.

Encepado:

- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Encepado. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Encepado. Verifica la comprobación.

Muro frontal:

- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Muro frontal. Verifica la comprobación.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Muro frontal. Verifica la comprobación.

Aleta 1:

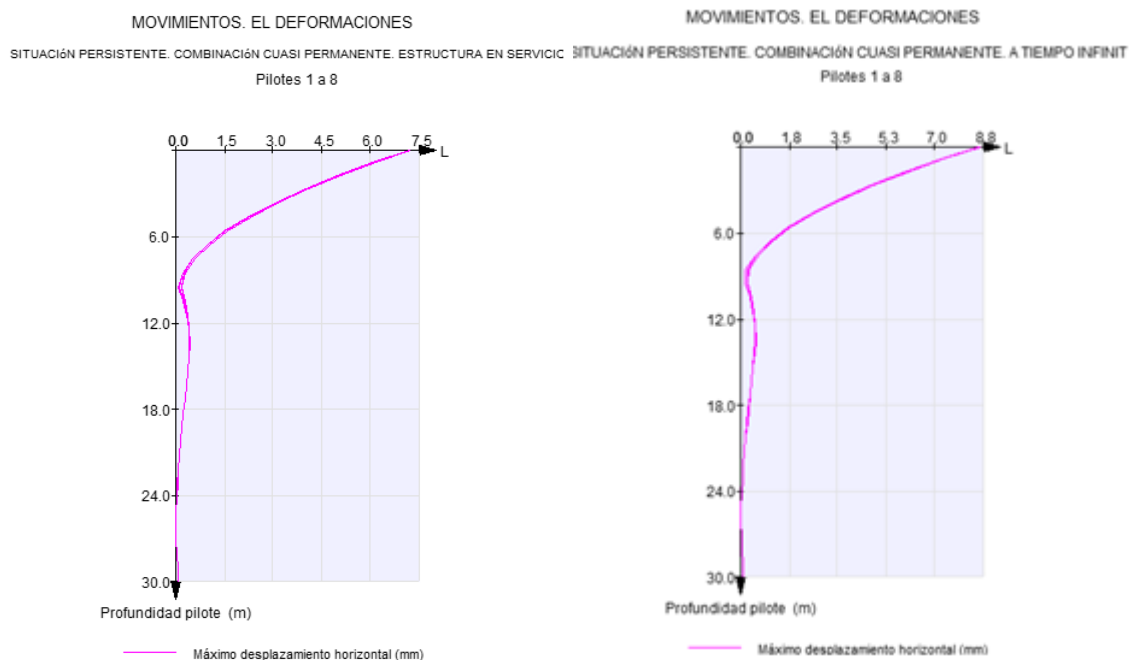
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Aleta 1. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Aleta 1. Verifica la comprobación.

Aleta 2:

- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Aleta 2. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Aleta 2. Verifica la comprobación.

3. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES

3.1 Pilotes





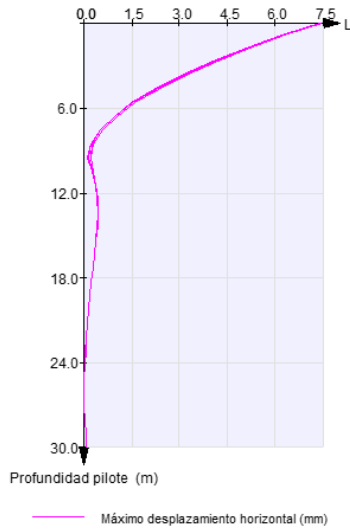
VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



MOVIMIENTOS. EL DEFORMACIONES

SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN FRECUENTE. ESTRUCTURA EN SERVICIO

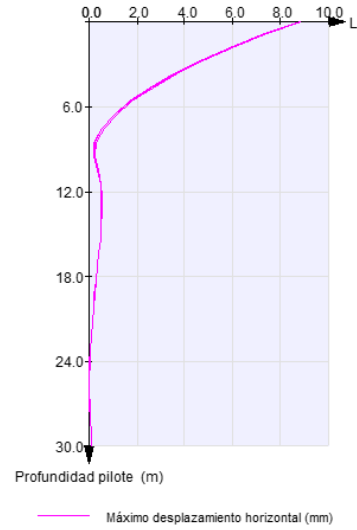
Pilotes 1 a 8



MOVIMIENTOS. EL DEFORMACIONES

SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN FRECUENTE. A TIEMPO INFINITO

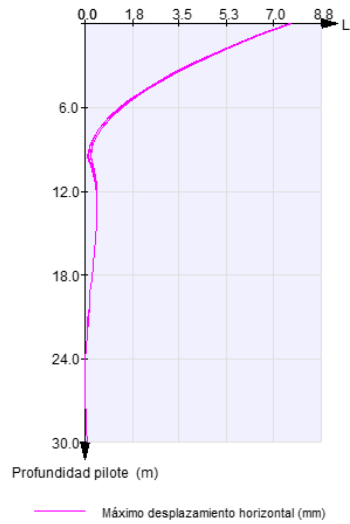
Pilotes 1 a 8



MOVIMIENTOS. EL DEFORMACIONES

SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA. ESTRUCTURA EN SERVICIO

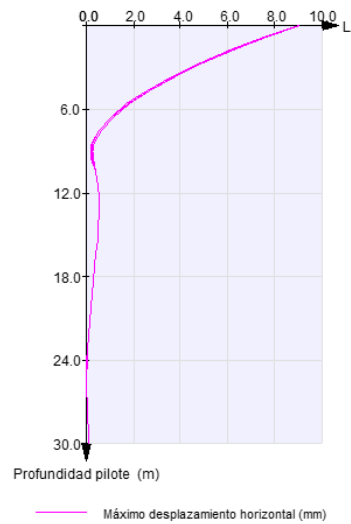
Pilotes 1 a 8



MOVIMIENTOS. EL DEFORMACIONES

SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA. A TIEMPO INFINITO

Pilotes 1 a 8





3.2 Muro frontal

3.2.1. DEFORMACIONES

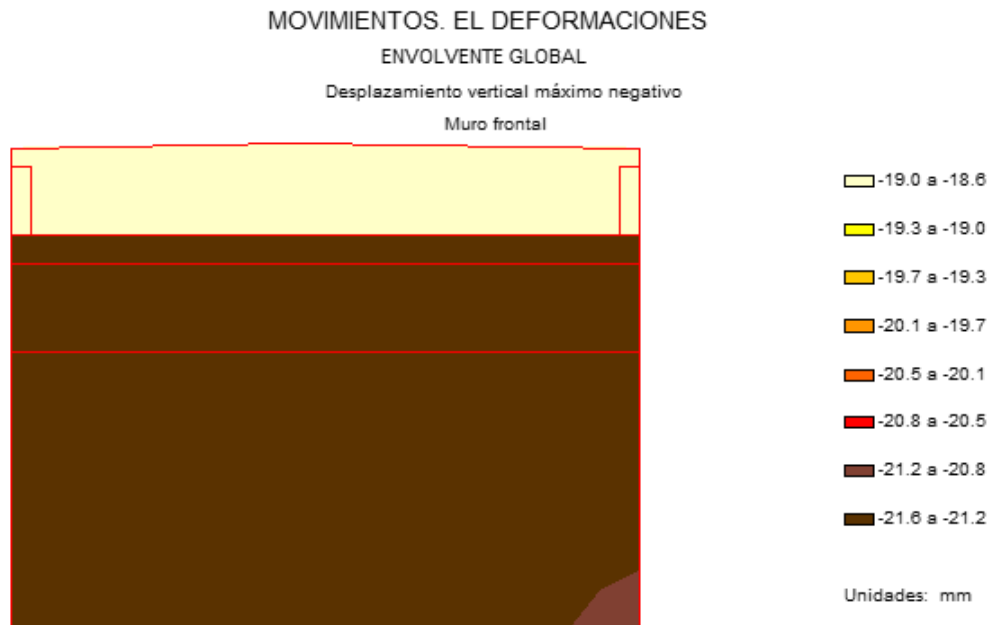


Figura 13.23.Desplazamiento vertical máximo negativo. Muro frontal.

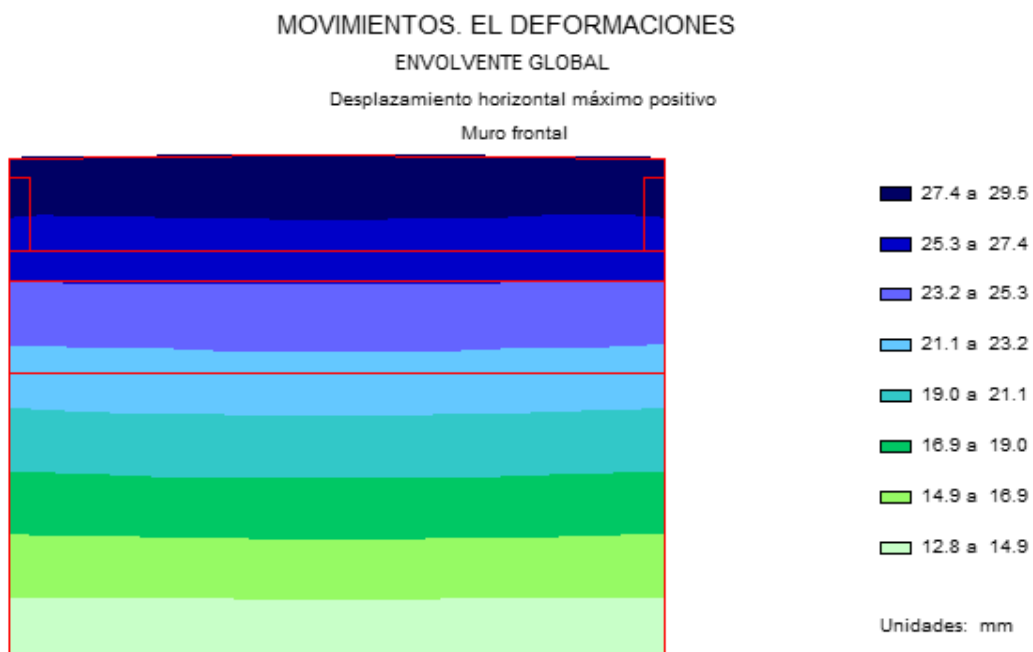


Figura 13.24.Desplazamiento horizontal máximo positivo. Muro frontal.



3.2.2. CÁLCULO DE E.L. DE DEFORMACIONES

3.2.2.1 SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN CUASI PERMANENTE. ESTRUCTURA EN SERVICIO

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	22.5	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	100.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	18.0	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	100.0	mm

3.2.2.2 SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN CUASI PERMANENTE. A TIEMPO INFINITO

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	27.8	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	100.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	18.2	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	100.0	mm

3.2.2.3 SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN FRECUENTE. ESTRUCTURA EN SERVICIO

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	23.5	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	100.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	18.5	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	100.0	mm



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



3.2.2.4 SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN FRECUENTE. A TIEMPO INFINITO

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	28.7	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	100.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	18.6	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	100.0	mm

3.2.2.5 SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA. ESTRUCTURA EN SERVICIO

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	24.2	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	100.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	18.7	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	100.0	mm

3.2.2.6 SITUACIÓN PERSISTENTE. COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA. A TIEMPO INFINITO

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	29.5	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	100.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	18.8	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	100.0	mm



Aleta 1

VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Figura 13.25.Desplazamiento horizontal máximo positivo. Aleta 1.

3.4. Aleta2

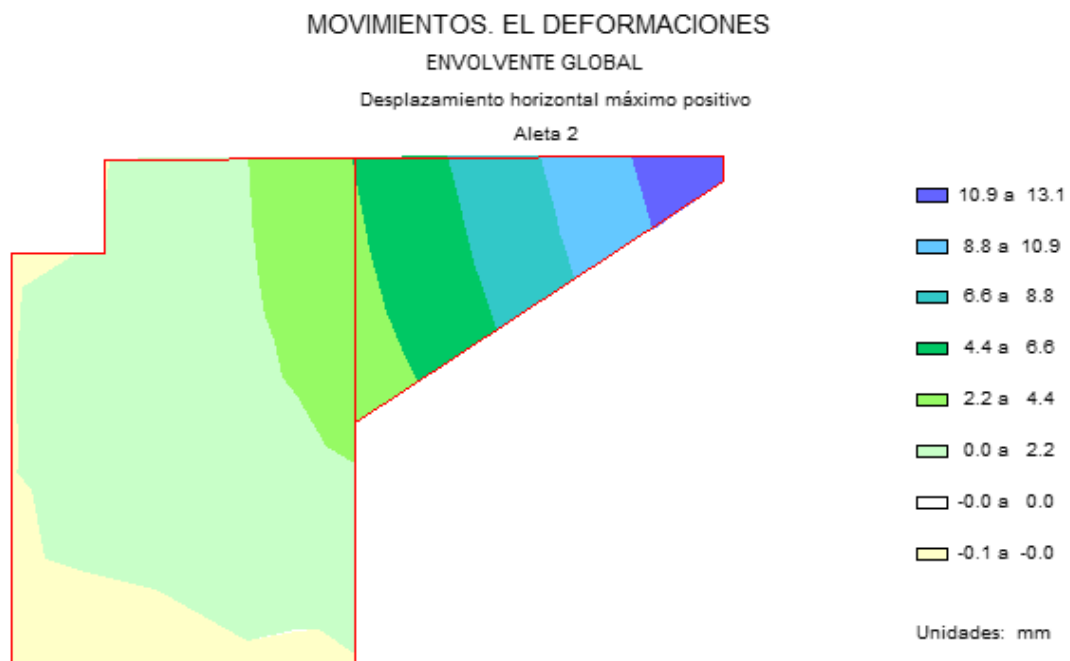


Figura 13.26.Desplazamiento horizontal máximo positivo. Aleta 2.



3.5 Resumen de verificaciones

- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación frecuente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación frecuente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

4. ESTADO LÍMITE DE ASIENTOS

4.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio

Asiento máximo	22.0	mm
Asiento admisible	100.0	mm

4.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito

Asiento máximo	23.2	mm
Asiento admisible	100.0	mm

4.3 Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio

Asiento máximo	22.9	mm
Asiento admisible	100.0	mm



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



4.4 Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito

Asiento máximo	24.2	mm
Asiento admisible	100.0	mm

4.5 Resumen de verificaciones

- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

5. ESTADO LÍMITE DE ARRANQUE DE LOS PILOTES

Esta comprobación prueba que todos los pilotes están comprimidos y por lo tanto no se pueden arrancar.

5.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio

Pilote más traccionado:8.

Coordenadas pilote más traccionado:

X	14.800	m
Y	5.700	m

Carga mínima	5528.12	kN
Carga de arranque	-7374.51	kN
Factor de seguridad admisible	3.000	
Carga admisible, Qadm	-2458.17	kN
Factor de seguridad, FS	100.000	

$$FS = 100.000 \geq FS_{adm} = 3.000 \quad \text{Cumple}$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



5.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito

Pilote más traccionado:8.

Coordenadas pilote más traccionado:

X	14.800	m
Y	5.700	m

Carga mínima	5148.91	kN
Carga de arranque	-7374.51	kN
Factor de seguridad admisible	3.000	
Carga admisible, Qadm	-2458.17	kN
Factor de seguridad , FS	100.000	

$$FS = 100.000 \geq FS_{adm} = 3.000 \text{ Cumple}$$

5.3 Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio

Pilote más traccionado:8.

Coordenadas pilote más traccionado:

X	14.800	m
Y	5.700	m

Carga mínima	5522.12	kN
Carga de arranque	-7374.51	kN
Factor de seguridad admisible	2.600	
Carga admisible, Qadm	-2836.35	kN
Factor de seguridad , FS	100.000	

$$FS = 100.000 \geq FS_{adm} = 2.600 \text{ Cumple}$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



5.4 Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito

Pilote más traccionado: 8.

Coordenadas pilote más traccionado:

X	14.800	m
Y	5.700	m

Carga mínima	5142.90	kN
Carga de arranque	-7374.51	kN
Factor de seguridad admisible	2.600	
Carga admisible, Qadm	-2836.35	kN
Factor de seguridad , FS	100.000	

$$FS = 100.000 \geq FS_{adm} = 2.600 \text{ Cumple}$$

5.5 Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio

Pilote más traccionado:8.

Coordenadas pilote más traccionado:

X	14.800	m
Y	5.700	m

Carga mínima	2601.64	kN
Carga de arranque	-7374.51	kN
Factor de seguridad admisible	2.200	
Carga admisible, Qadm	-3352.05	kN
Factor de seguridad , FS	100.000	

$$FS = 100.000 \geq FS_{adm} = 2.200 \text{ Cumple}$$



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



5.6 Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito

Pilote más traccionado:8.

Coordenadas pilote más traccionado:

X	14.800	m
Y	5.700	m

Carga mínima	2222.42	kN
Carga de arranque	-7374.51	kN
Factor de seguridad admisible	2.200	
Carga admisible, Qadm	-3352.05	kN
Factor de seguridad , FS	100.000	

$$FS = 100.000 \geq FS_{adm} = 2.200 \quad \text{Cumple}$$

5.7 Resumen de verificaciones

- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
- Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
- Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

El armado se hace de acuerdo a los datos de cuantías proporcionadas por el programa, definiéndose por completo en los planos.



13.3. Pilas.

Las pilas, como elemento de la subestructura presentan gran responsabilidad y más en un puente hiperestático como éste en el que el tema de los asentamientos diferenciales entre los distintos apoyos es a veces dimensionante del pretensado.

En la estructura que nos ocupa, las pilas están formadas por un cabecero o dintel, con forma de martillo, de apoyo doble, donde se sitúan los apoyos elastoméricos con sus respectivas mesetas, el fuste, cilíndrico de 2 m de diámetro, el encepado de pilotes y los pilotes.

Como todo elemento de la subestructura, debe calcularse de arriba a abajo, para tener en cuenta las acciones horizontales recogidas en el apartado correspondiente.

13.3.1 Cálculo de fuste.

Como elemento lineal que es, la pila debe analizarse bajo los efectos de segundo orden, que pueden no ser despreciables. Se recogen aquí los comentarios de la EHE-08 en su artículo 60.2, que es de aplicación:

En general las pilas de puente suelen ser elementos en los que los efectos de segundo orden pueden no ser despreciables, debiendo, por tanto, verificarse el estado límite último de inestabilidad.

Es necesario, por ello, definir correctamente la vinculación entre la pila y el tablero, a fin de determinar la esbeltez mecánica de la pila y abordar su cálculo mediante el método más adecuado. Generalmente puede suponerse que las pilas están empotradas en la cimentación y libres en el extremo superior, cuando el tablero se apoya con aparatos de apoyo a las pilas. En otros casos, (p.e., pilas empotradas al tablero) se puede estimar la vinculación superior utilizando los criterios establecidos en los comentarios del punto 43.1.1.

Por tanto, se empleará un coeficiente de pandeo de $\beta=2$, siguiendo la simplificación recogida en la Instrucción. Se sigue el método aproximado para flexión compuesta recta, dado que, al ser una sección cilíndrica, posee simetría vertical y así pueden componerse los momentos en los dos ejes principales para facilitar la computación.

De las salidas del modelo del tablero frente a acciones verticales y horizontales se tienen los valores que se emplearán en el presente apartado. Dado que la pila presenta apoyo doble, la disposición de carriles excéntricos cargados o vacíos genera una alteración de cargas que se traducen en un momento flector en el fuste. Por ello, se combinan los momentos transversales y longitudinales y se suman a los momentos de diseño con efectos de segundo orden.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



T5) ENVOLVENTE GLOBAL EN EL TIEMPO.

SITUACIÓN PERSISTENTE.

Apoyo Hip. Rl Rt Rv Ml Mt Mv

102 Rx+	2.708	-63.222	1981.099	-2.454	-43.600	-0.118
102 Rx-	2.705	63.222	1915.260	2.454	-43.550	0.118
102 Ry+	-23.852	-4.752	1627.625	84.636	384.023	-0.008
102 Ry-	28.142	4.395	2189.377	-83.096	-453.079	0.151
102 Rz+	1.061	14.007	2731.593	-249.026	-17.080	0.246
102 Rz-	4.182	3.526	1236.157	-88.695	-67.331	0.135
102 Mx+	28.142	4.395	2189.377	-83.111	-453.079	0.151
102 Mx-	-23.852	4.455	1627.625	-79.613	384.023	0.008
102 My+	1.211	-11.732	2502.172	-980.304	-19.505	0.842
102 My-	3.379	11.732	1764.291	980.304	-54.409	-0.842
102 Mz+	3.336	-25.221	1809.164	-762.340	-53.712	1.517
102 Mz-	3.326	25.221	1594.025	762.340	-53.549	-1.517

SITUACIÓN ACCIDENTAL.

Apoyo Hip. Rl Rt Rv Ml Mt Mv

102 Rx+	-29.008	-153.427	1583.844	-1914.757	436.679	2.308
102 Rx-	34.491	153.427	1373.792	1914.757	-524.959	-2.308
102 Ry+	-104.703	-46.037	1528.839	-574.532	1584.708	0.692
102 Ry-	108.644	46.037	1444.727	574.533	-1648.160	-0.692
102 Rz+	-30.861	-46.067	1763.039	-574.880	466.374	0.693
102 Rz-	34.724	46.067	1196.680	574.880	-528.560	-0.693
102 Mx+	108.644	46.037	1444.727	574.533	-1648.160	-0.692
102 Mx-	-104.703	-46.037	1528.839	-574.532	1584.708	0.692
102 My+	-28.799	-153.427	1594.241	-1914.757	433.319	2.308
102 My-	34.491	153.427	1373.792	1914.757	-524.959	-2.308
102 Mz+	-29.008	-153.427	1583.844	-1914.757	436.679	2.308
102 Mz-	34.491	153.427	1373.792	1914.757	-524.959	-2.308

Con todo eso, se tiene lo siguiente:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



COMPROBACIÓN DE SOPORTES AISLADOS CIRCULARES (NORMA EHE-08. Art. 43.5.1):

ALTURA DE PILA	15.1	M	
DIAMETRO DE PILA	2	M	
LONGITUD DE PANDEO	30.2	M	
INERCIA DE PILA	0.785398175	M ⁴	
AREA DE PILA	3.1415927	M ²	
RADIO DE GIRO	0.5	M	
ESBELTEZ MECANICA	60.4		
AXIL TOTAL DE DISEÑO	1627.6	TN	
PESO DE PILA	118.5951244	TN	
COEF.MAYORACION PESO DE PILA	1.35		
PESO MAYORADO DE PILA	160.103418	TN	
MOMENTO TRANSVERSAL EN CABEZA	384	TN*M	DISEÑO
FUERZA LONGITUDINAL EN CABEZA	24	TN	DISEÑO
FUERZA TRANSVERSAL EN CABEZA	4.7	TN	DISEÑO
FUERZA HORIZONTAL GLOBAL	24.45587864	TN	
EXCENTRICIDAD FICTICIA	0.448012902		
FACTOR DE ARMADO	2		
LIMITE ELASTICO ARMADURA	5100	KP/CM ²	
DEFORMACION DEL ACERO	0.002111801		
AXIL PERMANENTE (SERVICIO)	2043	TN	
AXIL PERMANENTE (DISEÑO)	2758.05	TN	
PARAMETRO FLUENCIA	0.004		
MOMENTO EN BASE PRIMER ORDEN	532.0437674	TN*M	
EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL	0.1	M	
EXCENTRICIDAD DE PRIMER ORDEN	0.326888528	M	
EXCENTRICIDAD TOTAL	0.77490143		

MOMENTO DE DISEÑO CON EFECTOS		
DE SEGUNDO ORDEN	Md=	1645.23 TN*M
AXIL DE DISEÑO TOTAL	Nd=	1787.70 TN

Figura 13.27. Comprobación de soportes aislados según EHE-08.

Se ha verificado la combinación resaltada en el cuadro de reacciones, que es la que arroja menor coeficiente de seguridad.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Se realiza un tanteo según el art. 69.4.1.1 de la EHE-08 [4] para ver la disposición de la armadura en el fuste, comprobando que 40 barras del 32 no presentan problemas de hormigonado, ni siquiera en las zonas de solape, que frecuentemente producen coqueras:

DISTANCIAS MÍNIMAS ENTRE BARRAS EN SECCIONES CIRCULARES		
Diámetro elemento	2000	mm
Recubrimiento geométrico	47	mm
Diámetro armadura	32	mm
Número de barras (sin contar solape)	40	uds.
Distancia entre barras consecutivas en zona normal	115	mm
Distancia entre barras consecutivas en zona de solape	83	mm
Tamaño máximo del árido	20	mm
Distancia mínima recomendada	32	mm
CUMPLE?	CUMPLE	

La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en 69.4.1, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- 20 milímetros salvo en viguetas y losas alveolares pretensadas donde se tomarán 15 mm;
- El diámetro de la mayor;
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido (ver 28.3).

69.4.1.1
Barras aisladas

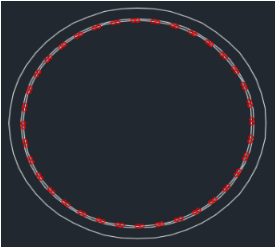


Figura 13.28. Hoja de cálculo para disposición de armado en pilas.

Ahora se comprueba que el armado es válido:

Se define en el Prontuario de IECA la sección transversal:

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.7 - 15.04.2014 SEGÚN EHE-08 - [SECCIONES]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

Tipo de Sección:

- ☐ Rectangular áreas
- ☐ Rectangular redondos
- ☐ T
- ☒ Circular
- ☐ Genérica
- ☐ Genérica armaduras adicionales

Sección: PILA_2.0

Hormigón: HA-30

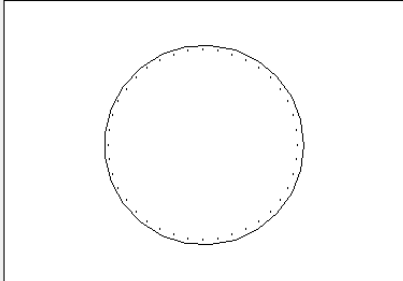
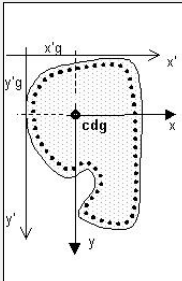
Acero Pasivo: B-500-S

D [m]: 2.0 r [m]: 0.05

n: 40

φ [mm]: 32

Gráfico, características mecánicas | Condiciones de durabilidad | M · 1/r |

Sección bruta		Sección homogeneizada		Sección fisurada	
A [m²]	3.1100	A [m²]	3.334	I _x [m⁴]	0.1928
I _x [m⁴]	0.7690	I _x [m⁴]	0.8706	M _{fls} [kN·m]	2526.7
i _x [m]	0.50	i _x [m]	0.51	y'fls [m]	0.49
x'g [m]	0.99	x'g [m]	0.99		
y'g [m]	1.00	y'g [m]	1.00		

Figura 13.29. Comprobación de la sección en IECA.

Que arroja un coeficiente de seguridad añadido mayor de la unidad, por lo que es un diseño válido:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.7 - 15.04.2014 SEGÚN EHE-08 - [TN3 Flexión compuesta recta]

Proyecto Materiales Secciones Análisis E.L.U. E.L.S. Ejecución y control Ventana ?

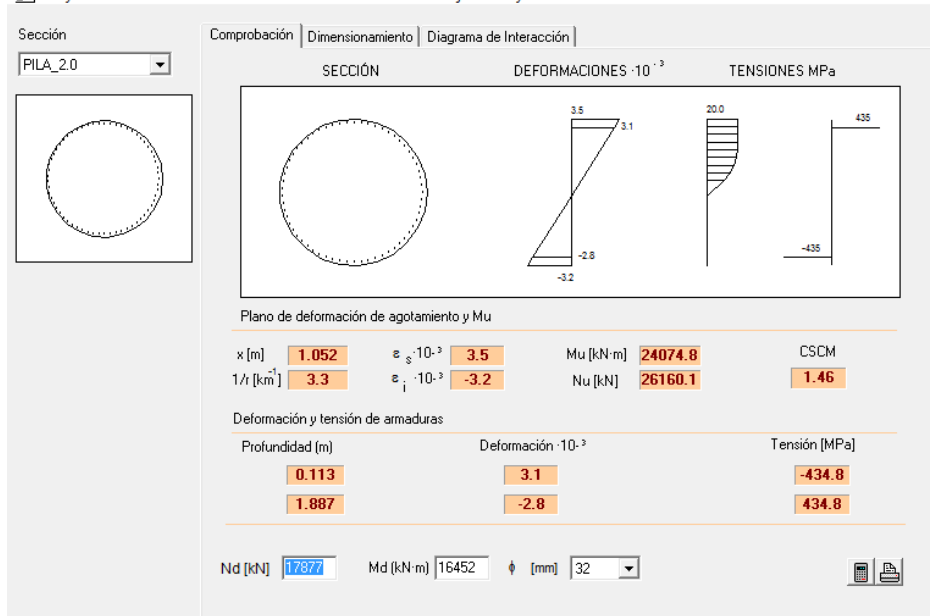


Figura 13.30. Comprobación CSCM mayor que la unidad.

En efecto, un coeficiente de seguridad mayor de 1 es índice de que la armadura diseñada es correcta y queda del lado de la seguridad, realizando las simplificaciones ya comentadas. Se muestra a continuación el diagrama de interacción de diseño:

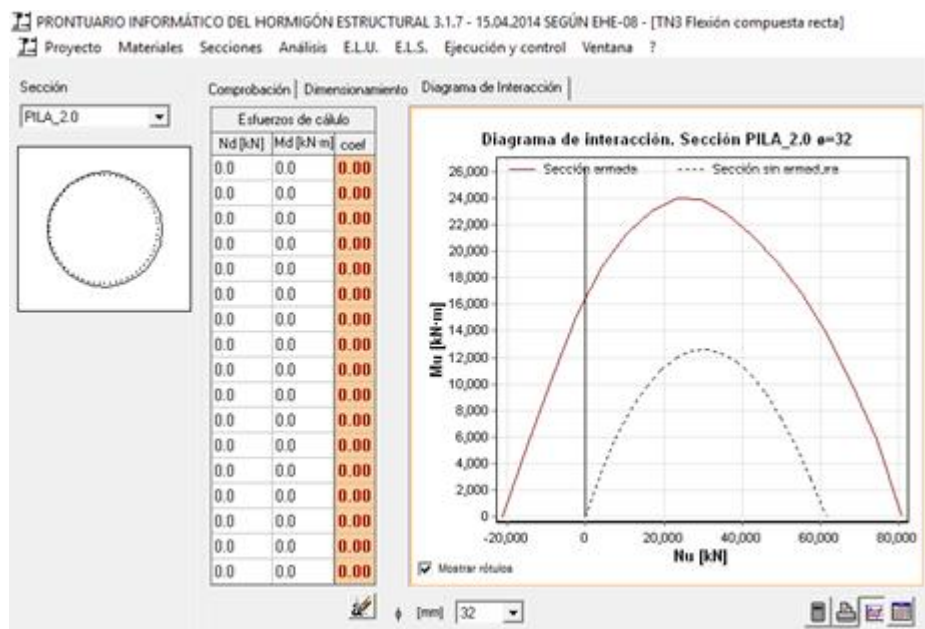


Figura 13.31. Diagrama de interacción de diseño.

A la vista de los listados anteriores se observa que la situación de sismo no es dominante, toda vez que además los coeficientes de minoración de las resistencias de los



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



materiales son menores que para los Estados Límite Último (1.00 para el acero y 1.30 para el hormigón en lugar de 1.15 y 1.50 respectivamente).

En cuanto al cortante, el máximo valor combinado en el arranque es de 1570 kN en situación sísmica, por ello, se usarán los coeficientes de situación accidental para el cálculo del armado a cortante:

CÁLCULO DE SECCIONES CIRCULARES FRENTE A CORTANTE									
Estructura: P-2. PILA									
Características de la sección									
Øpila [m]	olong [mm]	nø	øtrans [mm]	c [mm]	d [m]	b _w [m]	r [-]	x [-]	
2.00	32	40	16	86	1.88	1.70	0.003	1.33	
Materiales		Esfuerzos solicitantes		Armadura transversal					
f _{ck} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	V _{sd} [kN]	N _{sd} [kN]	ø [mm]	s [m]	ø2 [mm]	s2 [m]	A _s [cm ² /m]	
30	500	1570	17877	16	0.20	0	0.2	20.11	
Bielas		Esfuerzos resistentes					Cuantía mínima		
θ [°]	V _{cu} [kN]	V _{su} [kN]	V _{u1} [kN]	V _{u2} [kN]	V _{rd} [kN]	A _s min [cm ² /m]			
45	1457	1158	19158	2615	2615	16.38			

$$\sum \frac{A_s f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

OK

ES VÁLIDO EL ARMADO DISPUESTO DE 20.11 cm²/m

Figura 13.32. Cálculo de sección circular frente a cortante.

Por lo que se dispondrán cercos de Ø16/0.20.

13.3.2 Cálculo de la viga cabecero

Según el Artículo 24.º de la EHE [4], son regiones D (regiones de discontinuidad) las estructuras o partes de una estructura en las que no sea válida la teoría general de Bernoulli-Navier o Kirchhoff.

La ménsula tiene una categoría de región D donde no se cumple las hipótesis de Navier-Bernoulli, las regiones planas no permanecen planas después de deformar. Se puede abordar este problema mediante el uso de una estructura isostática plana formada por bielas y tirantes unidas por rótulas.

A continuación se definen las propiedades de:

- Profundidad de la región D (Thickness)
- Resistencia a compresión simple del hormigón (f'c)
- Resistencia a tracción del acero pasivo (fy)
- Resistencia del hormigón a esfuerzo tensor, viene dado por defecto en función del tipo de hormigón.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Define General Properties

D-Region Thickness

2000 mm

Material Strengths

Concrete Compressive Strength, f'_c 30 MPa

Concrete Tensile Strength, f'_{ct} 4.4 MPa Use Default

Non-Prestressed Reinforcement Yield Strength, f_y 500 MPa

OK Cancel

Figura 13.33. Propiedades generales del hormigón.

Tras dibujar la estructura plana isostática pasamos a definir las características de las Bielas, Tirantes y nudos.

Define Concrete Strut Types

Type List

Name: Biela entre fisuras

Defined Types: Biela entre fisuras

Add Modify Delete

Note: This type cannot be deleted because it has been assigned to STM Elements.

Type Properties

Concrete Compressive Strength, f'_c 30.00 MPa Modify...

Concrete Strut Strength

Strut Equation Method

☐ Code-Based Equations: (0) ACI Prismatic Struts

☒ User-Defined or Other Methods: (0) User-Defined

Efficiency Factor (between 0 and 1) 0.600

Strength Reduction Factor (between 0 and 1) 0.75 Use Default

Stress Limit 13.50 MPa

OK Cancel

Figura 13.34. Propiedades de las Bielas.

Los esfuerzos en las Bielas son absorbidos por el hormigón casi en su totalidad, aunque se puede incrementar la resistencia de la biela, introduciendo armadura compresión ($ssd, c = 400 \text{ N/mm}^2$, pues la deformación en rotura del hormigón a compresión simple se limita al 2 por mil), o confinando la biela mediante estribado ($1+1.5aww$) (Según Artículo 40.3.4 EHE-08)[4]. Esta última opción, muy interesante para incrementar la ductilidad de la pieza (capacidad de deformar hasta la rotura).

La tensión que puede soportar la biela viene dado por:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_c + A_s \cdot f_y$$

Se considera un valor de 0.6 como valor conservador de eficiencia, pudiendo tomar los siguientes.

- Secciones uniformes = 1
- Embotelladuras = 0.75
- Bielas en zona fisurada = 0.4

Los esfuerzos de los tirantes vendrán absorbidos por el acero pasivo dispuesto. Al ser una región D f_y no puede ser mayor de 400N/mm². Al usar un acero B500S restringimos su módulo elástico hasta 400N/mm².

Se emplean 20 redondos del diámetro 32 como armadura dispuesta en el canto de 2000mm, lo que es capaz de asumir una fuerza de 7233,3 KN.

La zona de transmisión de tensiones de adherencia entre armadura y hormigón traccionado ha sido estudiada por el Prof. Maekawa dando la ecuación.

$$h_e = (n \cdot h_{max}^2) / b$$

Siendo n el número de barras acero, b el ancho del elemento de hormigón y h_{max} el ámbito de desarrollo de tensiones de adherencia para un tirante de hormigón con una sola barra de acero.

Esta última se define como
$$h_{max} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot d_b \cdot \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

Donde d_b es el diámetro de la barra de acero, f_y el límite elástico del acero y f_t la resistencia a tracción del hormigón. Tanto h_e como h_{max} se miden desde el baricentro de la capa de armadura. Si el recubrimiento, r , es menor que $h_e/2$ se coloca r .

Así mismo cumple con un recubrimiento mecánico de 50 mm.

Los nudos se dividen en 3 categorías dependiendo del estado tensional al que se encuentren sometidos en 3 direcciones (ver Figura 13.35)

CCC (Compresión, Compresión, Compresión) Estado hidrostático. $f_{2cd} = f_{cd}$

CCT (Compresión, Compresión, Tracción) $f_{2cd} = 0.70f_{cd}$.

CTT (Compresión, Tracción, Tracción) $f_{2cd} = 0.60f_{cd}$.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Define Node Types

Type List

Name: CCC

Defined Types: CCC, CCT, CTT

Add, Modify, Delete

Note: This type cannot be deleted because it has been assigned to STM Nodes.

Type Properties

Concrete Compressive Strength, f'_c : 30,00 MPa [Modify...]

Concrete Node Strength

Node Equation Method

☐ Code-Based Equations: (0) ACI CCC Nodes

☒ User-Defined or Other Methods: (0) User-Defined

Efficiency Factor (between 0 and 1): 1,000

Strength Reduction Factor (between 0 and 1): 0,75 [Use Default]

Stress Limit: 22,50 MPa

OK, Cancel

Figura 13.35. Propiedades de nudos.

Define Non-Prestressed Reinforcement Tie Types

Type List

Name: Tirantes

Defined Types: Tirantes

Add, Modify, Delete

Note: This type cannot be deleted because it has been assigned to STM Elements.

Type Properties

Yield Strength, f_y : 500,00 MPa [Modify...]

Number of Bar Layers: 1

Standard: ☐ ASTM A615/A615M ☒ User-Defined

Bar Layer Data (User-Defined)

Layer Number: 1

Bar Area: 804 mm²

Number of Bars: 20

Distance from Reference Line: 200 mm

Summary

Total Steel Area: 16080,0 mm²

Strength Reduction Factor (between 0 and 1): 0,75 [Use Default]

Yield Overstrength Factor (not less than 1): 1,25 [Use Default]

Yield Force: 7537,5 kN

Tension Zone Extension: 0 mm

Minimum Effective Width: 0,0 mm

Cross Section

Axis 2

Centroid (Axis 3)

Effective Tie Width = 0,8 m

D-Region Thickness = 2000,0 mm

Reference Line

Tip: In addition to using 'Layer Number' updown control above to select a bar layer, you can also do it by clicking a bar layer from the image to the left or by click on the image using the left mouse button. Alternatively, click the image and then press Up, Down, Left, Right, Page Up, Page Down, Home, or End key.

OK, Cancel

Figura 13.36. Definición de la armadura pasiva del tirante.

Se asume el estado de carga más desfavorable como el computable para su dimensionamiento.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



La tensión de las bielas y los tirantes queda encerrada en el contorno de la estructura. En ningún caso es necesario el aporte de armadura longitudinal y de cosido para reducir la sección del esfuerzo.

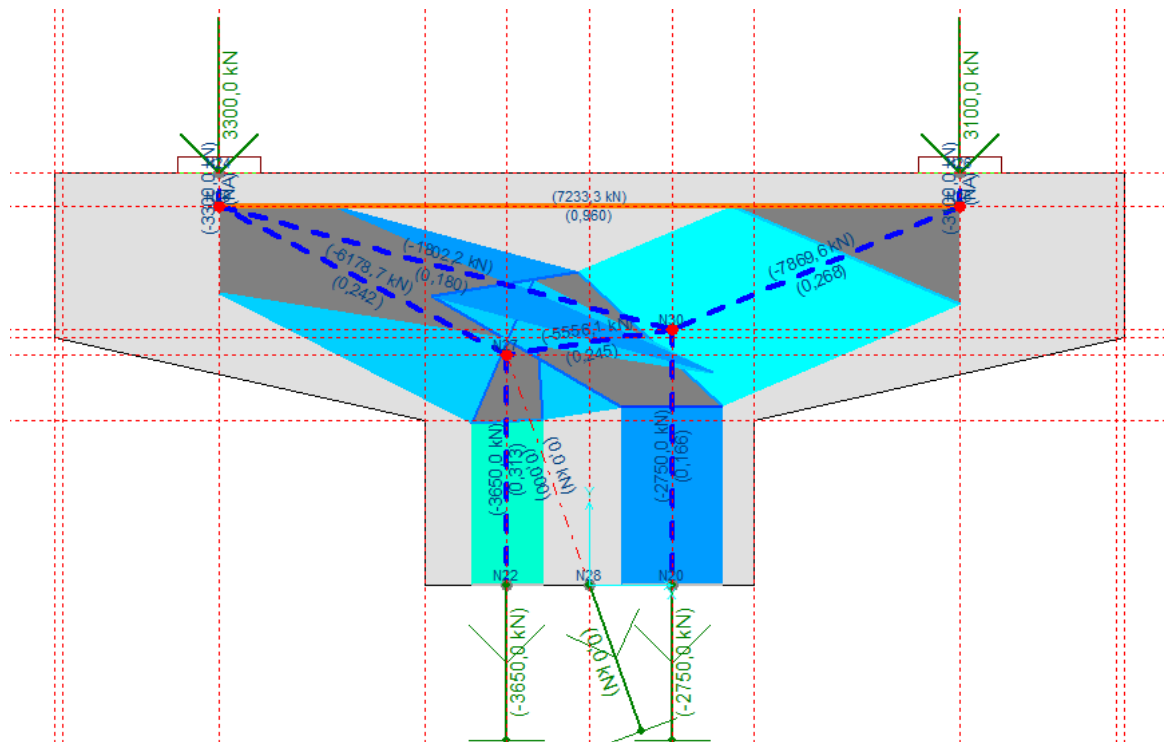


Figura 13.37. Cálculo de agotamiento de Modelo de Bielas y Tirantes.

Se dimensiona la armadura para el esfuerzo de tracción en el tirante más solicitado.

$$A_{s1} = \frac{\sigma_{trac}}{f_{yk}/\gamma_s} = \frac{7233,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{500 \text{ N/mm}^2 / 1,15} = 16636,59 \text{ mm}^2 \rightarrow 20\phi 32$$

13.3.3 Cargas concentradas en macizos.

Se realiza un método de bielas y tirantes ante cargas concentradas en macizos para dimensionar la armadura de refuerzo bajo los apoyos de neopreno en la viga cabecero.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO

a	2000	mm
b	2000	mm
A_c	4000000	mm ²

CARACTERÍSTICAS DEL APOYO

a1	900	mm
b1	900	mm
A_{c1}	810000	mm ²

CARGAS

Carga aplicada sin mayorar	2200	kN
Coef. Seg.	1.5	adim
Nd	3300	kN

MATERIALES

fck	30	N/mm ²
fcu	20.00	N/mm ²
fyk	500	N/mm ²
fyd	434.78	N/mm ²

COMPROBACIÓN DE NUDOS Y BIELAS

Nd=	3300	kN
f_{yvd}	44.44	N/mm ²
$3.3f_{yvd}$	66.00	N/mm ²
$A_{c1}f_{yvd}$	36000.00	kN

CUMPLE?

OK

ARMADURAS TRANSVERSALES

Sentido paralelo a "a" (distribuir entre 0.1a y a)

$0.25 \cdot Nd \cdot (a - a1) / a = A_{sa}$, con $f_{yd} \leq 400$ Mpa

A_{sa}	11.34	cm ²
----------	-------	-----------------

Sentido paralelo a "b" (distribuir entre 0.1b y b)

$0.25 \cdot Nd \cdot (b - b1) / b = A_{sb}$, con $f_{yd} \leq 400$ Mpa

A_{sb}	11.34	cm ²
----------	-------	-----------------

ARMADURAS DE REFUERZO SUPERFICIALES. (Art. 59.1.3.3 Conexiones a compresión)

Espesor del aparato de apoyo de material blando

t=	125.00	mm
----	--------	----

(Altura total goma+chapas)

Sentido paralelo a "a" (distribuir en la superficie)

$A_{sa} = 0.25 \cdot Nd \cdot (t/a) / f_{yd}$, con $f_{yd} \leq 400$ Mpa

A_{sa}	2.86	cm ²
----------	------	-----------------

Sentido paralelo a "b" (distribuir en la superficie)

$A_{sb} = 0.25 \cdot Nd \cdot (t/b) / f_{yd}$, con $f_{yd} \leq 400$ Mpa

A_{sb}	2.86	cm ²
----------	------	-----------------

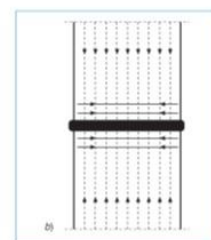
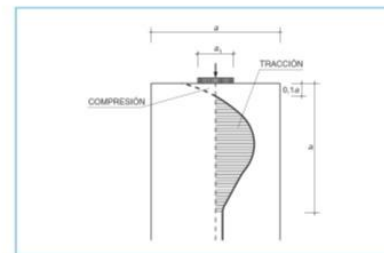
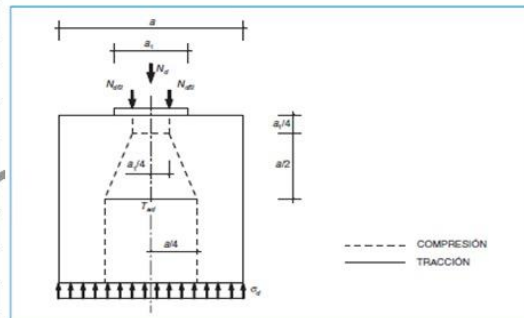
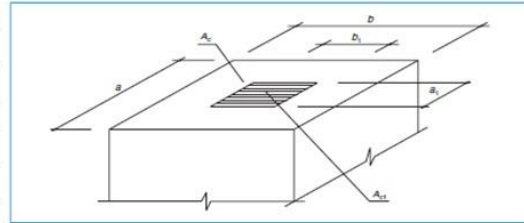


Figura 13.38. Cargas en macizos de pilas.

Se dispone una parrilla de 6Ø16 para absorber la compresión.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



13.3.4 Encepado.

Es preciso realizar una distribución de las fuerzas que solicitan a cada pilote, para ello se emplea el método recogido en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, que sigue el siguiente esquema:

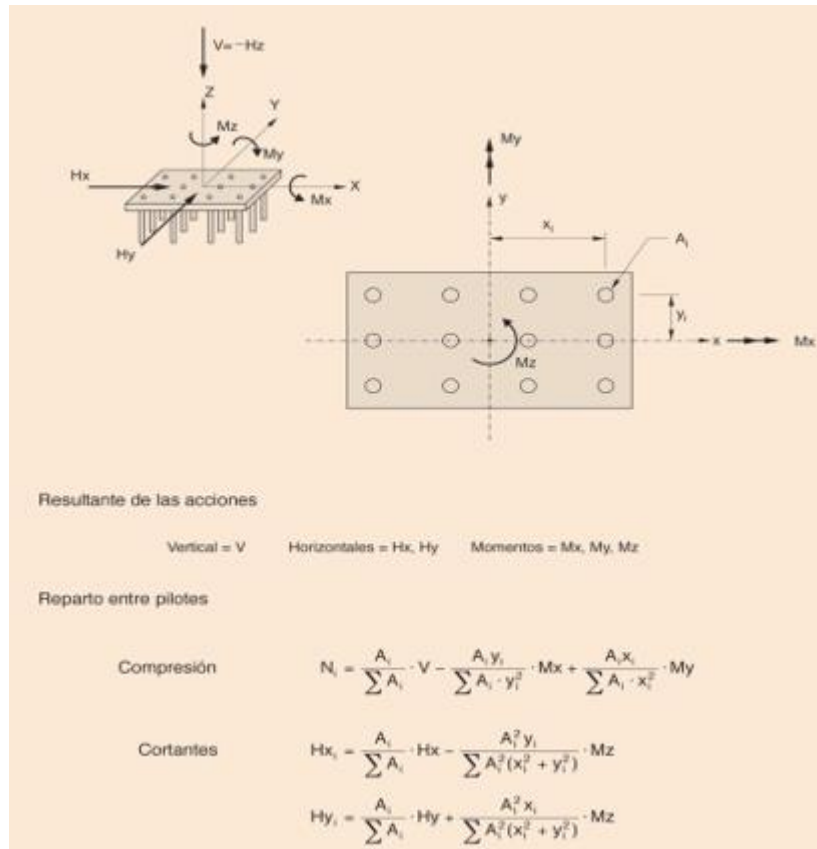


Figura 13.39. Distribución de cargas en hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza.[6]

Así se obtiene considerando los mayores esfuerzos en la pila, aunque no sean concomitantes, la siguiente distribución de fuerzas en la cabeza del pilote, considerándolo articulado.

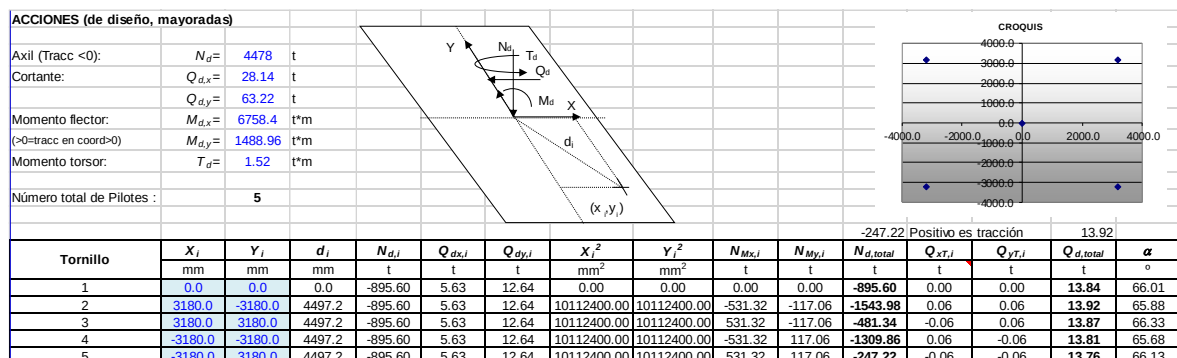


Figura 13.40. Composición de esfuerzos en el encepado.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Los 15440 kN que solicitan al pilote más cargado en diseño, se dividen por 1.35 de forma conservadora para obtener el valor característico, que es el que se empleará en el cálculo geotécnico. Así $15440/1.35=11437$ kN.

Como se verá posteriormente, será necesario recurrir a pilotes de 2.00 m de diámetro para resistir las cargas solicitantes.

Se ha elegido una distribución de 5 pilotes, uno bajo la pila y los otros dispuestos en las 4 esquinas del cuadrado centrado en la pila y de semi-diagonal 3 diámetros, de cara a no tener que tener en cuenta el efecto grupo, que disminuye la resistencia del grupo de pilotes. Como se observa en el cuadro anterior, ni siquiera en la hipótesis conservadora que se ha tomado, llega a haber tracción en ningún pilote (todos poseen el mismo signo negativo, que indica compresión en el elemento).

Toda vez que se tiene el axil en el pilote más cargado, se empleará la formulación para el armado del encepado, al igual que se hizo en las cimentaciones de los estribos, con los siguientes resultados.

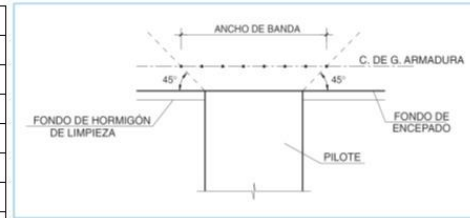


VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



GEOMETRÍA

Diámetro de la pila	2000	mm
Canto encepado h	3000	mm
Distancia cdg de las armaduras al fondo	1.49	mm
Recubrimiento	40	mm
Distancia d, canto útil	2998.51	mm
Diámetro pilotes	2000	mm
Número de bandas de pilotes	2	adim
Ancho de la banda de pilotes	2002.98	mm
Distancia entre centros de pilotes, l	6800	mm
Distancia entre caras de pilotes de la misma banda	4800	mm
Longitud exterior del encepado	12500	mm



MATERIALES

f_{yk}	500	N/mm ²
f_{yd}	400.00	N/mm ²

CARGAS

Nd (axil pilote más cargado)	11440	kN
------------------------------	-------	----

As1,principal, sobre cada fila de pilotes	325.42	cm ²	Debe tener anclaje a partir del eje del pilote
---	--------	-----------------	--

Ø16	162	barras	6	capas de	27	barras
Ø20	104	barras	4	capas de	26	barras
Ø25	67	barras	3	capas de	23	barras
Ø32	41	barras	2	capas de	21	barras

Armadura secundaria

As2,secundaria,longitudinal inferior entre bandas	19.14	cm ² /m	Dispuesta entre las bandas
As3,secundaria,longitudinal superior repartida	16.25	cm ² /m	Dispuesto en toda la cara superior del encepado
As4,secundaria, cercos verticales entre pilotes de banda	39.72	cm ² /m	Debe abrazar a la armadura principal As1 y As3

Reparto		As2	As3	As4	As4
Diámetro Ø	Area (cm2)	barras/m	barras/m	cercos/m	dos cercos/m
6	0.28	69	59	71	36
8	0.50	39	33	40	20
10	0.79	25	21	26	13
12	1.13	17	15	18	9
14	1.54	13	11	13	7
16	2.01	10	9	10	5
20	3.14	7	6	7	4
25	4.91	4	4	5	3
32	8.04	3	3	3	2

Figura 13.41. Cálculo de Encepado de pilas



13.4. Cimentaciones: Pilotes.

Se extraen del estudio geotécnico específico los parámetros para calcular la resistencia por fuste y por punta del pilote. Con ellos, se calculará la longitud del pilote necesaria para transmitir al terreno las cargas actuantes. Posteriormente, se verificarán los esfuerzos en los pilotes y se armarán los mismos con el Prontuario de IECA.

13.5.1. Metodología seguida.

Se procede en el presente apartado a realizar el cálculo de la longitud necesaria del pilote para resistir los esfuerzos tanto verticales como horizontales que aparecen. Para ello se analiza el terreno afectado, las potencias de cada uno de los estratos y sus valores de resistencia por fuste y por punta. Se analizan los coeficientes de seguridad a aplicar y el rozamiento negativo. Se analiza la repercusión de los asientos en la estructura, analizando si resulta necesario entrar a un cálculo pormenorizado. Posteriormente, se calcula el tope estructural, que no debe de ser sobrepasado. Finalmente, se calculan primero las longitudes necesarias por efectos verticales, para comprobar en segundo lugar si es suficiente dicha longitud frente a los esfuerzos horizontales, aumentándola en caso de ser necesario para dotar al pilote de un correcto empotramiento. Tras este proceso, se llega a la longitud a ejecutar de pilotes, que es la que se recoge en los planos.

Se emplea en todas las comprobaciones anteriores la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera.

13.5.2. Parámetros de cálculo.

Los parámetros geotécnicos que se han empleado para el cálculo son los obtenidos durante la campaña geotécnica realizada.

Se realiza a continuación una recopilación de los parámetros resistentes de punta y fuste. Para su obtención se han empleado los parámetros de Mohr-Coulomb y las directrices recogidas en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, adoptando algunas medidas adicionales conservadoras, en especial para la punta del pilote en terreno cohesivo supuesto el cálculo en condiciones sin drenaje.

Rellenos antrópicos. Se adopta una densidad 2 T/m^3 , no considerando su contribución por fuste. Dado que son terrenos ya consolidados que no son de reciente deposición, su efecto en el rozamiento negativo no se tiene en cuenta. Por ello, la longitud del pilote de cálculo debe aumentarse en el espesor de esta capa para llegar a la longitud del pilote a ejecutar. Esto es, la longitud de cálculo del pilote debe aumentarse en 2 m para llegar a la longitud a ejecutar, que es la que se incluye en los planos.

Este terreno no se considera a efectos de la tensión vertical que hay en cada punto, de forma conservadora.

Arcillas arenosas y arenas arcillosas de tonos marrones y rojizos. Naturaleza cohesiva.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



- Resistencia por punta: Se emplea un valor igual a 78 t/m².
- Para el caso del fuste se adopta 5.65 t/m²

Dada la superficialidad del estrato, la punta no se ubicará en él.

Gravas arenosas envueltas en una matriz arcillosa de tonos rojizos. Naturaleza granular.

- Resistencia por punta: se emplea el valor de $q_p=23.1$ t/m².
- Para el caso del fuste, adoptamos $0.5+0.3 \cdot \sigma_v$, limitando este valor a 9 t/m²., siguiendo la limitación de la Guía para suelos granulares.

Arcillas y arcillas margosas de tonos grises oscuros con algunas pasadas arenosas Naturaleza cohesiva. Puesto que queda del lado de la seguridad, no se homogeneiza el valor de la resistencia por punta. La punta de los pilotes queda en este estrato.

- Resistencia por punta: se emplea un valor de C_u de 20 t/m². Siguiendo el criterio conservador, se emplea una limitación de la resistencia unitaria de punta que no supere nunca $9 \cdot C_u$ (CTE-DB-SE-C¹³ parte F.2.1.2 Suelos finos), esto es, $9 \cdot 20=180$ T/m², por lo que la resistencia máxima por punta será de $R_p=458.1$ T, lo que dividido por el coeficiente de seguridad de la punta (3) queda de $458.1/3=152.7$ T.
- Para el caso del fuste, se adopta el valor de $r_f=6.67$ T/m², menor que 7 T/m², siguiendo las recomendaciones de la GCOC.

Se adjuntan procedentes del informe geotécnico los perfiles litológicos del tramo en estudio.

¹³ Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos. Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. (BOE 28-marzo-2006).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR

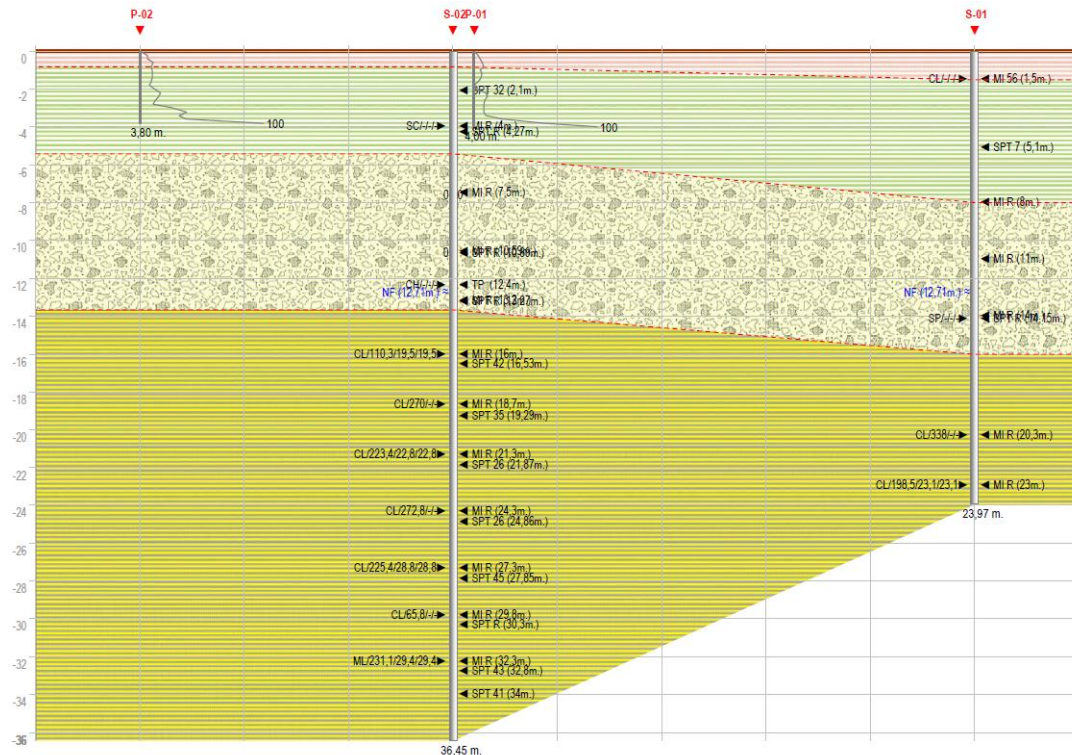


Figura 13.42. Perfil de terreno en la zona afectada.

13.5.3. Tope estructural del pilote.

En el presente trabajo se consideran y justifican los pilotes de diámetro 2000 mm.

Según la tabla CTE-DB-SE-C¹⁴, que se adjunta a continuación, dado que los pilotes se ejecutarán con los adecuados controles de integridad, puede adoptarse una tensión de trabajo de los pilotes de un 25% superior al valor tabulado de 4 MPa. Así, se tomarán 5 MPa como tope estructural, lo que es coherente con las tecnologías de ejecución y control de calidad de los hormigones de hoy día. Como se vio con anterioridad, la máxima carga que solicita al pilote es del orden de las 1144 T, lo que equivale a una tensión de trabajo de unos 3.64 MPa. De cualquier forma, el axil considerado es menor que la recomendación de J.M. Rodríguez Ortiz de limitar la carga sobre los pilotes de 2000 a 1250 T.

¹⁴ Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos. Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. (BOE 28-marzo-2006).



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



Diámetro 850 mm: carga vertical admisible de 220 t.

Diámetro 1.000 mm: carga vertical admisible de 350 t.

Diámetro 1.250 mm: carga vertical admisible de 530 t.

Diámetro 1.500 mm: carga vertical admisible de 750 t.

Diámetro 1.800 mm: carga vertical admisible de 1.000 t.

Diámetro 2.000 mm: carga vertical admisible de 1250 t.

Figura 13.43. Tope estructural máximo según J.M. Rodríguez Ortiz (et al.).

13.5.4 Coeficientes de Seguridad.

Los coeficientes de seguridad empleados han sido 3 para la punta y 2 para el fuste, siguiendo las recomendaciones del Catedrático Carlos Oteo posteriores a la publicación de la Guía de Cimentaciones. Este criterio es conservador con respecto a los valores contenidos en la tabla 2.1 del CTE-DB-SE-C¹⁵, en el que se recoge que el coeficiente γ_R puede tomarse como 2.

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0
	Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0

¹⁵ Ídem que la nota 2



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



⁽¹⁾ En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hinca con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

Con γ_R según se define en el apartado 5.3.1 Estados Límite Últimos.

5.3.1.2 Hundimiento

- 1 Se podrá producir este modo de rotura cuando la carga vertical sobre la cabeza del pilote supere la resistencia del terreno causando asientos desproporcionados. En el apartado 5.3.4, se establece un método para la determinación de la carga de hundimiento, R_{ck} .
- 2 Teniendo en cuenta el valor de los coeficientes de la tabla 2.1 y las consideraciones hechas en el apartado 2.4.2.6 el valor de R_{cd} puede expresarse para cada situación de dimensionado mediante la siguiente ecuación:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_R} \quad (5.7)$$

Con R_{ck} igual a la suma de la resistencia por fuste y por punta.

13.5.5. Consideraciones sobre el rozamiento negativo.

En cuanto al rozamiento negativo, dado que no se presentan ninguna de las situaciones recogidas en el CTE, no es preciso tenerlo en cuenta. Se extracta a continuación la parte correspondiente a este aspecto en el CTE.

5.2.2 Rozamiento negativo

- 1 La situación de rozamiento negativo se produce cuando el asiento del terreno circundante al pilote es mayor que el asiento del pilote. En esta situación, el pilote soporta, además de la carga que le transmite la estructura, parte del peso del terreno. Como consecuencia, el rozamiento negativo hace que aumente la carga total de compresión que el pilote tiene que soportar.
- 2 Debe estudiarse el posible desarrollo de rozamiento negativo cuando se dé alguna de las circunstancias siguientes:
 - a) consolidación por su propio peso de rellenos o niveles de terreno de reciente deposición;
 - b) consolidación de niveles compresibles bajo sobrecargas superficiales;
 - c) variaciones del nivel freático;
 - d) humectación de niveles colapsables;
 - e) asientos de materiales granulares inducidos por cargas dinámicas (vibraciones, sismo);
 - f) subsidencias inducidas por excavaciones o disolución de materiales profundos.
- 3 La identificación del problema puede realizarse comparando, mediante un cálculo previo, los asientos del terreno y del pilote. En general, es suficiente una pequeña diferencia de asientos para que se produzca la situación de rozamiento negativo. Un asiento de 1 cm puede producir ya efectos notables.
- 4 El rozamiento lateral por fuste se puede reducir notablemente en pilotes prefabricados (hormigón, metálicos o madera) tratándolo mediante pinturas bituminosas.

Figura 13.44. Extracto del Artículo 5.2.2 del CTE.



13.5.6. Cálculo de la carga admisible en pilotes

Por todo lo anterior, considerando los parámetros de resistencia por fuste y punta del informe geotécnico realizado, los coeficientes de seguridad descritos en el apartado correspondiente y las columnas estratigráficas definidas en la zonificación realizada, se tiene el siguiente cálculo de las longitudes de los pilotes para llegar a la máxima carga de cálculo.

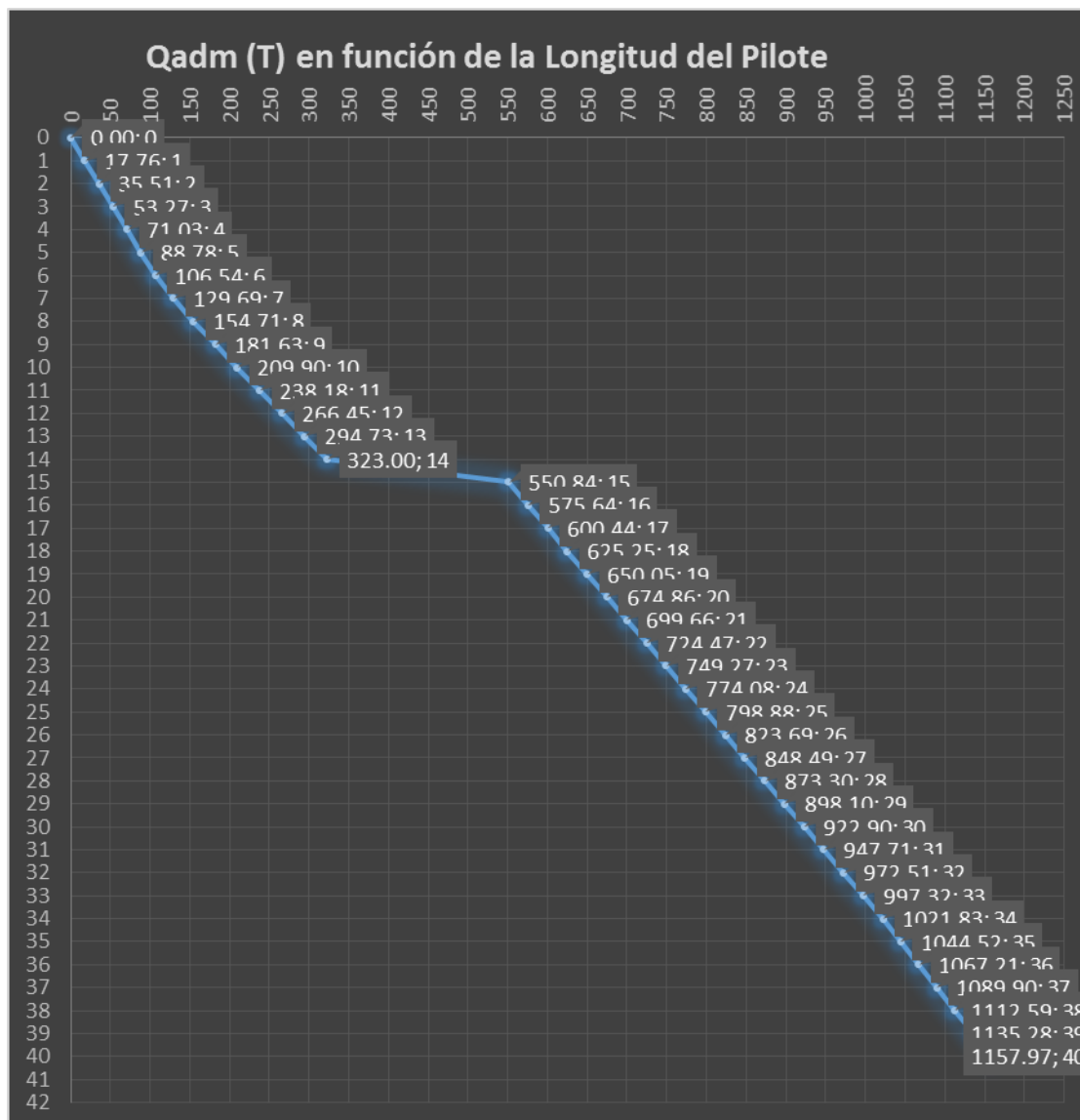


Figura 13.45. Tensión Admisible en función de la longitud del pilote.

Por tanto, es preciso ir a pilotes de 40 m de longitud, lo que estaría cerca del límite de ejecución en este tipo de terrenos, empezando a ser problemático. Siempre que sea posible es preferible aumentar el número de pilotes a aumentar la profundidad. Se establecerán los oportunos controles de ejecución a través de ensayos sísmicos.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



13.5.7. Consideraciones sobre el asiento en pilotes.

Dado que las cargas actuantes son similares, no cabe esperar asientos diferenciales de relevancia entre pilas consecutivas.

Dicho lo anterior y para una mayor seguridad, se realiza el cálculo de asientos para cada uno de los pilotes, dada la posible repercusión de los asientos en los esfuerzos de la estructura teniendo en cuenta que es hiperestática.

Se emplea para ello la fórmula que aparece en el artículo 5.13.1.1 de la Guía de Cimentaciones, teniendo en cuenta los valores calculados más arriba:

$$s = N_p \left(\frac{D}{40Q_h} + \frac{L_c}{AE} \right)$$

Se muestran en la siguiente tabla los valores de los asientos para cada uno de los apoyos:

Pila 2				
Axil que recibe el pilote	Np	11440 kN		
Diámetro del pilote	D	2000 mm		
Carga de hundimiento	Qh	15707 kN		
Luz de cálculo	Lc	40 m	Conservadoramente, todo el pilote	
Área del pilote	A	3141593 mm ²		
Módulo de elasticidad del pilote	E	27000 N/mm ²		$s = N_p \left(\frac{D}{40Q_h} + \frac{L_c}{AE} \right)$
Asiento individual	s=	42 mm		

Figura 13.47. Asiento de Pilote.

Una gran parte del asiento será durante la ejecución, dado que el peso propio del encepado, fuste y dintel no es despreciable. Ello beneficiará al asiento diferencial total entre elementos.

Las fuerzas en el encepado se aplican al pilote y por cálculo matricial se obtienen los máximos esfuerzos en el fuste. Para ello, se han tomado unos valores del módulo de balasto conservadores en los primeros metros del pilote y luego correspondientes a sus condiciones geotécnicas:



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



CÁLCULO DE ESFUERZOS EN PILOTES SOMETIDOS A ACCIONES HORIZONTALES					
PILOTE TOTALMENTE LIBRE EN CABEZA					
PILOTES DE PILA 2					
DATOS DE ENTRADA					
Características de la pila-pilote					
Longitud	40	metros			
Diámetro del pilote	2	metros	Ix=	7.85E-01	m ⁴
E del hormigón	2.70E+06	t/m ²			
INPUT: Fuerzas en Cabeza del Pilote	ELU		RESULTADOS: Máx Esfuerzos en Pilote		
Fx	13.92	ton	Fx	22.54	ton
My	196	ton*m	My	228.99	ton*m
LEYES DE BALASTO HORIZONTAL EN EL TERRENO					
	Prof.Inic	Prof.final	K inic (t/m ³)	K final (t/m ³)	
ESTRATO 1	0	2	112.00	112.00	
ESTRATO 2	2	8	484.00	484.00	
ESTRATO 3	8	16	2500.00	4444.00	
ESTRATO 4	16	22	744.00	744.00	
ESTRATO 5	22	25	744.00	744.00	
ESTRATO 6	25	40	744.00	744.00	

Figura 13.48.Esfuerzos en pilotes sometidos a acciones horizontales.

Los desplazamientos en el pilote serán:

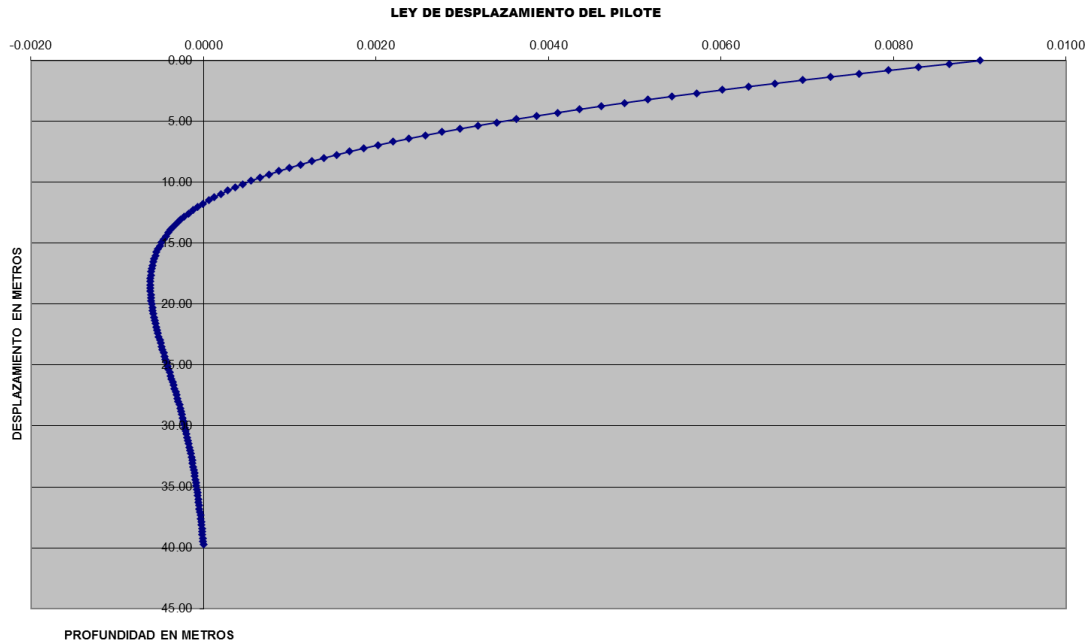


Figura 13.49.Desplazamientos en Pilote.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



La ley de cortantes:

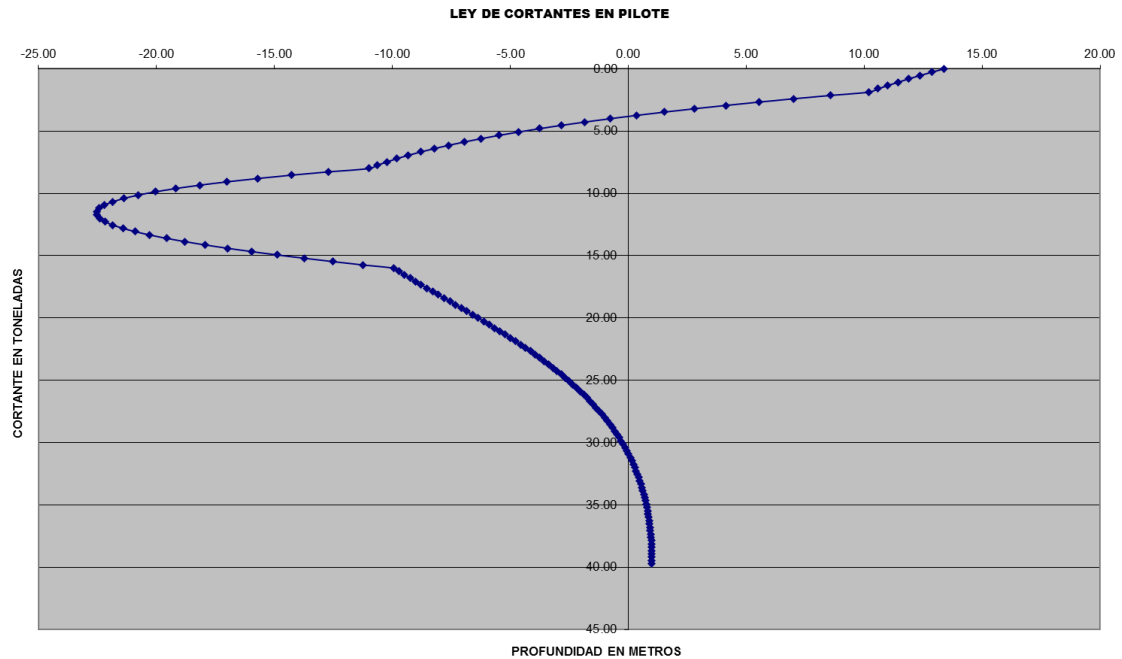


Figura 13.50. Ley de Cortantes de Pilotes.

Y la ley de flectores, observando que la máxima sollicitación se hace a unos 4 m de la cabeza del mismo.

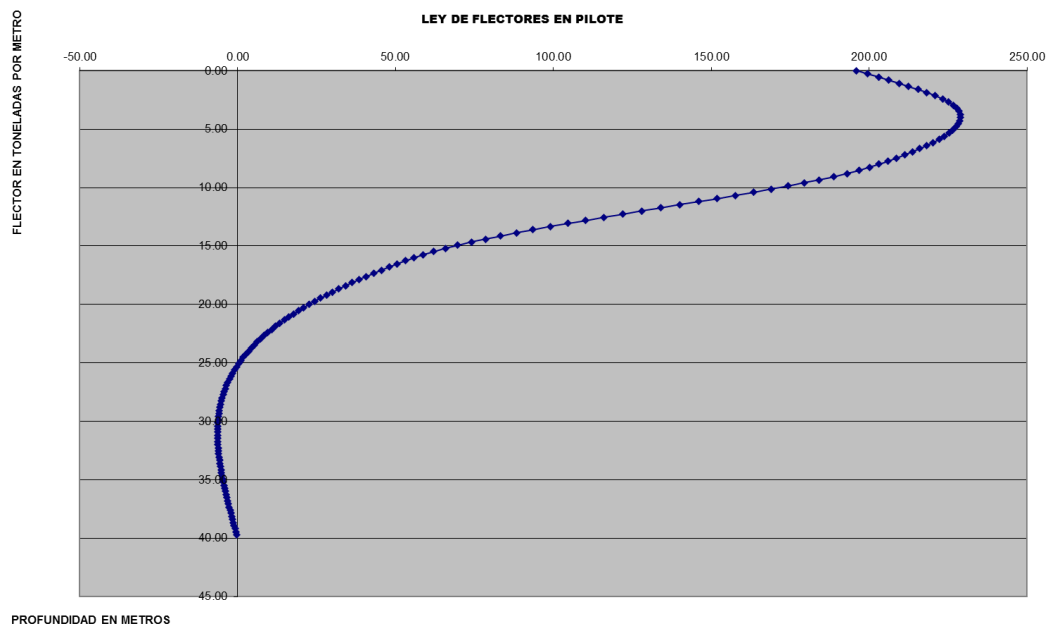


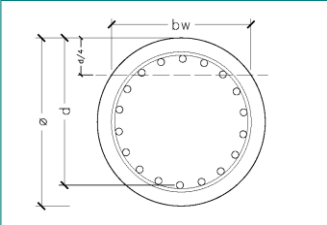
Figura 13.51. Ley de Flectores de Pilotes.



VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR



En cuanto a armado a cortante, basta con disponer armado mínimo:

CÁLCULO DE SECCIONES CIRCULARES FRENTE A CORTANTE								
Estructura: P-2 pilotes								
Características de la sección								
Øpila [m]	olong [mm]	nø	øtrans [mm]	c [mm]	d [m]	b _w [m]	r [-]	x [-]
2.00	25	30	16	86	1.89	1.70	0.001	1.33
Materiales		Esfuerzos solicitantes		Armadura transversal				
f _{ck} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	V _{sd} [kN]	N _{sd} [kN]	ø [mm]	s [m]	ø2 [mm]	s2 [m]	A _s [cm ² /m]
30	500	225	15440	16	0.20	0	0.2	20.11
								
Bielas	Esfuerzos resistentes					Cuantía mínima		
θ [°]	V _{cu} [kN]	V _{su} [kN]	V _{u1} [kN]	V _{u2} [kN]	V _{rd} [kN]	As mín [cm ² /m]		
45	1315	1160	19206	2476	2476	16.39		

$$\sum \frac{A_a f_{y a, d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct, m}}{7,5} b_0$$

OK

ES VÁLIDO EL ARMADO DISPUESTO DE 20.11 cm²/m

Figura 13.54. Armado Secciones Circulares a Cortante.

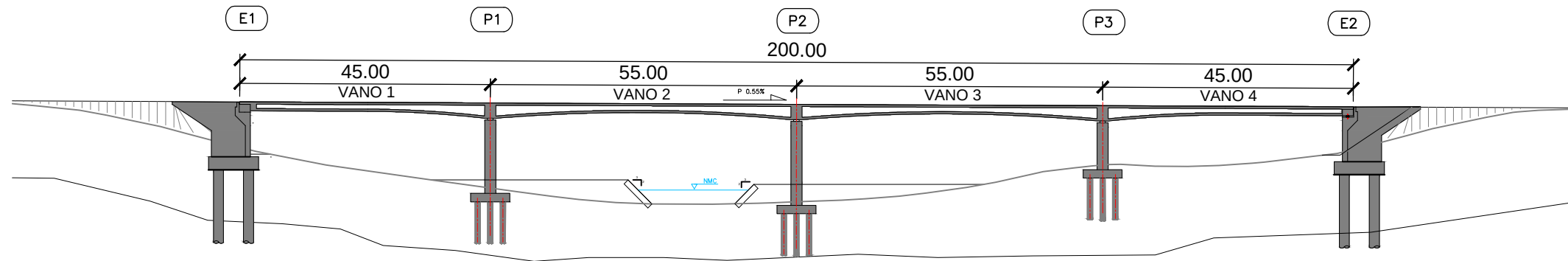
Cercos de Ø16/0.20.



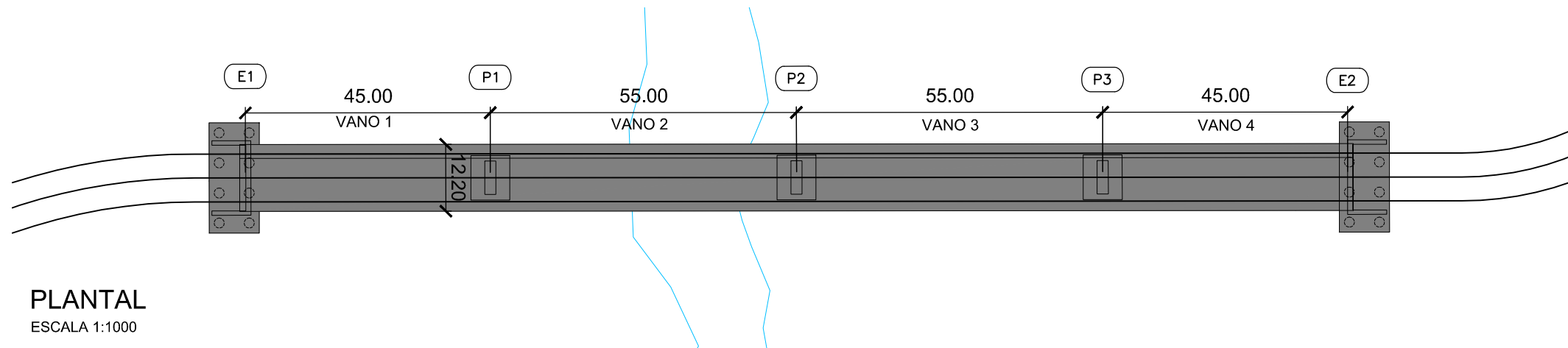
VIADUCTO SOBRE EL RÍO GUADALQUITIR



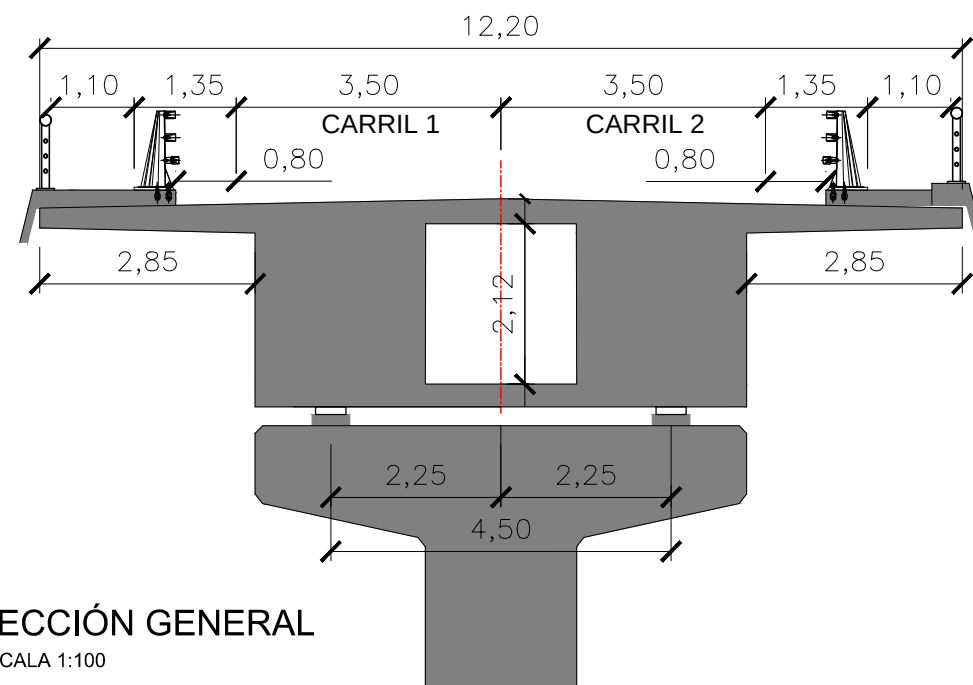
14. PLANOS



ALZADO LONGITUDINAL
ESCALA 1:1000



PLANTAL
ESCALA 1:1000

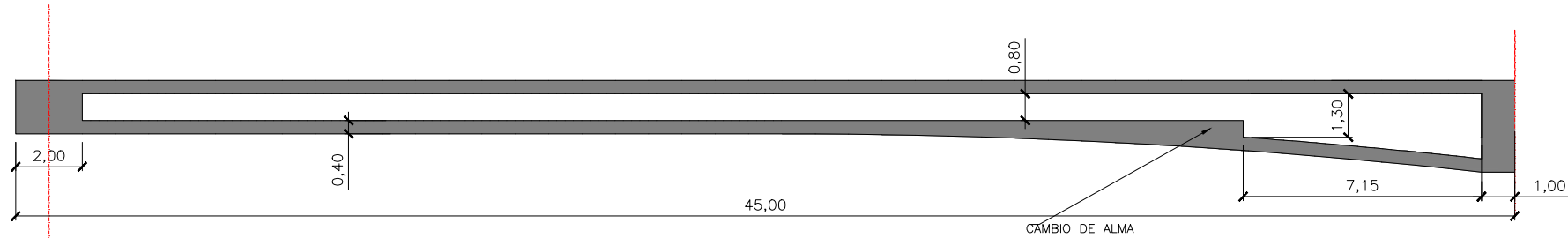


SECCIÓN GENERAL
ESCALA 1:100

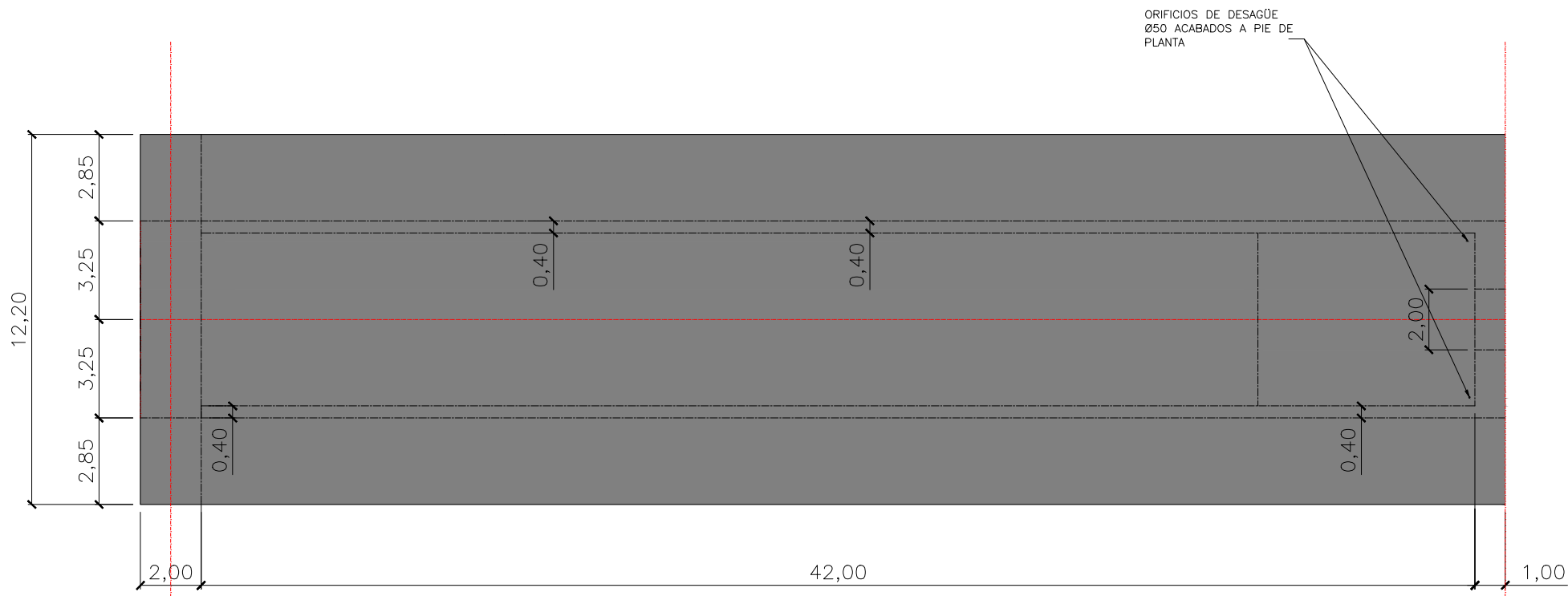
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		ALEJANDRO D.		
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO			Nº PLANO 1 DE 22
VARIAS				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

CUADRO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS								
MATERIAL	ELEMENTOS	TIPIFICACIÓN T-R / C / Tm / A	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA N/mm2	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	RECUBRIMIENTO NOMINAL mm (VIDA ÚTIL 100 AÑOS) {4}	MÁXIMA RELACIÓN a/c	CONTENIDO MÍN. CEMENTO Kg/m3
"IN SITU" (3)	TABLERO	HP-60/B/20/IIb	fck ≥ 60 N/mm2	ESTADÍSTICO	γ _c = 1.50	35	0,55	300
	ALZADO ESTRIBOS	HA-30/B/20/IIb	fck ≥ 30 N/mm2	ESTADÍSTICO	γ _c = 1.50	65 (7)	0,50	350
	ALZADO DE PILAS	HA-30/B/20/IIb	fck ≥ 30 N/mm2	ESTADÍSTICO	γ _c = 1.50	40	0,55	300
	CIMENTACIONES: ENCEPADOS	HA-30/B/20/IIa	fck ≥ 30 N/mm2	ESTADÍSTICO	γ _c = 1.50	65 (7)	0,50	350
	CIMENTACIONES: PILOTES	HA-30/F/20/IIa	fck ≥ 30 N/mm2	ESTADÍSTICO	γ _c = 1.50	75	0,50	350
	LIMPIEZA Y NIVELACIÓN (2)	HL-150/B/30	-	NO ESTRUCTURAL	-	-	-	150
ACERO PASIVO	TODOS LOS ELEMENTOS	B 500 SD	f _{yk} ≥ 500 N/mm2	NORMAL	γ _s = 1.15	-	-	-
ACERO ACTIVO	TODOS LOS ELEMENTOS	Y 1860 S7	f _{pmax,k} ≥ 1860 N/mm2	NORMAL	γ _s = 1.15	-	-	-
				INTENSO	γ _G = 1.35 γ _{G*} = (1) γ _Q = 1.50 γ _A = 1.00	-	-	-

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		ALEJANDRO D.		
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA: 1:200	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO CUADRO DE MATERIALES			Nº PLANO 2 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



ALZADO LOCALIZADO. TABLERO
ESCALA H=1:200



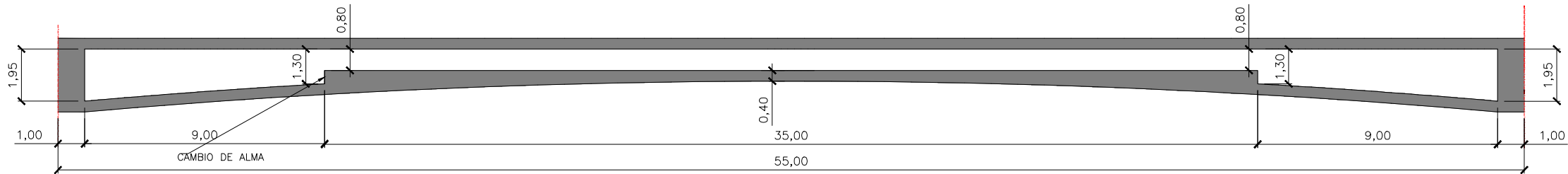
SECCIÓN
ESTRIBO

SECCIÓN
VARIABLE

SECCIÓN
DIAFRAGMA
PILA

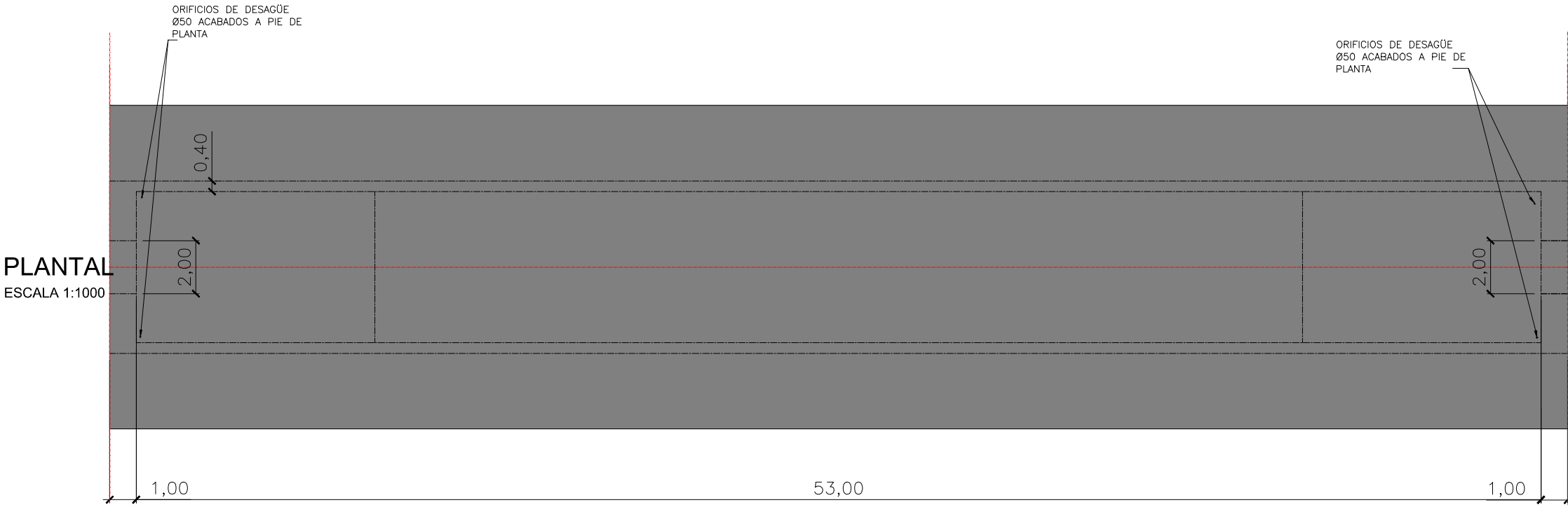
PLANTA SUPERIOR. TABLERO. VANO 1
ESCALA 1:200

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		ALEJANDRO D.		
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA: 1:200	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. SECCIÓN LONGITUDINAL			Nº PLANO 3 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



ALZADO LOCALIZADO. TABLERO

ESCALA H=1:200



PLANTAL

ESCALA 1:1000

SECCIÓN
DIAFRAGMA
PILA

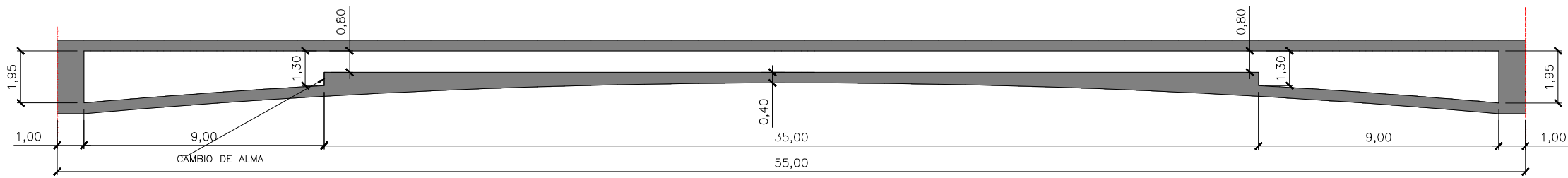
SECCIÓN
VARIABLE

SECCIÓN
DIAFRAGMA
PILA

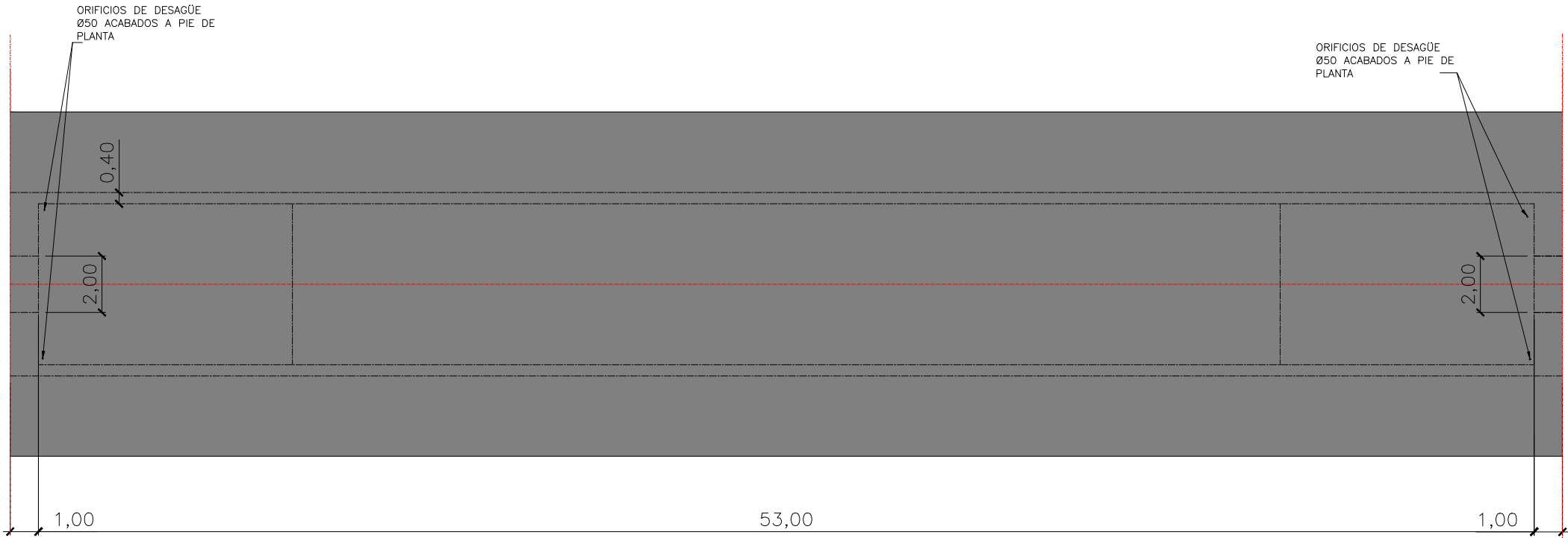
PLANTA SUPERIOR. TABLERO.VANO 2

ESCALA 1:200

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		ALEJANDRO D.		
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA: 1:200	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. SECCIÓN LONGITUDINAL			Nº PLANO 4 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



ALZADO LOCALIZADO. TABLERO
ESCALA H=1:200



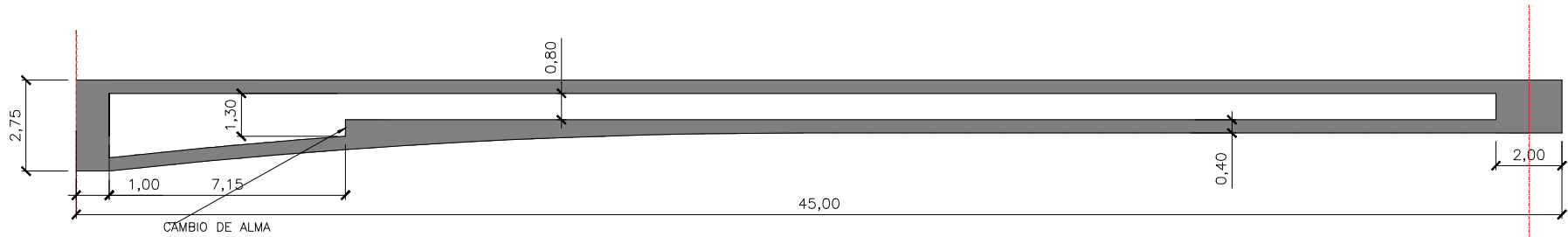
SECCIÓN
DIAFRAGMA
PILA

SECCIÓN
VARIABLE

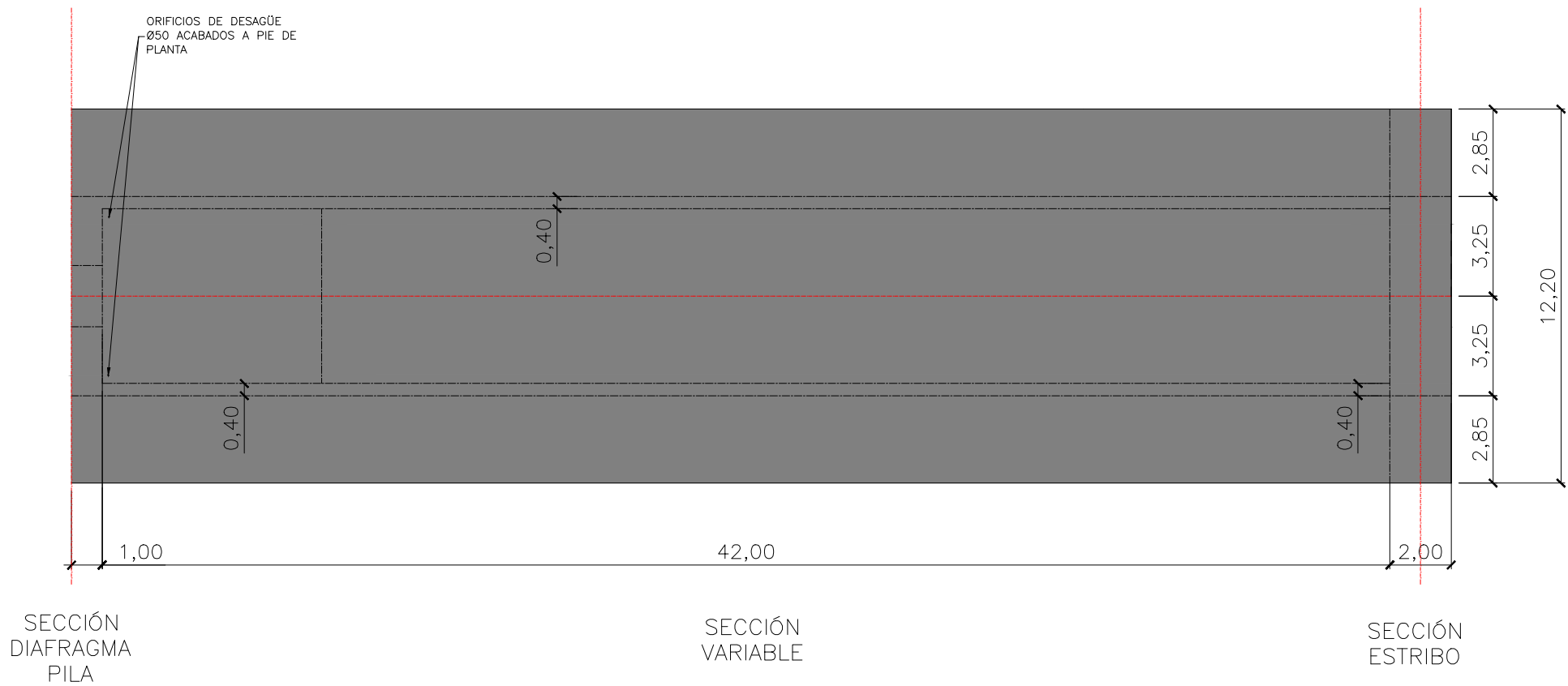
SECCIÓN
DIAFRAGMA
PILA

PLANTA SUPERIOR. TABLERO.VANO 3
ESCALA 1:200

DIBUJADO	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA: 1:200	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. SECCIÓN LONGITUDINAL			Nº PLANO 5 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

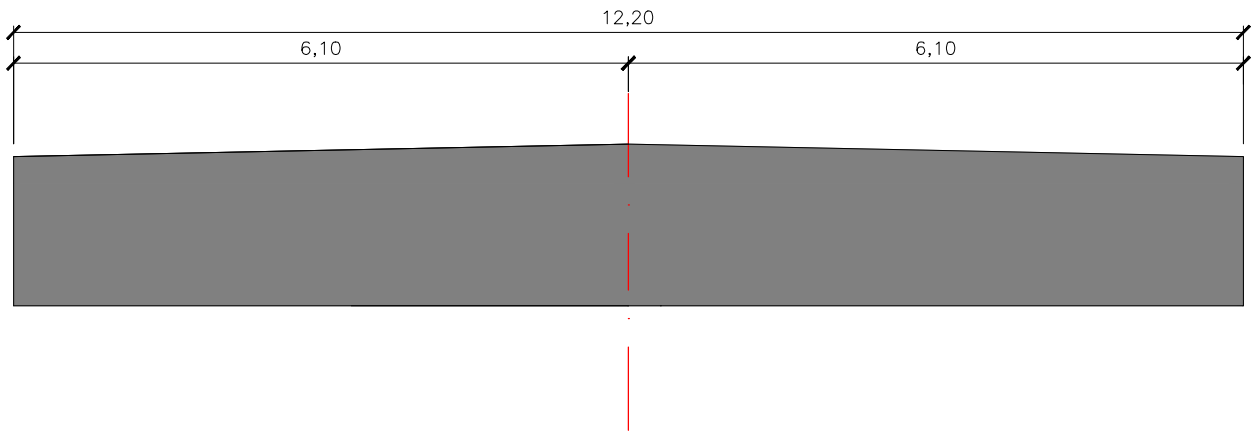


ALZADO LOCALIZADO. TABLERO
ESCALA H=1:200



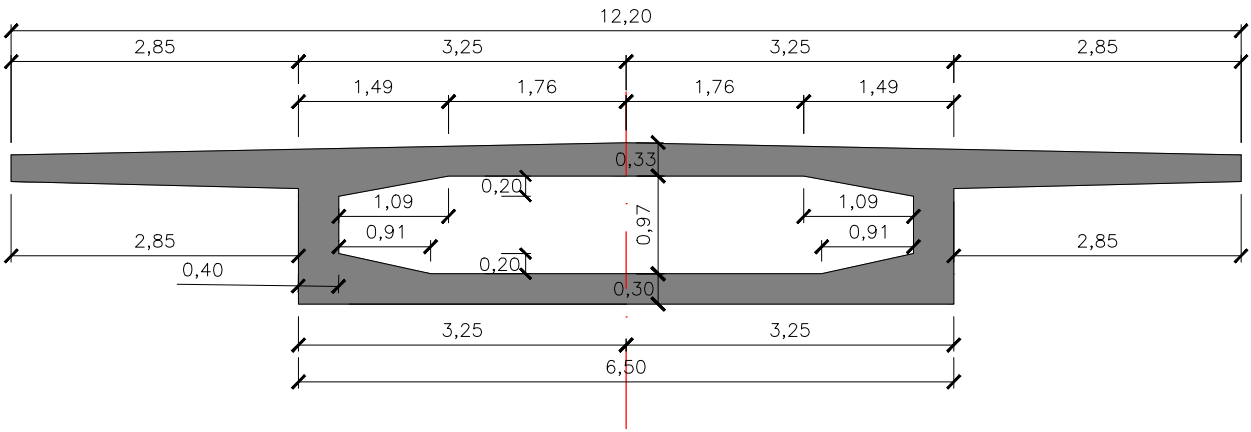
PLANTA SUPERIOR. TABLERO. VANO 4
ESCALA 1:200

	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		SALAZAR		
COMPROBADO		MARTÍN		
ESCALA: 1:200	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. SECCIÓN LONGITUDINAL			Nº PLANO 6 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



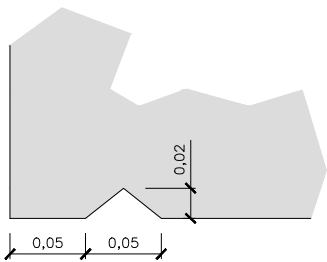
SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO
POR INICIO DE VANO

ESCALA 1:50



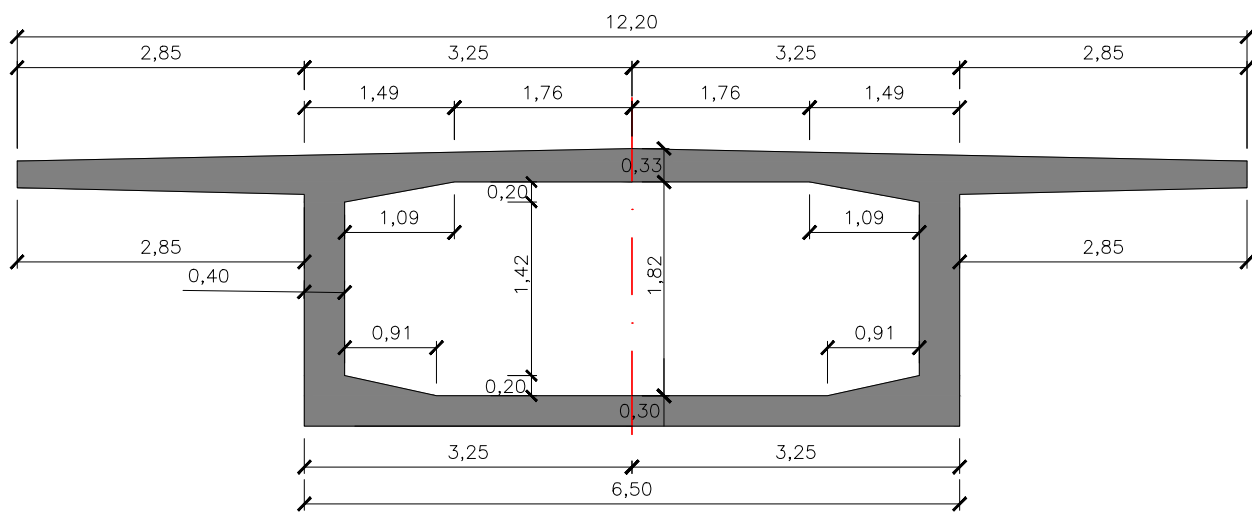
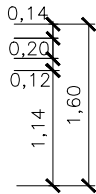
SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO
POR CENTRO DE VANO

ESCALA 1:75



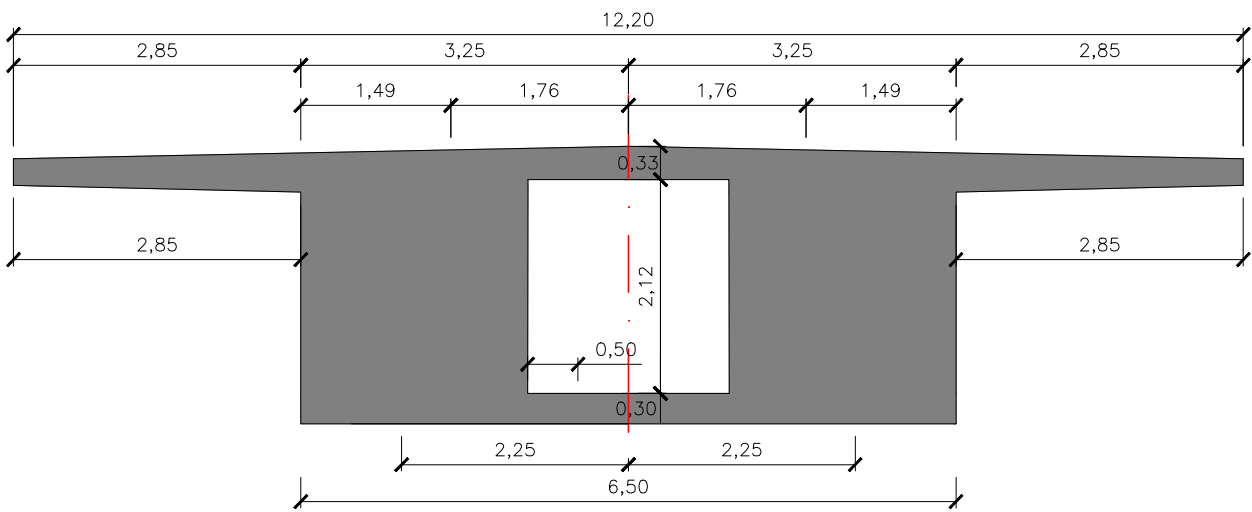
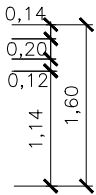
DETALLE DE GOTERÓN
EN FONDO DE TABLERO

ESCALA 1:5



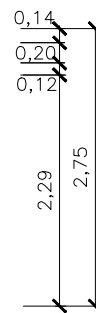
SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO ANTERIOR A APOYOS

ESCALA 1:75

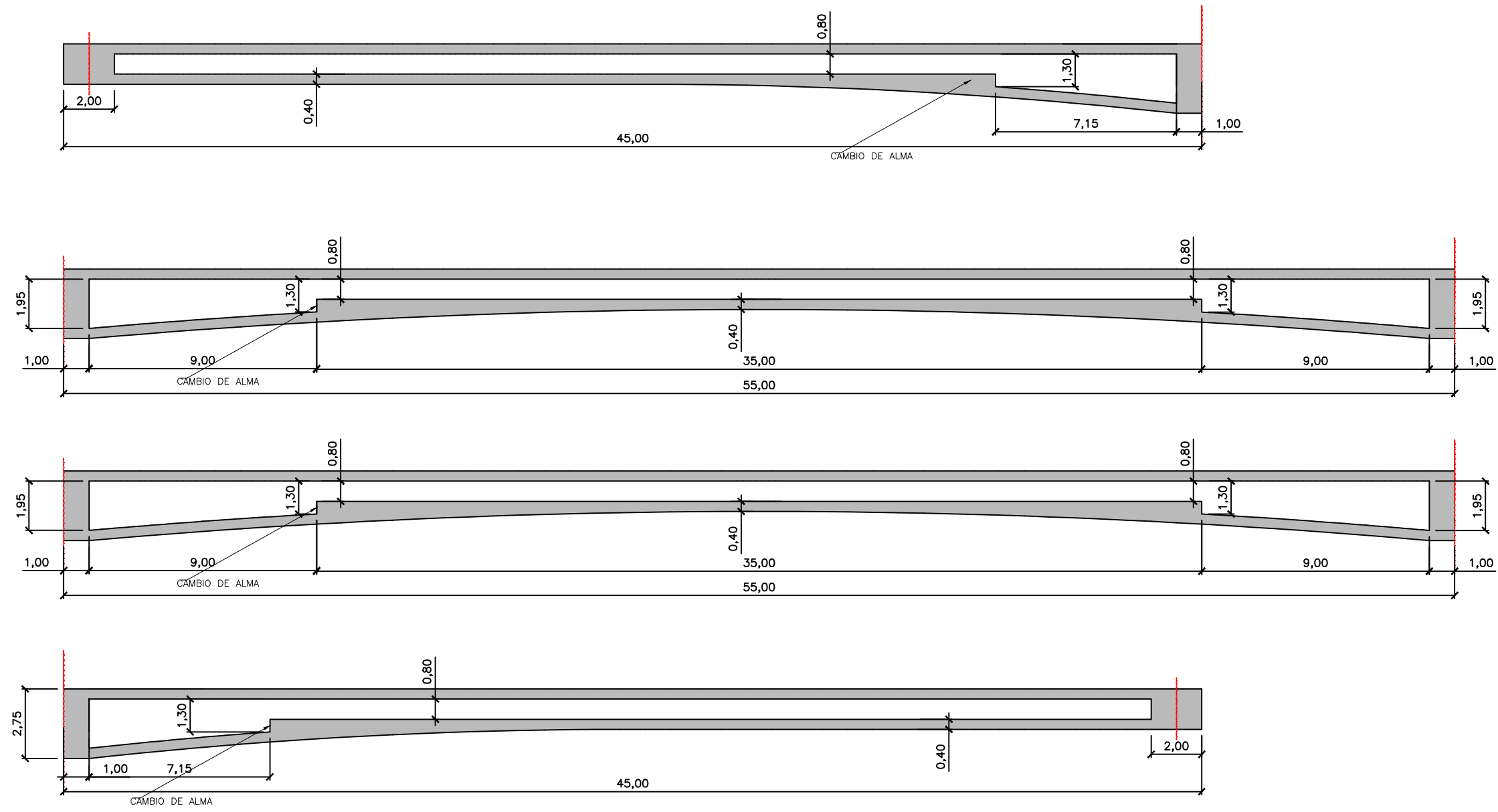


SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO POR APOYOS

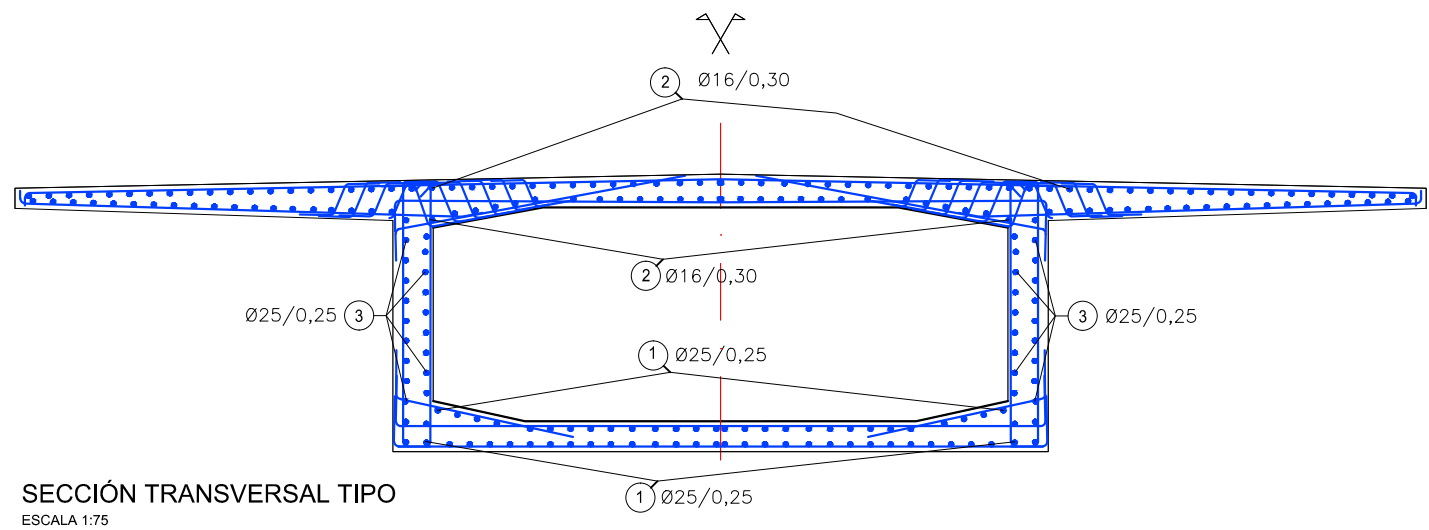
ESCALA 1:75



DIBUJADO	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
COMPROBADO		ALEJANDRO D.			
		SALAZAR			
		MARTÍN			
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. SECCIÓN TRANSVERSAL				Nº PLANO 7 DE 22
1:200					SUSTITUYE A:
					SUSTITUIDO POR:

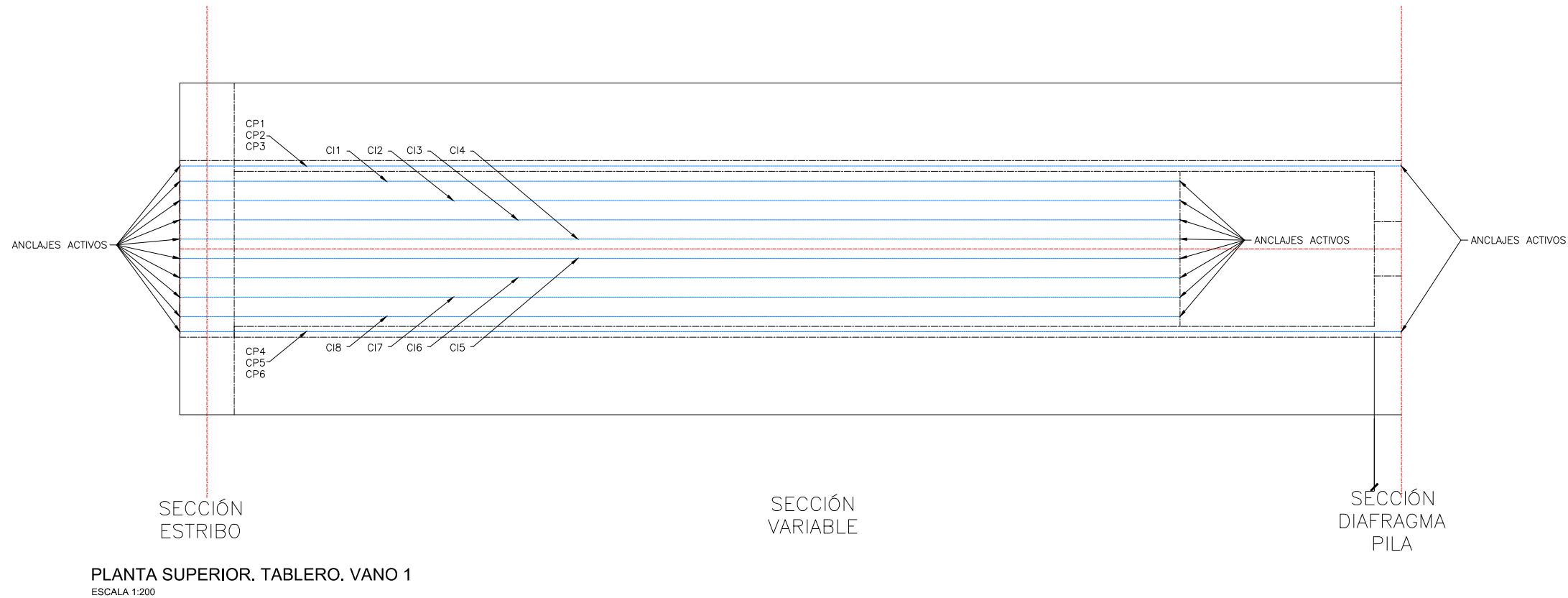
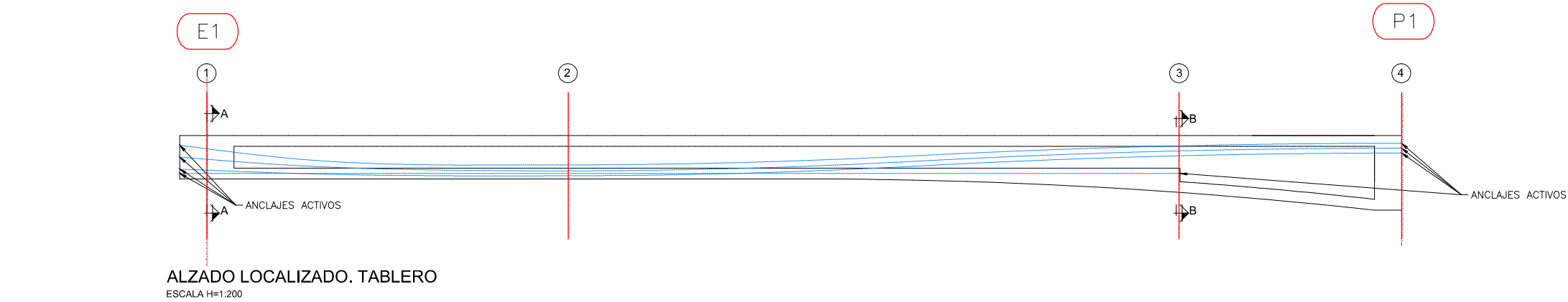


ALZADO LOCALIZADO. TABLERO
ESCALA H=1:200



SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO
ESCALA 1:75

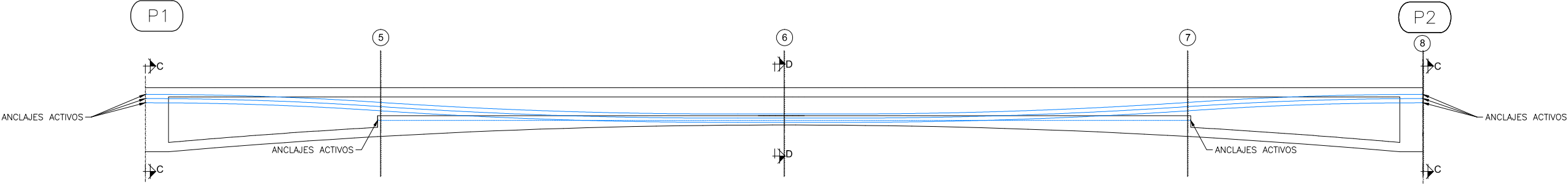
DIBUJADO	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA: VARIAS	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. SECCIÓN CAJÓN. ARMADURA PASIVA			Nº PLANO 8 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



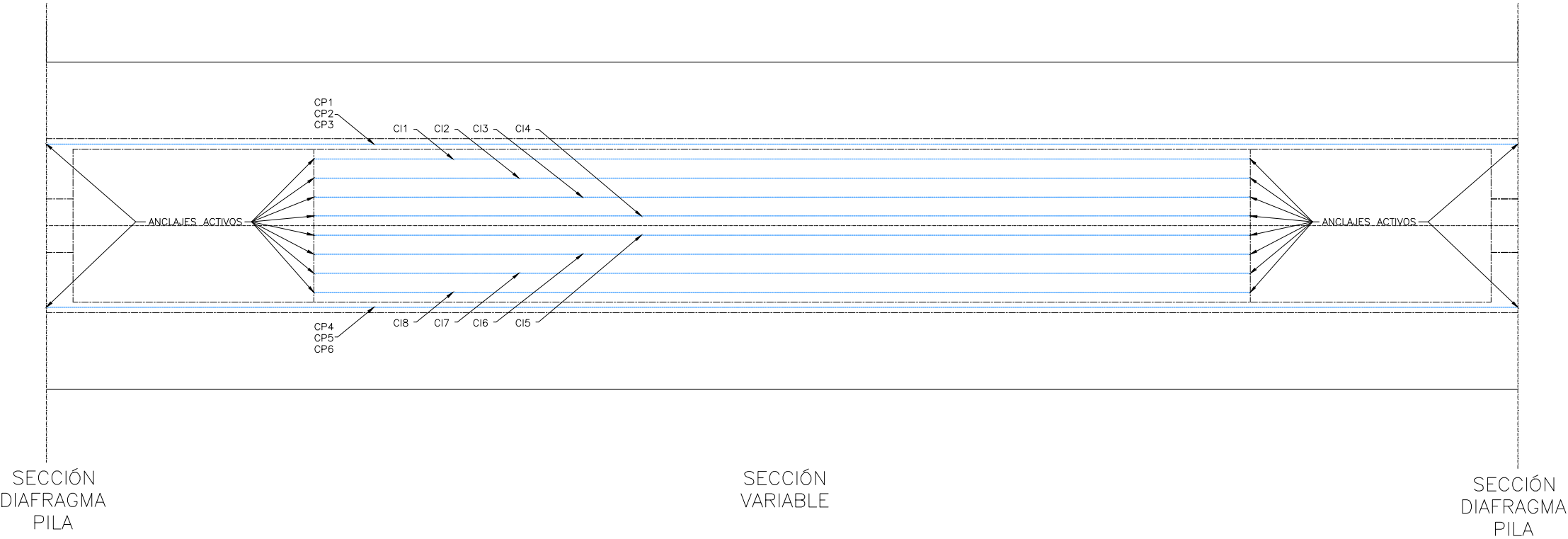
FAMILIAS DE PRETENSADO(SIMÉTRICO)									
PUNTO		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
X		1,00	14,30	36,80	45,00	55,00	72,50	90,00	100,00
Y	CP1	0,49	1,08	0,38	0,28	0,63	1,12	0,63	0,29
	CP2	0,88	1,30	0,56	0,46	0,81	1,30	0,81	0,46
	CP3	1,26	1,48	0,74	0,64	0,99	1,48	0,99	0,65
	CP4	0,49	1,08	0,38	0,28	0,63	1,12	0,63	0,29
	CP5	0,88	1,30	0,56	0,46	0,81	1,30	0,81	0,46
	CP6	1,26	1,48	0,74	0,64	0,99	1,48	0,99	0,65
	CI1	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI2	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI3	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI4	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI5	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI6	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI7	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI8	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-

UNIDADES	Nº CORDONES	ESFUERZO MÍNIMO DE ROTURA GARANTIZADO	FASE DE TESADO
CP1 a CP6	37 Ø 0,6"	3910 kN	7233 kN
CI1 a CI8	37 Ø 0,6"	3910 kN	7233 kN

DIBUJADO	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
COMPROBADO		SALAZAR			
		MARTÍN			
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. DEFINICIÓN DE PRETENSADO.				Nº PLANO 9 DE 19
1:200					SUSTITUYE A:
					SUSTITUIDO POR:



ALZADO LOCALIZADO. TABLERO
ESCALA H=1:200



SECCIÓN
DIAFRAGMA
PILA

SECCIÓN
VARIABLE

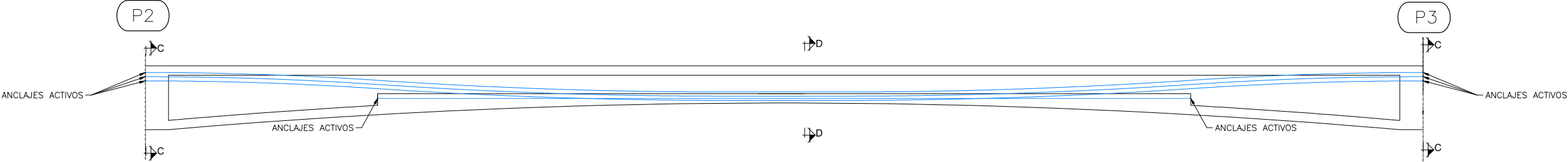
SECCIÓN
DIAFRAGMA
PILA

PLANTA SUPERIOR. TABLERO.VANO 2
ESCALA 1:200

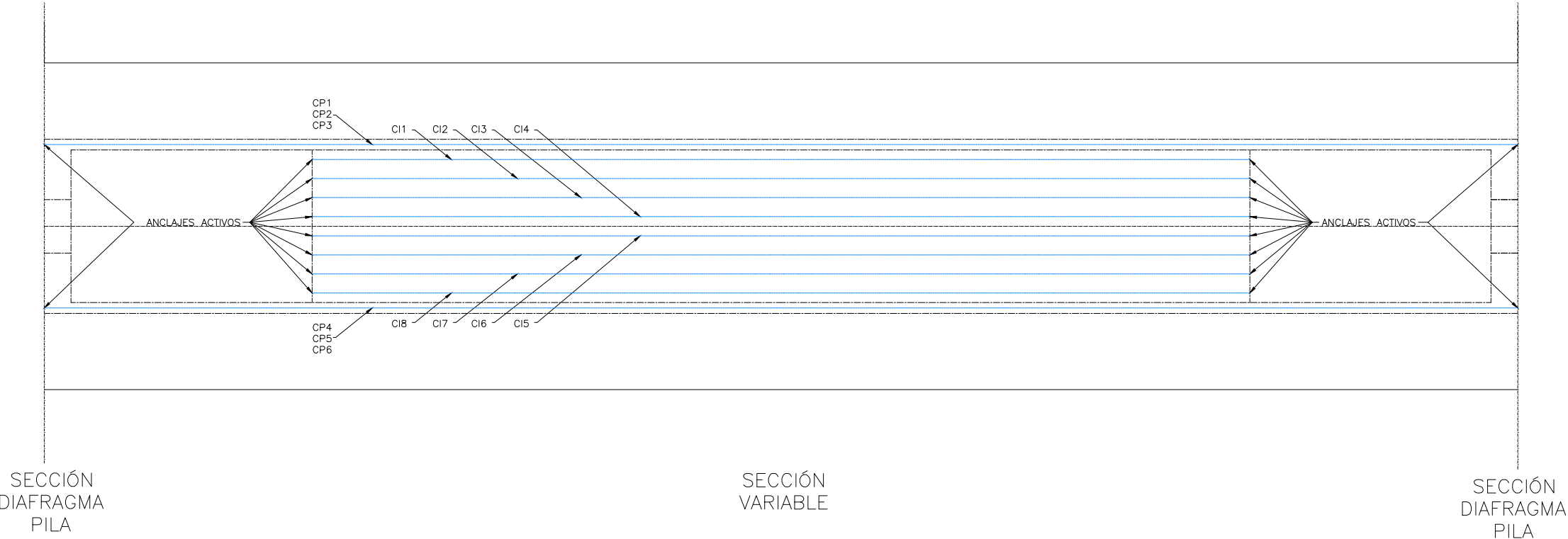
FAMILIAS DE PRETENSADO(SIMÉTRICO)									
PUNTO	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	
X	1,00	14,30	36,80	45,00	55,00	72,50	90,00	100,00	
Y	CP1	0,49	1,08	0,38	0,28	0,63	1,12	0,63	0,29
	CP2	0,88	1,30	0,56	0,46	0,81	1,30	0,81	0,46
	CP3	1,26	1,48	0,74	0,64	0,99	1,48	0,99	0,65
	CP4	0,49	1,08	0,38	0,28	0,63	1,12	0,63	0,29
	CP5	0,88	1,30	0,56	0,46	0,81	1,30	0,81	0,46
	CP6	1,26	1,48	0,74	0,64	0,99	1,48	0,99	0,65
	CI1	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI2	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI3	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI4	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI5	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI6	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI7	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI8	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-

UNIDADES	Nº CORDONES	ESFUERZO MÍNIMO DE ROTURA GARANTIZADO	FASE DE TESADO
CP1 a CP6	37 Ø 0,6"	3910 kN	7233 kN
CI1 a CI8	37 Ø 0,6"	3910 kN	7233 kN

DIBUJADO	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
COMPROBADO		SALAZAR			
		MARTÍN			
ESCALA: 1:200				Nº PLANO 10 DE 22	
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	



ALZADO LOCALIZADO. TABLERO
ESCALA H=1:200

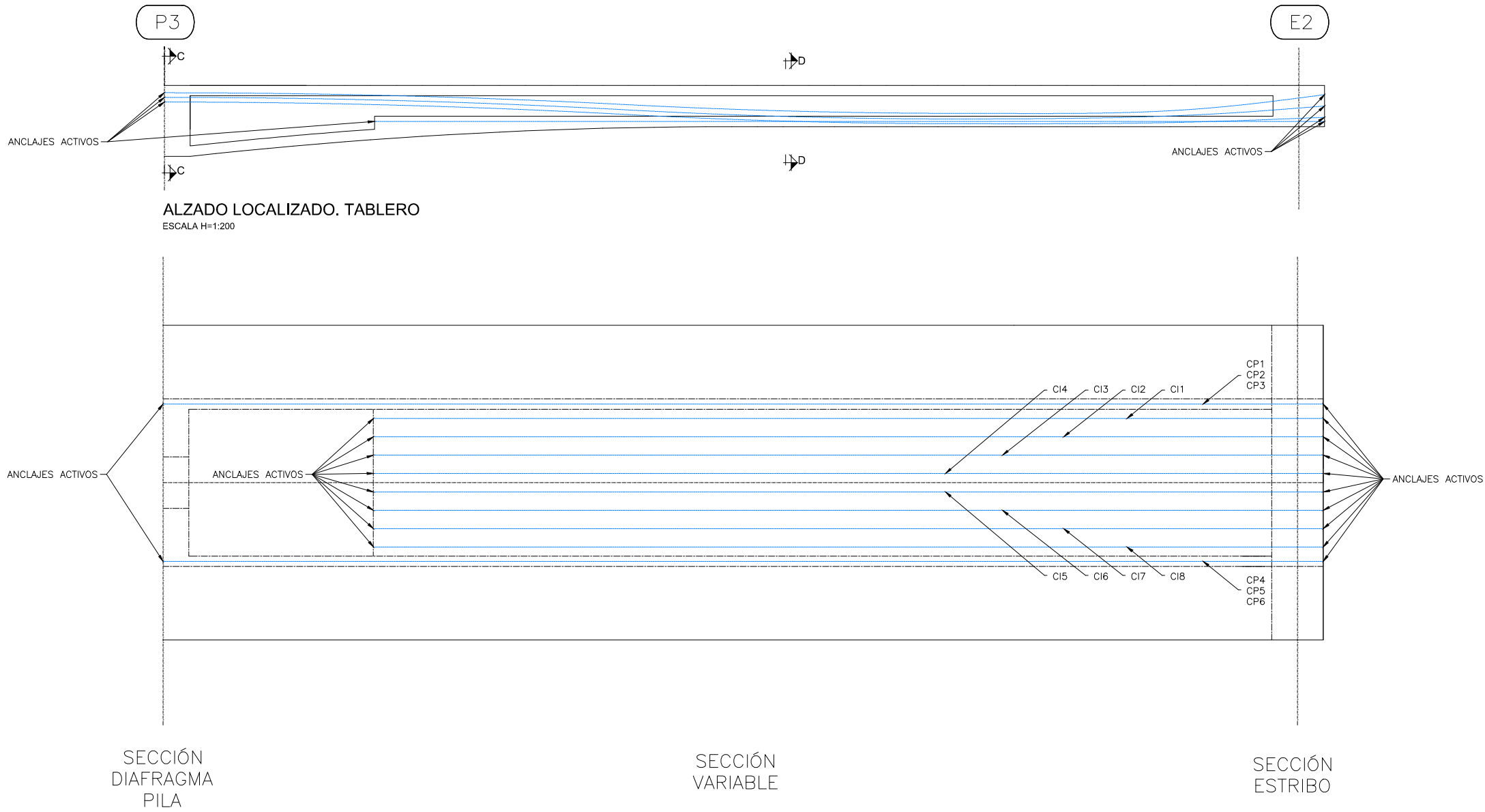


PLANTA SUPERIOR. TABLERO.VANO 3
ESCALA 1:200

FAMILIAS DE PRETENSADO(SIMÉTRICO)									
PUNTO		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
X		1,00	14,30	36,80	45,00	55,00	72,50	90,00	100,00
Y	CP1	0,49	1,08	0,38	0,28	0,63	1,12	0,63	0,29
	CP2	0,88	1,30	0,56	0,46	0,81	1,30	0,81	0,46
	CP3	1,26	1,48	0,74	0,64	0,99	1,48	0,99	0,65
	CP4	0,49	1,08	0,38	0,28	0,63	1,12	0,63	0,29
	CP5	0,88	1,30	0,56	0,46	0,81	1,30	0,81	0,46
	CP6	1,26	1,48	0,74	0,64	0,99	1,48	0,99	0,65
	CI1	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI2	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI3	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI4	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI5	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI6	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI7	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI8	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-

UNIDADES	Nº CORDONES	ESFUERZO MÍNIMO DE ROTURA GARANTIZADO	FASE DE TESADO
CP1 a CP6	37 Ø 0,6"	3910 kN	7233 kN
CI1 a CI8	37 Ø 0,6"	3910 kN	7233 kN

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		ALEJANDRO D.		
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. DEFINICIÓN DE PRETENSADO.			Nº PLANO
1:200				11 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



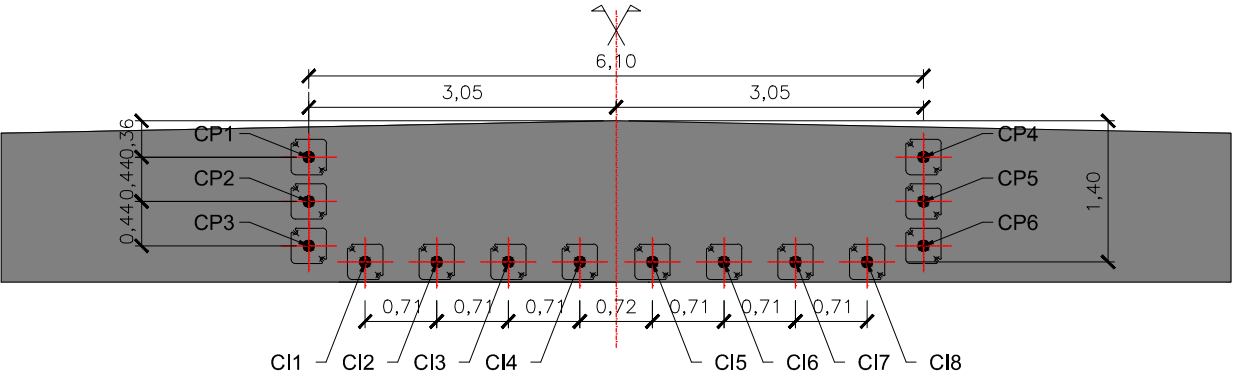
ALZADO LOCALIZADO. TABLERO
ESCALA H=1:200

PLANTA SUPERIOR. TABLERO. VANO 4
ESCALA 1:200

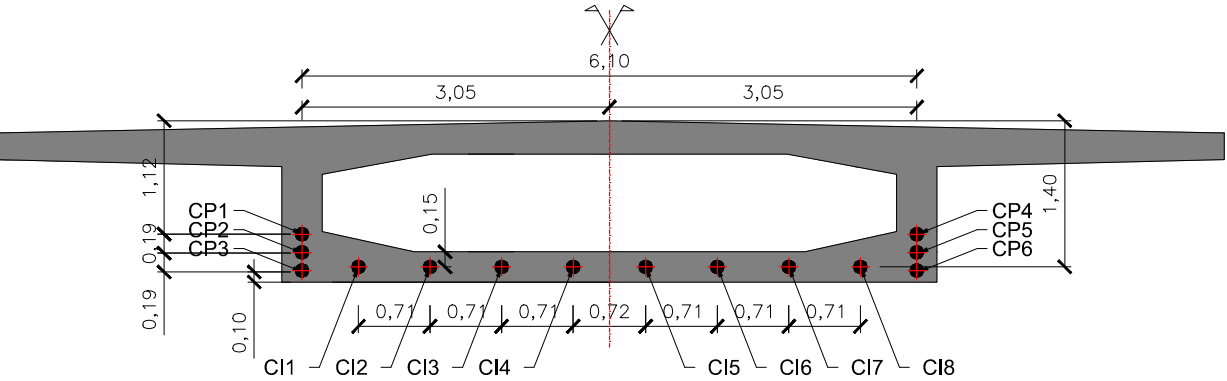
FAMILIAS DE PRETENSADO(SIMÉTRICO)									
PUNTO	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	
X	1,00	14,30	36,80	45,00	55,00	72,50	90,00	100,00	
Y	CP1	0,49	1,08	0,38	0,28	0,63	1,12	0,63	0,29
	CP2	0,88	1,30	0,56	0,46	0,81	1,30	0,81	0,46
	CP3	1,26	1,48	0,74	0,64	0,99	1,48	0,99	0,65
	CP4	0,49	1,08	0,38	0,28	0,63	1,12	0,63	0,29
	CP5	0,88	1,30	0,56	0,46	0,81	1,30	0,81	0,46
	CP6	1,26	1,48	0,74	0,64	0,99	1,48	0,99	0,65
	CI1	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI2	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI3	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI4	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI5	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI6	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI7	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-
	CI8	1,40	1,40	1,40	-	1,40	1,40	1,40	-

UNIDADES	Nº CORDONES	ESFUERZO MÍNIMO DE ROTURA GARANTIZADO	FASE DE TESADO
CP1 a CP6	37 Ø 0,6"	3910 kN	7233 kN
CI1 a CI8	37 Ø 0,6"	3910 kN	7233 kN

	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		SALAZAR		
COMPROBADO		MARTÍN		
ESCALA: 1:200	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. DEFINICIÓN DE PRETENSADO.			Nº PLANO 12 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

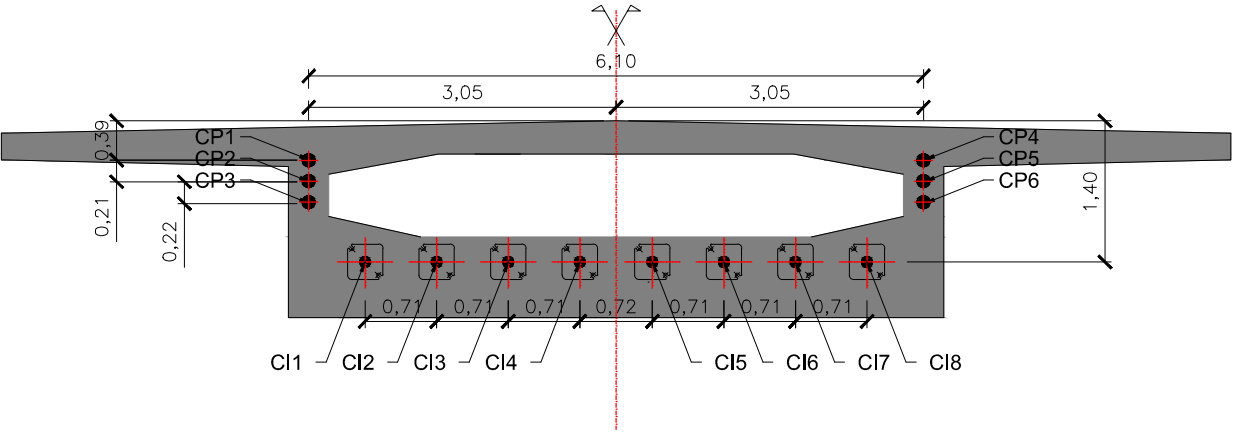


SECCIÓN A-A
ESCALA 1:75

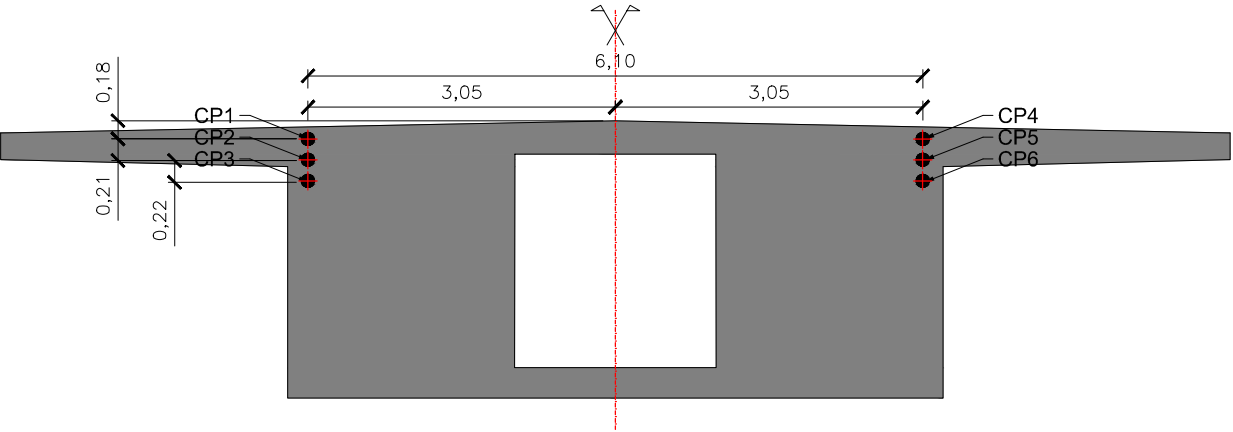


SECCIÓN D-D
ESCALA 1:75

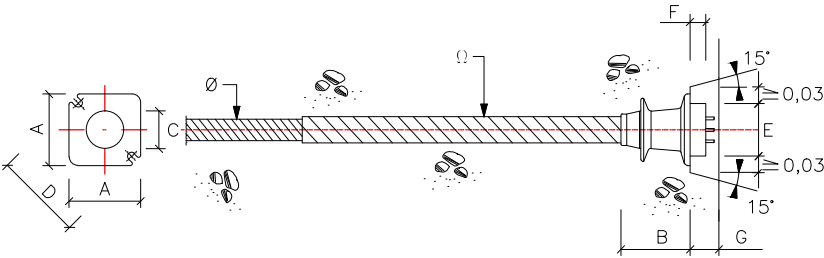
TIPO TENDÓN	A	B	C	D	E	F	G	Ω	Ø
37 Ø 06"	444	770	296	630	296	128	128	130	130
UNIDADES EN mm.									



SECCIÓN B-B
ESCALA 1:75



SECCIÓN C-C
ESCALA 1:75



DETALLE ANCLAJE ACTIVO Y PASIVO
SIN ESCALA

DIBUJADO	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA: 1:75	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. DEFINICIÓN DE PRETENSADO.			Nº PLANO 13 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

- NOTAS :

- VER CUADRO DE MATERIALES EN PLANO 2

- LOS CORDONES QUE CONSTITUYEN LOS TENDONES DE PRETENSADO SERÁN DE ACERO Y-1860-S7, DE UNA TENSIÓN DE ROTURA MÍNIMA GARANTIZADA DE 19000 Kp/cm2 Y UN RELAJAMIENTO MENOR DEL 2% PARA UNA TENSIÓN DE 13300 Kp/cm2 APLICADA DURANTE 1000 HORAS.

- CADA UNO DE LOS TENDONES CP ESTÁ COMPUESTO DE 37 CORDONES DE 0,6" DE DIÁMETRO (37Ø0.6") EQUIVALENTES A UN ESFUERZO DE ROTURA MÍNIMO GARANTIZADO DE 9.645 kN. EL ÁREA DE CADA TENDÓN SERÁ DE 5.180 mm2 Y EL DIÁMETRO DE LA VAINA DE 113 mm.

- TODOS LOS TENDONES SE TESARAN AL 75,00% DE SU CARGA DE ROTURA (19.95 Tn/toron), TAL COMO SE INDICA EN EL CUADRO DE TENDONES, VERIFICÁNDOSE QUE LA PENETRACIÓN DE CUÑA EN NINGÚN CASO SEA MAYOR DE 5mm.

- TODOS LOS ANCLAJES IRÁN PROVISTOS DE SU CORRESPONDIENTE PLACA DE REPARTO.

- TODOS LOS ANCLAJES SERÁN ACTIVOS. SE TESARÁ DESDE AMBOS ESTRIBOS PARA LAS FAMILIAS CP Y CI.

- LOS ALARGAMIENTOS OBTENIDOS EN CADA ANCLAJE DEBERÁN CORRESPONDER A LOS DEL CUADRO ADJUNTO, SE HAN OBTENIDO A PARTIR DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES:

-MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO: 1950000 Kp/cm2

-COEFICIENTE DE ROZAMIENTO ENTRE TENDÓN Y VAINA: 0,21rad-1

-COEFICIENTE DE DESVIACIÓN PARÁSITA K/μ: 0,006 rad/m

- LOS TRAZADOS EN ALZADO SE COMPONEN DE TRAMOS RECTOS Y TRAMOS PARABÓLICOS DE 2º GRADO. EN EL CUADRO ADJUNTO SE ENCUENTRAN DETALLADOS, MEDIANTE SUS COORDENADAS "X", "Y", TODOS Y CADA UNO DE LOS PUNTOS SINGULARES DEL TRAZADO.

- LAS FAMILIAS CI Y CP SE TESAN DESDE AMBOS EXTREMOS DE LA ESTRUCTURA.

- LOS TRAZADOS EN PLANTA DE LOS CABLES CP y CI SON RECTOS.

- EL REPLANTEO DE CADA TENDÓN SE REALIZARÁ DE LA SIGUIENTE FORMA:

-DENTRO DE CADA FAMILIA, A CADA COORDENADA "X" MEDIDA SOBRE EL EJE DE TABLERO, LE CORRESPONDE SU CORRESPONDIENTE COORDENADA "Y", MEDIDA SOBRE EL MISMO EJE DE TABLERO Y PERPENDICULARMENTE A LA ARISTA DEFINIDA POR LA FIBRA INFERIOR DE LA SECCIÓN.

-EN LOS ARRANQUES ES PRECISO DEFINIR UNOS TRAZADOS LOCALES EN PLANTA, TAL Y COMO REFLEJA EL DETALLE EN PLANTA CON OBJETO DE DAR CABIDA A LOS ANCLAJES.

- NO SE DEJARÁ NINGÚN CABLE SIN INYECTAR DURANTE MÁS DE UN MES. EN CASO DE QUERER DEMORAR ÁS LA INYECCIÓN DEFINITIVA, SE REALIZARÁ UNA PROVISIONAL MEDIANTE GRASAS SOLUBLES O CUALQUIER ELEMENTO QUE INHIBA LA CORROSIÓN Y PERMITA SER ELIMINADO POSTERIORMENTE PARA REALIZAR LA INYECCIÓN DEFINITIVA.

- SE DEBEN DISPONER AIREADORES EN LOS PUNTOS ALTOS DEL TRAZADO.

FASES DE TESADO :

- A LOS 7 DÍAS Y CUANDO EL HORMIGÓN TENGA UNA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA NO INFERIOR A LA ESPECIFICADA POR EL SUMINISTRADOR DEL SISTEMA DE PRETENSADO EN FUNCIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DEL ANCLAJE Y EN CUALQUIER CASO SUPERIOR A 250 Kg/cm² SE REALIZARÁ EL TESADO DEFINITIVO DE TODOS LOS TENDONES.

- EN UNA PRIMERA FASE, SE TESARÁN TODOS LOS TENDONES CP AL 45,00% DE SU CARGA DE ROTURA, ES DECIR, 11,97 T/tendón.

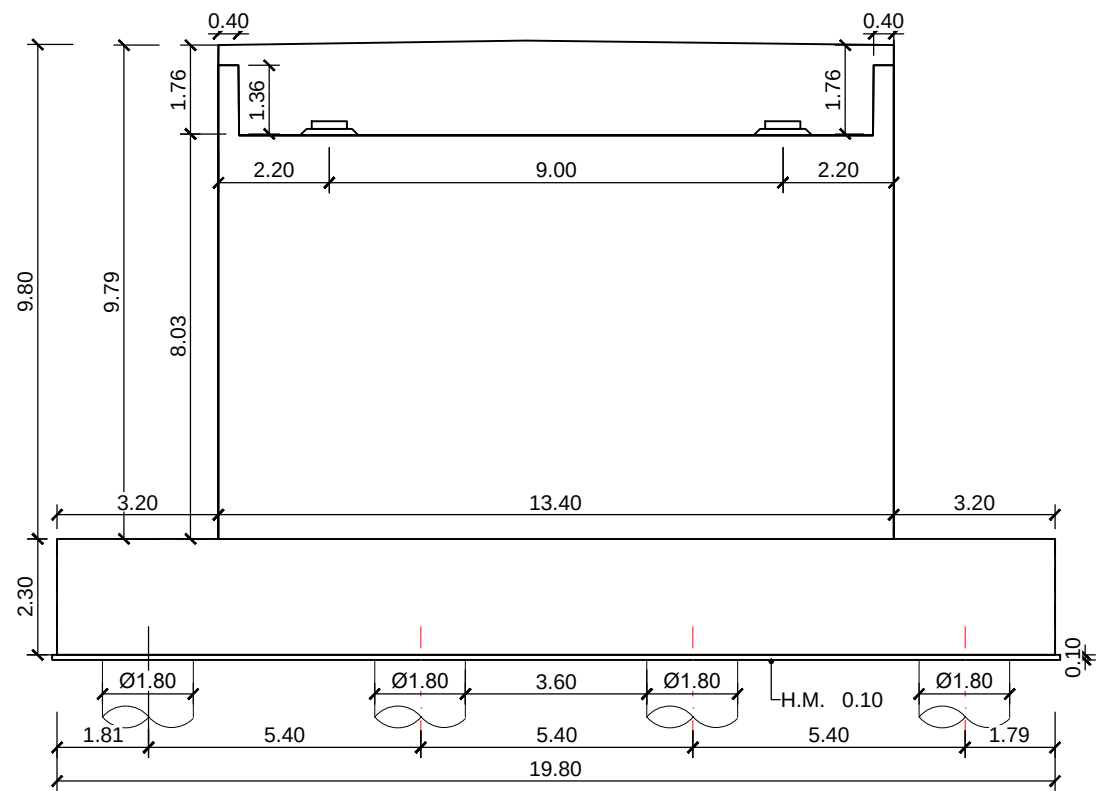
- UNA VEZ TESADOS SEGÚN LA FASE ANTERIOR, SE AFLOJARÁN CONVENIENTEMENTE LOS HUSILLOS DE LA CIMBRA, CON OBJETO DE ASEGURAR QUE LA TOTALIDAD DEL TABLERO SE DESPEGA DE LA MISMA GARANTIZÁNDOSE LA ENTRADA EN CARGA DE LA ESTRUCTURA BAJO EL PESO PROPIO DEL TABLERO.

- EJECUTADAS TODAS LAS OPERACIONES DEL PUNTO ANTERIOR, SE COMPLETARÁ EL TESADO DEFINITIVO DE LOS TENDONES CP EN ESTRIBO-1. SE PROCEDERÁ A CONTINUACIÓN A TESAR DESDE EL ESTRIBO-2 LOS TENDONES CP AL 75% DE SU CARGA DE ROTURA. FINALMENTE SE TESARÁN LOS CABLES CI AL 75% DE SU CARGA DE ROTURA. INMEDIATAMENTE DESPUÉS SE REALIZARÁ LA INYECCIÓN DE LAS VAINAS CON LECHADA DE CEMENTO, ASÍ COMO EL SELLADO DE CAJETINES. A CONTINUACIÓN SE PODRÁ RETIRAR LA CIMBRA.

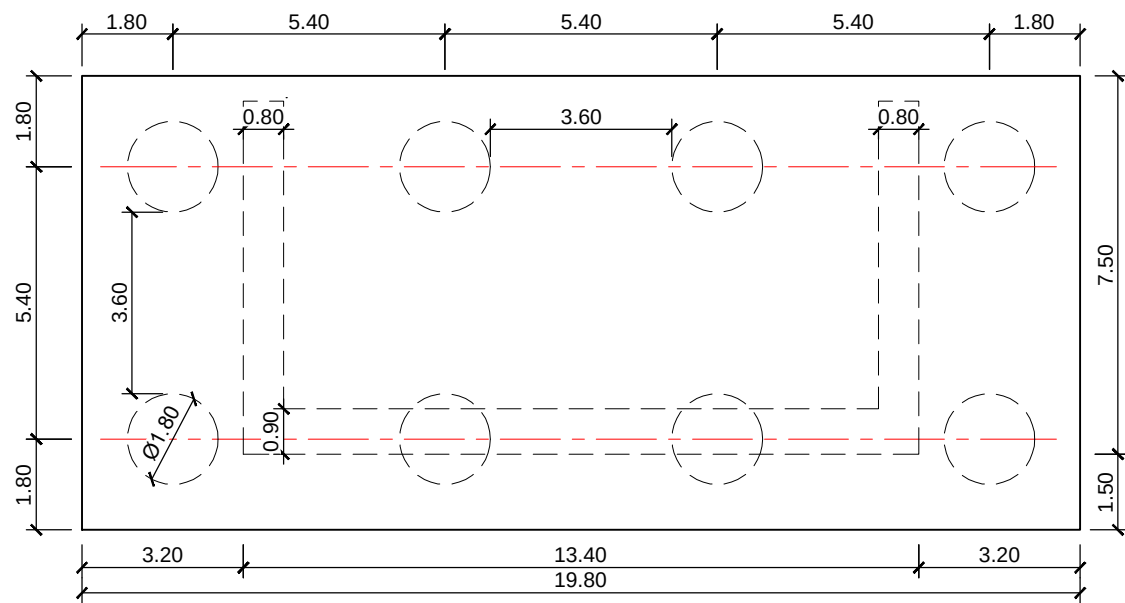
- EN TODAS LAS FASES DE TESADO DE TENDONES LONGITUDINALES SE PROCEDERÁ DE FORMA SIMÉTRICA RESPECTO AL EJE DEL TABLERO Y DESDE EL INTERIOR DE LA SECCIÓN HACIA EL EXTERIOR, PARA LOS CABLES DE LA FAMILIA CP, EL ORDEN SERÁ CP2, CP5, CP3 CP3, CP1, CP4.

- FINALMENTE SE PROCEDERÁ A TERMINAR LA ESTRUCTURA: HORMIGONADO DE MURETES DE ESTRIBOS, COLOCACIÓN DE IMPOSTAS, PAVIMENTO, ETC.

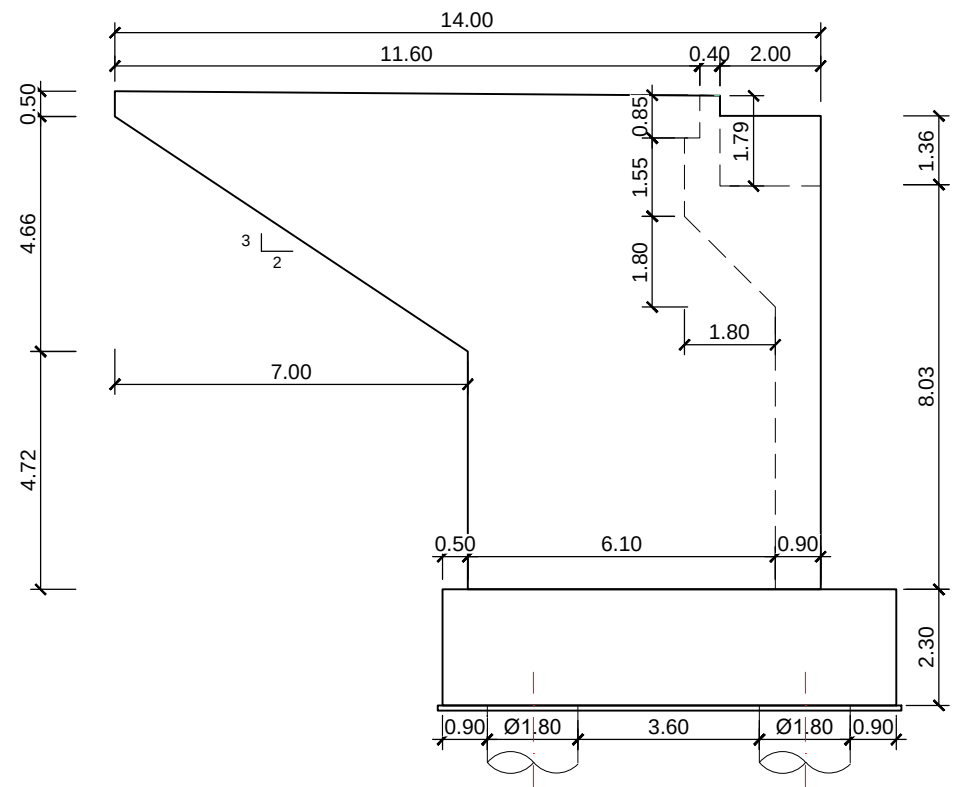
DIBUJADO	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES		
COMPROBADO		SALAZAR				
		MARTÍN				
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO TABLERO. DEFINICIÓN DE PRETENSADO.				Nº PLANO 14 DE 22	
SE					SUSTITUYE A:	
					SUSTITUIDO POR:	



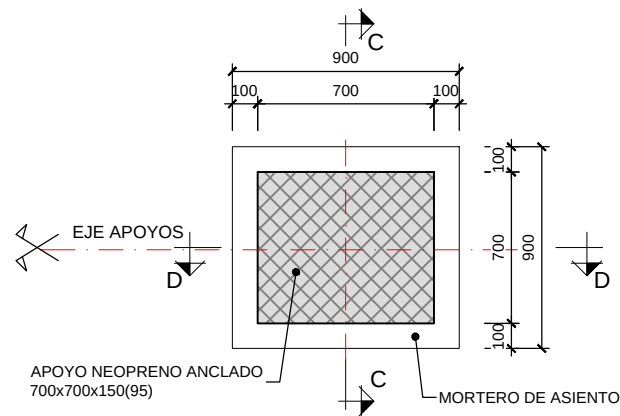
ALZADO FRONTAL
ESCALA 1:75



PLANTA DE LOS PILOTES
ESCALA 1:75

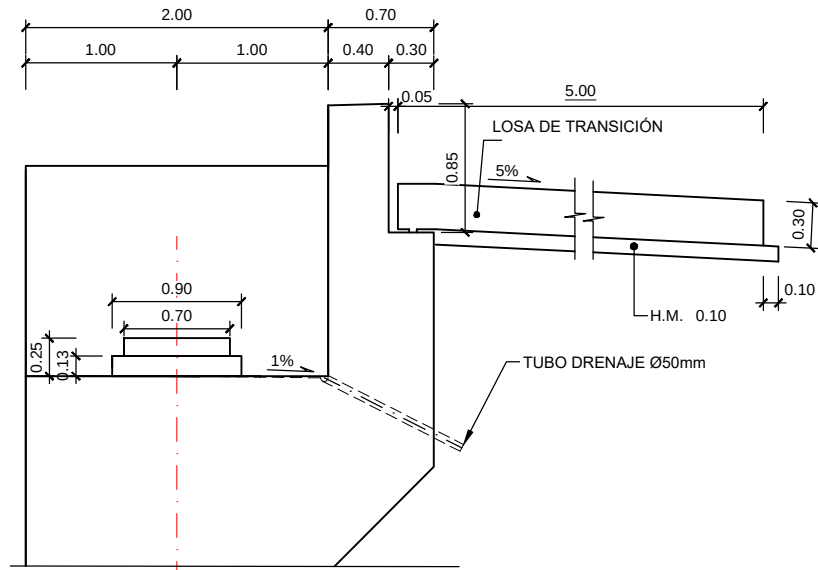


ALZADO ALETA 1
ESCALA 1:75

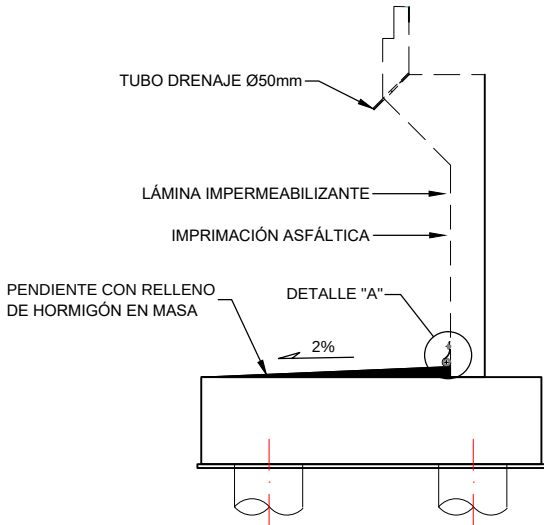


PLANTA
DETALLE APOYO DE NEOPRENO
ESC. 1:15
COTAS EN MILÍMETROS

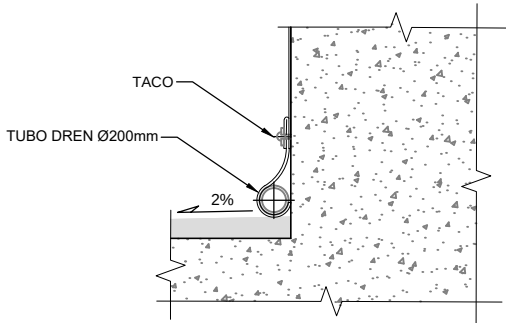
DIBUJADO	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
COMPROBADO		ALEJANDRO D.			
		SALAZAR MARTÍN			
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO				Nº PLANO
VARIABLE					15 DE 22
					SUSTITUYE A:
	ESTRIBOS. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA				SUSTITUIDO POR:



SECCIÓN A-A
ESCALA 1:25



DETALLE DRENAJE TRASDÓS
ESCALA 1:100



DETALLE "A"
ESCALA 1:25

NOTAS :

1.- ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES SE REALIZARÁ UNA CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA VERIFICAR LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS EN EL CÁLCULO. EN CASO DE VARIACIONES DE DICHOS PARÁMETROS SE PROCEDERÁ A LA REVISIÓN DE LOS CÁLCULOS Y LA ADOPCIÓN DE LOS CAMBIOS QUE SEAN NECESARIOS ANTES DE LA EJECUCIÓN DE DICHAS CIMENTACIONES.

LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ADOPTADOS EN LOS CÁLCULOS HAN SIDO :

a) UNA ACELERACIÓN DE CÁLCULO DE 0,112g OBTENIDA A PARTIR DE UNA ACELERACIÓN BÁSICA DE 0,06g, UN FACTOR DE IMPORTANCIA DE 1,30, UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS Y UN COEFICIENTE DEL TERRENO C=1,80 ((NCSP-07)

b) UNOS COEFICIENTES DE BALASTO HORIZONTAL, SIENDO "L" LA PROFUNDIDAD DEL PILOTE, DE :
 $K(tn/m^3) = 789.39$

c) EL TERRENO, SEGÚN PROFUNDIDADES ES :
DENSIDAD = 2,0 tn/m³ c = 0,10 Kg/cm² $\phi = 30^\circ$

d) UNA LONGITUD DE PILOTE DE 30 m. MEDIDA A PARTIR DE CARA INFERIOR DE ENCEPADO Y UNAS CARGAS EN SERVICIO EN CARA INFERIOR DE ENCEPADO DE:

- EN HIPÓTESIS SIN SISMO, AXIL EN SERVICIO : ESTRIBO-2
N(kN) máximo de compresión por pilote 9115

- EN HIPÓTESIS DE SISMO, EL VALOR OBTENIDO EN EL CÁLCULO SÍSMICO DE AXIL POR PILOTE SE HA DIVIDIDO POR 1,25 PARA OBTENER LA CARGA EN SERVICIO TAL Y COMO LA DEFINE LA GUÍA DE CIMENTACIONES DE CARRETERA. DE ESTE MODO LAS CARGAS EN SERVICIO OBTENIDAS SON :

N(tn) máximo de compresión por pilote ESTRIBO-2
11372

e) LAS FUERZAS HORIZONTALES MÁXIMAS CONSIDERADAS PARA EL CÁLCULO DEL ARMADO DEL PILOTE HAN SIDO :

F(kN) máxima por pilote en hipótesis ESTRIBO-2
sin sismo (sin mayorar) 3216
F(kN) máxima por pilote en hipótesis 8872
con sismo

f) NO SE HA CONSIDERADO LA EXISTENCIA DE NIVEL FREÁTICO EN EL PILOTE.

2.- VER CUADRO DE MATERIALES EN PLANO 1.

3.- ANTES DE PROCEDER A LA EJECUCIÓN DE LOS ESTRIBOS SE COMPROBARÁ SOBRE EL TERRENO LA VALIDEZ DEL REPLANTEO INDICADO. SI LA ALTURA DEL ESTRIBO ES MAYOR DE LA INDICADA SE PROCEDERÁ AL RECÁLCULO ANTES DE COMENZAR LA EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

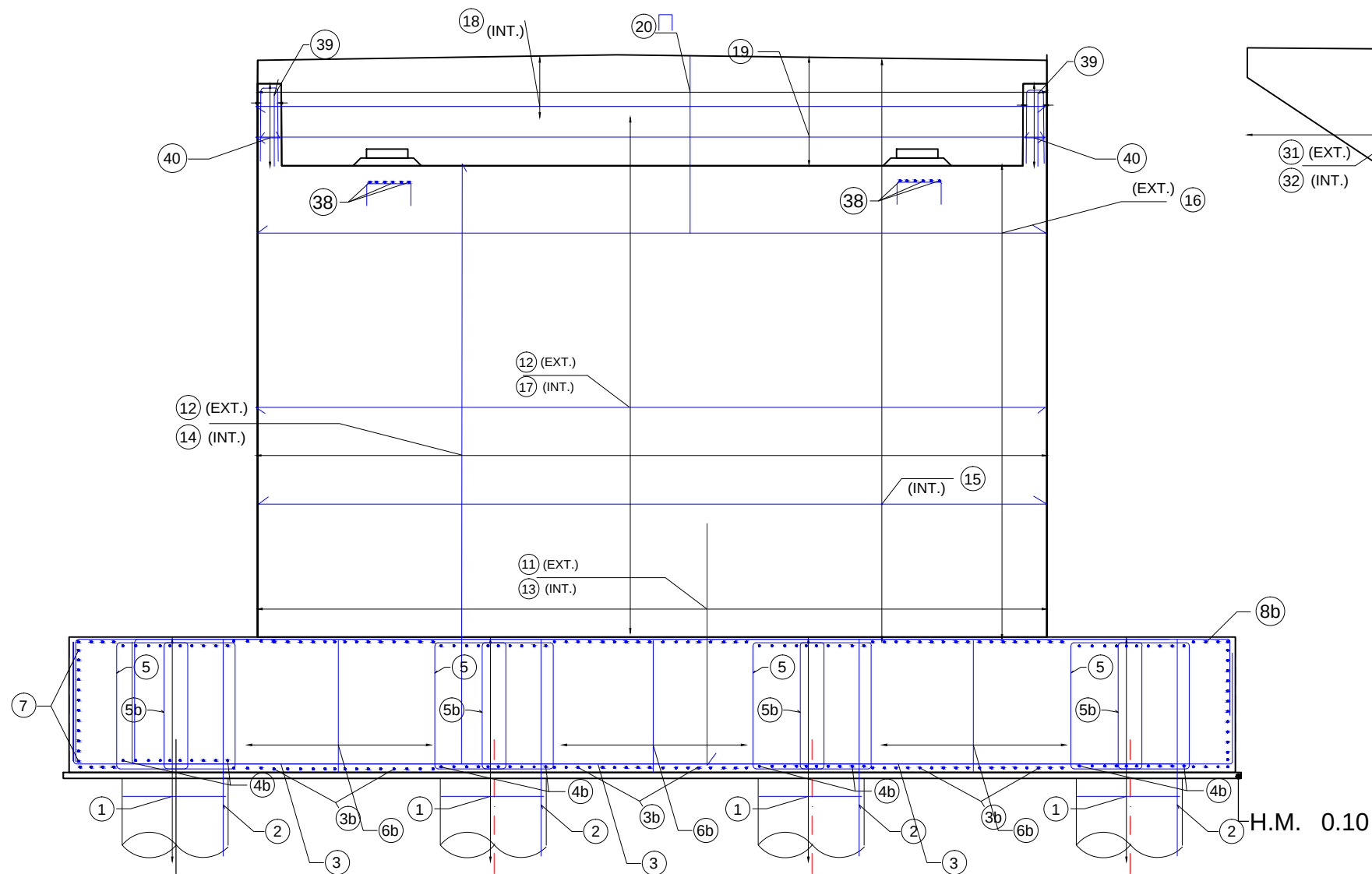
4.- BAJO EL ENCEPADO SE DISPONDRÁ UNA CAPA DE 0,10m. DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA.

5.- LOS SOLAPES Y ANCLAJES DE ARMADO SE REALIZARÁN DE ACUERDO CON LO INDICADO EN LA INSTRUCCIÓN EHE, AUMENTANDO EN 10Ø LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y EN 20Ø LAS DE SOLAPE PARA TENER EN CUENTA LOS EFECTOS DINÁMICOS PRODUCIDOS POR EL SISMO.

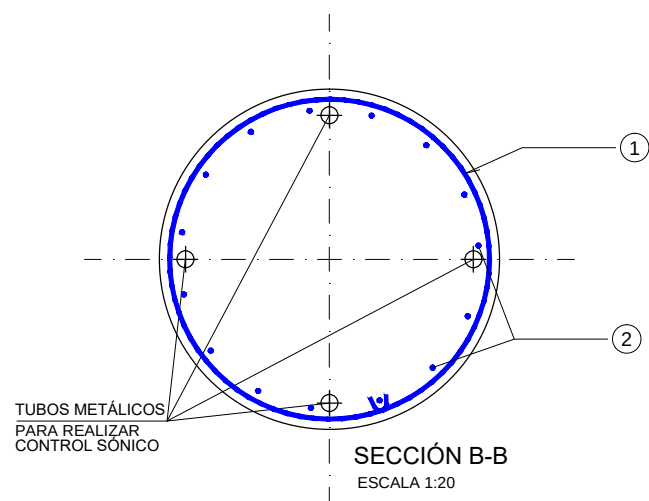
6.- LA COTA SUPERIOR DE ESTRIBO SE HA FIJADO CON EL CRITERIO DE DEJAR 25cms DE HOLGURA A BASE INFERIOR DE TABLERO, PARA UBICAR MESETAS Y APARATOS DE APOYO.

7.- TODAS LAS JUNTAS DE HORMIGONADO RECIBIRÁN EL TRATAMIENTO ADECUADO CON EL FIN DE GARANTIZAR LA UNIÓN ENTRE LOS HORMIGONES CORRESPONDIENTES.

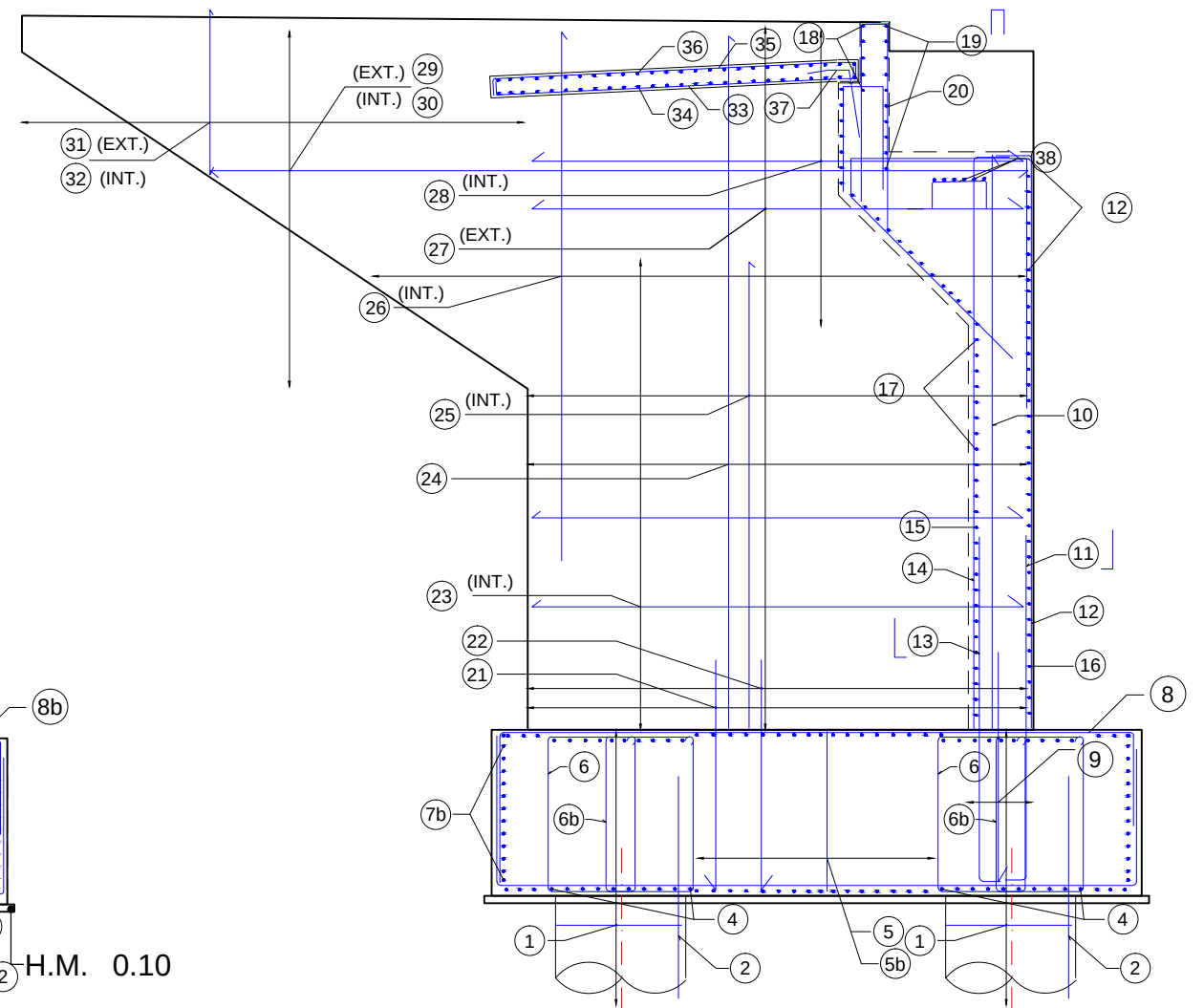
	FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		SALAZAR		
COMPROBADO		MARTÍN		
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO ESTRIBOS. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA			Nº PLANO 16 DE 22
VARIABLE				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



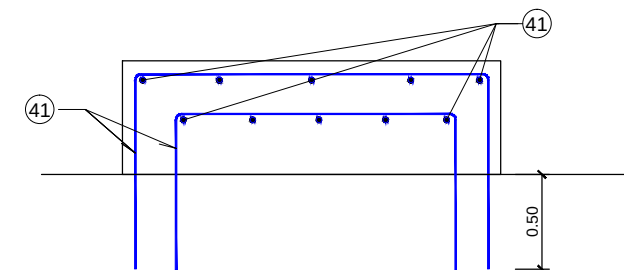
ALZADO FRONTAL
ESCALA 1:50



POSICIÓN	ARMADURA	POSICIÓN	ARMADURA
1	ø12/0.31	21	ø25/0.15
2	ø12/0.15	22	ø25/0.15
3	ø16/0.20	23	ø25/0.20
4	ø25/0.25	24	ø32/0.20
5	2cø16/0.25	25	ø32/0.20
5b	2cø16/0.25	26	ø25/0.20
6	2cø16/0.25	27	ø25/0.20
6b	2cø16/0.25	28	ø25/0.20
7	ø20/0.25	29	ø16/0.25
8	ø25/0.25	30	ø16/0.25
9	ø12/0.10	31	ø16/0.25
10	ø12/0.20	32	ø16/0.25
11	ø20/0.20	33	ø12/0.30
12	ø25/0.20	34	ø12/0.30
13	ø25/0.20	35	ø12/0.30
14	ø20/0.25	36	ø12/0.30
15	ø32/0.20	37	ø25/0.25
16	ø20/0.25	38	#5ø12
17	ø25/0.20	39	ø12/0.30
18	ø12/0.15	40	ø12/0.30
19	ø12/0.15	41	ø16/0.20
20	ø20/0.10		

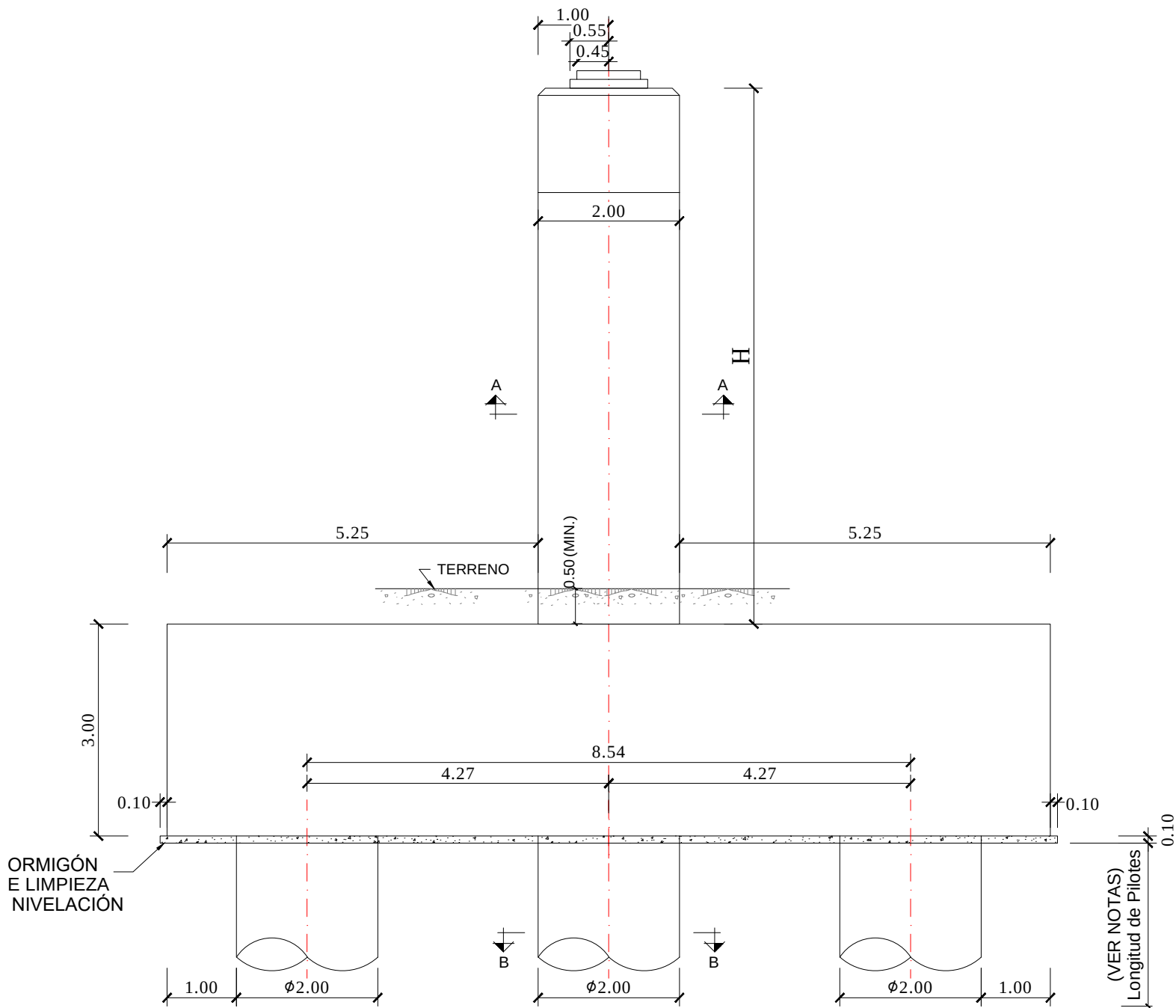


ALZADO ALETA 1
ESCALA 1:50

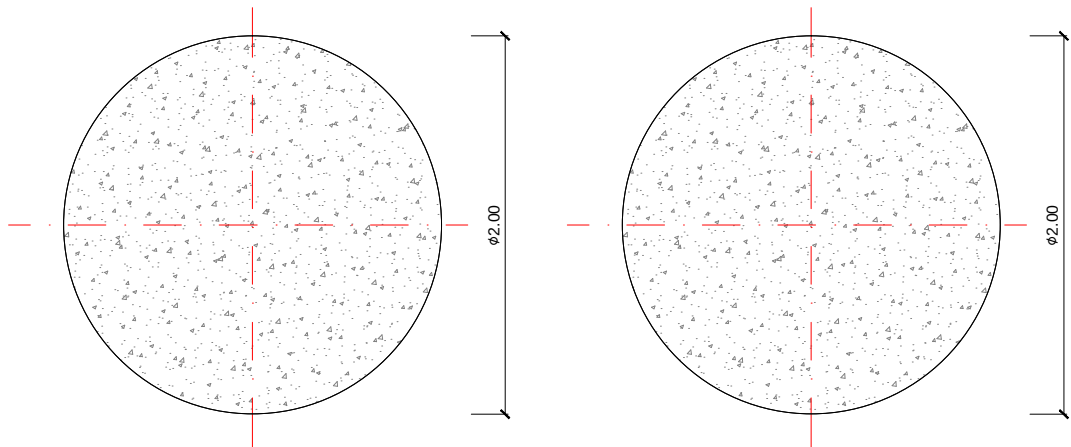


DETALLE ARMADO MESETA
ESCALA 1:20

DIBUJADO	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
COMPROBADO		ALEJANDRO D. SALAZAR			
		MARTÍN			
ESCALA:				Nº PLANO	
VARIABLE	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO			17 DE 22	
	ESTRIBOS. DEFINICIÓN ARMADO			SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	



ALZADO
ESC. 1:40
COTAS EN METROS



SECCIÓN A-A
ESC. 1:20
COTAS EN METROS

SECCIÓN B-B
ESC. 1:20
COTAS EN METROS

NOTAS :

1.- ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES SE REALIZARÁ UNA CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA VERIFICAR LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS EN EL CÁLCULO. EN CASO DE VARIACIONES DE DICHOS PARÁMETROS SE PROCEDERÁ A LA REVISIÓN DE LOS CÁLCULOS Y LA ADOPCIÓN DE LOS CAMBIOS QUE SEAN NECESARIOS ANTES DE LA EJECUCIÓN DE DICHAS CIMENTACIONES.

LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ADOPTADOS EN LOS CÁLCULOS HAN SIDO :

a) UNA ACELERACIÓN DE CÁLCULO DE 0,112g OBTENIDA A PARTIR DE UNA ACELERACIÓN BÁSICA DE 0,06g, UN FACTOR DE IMPORTANCIA DE 1,30, UN PERÍODO DE RETORNO DE 500 AÑOS Y UN COEFICIENTE DEL TERRENO C=1,80 ((NCSP-07)

b) UNOS COEFICIENTES DE BALASTO HORIZONTAL, SIENDO "L" LA PROFUNDIDAD DEL PILOTE, DE :
 $K(tn/m3) = 789.39$

c) EL TERRENO, SEGÚN PROFUNDIDADES ES :
DENSIDAD = 2,0 tn/m3 c = 0,10 Kg/cm2 $\phi = 30^\circ$

d) UNA LONGITUD DE PILOTE DE 20m. MEDIDA A PARTIR DE CARA INFERIOR DE ENCEPADO Y UNAS CARGAS EN SERVICIO EN CARA INFERIOR DE ENCEPADO DE:

- EN HIPÓTESIS SIN SISMO, AXIL EN SERVICIO :
N(tn) máximo de compresión por pilote PILA 2 1058
N(tn) mínimo por pilote 895 (compresión)

- EN HIPÓTESIS DE SISMO, EL VALOR OBTENIDO EN EL CÁLCULO SÍSMICO DE AXIL POR PILOTE SE HA DIVIDIDO POR 1,25 PARA OBTENER LA CARGA EN SERVICIO TAL Y COMO LA DEFINE LA GUÍA DE CIMENTACIONES DE CARRETERA. DE ESTE MODO LAS CARGAS EN SERVICIO OBTENIDAS SON :

N(tn) máximo de compresión por pilote PILA 2 1544
N(tn) mínimo por pilote 1278 (compresión)

e) LAS FUERZAS HORIZONTALES MÁXIMAS CONSIDERADAS PARA EL CÁLCULO DEL ARMADO DEL PILOTE HAN SIDO :

PILA-2
F(tn) máxima por pilote en hipótesis sin sismo (sin mayorar) 45
F(tn) máxima por pilote en hipótesis con sismo 63

f) SE HA CONSIDERADO LA EXISTENCIA DE NIVEL FREÁTICO EN EL PILOTE.

2.- VER CUADRO DE MATERIALES EN PLANO 1.

3.- ANTES DE PROCEDER A LA EJECUCIÓN DE LAS PILAS SE COMPROBARÁ SOBRE EL TERRENO LA VALIDEZ DEL REPLANTEO INDICADO. SI LA ALTURA DE LA PILA ES MAYOR DE LA INDICADA SE PROCEDERÁ AL RECÁLCULO ANTES DE COMENZAR LA EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

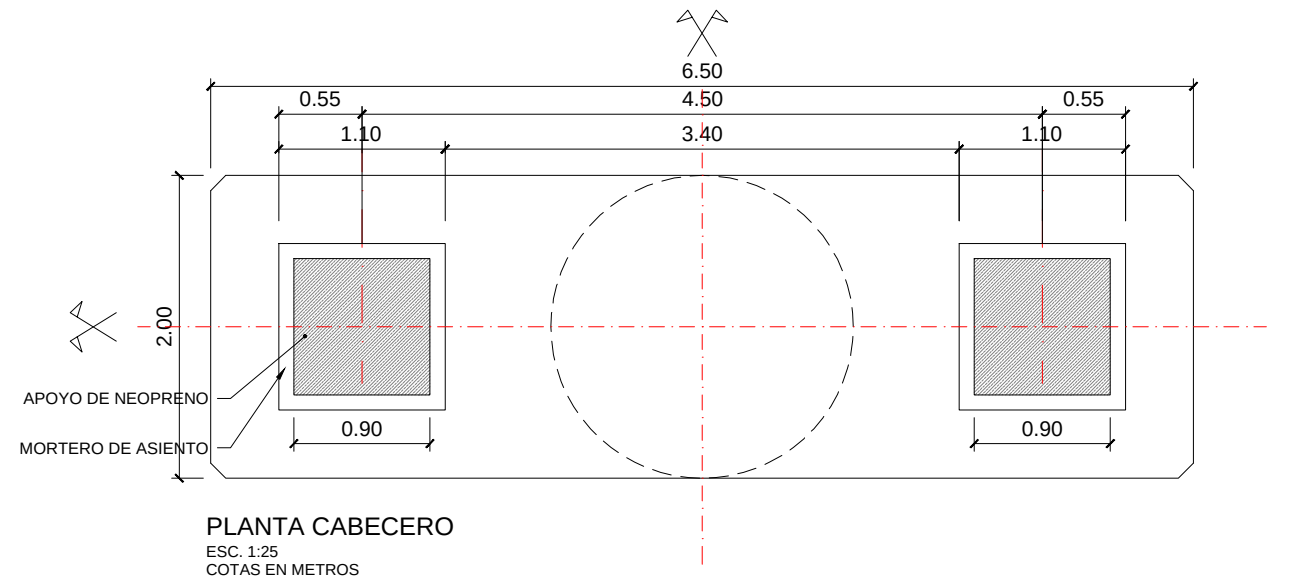
4.- BAJO EL ENCEPADO SE DISPONDRÁ UNA CAPA DE 0,10m. DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA.

5.- LOS SOLAPES Y ANCLAJES DE ARMADO SE REALIZARÁN DE ACUERDO CON LO INDICADO EN LA INSTRUCCIÓN EHE, AUMENTANDO EN 10Ø LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y EN 20Ø LAS DE SOLAPE PARA TENER EN CUENTA LOS EFECTOS DINÁMICOS PRODUCIDOS POR EL SISMO.

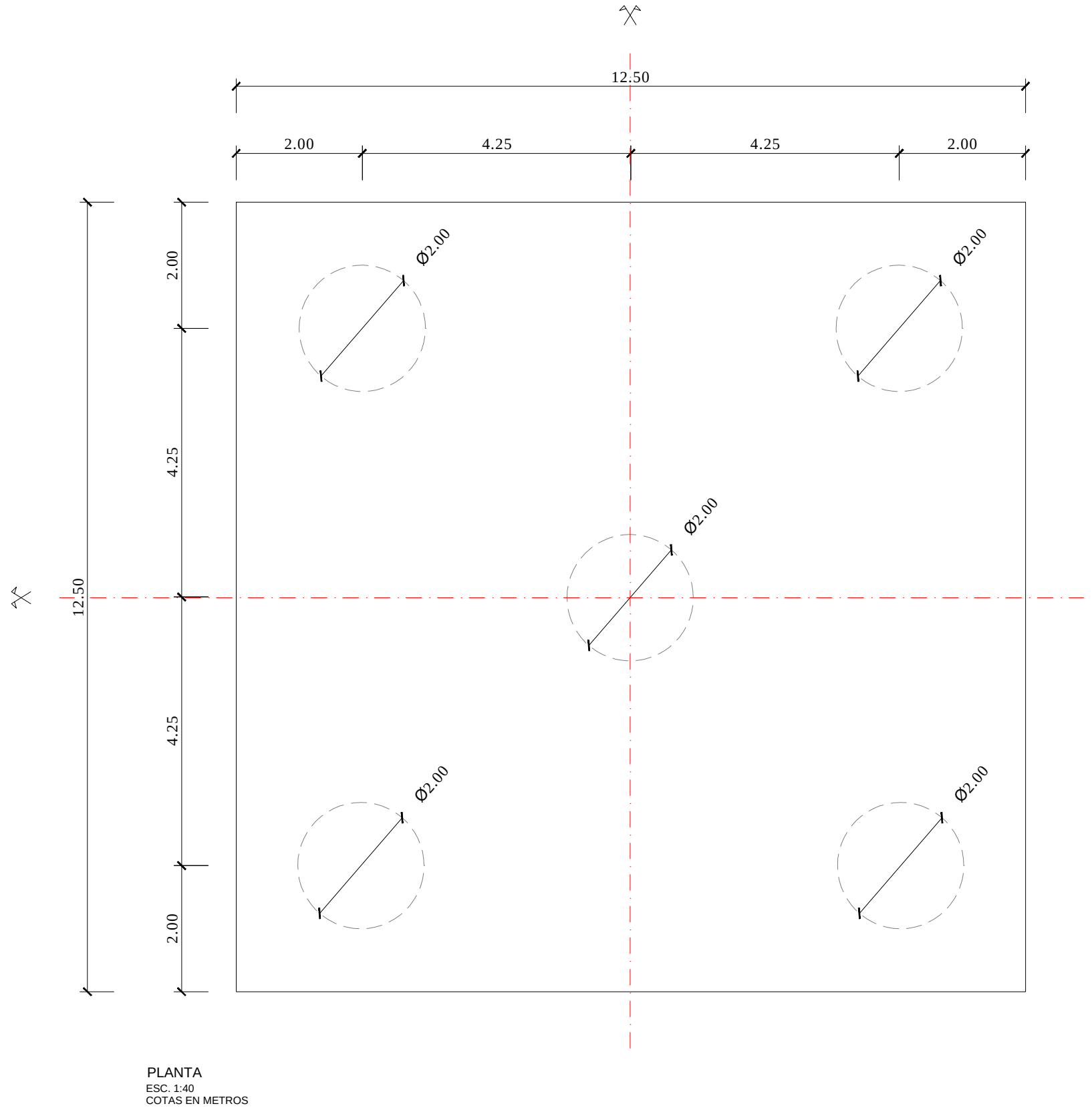
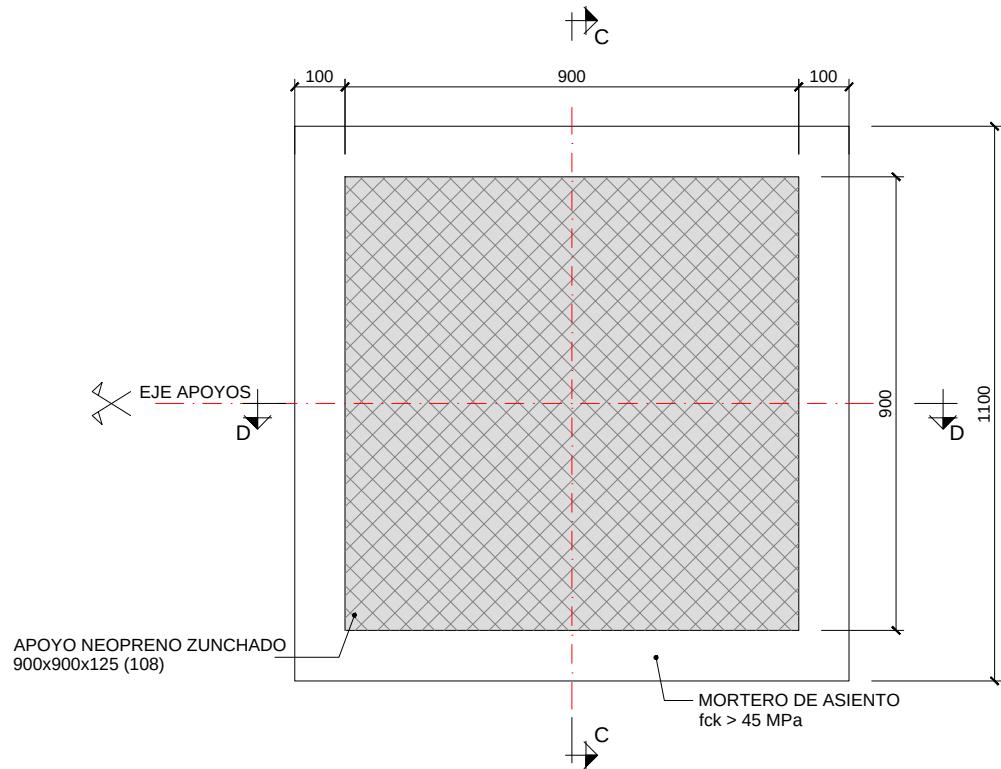
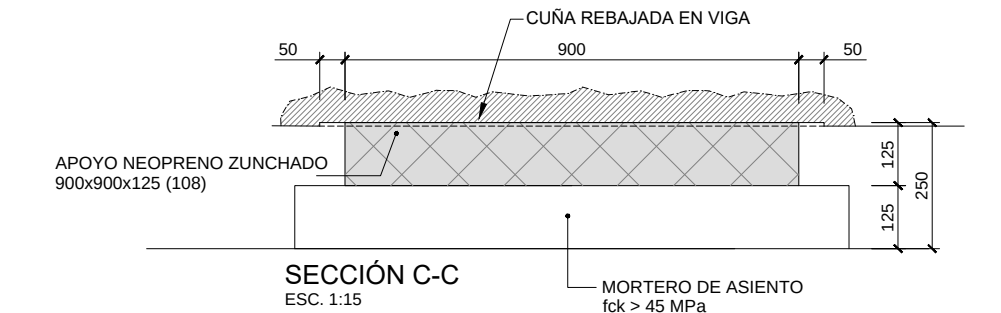
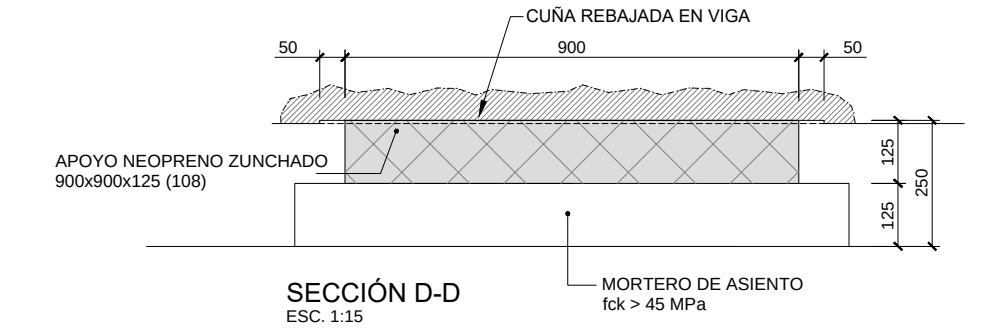
6.- LA COTA SUPERIOR DE LA PILA SE HA FIJADO CON EL CRITERIO DE DEJAR 25cms DE HOLGURA A BASE INFERIOR DE TABLERO, PARA UBICAR MESETAS Y APARATOS DE APOYO.

7.- TODAS LAS JUNTAS DE HORMIGONADO RECIBIRÁN EL TRATAMIENTO ADECUADO CON EL FIN DE GARANTIZAR LA UNIÓN ENTRE LOS HORMIGONES CORRESPONDIENTES.

DIBUJADO	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
COMPROBADO		ALEJANDRO D.			
		SALAZAR			
		MARTÍN			
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO				Nº PLANO
VARIABLE					18 DE 22
					SUSTITUYE A:
	PILAS. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA				SUSTITUIDO POR:

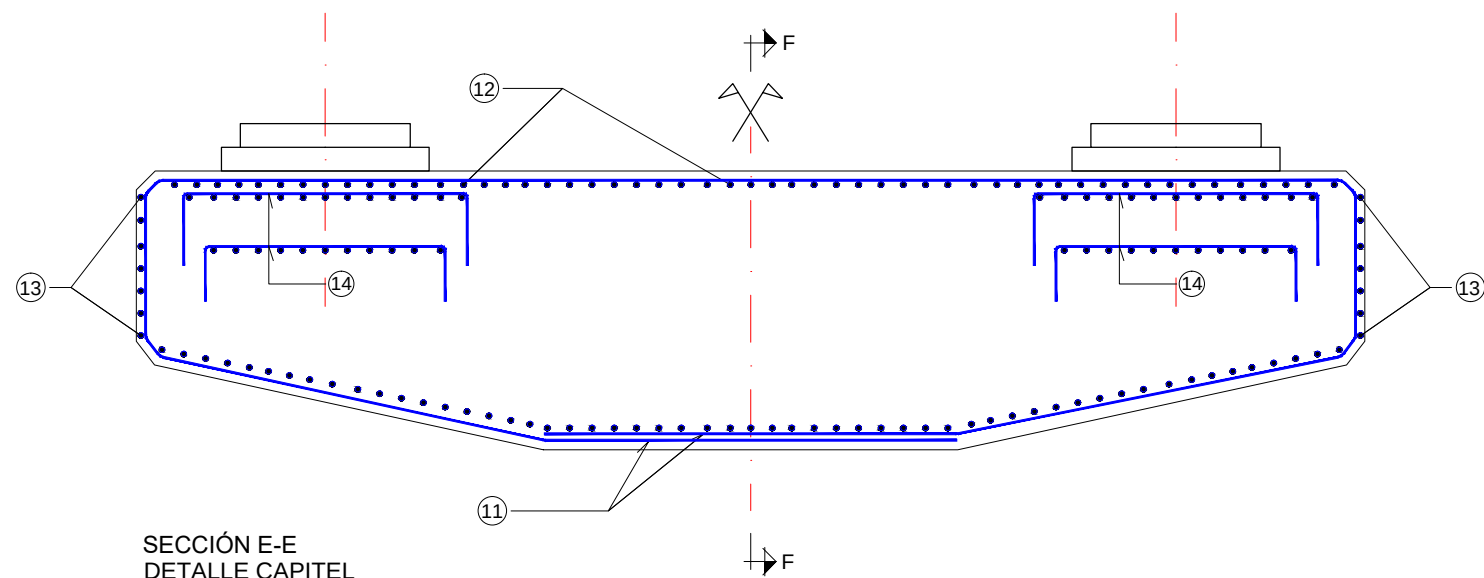


DIBUJADO		FECHA	NOMBRE ALEJANDRO D.	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
COMPROBADO			SALAZAR		
			MARTÍN		
ESCALA: VARIABLE	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO				Nº PLANO 19 DE 22
	PILAS. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA				SUSTITUYE A:
					SUSTITUIDO POR:



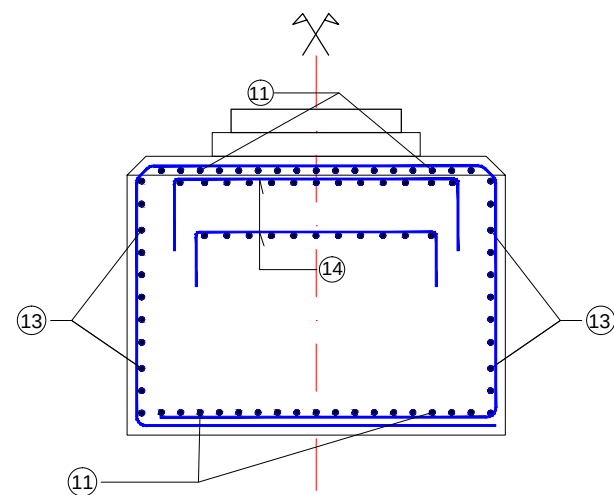
ALTURA DE PILAS	
	H
PILA 1	13.16
PILA 2	15.07
PILA 3	8.42

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		ALEJANDRO D.		
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO			Nº PLANO
VARIABLE				20 DE 22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:
	PILAS. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA			

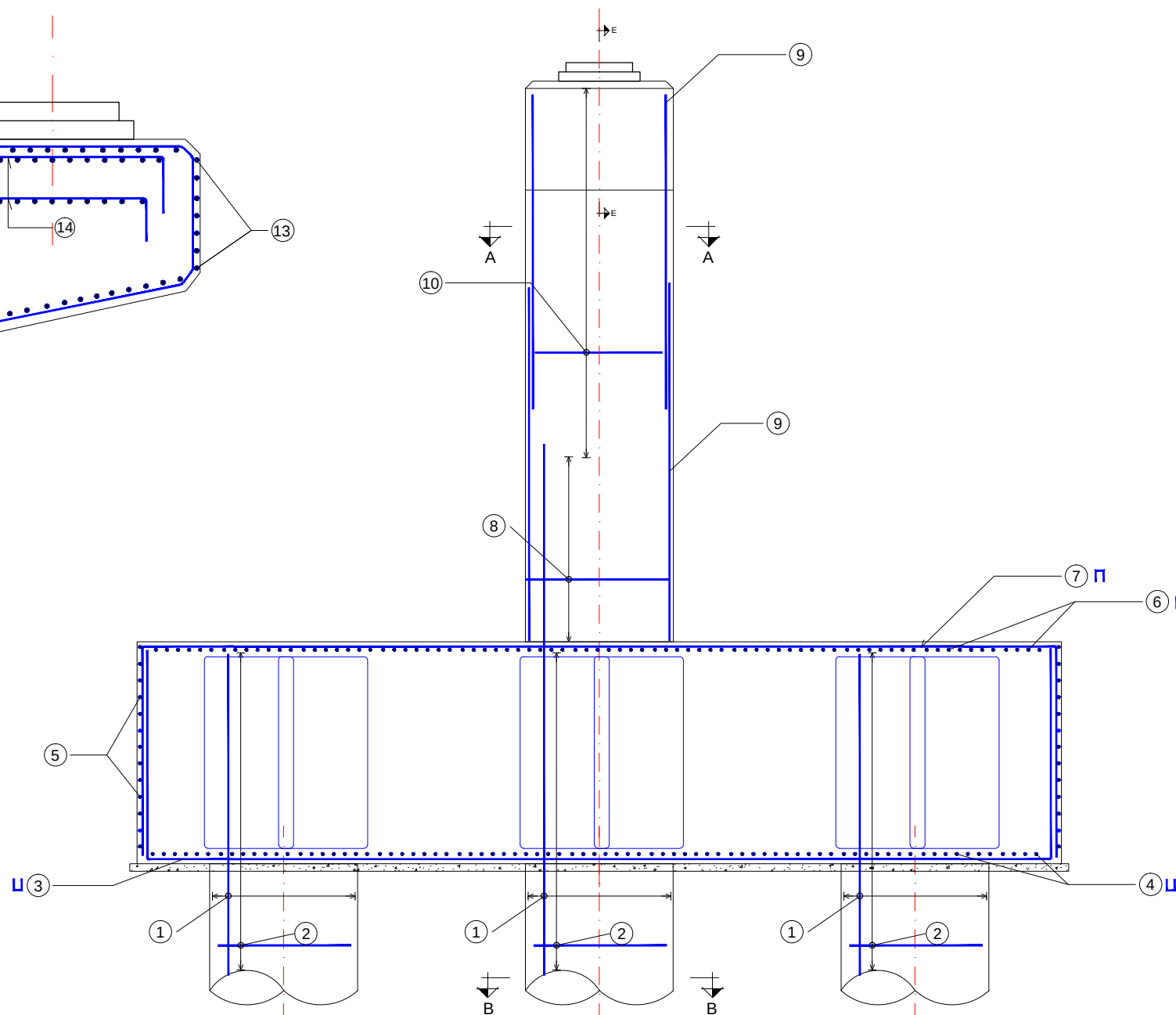


SECCIÓN E-E
DETALLE CAPITEL
ALZADO TRANSVERSAL
ESCALA 1:20

POSICIÓN	ARMADURA
1	ø32/0.15
2	ø16/0.20
3	ø25/0.25
4	ø25/0.25
5	ø12/0.30
6	ø25/0.25
7	ø25/0.25
8	ø16/0.20
9	ø32/0.15
10	ø16/0.20
11	ø32/0.10
12	ø16/0.20
13	ø12/0.20
14	#6ø16

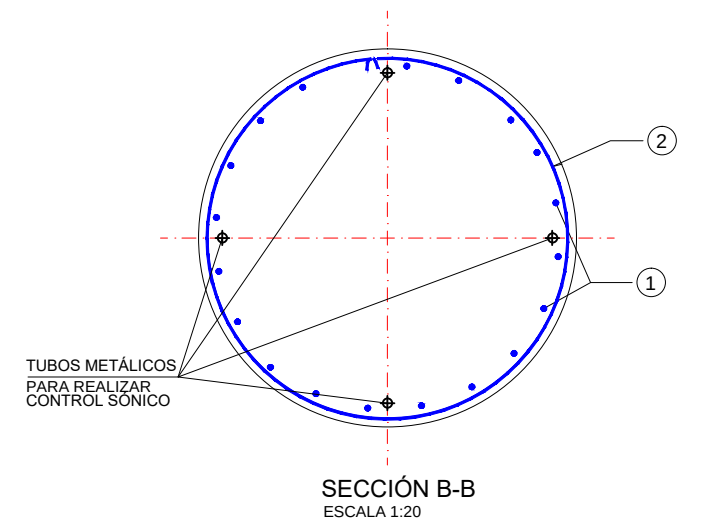
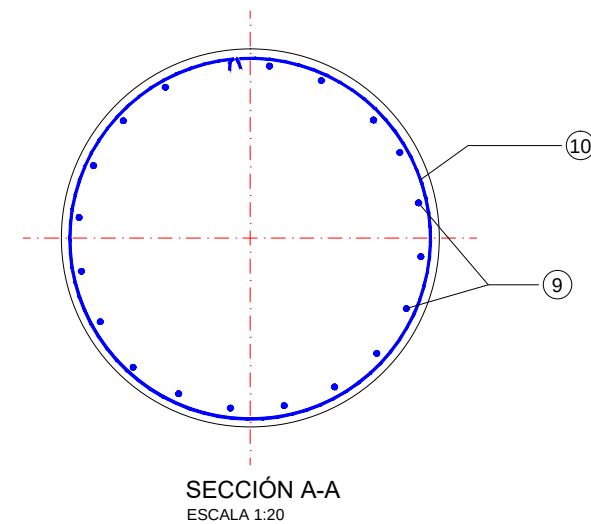
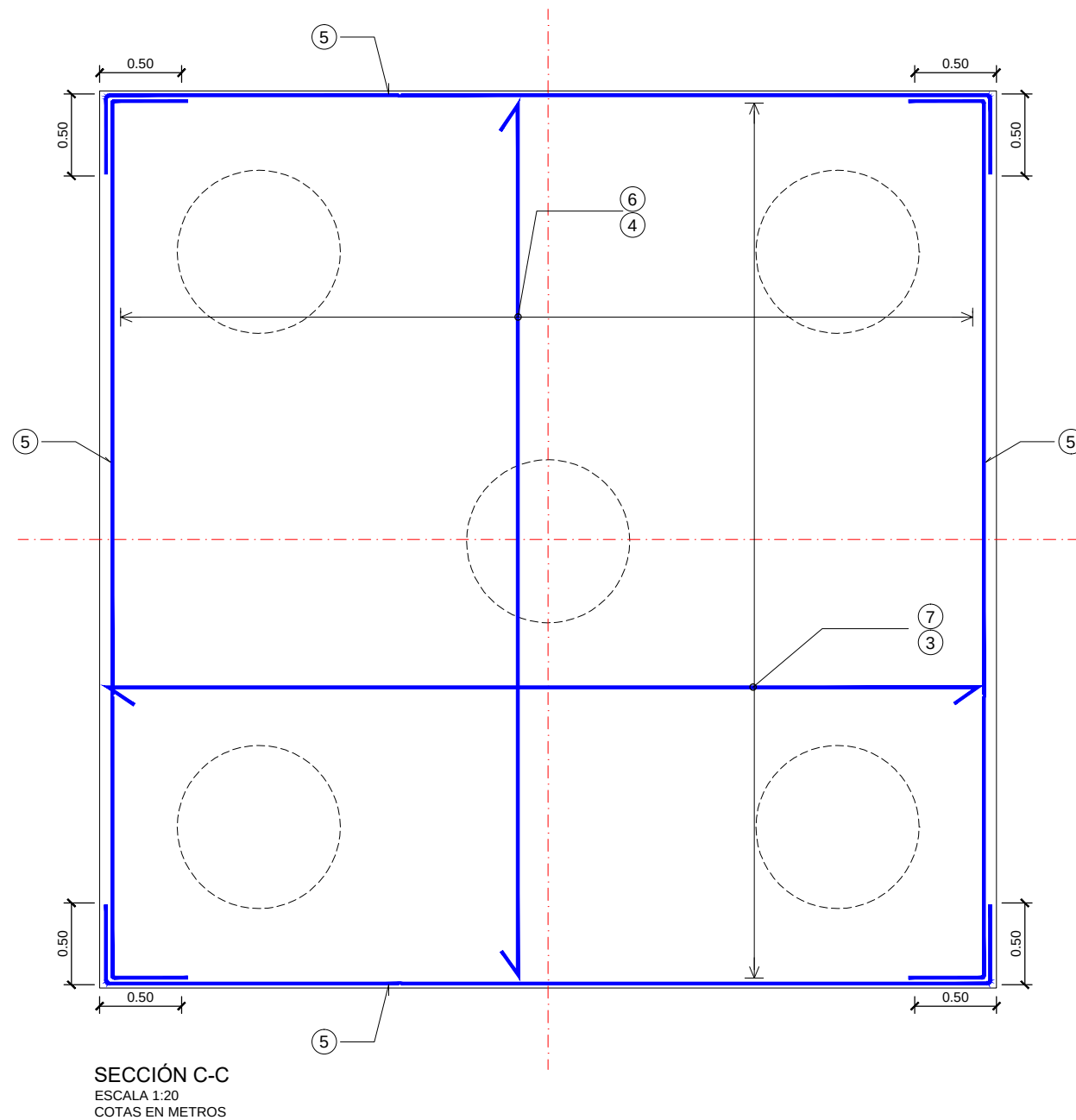


SECCIÓN F-F
DETALLE CAPITEL
ALZADO LONGITUDINAL
ESCALA 1:20



ALZADO LONGITUDINAL
ESCALA 1:40
COTAS EN METROS

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		ALEJANDRO D.			
COMPROBADO		SALAZAR			
		MARTÍN			
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO			Nº PLANO 21 DE 22	
VARIABLE				PILAS. ARMADO	SUSTITUYE A:
					SUSTITUIDO POR:



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		ALEJANDRO D.		
COMPROBADO		SALAZAR		
		MARTÍN		
ESCALA:	PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR QUE UNE LAS LOCALIDADES DE VADOS DE TORRALBA Y CAMPILLO DEL RÍO PILAS. ARMADO			Nº PLANO 22 DE 22
VARIABLE				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



15.BIBLIOGRAFÍA

- Donaire Ávila, J. (2017). Apuntes de clase. Linares.
- Manterola Armísen, J. (2006). Puentes, Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Madrid: Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- Obras de paso de nueva construcción ministerio de fomento
- Instrucción de hormigón estructural (EHE-08). **Ministerio de Fomento.**
- Norma ENV 1992-1-1:2010 (EuroCódigo-2) **AENOR.**
- Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras (IAP-11). **Ministerio de Fomento**
- Norma de Construcción Sismorresistente Puentes, NCSP-07. **Ministerio de Fomento.**
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3). **Ministerio de Fomento.**
- Norma Apoyos Estructurales. Parte 1: Reglas Generales de Diseño: UNE-EN 1337-1 = 2001. **AENOR.**
- Norma Apoyos Estructurales. Parte 3: Apoyos Elastoméricos: UNE-EN 1337-3 = 2005. **AENOR.**
- Ministerio de Fomento.Gobierno de España. (2008). Instrucción de Carreteras. Norma 3.1-IC.TRAZADO. Madrid.
- Ministerio de Fomento.Gobierno de España. (s.f.). Instituto Geográfico Nacional. Obtenido de <http://www.ign.es/web/ign/portal>
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Carreteras. (1995). Nota técnica para aparatos de apoyo. Madrid.
- Varona Moya, F. (2012). Apuntes de hormigón armado adaptado a la EHE-08. Escuela Politécnica Superior-Universidad de Alicante.
- https://es.wikipedia.org/wiki/Vados_de_Torralba
- Mecanogumba-Apoyos Elastoméricos