

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE  
ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN**

Tesis para optar el título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

**Luisangel David Alegre Torres**

ASESOR PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Ing. José Félix Alejandro Benavides Vargas

ASESOR UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Ing. Miguel Ángel Astiz Suárez

Lima, octubre, 2020



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



### Resumen Ejecutivo

El presente trabajo tuvo como objetivo el diseño de un puente de ferrocarril de alta velocidad para salvar el río Aragón Subordán en el distrito de Puente la Reina de Jaca en la provincia de Huesca en una extensión de poco menos de 1000 metros; para cumplir con dicho propósito se realizó, en primer término, un estudio de los distintos condicionantes que presenta el proyecto en dicho emplazamiento, se incluyeron en este los estudios topográficos, geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos; así como los condicionantes en cuanto al trazado y en cuanto a las acciones que se aplicarán sobre la estructura, puesto que existirán cargas dinámicas ferroviarias. Una vez ejecutados todos los estudios previamente mencionados se evaluaron tres alternativas de puentes, un puente de sección cajón de hormigón, un puente con tramos extradados y tramos de sección cajón de hormigón, y un puente de sección cajón mixta. Se realizó un análisis multicriterio para definir la solución más conveniente.

Se optó por el puente de sección cajón de hormigón por su precio menor comparado al resto de alternativas, y por su facilidad constructiva debido a que el tablero será empujado desde uno de los márgenes del río. Este puente se caracteriza por tener una longitud de vanos de 57.0m y un canto constante de 3.74m simplemente apoyado sobre pilas y estribos. A continuación, se realizó el análisis estructural, en donde, se destaca el análisis dinámico del puente frente a las acciones del tren ferroviario. Más adelante, se realizó el diseño de la armadura activa, la cual se divide en dos fases, una para la construcción y otra para las cargas de servicio; y el diseño de las armaduras pasivas de los distintos elementos que conforman la estructura (pilotes, zapatas, encepados, estribos y pilas), con especial atención en la solución para hacer frente a las acciones horizontales longitudinales de viento y frenado; se decidió, en este sentido, por tener un único punto fijo ubicado en el estribo oeste, el cual se conecta a una viga de anclaje que transmitirá los esfuerzos al terreno del trasdós, esto exigió un análisis de la estabilidad global de dicho elemento. Finalmente se realizaron las comprobaciones de fisuración, deformaciones y vibraciones de la estructura para garantizar la seguridad de esta y el confort de los usuarios.

Palabras clave:

Puente Empujado, Sección Cajón, Alta Velocidad Ferroviaria, Aragón Subordán, Puente la Reina de Jaca



## Summary

The aim of this project was the design of a high-speed railway bridge to cross the Aragón Subordán river in the Puente la Reina de Jaca district in the province of Huesca, in a length of almost 1000 meters; in order to fulfill this purpose, a set of studies was previously carried out about the different conditioning factors that the project presents at the emplacement. Topographic, geotechnical, hydrological and hydraulic studies were included; as well as the conditioning factors regarding the layout and the actions that will be applied to the structure, since there will be dynamic railway loads. Once all the aforementioned studies had been carried out, three bridge alternatives were evaluated: a concrete caisson section bridge, a bridge which is extradosed on the river bed and concrete caisson section on the river banks, and a composite caisson section bridge. A multi-criteria analysis was performed to define the most convenient solution.

The concrete caisson section bridge was chosen for its lower price compared to the rest of the alternatives, and for its ease of construction due to the fact that the deck will be pushed from one of the river banks. This bridge is characterized by having a span length of 57.0m and a constant depth of 3.74m simply supported on piers and abutments. Later, the structural analysis was carried out, where the dynamic analysis of the bridge stands out, due to the loads of the railway train. Next, the design of the active reinforcement was made, which is divided into two phases, one for construction and the other for service loads; the design of the passive reinforcements of the different elements that make up the structure (piers, footings, pile caps, abutments and piles) was performed as well, with special attention to the solution to cope with the longitudinal horizontal actions of wind and braking; it was decided, in this sense, to have a unique fixed point located in the western abutment, which is connected to an anchor beam that will transmit the efforts to the backfilling, this required an analysis of the global stability of this element. Finally, the cracking, deformation and vibration verifications of the structure were carried out to guarantee its safety and user comfort.

Keywords:

Pushed Bridge, Caisson Section, High Speed Rail, Aragón Subordán, Puente la Reina de Jaca



## ÍNDICE

<b>RESUMEN EJECUTIVO .....</b>	<b>I</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>II</b>
<b>1. ALCANCE Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. ANTECEDENTES, NORMATIVA Y SITUACIÓN ACTUAL.....</b>	<b>2</b>
2.1. INTRODUCCIÓN.....	2
2.2. ANTECEDENTES .....	2
2.2.1. <i>Antecedentes Administrativos</i> .....	2
2.2.2. <i>Antecedentes Técnicos</i> .....	3
2.3. SITUACIÓN ACTUAL .....	4
2.3.1. <i>Infraestructuras Existentes</i> .....	4
2.3.2. <i>Descripción de la Movilidad Actual</i> .....	4
<b>3. CARTOGRAFÍA, TOPOGRAFÍA Y REPLANTEO .....</b>	<b>5</b>
3.1. INTRODUCCIÓN.....	5
3.2. DATOS DE PARTIDA .....	5
3.3. VÉRTICES GEODÉSICOS .....	6
<b>4. CLIMATOLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE .....</b>	<b>7</b>
4.1. INTRODUCCIÓN.....	7
4.2. CLIMATOLOGÍA.....	7
4.2.1. <i>Estación Elegida</i> .....	7
4.2.2. <i>Características Generales del Clima</i> .....	7
4.3. HIDROLOGÍA.....	8
4.3.1. <i>Pluviometría</i> .....	8
4.3.2. <i>Cálculo de Caudales</i> .....	9
4.4. HIDRÁULICA .....	10
4.4.1. <i>Datos de Partida</i> .....	10
4.4.2. <i>Caudales de Cálculo</i> .....	10
4.4.3. <i>Modelo Hec-Ras</i> .....	11
4.4.4. <i>Resultados</i> .....	12
4.5. DRENAJE DEL TABLERO.....	13
4.5.1. <i>Criterios Generales</i> .....	13
4.5.2. <i>Elementos de Drenaje Longitudinal</i> .....	14
<b>5. SECCIÓN TIPO .....</b>	<b>15</b>
5.1. INTRODUCCIÓN.....	15
5.2. SECCIONES TIPO.....	15
5.2.1. <i>Aspectos Generales de la Sección Transversal</i> .....	15
5.2.2. <i>Sección Transversal de Vía Sobre Balasto</i> .....	16
<b>6. PREDIMENSIONAMIENTO. VALORACIÓN DE SOLUCIONES .....</b>	<b>17</b>
6.1. INTRODUCCIÓN.....	17
6.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PUEBTE.....	17
6.3. PLANTEAMIENTO DE LAS SOLUCIONES ESTRUCTURALES .....	17
6.4. DESCRIPCIÓN DE LAS SOLUCIONES ESTRUCTURALES .....	18
6.4.1. <i>Pueblo Cajón de Hormigón</i> .....	18



# PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



6.4.2.	<i>Puente Extradado</i> .....	20
6.4.3.	<i>Puente Cajón Mixto</i> .....	23
6.5.	COMPARACIÓN DE SOLUCIONES PROPUESTAS.....	26
7.	PROYECTO GEOTÉCNICO.....	28
7.1.	DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES.....	28
7.1.1.	<i>Solución de Cimentaciones Escogida</i> .....	28
7.1.2.	<i>Zapatas y Encepados Bajo las Pilas</i> .....	28
7.1.3.	<i>Cimentación Estribo Este</i> .....	31
7.1.4.	<i>Cimentación Estribo Oeste</i> .....	32
7.2.	COMPROBACIÓN POR ESTABILIDAD GLOBAL ESTRIBO OESTE.....	35
8.	CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	37
8.1.	INTRODUCCIÓN.....	37
8.2.	FUNCIONAMIENTO RESISTENTE DE LA ESTRUCTURA.....	37
8.3.	BASES DE CÁLCULO.....	37
8.3.1.	<i>Situaciones de Proyecto</i> .....	37
8.3.2.	<i>Estados Límite</i> .....	38
8.4.	MATERIALES.....	38
8.4.1.	<i>Características Mecánicas de los Materiales</i> .....	38
8.4.2.	<i>Durabilidad de los Materiales</i> .....	39
8.5.	ACCIONES.....	40
8.5.1.	<i>Valores Característicos de las Acciones</i> .....	40
8.5.2.	<i>Valores Representativos de las Acciones</i> .....	44
8.5.3.	<i>Valores de Cálculo de las Acciones</i> .....	44
8.6.	COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	44
8.6.1.	<i>Estados Límite Últimos (ELU)</i> .....	44
8.6.2.	<i>Estados Límite de Servicio (ELS)</i> .....	44
8.7.	GEOMETRÍA DEL MODELO.....	45
8.7.1.	<i>Geometría del Modelo de Barras</i> .....	45
8.7.2.	<i>Condiciones de Contorno</i> .....	46
8.7.3.	<i>Secciones Transversales</i> .....	46
8.8.	INTRODUCCIÓN DE CARGAS.....	49
8.9.	ESFUERZOS DE DIMENSIONAMIENTO.....	55
8.9.1.	<i>Fase Constructiva</i> .....	55
8.9.2.	<i>Cargas Permanentes</i> .....	56
8.9.3.	<i>Tren de Cargas Ferroviarias</i> .....	58
8.9.4.	<i>Cargas No Ferroviarias</i> .....	59
8.9.5.	<i>Cargas Horizontales Debidas al Tráfico</i> .....	60
8.9.6.	<i>Viento</i> .....	62
8.9.7.	<i>Nieve</i> .....	64
8.9.8.	<i>Acciones Térmicas</i> .....	64
8.9.9.	<i>Pretensado</i> .....	65
8.10.	DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO DEL TABLERO.....	65
8.10.1.	<i>Dimensionamiento del Pretensado</i> .....	65
8.10.2.	<i>Dimensionamiento de la Armadura a Cortante</i> .....	75
8.10.3.	<i>Dimensionamiento de la Armadura Transversal del Diafragma</i> .....	76
8.10.4.	<i>Dimensionamiento de la Armadura Transversal de las Losas</i> .....	78
8.10.5.	<i>Dimensionamiento de la Armadura Longitudinal por Torsión</i> .....	81
8.10.6.	<i>Cálculo de la Cuantía de Armadura a Flexión Mínima</i> .....	81



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



8.10.7.	<i>Comprobación del Estado Límite de Fisuración</i>	82
8.10.8.	<i>Comprobación del Estado Límite de Deformación y Vibraciones</i>	83
8.10.9.	<i>Comprobación del Estado Límite de Equilibrio</i>	86
8.11.	<b>DIMENSIONAMIENTO DE DISPOSITIVOS DE APOYO</b>	86
8.11.1.	<i>Acciones sobre cada Apoyo</i>	87
8.12.	<b>JUNTAS DE DILATACIÓN</b>	88
8.13.	<b>DIMENSIONAMIENTO DE PILAS</b>	88
8.13.1.	<i>Cabecera</i>	88
8.13.2.	<i>Armadura a Flexión</i>	89
8.13.3.	<i>Armadura a Cortante</i>	91
8.14.	<b>DIMENSIONAMIENTO DEL ESTRIBO</b>	91
8.14.1.	<i>Dimensionamiento del Muro</i>	92
8.14.2.	<i>Dimensionamiento de la Cimentación</i>	97
8.14.3.	<i>Pretensado de Anclaje</i>	101
8.14.4.	<i>Dimensionamiento de la Viga de Anclaje</i>	102
8.15.	<b>DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA</b>	103
9.	<b>PLAN DE OBRA</b>	107
9.1.	<b>INTRODUCCIÓN</b>	107
9.2.	<b>ACTIVIDADES DE OBRA</b>	107
9.2.1.	<i>Construcción de Accesos, Parque de Fabricación e Instalaciones de Oficinas</i>	107
9.2.2.	<i>Replanteo y Movimiento de Tierras</i>	107
9.2.3.	<i>Ejecución de las Cimentaciones</i>	108
9.2.4.	<i>Ejecución de Estribos</i>	108
9.2.5.	<i>Ejecución de Pilas</i>	108
9.2.6.	<i>Ejecución del Tablero</i>	108
9.2.7.	<i>Ejecución de Caminos de Acceso al Puente</i>	110
9.3.	<b>PROCESO CONSTRUCTIVO</b>	110
	<b>CONCLUSIONES</b>	112
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	113
	<b>ANEXO A: PLANOS</b>	115
	<b>ANEXO B: CÁLCULO DE LAS SOLUCIONES PROPUESTAS</b>	146
	<b>ANEXO C: ESTUDIO GEOTÉCNICO</b>	162
	<b>ANEXO D: ANÁLISIS DINÁMICO</b>	168
	<b>ANEXO E: COEFICIENTES DE FLUENCIA Y RETRACCIÓN</b>	174
	<b>ANEXO F: PÉRDIDAS DEL PRETENSADO</b>	177
	<b>ANEXO G: DIAGRAMA DE GANTT</b>	188



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig 1. Red de Carreteras de Alta Capacidad. Objetivo	3
Fig 2. Líneas con Servicio Media Distancia 2017	4
Fig 3. Ubicación de los Vértices Geodésicos más Cercanos al Proyecto	6
Fig 4. Climograma de Bailo	7
Fig 5. Diagrama de Temperatura de Bailo	8
Fig 6. Ubicación de la Estación de Aforo de la Confederación Hidrográfica del Ebro	10
Fig 7. Croquis de las Secciones en Hec-Ras	11
Fig 8. Sección a 900m para el Caudal Medio Ordinario	13
Fig 9. Sección a 900m para el Caudal Correspondiente a un Periodo de Retorno de 500 años	13
Fig 10. Sección Transversal del Tablero. Alternativa Cajón de Hormigón	19
Fig 11. Sección Transversal Pila. Alternativa Cajón de Hormigón	19
Fig 12. Sección Transversal del Tablero Tramo Extradosado. Alternativa Puente Extradosado	22
Fig 13. Sección Transversal del Tablero Tipo. Alternativa Puente Cajón Mixto	25
Fig 14. Modelo 2. Superficie de Deslizamiento con el Coeficiente de Seguridad Más Bajo ( $F = 1.359$ )	36
Fig 15. Modelo de Barras del Viaducto	46
Fig 16. Asignación de Secciones a las Barras del Modelo	46
Fig 17. Sección del Cajón de Hormigón Ubicado sobre las Pilas	47
Fig 18. Propiedades Mecánicas de la Sección de Cajón sobre Pilas	47
Fig 19. Sección del Cajón de Hormigón en Centro de Vano	47
Fig 20. Propiedades Mecánicas de la Sección de Cajón en Centro de Vano	47
Fig 21. Sección del Cajón de Hormigón Intermedia	48
Fig 22. Propiedades Mecánicas de la Sección de Cajón Intermedia	48
Fig 23. Dimensiones de la Sección Pila 1	48
Fig 24. Dimensiones de la Sección Pila Transversal e Inferior	48
Fig 25. Dimensiones de la Sección Pila 2	49
Fig 26. Dimensiones de la Sección Pila 3	49
Fig 27. Peso Propio sobre el Modelo	49
Fig 28. Esfuerzos Verticales de la Carga Muerta sobre el Modelo	50
Fig 29. Esfuerzos Flectores de la Carga Muerta sobre el Modelo	50
Fig 30. Sobrecarga Uniforme del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Momento Flector Pésimo sobre la Pila 16	50
Fig 31. Sobrecarga Puntual del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Momento Flector Pésimo sobre la Pila 16	51
Fig 32. Sobrecarga Uniforme del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Momento Flector Pésimo en el Centro de Vano 17	51
Fig 33. Sobrecarga Puntual del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Momento Flector Pésimo en el Centro de Vano 17	51
Fig 34. Sobrecarga Uniforme del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Esfuerzo Cortante Pésimo sobre la Pila 16	52
Fig 35. Sobrecarga Puntual del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Esfuerzo Cortante Pésimo sobre la Pila 16	52
Fig 36. Carga de Frenado sobre el Modelo	53
Fig 37. Carga de Arranque sobre el Modelo	53
Fig 38. Fuerza Centrífuga para Obtener los Esfuerzos Pésimos en la Pila 13	53
Fig 39. Efecto de Lazo para Obtener los Esfuerzos Pésimos en la Pila 13	54
Fig 40. Viento Longitudinal sobre el Tablero	54
Fig 41. Viento Transversal sobre el Tablero	54
Fig 42. Viento Vertical Hacia Arriba sobre el Tablero	54
Fig 43. Viento Vertical Hacia Abajo sobre el Tablero	55



# PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Fig 44. Viento Longitudinal y Transversal sobre una Pila	55
Fig 45. Sobrecarga Uniforme del Pretensado de Segunda Fase	55
Fig 46. Ley de Momentos Flectores. Volado de un Sexto de Vano	56
Fig 47. Ley de Momentos Flectores. Volado de todo el Vano sin Apoyar en la Siguiente Pila	56
Fig 48. Ley de Momentos Flectores. Cargas Permanentes	57
Fig 49. Ley de Esfuerzos Cortantes. Cargas Permanentes	57
Fig 50. Ley de Momentos Torsores. Cargas Permanentes	58
Fig 51. Ley de Momentos Flectores. Tren de Cargas Ferroviarias	58
Fig 52. Ley de Esfuerzos Cortantes. Tren de Cargas Ferroviarias	59
Fig 53. Ley de Momentos Torsores. Tren de Cargas Ferroviarias	59
Fig 54. Ley de Momentos Flectores. Carga de Frenado	60
Fig 55. Ley de Esfuerzos Cortantes en el Estribo Oeste. Carga de Frenado	60
Fig 56. Ley de Momentos Torsores. Fuerza Centrifuga	61
Fig 57. Leyes de Esfuerzos Cortantes y de Momentos Flectores en la Pila 13. Fuerza Centrifuga	61
Fig 58. Ley de Momentos Torsores. Efecto de Lazo sobre la Pila 13	61
Fig 59. Leyes de Esfuerzos Cortantes y de Momentos Flectores en la Pila 13. Efecto de Lazo	62
Fig 60. Ley de Momentos Flectores en el Tablero. Viento Vertical Hacia Abajo	62
Fig 61. Ley de Momentos Torsores. Viento Transversal	63
Fig 62. Leyes de Esfuerzos Cortantes y de Momentos Flectores en la Pila 13. Viento Transversal en el Tablero	63
Fig 63. Leyes de Esfuerzos Cortantes y de Momentos Flectores en la Pila 13. Viento Transversal en la Pila	64
Fig 64. Ley de Momentos Flectores. Acciones Térmicas	65
Fig 65. Ley de Momentos Flectores. Pretensado	65
Fig 66. Sección Efectiva del Tablero sobre Apoyos	66
Fig 67. Hoja de Excel Utilizada para la Comprobación de las Tensiones en el Tablero	68
Fig 68. Croquis del Pretensado en los Primeros Vanos	71
Fig 69. Croquis del Pretensado Colocado en los Últimos Vanos	71
Fig 70. Compatibilidad de Deformaciones y Equilibrio de Axil en una Sección del Tablero Bajo un Momento Flector Positivo	74
Fig 71. Compatibilidad de Deformaciones y Equilibrio de Axil en una Sección del Tablero Bajo un Momento Flector Negativo	74
Fig 72. Modelo de Bielas y Tirantes del Diafragma	76
Fig 73. Variables empleadas en el cálculo	77
Fig 74. Modelo de la Losa Superior Completa y de un Volado de Esta	78
Fig 75. Modelo 1. Momentos Flectores Transversales en Situación Transitoria	79
Fig 76. Modelo 1. Momentos Flectores Transversales en Situación Accidental 1	79
Fig 77. Modelo 1. Momentos Flectores Transversales en Situación Accidental 2	79
Fig 78. Modelo 2. Momentos Flectores Transversales en Situación Transitoria	79
Fig 79. Modelo 2. Momentos Flectores Transversales en Situación Accidental 2	80
Fig 80. Valores Mínimos del Cociente entre la Luz del Vano (L) y la Deformación Vertical Máxima ( $\delta$ ) por Condiciones de Confort de los Viajeros, en Función de la Velocidad de Proyecto V. Estructura Isostática con $n \geq 3$ Vanos; $bv = 1.0 \text{ m/s}^2$	86
Fig 81. Modelo de Bielas y Tirantes de la Cabecera	88
Fig 82. Diagrama de Interacción de la Pila	90
Fig 83. Disposición de Aparatos de Apoyo y Carga Uniforme Equivalente del Modelo	92
Fig 84. Modelo para Vigas de Gran Canto Continuas.	93
Fig 85. Modelo de Elementos Finitos para Calcular los Esfuerzos de Frenado que se Transmiten al Muro del Estribo	94
Fig 86. Croquis de la Situación: Carga Horizontal Máxima	95
Fig 87. Modelo de Elementos Finitos para el Muro del Estribo Oeste	95
Fig 88. Momentos Flectores M11. Muro del Estribo Oeste.	95





# PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Fig 89. Momentos Flectores M22. Muro del Estribo Oeste	96
Fig 90. Diagrama de Interacción del Muro del Estribo	96
Fig 91. Modelo de Elementos Finitos. Zapata del Estribo	99
Fig 92. Momentos Flectores M22. Zapata del Estribo. Situación 1: Máxima Reacción sobre el Tal	99
Fig 93. Momentos Flectores M22. Zapata del Estribo. Situación 2: Mínima Reacción sobre el Talón	99
Fig 94. Viga de Anclaje. Momentos Flectores M11 en el Modelo 1	102
Fig 95. Viga de Anclaje. Momentos Flectores M22 en el Modelo 1	102
Fig 96. Viga de Anclaje. Momentos Flectores M11 en el Modelo 2	103
Fig 97. Viga de Anclaje. Momentos Flectores M22 en el Modelo 2	103
Fig 98. Modelo de Elementos Finitos de Zapata bajo Pilas	104
Fig 99. Zapata bajo Pilas. Momentos Flectores M11 y M22	105
Fig 100. Zapata bajo Pilas. Esfuerzos Cortantes V13 y V23	105

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características de los Vértices Geodésicos Utilizados en el Proyecto	6
Tabla 2. Precipitación Máxima para Distintos Tiempos de Retorno	9
Tabla 3. Datos Geográficos de la Estación de Aforo Javierregay	11
Tabla 4. Datos Hidrológicos de la Estación de Aforo Javierregay	11
Tabla 5. Tiempos de Retorno Empleados y Caudales Correspondientes	11
Tabla 6. Definición Geométrica de la Sección a 900m	12
Tabla 7. Geometría de la Banqueta de Balasto	16
Tabla 8. Presupuesto Aproximado de la Alternativa Puente Cajón de Hormigón	20
Tabla 9. Presupuesto Aproximado de la Alternativa Puente Extradado	23
Tabla 10. Presupuesto Aproximado de la Alternativa Puente Cajón Mixto	26
Tabla 11. Normalización del Criterio Económico de las Alternativas	26
Tabla 12. Análisis Multicriterio de las Alternativas	27
Tabla 13. Características de las Cimentaciones Escogidas	28
Tabla 14. Esfuerzos Resultantes sobre la Cimentación de la Pila Crítica. Situación: Axil Máximo de Cálculo	29
Tabla 15. Esfuerzos Resultantes sobre la Cimentación de la Pila Crítica. Situación: Momento Flector Transversal Máximo	29
Tabla 16. Esfuerzos Resultantes sobre la Cimentación de la Pila Crítica. Situación: Momento Flector Longitudinal Máximo	29
Tabla 17. Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento en la Zapata de Pila Crítica	30
Tabla 18. Esfuerzos Axiales sobre los Pilotes de la Cimentación Profunda Crítica	30
Tabla 19. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Este. Situación: Fuerza Vertical Máxima	31
Tabla 20. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Este. Situación: Fuerza Vertical Mínima	31
Tabla 21. Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento de la Zapata del Estribo Este	31
Tabla 22. Comprobación del Modo de Fallo de Deslizamiento de la Zapata del Estribo Este	32
Tabla 23. Comprobación del Modo de Fallo de Vuelco de la Zapata del Estribo Este	32
Tabla 24. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Oeste. Situación: Carga Vertical Máxima	33
Tabla 25. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Oeste. Situación: Fuerza Longitudinal Máxima (Axil Mínimo)	33
Tabla 26. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Oeste. Situación: Fuerza Longitudinal Mínima	33
Tabla 27. Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento de la Zapata del Estribo Oeste	34
Tabla 28. Comprobación del Modo de Fallo de Deslizamiento de la Zapata del Estribo Oeste	34
Tabla 29. Comprobación del Modo de Fallo de Vuelco de la Zapata del Estribo Oeste	34
Tabla 30. Ubicación y Magnitud de las Cargas Aplicada sobre el Modelo de GeoStudio para la Comprobación de la Estabilidad Global del Estribo Oeste.	36



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Tabla 31. Hormigones a emplear en el Proyecto Constructivo	39
Tabla 32. Características Mecánicas del Acero Activo a Emplear	39
Tabla 33. Valores de las Variables Utilizadas en el Cálculo de los Empujes del Viento sobre la Estructura	43
Tabla 34. Combinaciones de Acciones Utilizadas.	44
Tabla 35. Momentos Flectores. Volado de un Sexto de Vano. Puente en Construcción	56
Tabla 36. Momentos Flectores. Volado de todo el Vano sin Apoyar en la Siguiete Pila. Puente en Construcción	56
Tabla 37. Momentos Flectores. Cargas Permanentes	57
Tabla 38. Esfuerzos Cortantes. Cargas Permanentes	57
Tabla 39. Momentos Torsores. Cargas Permanentes	58
Tabla 40. Momentos Flectores. Tren de Cargas Ferroviarias	58
Tabla 41. Esfuerzos Cortantes. Tren de Cargas Ferroviarias	59
Tabla 42. Momentos Torsores. Tren de Cargas Ferroviarias	59
Tabla 43. Esfuerzos Flectores, Cortantes y Torsores. Cargas No Ferroviarias	59
Tabla 44. Momentos Flectores. Carga de Frenado	60
Tabla 45. Momentos Torsores. Fuerza Centrifuga	61
Tabla 46. Esfuerzos Cortantes y Flectores en la Pila 13- Fuerza Centrifuga	61
Tabla 47. Momentos Torsores. Efecto de Lazo	62
Tabla 48. Esfuerzos Cortantes y Flectores en la Pila 13. Efecto de Lazo	62
Tabla 49. Momentos Flectores. Viento Longitudinal	62
Tabla 50. Momentos Flectores. Viento Vertical Hacia Abajo	63
Tabla 51. Momentos Torsores. Viento Transversal	63
Tabla 52. Esfuerzos Cortantes y Flectores en la Pila 13. Viento Transversal en el Tablero	64
Tabla 53. Esfuerzos Cortantes y Flectores en la Pila 13. Viento Transversal en la Pila	64
Tabla 54. Esfuerzos Flectores y Cortantes. Nieve	64
Tabla 55. Momentos Flectores. Acciones Térmicas	65
Tabla 56. Momentos Flectores. Pretensado de Segunda Fase	65
Tabla 57. Disposición y Características del Pretensado de Primera Fase	68
Tabla 58. Momentos Flectores de Dimensionamiento del Pretensado de Segunda Fase	70
Tabla 59. Disposición y Características del Pretensado de Segunda Fase	71
Tabla 60. Tensiones en Servicio en las Secciones del Tablero	71
Tabla 61. Momentos Flectores de Dimensionamiento. Peso propio	72
Tabla 62. Tensiones en las Secciones del Tablero Luego del Tesado del Pretensado de Segunda Fase	72
Tabla 63. Propiedades Mecánicas de los Materiales del Tablero	73
Tabla 64. Deformaciones, Tensiones y Esfuerzos de los Tendones. Rotura por Flexión. Sección de Momento Flector Positivo	73
Tabla 65. Deformaciones, Tensiones y Esfuerzos de los Tendones. Rotura por Flexión. Sección de Momento Flector Negativo	74
Tabla 66. Esfuerzos Cortantes y Torsores de Dimensionamiento. Armadura por Cortante de las Almas del Tablero	75
Tabla 67. Ángulos y Axiles de las Barras del Modelo de Bielas y Tirantes del Diafragma. Convenio de Signos: (+) Tracción, (-) Compresión	76
Tabla 68. Esfuerzos Cortante y Torsor de Dimensionamiento. Armadura Transversal de las Losas	78
Tabla 69. Esfuerzos Flectores de Dimensionamiento. Armadura Transversal de las Losas	80
Tabla 70. Acero Necesario por Cortante y Flexión en las Losas del Tablero	80
Tabla 71. Tensiones en las Secciones del Tablero. Fase Constructiva	82
Tabla 72. Tensiones en las Secciones del Tablero Luego de Tensado los Tendones de Segunda Fase	82
Tabla 73. Tensiones en las Secciones del Tablero. Fase de Servicio	83
Tabla 74. Contraflechas a Emplear	83
Tabla 75. Contragiros a Emplear	84
Tabla 76. Características de los Apoyos sobre Estribos	87



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTO DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Tabla 77. Características de los Apoyos sobre Pilas	87
Tabla 78. Esfuerzos sobre los Apoyos sobre Estribos	87
Tabla 79. Esfuerzos sobre los Apoyos Guiados sobre Pilas	87
Tabla 80. Contracción y Expansión de la Junta de Dilatación	88
Tabla 81. Ángulos y Axiles de las Barras del Modelo de Bielas y Tirantes de la Cabecera. Convenio de Signos: (+) Tracción, (-) Compresión	89
Tabla 82. Esfuerzos Axiales y Flectores de Dimensionamiento. Armadura Longitudinal de la Pila	89
Tabla 83. Esfuerzos Cortantes de Dimensionamiento. Cercos de la Pila	91
Tabla 84. Esfuerzos Axiles en los Aparatos de Apoyo del Estribo Oeste	93
Tabla 85. Reacciones de los Apoyos que Simulan el Muro del Estribo Oeste en el Modelo de EF para Calcular los Esfuerzos de Frenado que se Transmiten a este Elemento.	94
Tabla 86. Esfuerzos Axiles, Flectores y Cortantes de Dimensionamiento. Armadura del Muro del Estribo Oeste	96
Tabla 87. Esfuerzos Aplicados sobre la Cimentación del Estribo Oeste. Situación: Máxima Reacción del Terreno sobre el Talón de la Zapata	98
Tabla 88. Esfuerzos Aplicados sobre la Cimentación del Estribo Oeste. Situación: Mínima Reacción del Terreno sobre el Talón de la Zapata	98
Tabla 89. Distribución de las Tensiones del Terreno Sobre el Plano de Cimentación del Estribo Oeste	98
Tabla 90. Esfuerzos Flectores y Cortantes de Dimensionamiento. Armadura en la Zapata del Estribo Oeste	99
Tabla 91. Esfuerzos Flectores y Cortantes de Dimensionamiento. Armadura de la Viga de Anclaje	103
Tabla 92. Esfuerzos sobre la Zapata Más Crítica Bajo las Pilas	104
Tabla 93. Distribución de Tensiones del Terreno sobre el Plano de Cimentación de la Zapata Más Crítica Bajo las Pilas	104
Tabla 94. Esfuerzos Flectores y Cortantes de Dimensionamiento. Armadura de la Zapata Más Crítica Bajo las Pilas	105



## 1. Alcance y Justificación del Proyecto

El objetivo principal del presente trabajo es la realización del proyecto constructivo de una estructura que permita salvar el río Aragón Subordán y prestar servicio a un ferrocarril de alta velocidad para conectar las ciudades de Jaca y Pamplona.

Debido a que se trata de un puente de gran longitud, este documento tiene como capítulo más importante el referente al cálculo de estructuras. Sin embargo, para poder realizar este se estudiaron los distintos condicionantes del diseño, entre los que destacan los topográficos, los hidráulicos, los climatológicos, los hidrológicos, los geotécnicos, los normativos y los geométricos.

Con respecto al apartado estructural, no se diseñarán todos los elementos de la estructura, sino que se dimensionarán las armaduras para aquellos elementos más significativos, debido a que se trata de un proyecto con carácter académico en el que se quiere demostrar la capacidad del estudiante para diseñar cada tipo de elemento presente en una estructura como la proyectada. En otras palabras, se diseñará solo la pila más crítica; los vanos del tablero con situaciones más desfavorables; un único diafragma, una única cimentación y un solo estribo.

Finalmente se realizará un plan de obra, en el que se explicará no solo el programa a seguir, a grandes rasgos, de la construcción; sino también el procedimiento constructivo que se seguirá, el cual condiciona el diseño, por lo que es preciso que se realice la ejecución de obra como se indica en el capítulo “Plan de Obra”.

Por otro lado, la razón principal para la construcción de este puente es dar el soporte para que una línea ferroviaria de alta velocidad pueda salvar el río Aragón Subordán, esto trae consigo los siguientes beneficios:

- Enriquecimiento económico y social en la región, pues otorgará la posibilidad de una comunicación más veloz y eficaz entre las localidades que conecta
- Crecimiento en lo que respecta a la cohesión social en la esta región y a la accesibilidad de las localidades que conecta la línea con el resto de España.
- Promoción de un medio de transporte sostenible y moderno, además significa para los habitantes de Huesca y Pamplona la posibilidad de un transporte intermodal.



## 2. Antecedentes, Normativa y Situación Actual

### 2.1. Introducción

En el presente capítulo se describen, en primer lugar, los antecedentes administrativos y técnicos del Proyecto ubicado en Huesca – Aragón. En segundo lugar, se detalla la situación actual en cuanto al transporte interurbano de pasajeros en dicha zona.

### 2.2. Antecedentes

#### 2.2.1. Antecedentes Administrativos

Al ser el presente proyecto ficticio, los antecedentes que se detallan a continuación corresponden a un puente que forma parte de la Autovía del Pirineo A-21, actualmente en construcción, que une Pamplona con Jaca. Es decir, el puente de carretera que se utiliza como base.

La cronología de los diferentes documentos utilizados que constituyen los antecedentes administrativos del proyecto se detalla a continuación:

##### 1. PEIT (2005)

El Plan de Estructuras de Infraestructuras y Transporte 2005 es una herramienta de planificación de carácter de plan estratégico con un horizonte temporal de medio-largo plazo.

El PEIT, principalmente, señala un déficit de accesibilidad en el territorio español. Así pues, territorios periféricos y transfronterizos como los que permite conectar el puente en proyecto cuentan con escasas alternativas de movilidad.

##### - Opciones Estratégicas

El Ministerio de Fomento en el PEIT (2005) menciona que el objetivo de reequilibrio territorial del sistema de transporte puede abordarse con dos estrategias. La primera consistiría en la densificación o mallado de cada una de las redes modales. La segunda, en la consideración integrada del conjunto de redes y servicios de transporte, con independencia de su titularidad o de su carácter modal. (p. 48)

##### - Actuaciones

El PEIT presenta sus principales actuaciones en lo que respecta a infraestructuras de transporte; en este se muestra que en carreteras se tenía planificado una actuación interurbana de altas prestaciones desde Jaca hacia la frontera entre Navarra y Aragón, de donde comienza la red de carreteras comunitaria de Navarra, pasando sobre el río Aragón Subordán en el Municipio Puente la Reina de Jaca.

##### 2. PITVI (2012-2024)

El Plan de Infraestructuras, Transporte y Vivienda es un nuevo documento de carácter estratégico que cambia la visión anterior que se tenía en el PEIT, pues es una herramienta elaborada luego de la crisis económica que atravesó España.

El Ministerio de Fomento en el PITVI (2013) reconoce la necesidad de una planificación estratégica en el momento actual tiene un enfoque sustancialmente diferente, en el cual las necesidades de inversión están orientados al reequilibrio del sistema, excesivamente dominado por la carretera, y hacia la optimización funcional de su conjunto. (p. 19)

- Objetivos Estratégicos

Los grandes objetivos estratégicos del PITVI dentro de un marco de planificación de infraestructuras y transportes de España son: Eficiencia, desarrollo económico, movilidad sostenible, cohesión y accesibilidad territorial, e integración funcional.

- Actuaciones

El PITVI representa sus actuaciones en carreteras de altas prestaciones en la siguiente imagen. Como se puede observar se sigue actuando en el tramo Jaca-Pamplona, a pesar de que este plan es más restrictivo en lo que respecta a los recursos con los que se cuenta, lo que demuestra la necesidad de la construcción de la vía y el puente sobre el Río Aragón Subordán.



*Fig 1. Red de Carreteras de Alta Capacidad. Objetivo  
Tomado del Plan de Infraestructuras, Transporte y Vivienda 2012-2024 (2015)*

## 2.2.2. Antecedentes Técnicos

Para la redacción del presente proyecto constructivo se han tenido en cuenta los siguientes normativas, instrucciones y recomendaciones.

- Ministerio de Fomento
  - EHE-08 Instrucción Española de Hormigón Estructural
  - GCOC. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera
  - IAPF Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de Ferrocarril
  - RPX-95 Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carreteras
- Adif

- IGP-3 Instrucciones y Recomendaciones Sobre Trazado
- NAP 1-2-0.3 Norma Adif Plataforma Climatología, Hidrología y Drenaje
- NAP 1-2-2.0 Norma Adif Plataforma Cartografía y Topografía para Proyectos de Plataforma

## 2.3. Situación Actual

### 2.3.1. Infraestructuras Existentes

El siguiente apartado se describe la situación presente en lo que respecta a infraestructuras de transporte en la Comunidad Autónoma de Aragón.

Con respecto a los tramos de ferrocarril de Alta Velocidad disponibles en este momento; a continuación, se representan los recorridos de media distancia en España. Observando este gráfico, la idea de un servicio Avant Huesca-Jaca-Pamplona que transite en un puente sobre el río Subordán Aragón es coherente y permite una cohesión territorial y un transporte jerarquizado



Fig 2. Líneas con Servicio Media Distancia 2017

Tomado del Informe 2017 del Observatorio del Ferrocarril en España (2018)

### 2.3.2. Descripción de la Movilidad Actual

Para concluir se presenta enseguida la situación actual de movilidad de viajeros en el territorio de Aragón. De acuerdo al Instituto Aragonés de Estadística (IAEST), en Aragón el transporte interurbano de ferrocarril de alta velocidad es bastante importante, así se tiene que, aproximadamente un millón seiscientos mil (1 600 000) viajeros de larga distancia parten y llegan a la comunidad autónoma; de estos, 44 000 tienen como origen y destino la provincia de Huesca. Esto refuerza la idea de un servicio Avant que recorra el tramo Huesca-Jaca-Pamplona, puesto que se aprovecha la infraestructura ya existente y se aumentaría el número de viajeros en el tramo Huesca-Zaragoza.



### 3. Cartografía, Topografía y Replanteo

#### 3.1. Introducción

El presente capítulo forma parte de los estudios previos que son precisos realizar para el desarrollo del Proyecto Constructivo Puente Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán. La cartografía final, que es el objetivo, debe mostrar con exactitud el emplazamiento.

En los apartados siguientes se presenta el procedimiento seguido para obtener una reproducción digital del terreno. En primer lugar, se realiza una investigación de la cartografía existente; a continuación, se detalla el procedimiento a seguir para efectuar un levantamiento topográfico, el cual debe realizarse en caso no se encuentre la información necesaria en el primer punto.

Finalmente, se presentan los vértices geodésicos, que son puntos geográficos que servirán como base para las subsiguientes actividades topográficas como el replanteo de la obra.

Los cálculos de coordenadas se realizarán a partir del sistema geodésico ETRS89 (Sistema de Referencia Terrestre Europeo 1989). La altimetría y planimetría se realizará con apoyo de vértices geodésicos del IGN.

#### 3.2. Datos de Partida

Se obtuvo la cartografía de IGN y de la Infraestructura de Datos Espaciales de Aragón (IDEAragón). A partir del servicio de descarga digital del IGN se ha obtenido la siguiente información:

- PNOA Máxima Actualidad: Mosaicos de ortofotos más recientes disponibles del Plan Nacional de Ortografía Aérea. El sistema geodésico de referencia es el ETRS89, proyección UTM en el huso correspondiente. Cada mosaico cubre una hoja del MTN50 (Mapa Topográfico Nacional 1:50000)
- MTN25 Ráster: Mapas de las últimas actualizaciones del Mapa Topográfico Nacional a escala 1:25000. Sistema geodésico de referencia ETRS89, proyección UTM en el huso correspondiente.
- BTN25: Base Topográfica Nacional a escala 1:25000. Sistema de referencia ETRS89, proyección UTM en el huso correspondiente. Es una base de datos tridimensional.
- Modelo Digital del Terreno MDT05: Modelo digital del terreno con paso de malla de 5m. Sistema geodésico de referencia ETRS89, proyección UTM en el huso correspondiente, también huso 30 extendido para hojas en los husos 29 y 31, alturas ortométricas.

Para el estudio de la zona se ha utilizado la hoja 176.





## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Para poder trabajar sobre estos planos, se debe trabajar con programas que sean capaces de utilizar modelos digitales del terreno. En este caso se han digitalizado las curvas de nivel a partir del MDT05, en formato .dgn, con una equidistancia de 1m.

### 3.3. Vértices Geodésicos

Es necesario implantar una Red de bases topográfica para desarrollar actividades sobre el terreno de alrededor del proyecto, como levantamientos topográficos o el replanteo de este.

Para el presente proyecto se utilizarán 4 vértices geodésicos obtenidos del Instituto Geográfico Nacional y que deben estar en adecuadas condiciones. A continuación, se presenta un resumen de sus características.

Tabla 1. Características de los Vértices Geodésicos Utilizados en el Proyecto

Nombre	Número	Localidad		Coordenadas UTM Huso30	
		Provincia	Municipio	X	Y
Berdún	17595	Huesca	Canal de Berdún	675249.454	4718173.968
Brasanes	17613	Huesca	Bailo	680129.990	4713301.690
San Juan de la Peña	17630	Huesca	Santa Cruz de los Serós	687387.213	4709074.281
Canet	17646	Huesca	Santa Cilia	689121.366	4719710.990



Fig 3. Ubicación de los Vértices Geodésicos más Cercanos al Proyecto

Se seleccionaron aquellos vértices que se encuentran más cercanos al proyecto.

## 4. Climatología, Hidráulica y Drenaje

### 4.1. Introducción

El siguiente capítulo tiene como objeto, desde el enfoque climatológico, recopilar y elaborar los datos necesarios para caracterizar el medio natural, de esta forma realizar los ajustes adecuados para diversas fases de proyecto. Desde el punto de vista hidrológico establece las bases de cálculo para el diseño de tuberías para el drenaje de aguas de lluvia. Por otro lado, el estudio hidráulico permitirá definir la cota del río que cruza el emplazamiento, así como limitar el dominio público hidráulico.

### 4.2. Climatología

#### 4.2.1. Estación Elegida

Los datos utilizados se obtuvieron de la estación Bailo (Huesca). Se ha seleccionado la estación Bailo porque es la más cercana y, además, facilita datos diarios de temperatura y precipitaciones desde el 2013. La altitud de la estación es de 722m y tiene la siguiente ubicación:

- Latitud 42°30'51''N
- Longitud 0°49'02''O

#### 4.2.2. Características Generales del Clima

El clima en la región es continental de interior con matices de montaña, la lluvia se muestra más acusada en los meses de abril y mayo. Asimismo, la temperatura media anual registrada en la estación de Bailo es de 13.0°C y la precipitación es de 615mm al año aproximadamente.

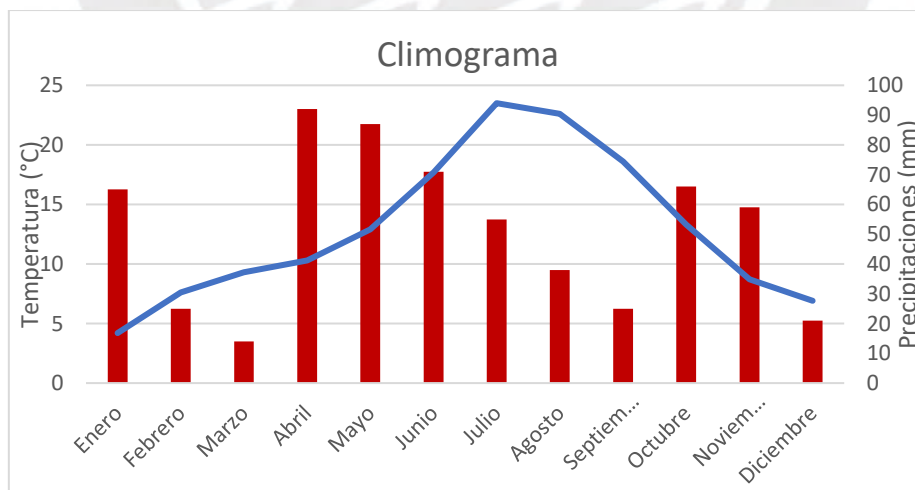


Fig 4. Climograma de Bailo

El mes más seco es marzo con 14mm, mientras que el más húmedo es abril con 92mm. Por otro lado, la máxima caída media es de 40mm del mes enero, el cual se presenta como un pico inusual entre meses con muy poca pluviometría.

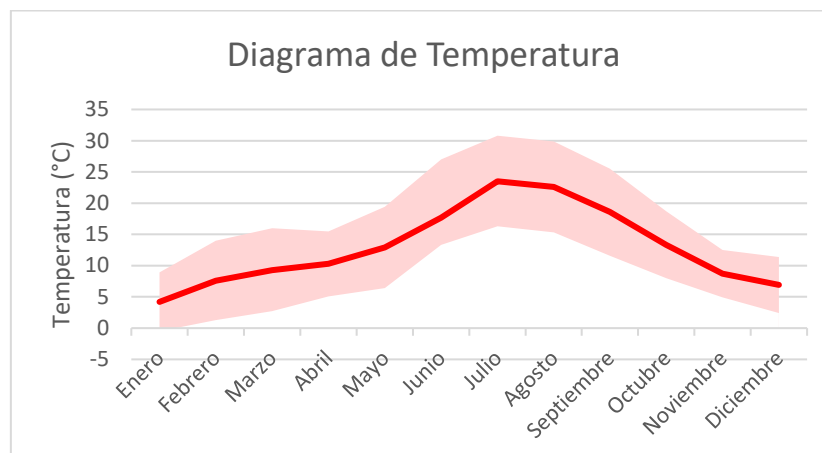


Fig 5. Diagrama de Temperatura de Bailo

El mes más caluroso es julio con una temperatura media anual de 23.5°C, mientras que el más frío es enero con 4.2°C. Asimismo, la temperatura máxima registrada el año anterior fue 38.3°C y la mínima de -4.2°C.

La diferencia de precipitaciones entre el mes más húmedo y el más seco es de 78mm; en cuanto a la temperatura media, esta varía durante todo el año en 19.3°C.

### 4.3. Hidrología

Este apartado tiene como objetivo calcular los caudales de escorrentía que se produzcan sobre el puente de ferrocarril, de tal forma que se puedan seleccionar los dispositivos y tuberías con la capacidad hidráulica suficiente para el drenaje de los mismos. Se considerará que el único caudal que se recogerá será el que caiga sobre su superficie.

#### 4.3.1. Pluviometría

La pluviometría se calculará siguiendo las recomendaciones de la Monografía “Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular” elaborada por el Ministerio de Fomento.

A continuación, se presenta el procedimiento seguido:

- Localización en los planos del punto geográfico deseado. El presente proyecto se encuentra ubicado en la región 0905.
- Estimación mediante las Isolíneas representadas del coeficiente de variación  $C_v$  y del valor medio  $P$  de la máxima precipitación diaria anual.  $C_v = 0.33$  y  $P_d = 55mm$
- Para el periodo de retorno deseado  $T$  y el valor de  $C_v$ , obtención del cuantil regional  $Y_t$  (También denominado “Factor de Amplificación  $K_T$ ” en el “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular” de 1997), mediante la figura 3.3 o el uso de la tabla 7.1 de la monografía.

$$Y_{t,T=2} = 0.927$$

$$Y_{t,T=5} = 1.209$$

$$Y_{t,T=10} = 1.415$$



$$Y_{t.T=25} = 1.686$$

$$Y_{t.T=50} = 1.915$$

$$Y_{t.T=100} = 2.144$$

$$Y_{t.T=200} = 2.388$$

$$Y_{t.T=500} = 2.724$$

- Realizar el producto del cuantil regional  $Y_t$  por el valor medio  $P_d$  obteniéndose  $X_t$ , es decir, el cuantil local buscado.

Tabla 2. Precipitación Máxima para Distintos Tiempos de Retorno

Periodo de Retorno (años)	$X_t$ (mm)	Periodo de Retorno (años)	$X_t$ (mm)
2	51.0	50	105.3
5	66.5	100	117.9
10	77.8	200	131.3
25	92.7	500	149.8

#### 4.3.2. Cálculo de Caudales

Siguiendo el método racional, el caudal máximo anual  $Q_T$ , correspondiente a un periodo de retorno T, se calcula mediante la fórmula:

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3.6}$$

Donde:

$Q_T$  ( $m^3/s$ ): Caudal Máximo anual correspondiente al periodo de retorno T, en el punto de desagüe.

$I(T, t_c)$  ( $mm/h$ ): Intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado T, para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración  $t_c$ , de la cuenca.

$C$  (*adimensional*): Coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie considerada.

$A$  ( $km^2$ ): Área de la cuenca o superficie considerada.

$K_t$  (*adimensional*): Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

De acuerdo con la Norma Adif Plataforma de Climatología, Hidrología y Drenaje los caudales máximos de drenaje longitudinal deben ser calculados para el periodo de retorno de 50 años, por tanto, se obtienen los siguientes valores para las variables presentadas en los apartados precedentes.

$$I(T, t) = I_d \cdot F_d = 4.39 \times 11.01 = 48.33 \text{ mm/h}$$

$$C = \frac{\left(\frac{105.3 \times 1}{0.834} - 1\right) \left(\frac{105.3 \times 1}{0.834} + 23\right)}{\left(\frac{105.3 \times 1}{0.834} + 11\right)^2} = 0.992$$

$$A = 0.013 \text{ km}^2$$

$$K_t = 1 + \frac{0.846^{1.25}}{0.846^{1.25} + 14} = 1.055$$

Finalmente, el caudal de drenaje del puente será:

$$Q_T = \frac{48.33 \times 0.992 \times 0.013 \times 1.055}{3.6} = 0.183 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.4. Hidráulica

El objetivo de este apartado es el de analizar el comportamiento hidráulico del río Aragón Subordán en el emplazamiento del puente. De este análisis se obtendrá como resultado la cota del puente sobre flujos con distintos periodos de retorno, así como la ubicación de los estribos, los cuales deberán ser construidos fuera del Dominio Público Hidráulico (DPH).

##### 4.4.1. Datos de Partida

##### 4.4.2. Caudales de Cálculo

Los caudales de referencia para el cálculo hidráulico han sido obtenidos del estudio realizado por el CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) del Mapa de Caudales Máximos en Régimen Natural (CauMax).

Se han elegido dos avenidas, una para obtener el gálibo vertical mínimo que debe tener el puente, con periodo de retorno de 500 años; y una para definir el Dominio Público Hidráulico (DPH), el cual se obtiene a partir del caudal medio ordinario (CMO), con periodo de retorno de 2.5 años.

La estación de aforo utilizada se trata de la 9061 denominada Río Subordán en Javierregay.



Fig 6. Ubicación de la Estación de Aforo de la Confederación Hidrográfica del Ebro

Tabla 3. Datos Geográficos de la Estación de Aforo Javierregay

Código: 9061	Municipio: Puente de la Reina	Provincia: Huesca
Hoja 1/50.000: 176	XUTM: 684410	YUTM: 4716466

Tabla 4. Datos Hidrológicos de la Estación de Aforo Javierregay

Río: Aragón Subordán	Sup. Cuenca Estación: 348 km <sup>2</sup>	Caudal Medio Anual: 11.283 m <sup>3</sup> /s
Tipo de Estación: Encauzamiento con Canal de Aguas Bajas	Nº de años con datos diarios: 56	

Se obtienen los siguientes caudales de cálculo del Caumax, en el emplazamiento donde se proyecta el viaducto de ferrocarril de alta velocidad:

Tabla 5. Tiempos de Retorno Empleados y Caudales Correspondientes

Tr (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
500	735
2.5 (CMO)	259

La información del ajuste de caudales realizado por el Caumax es:

- Tipo de Función Utilizada: Función de Valores Extremos Generalizada
- Procedimiento de Ajuste: Mínimos Cuadrados
- Expresión Algebraica

$$F(q) = \exp \left\{ - \left[ 1 - k \cdot \left( \frac{q - u}{\alpha} \right) \right]^{1/k} \right\}$$

Parámetro  $u$ : 206.798,  $k$ : -0.03,  $\alpha$ : 77.265

#### 4.4.3. Modelo Hec-Ras

A continuación, se presenta el modelo Hec-Ras utilizado para la determinación de las cotas que se alcanzará el río en el emplazamiento del proyecto, para esto es necesario realizar, previamente, una topografía del cauce por secciones transversales.

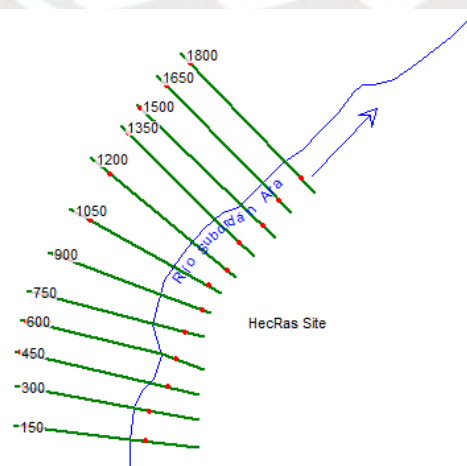


Fig 7. Croquis de las Secciones en Hec-Ras

El puente estará ubicado sobre la sección ubicada a 900m del trazado, el resto de secciones son calculadas para tener una mejor idea del entorno y el río.



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Tabla 6. Definición Geométrica de la Sección a 900m

Estación	Distancia (m)	Elevación (m)	Estación	Distancia (m)	Elevación (m)
1	0.00	620.09	20	653.96	609.94
2	0.85	620.00	21	658.13	609.94
3	48.41	617.17	22	663.18	609.93
4	70.07	616.06	23	670.91	609.91
5	78.24	615.60	24	671.66	609.91
6	102.45	614.24	25	673.06	609.92
7	119.01	613.39	26	691.15	610.00
8	158.27	611.60	27	718.85	611.39
9	164.81	611.28	28	720.04	611.43
10	169.27	611.06	29	744.85	612.72
11	193.39	610.00	30	755.10	612.96
12	194.17	610.00	31	760.49	613.11
13	392.06	609.40	32	767.59	613.31
14	411.43	609.34	33	794.36	614.60
15	537.36	609.70	34	801.52	614.76
16	580.19	609.81	35	817.48	615.53
17	614.30	609.90	36	830.12	616.16
18	647.30	609.95	37	839.83	616.61
19	651.17	609.95	38	841.25	616.67

Lo parámetros de cálculo considerados son los siguientes:

- Coeficiente de Manning:  $n = 0.035$
- Pendiente Media:  $39.39/4093.76 = 0.00962$
- Régimen Lento

El valor del Coeficiente de Manning  $n$  se tomó del documento “Hidráulica de Canales Abiertos” de Ven te Chow para ríos rectos con algunas piedras y pastos.

#### 4.4.4. Resultados

A continuación, se muestran los resultados de la cota alcanzada por el río Aragón Subordán en el emplazamiento del puente proyectado, para los dos periodos de retorno en estudio, el de 500 años y el de 2.5 años (CMO).

- Caudal Medio Ordinario =  $259 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Tr = 2.5 \text{ años}$  (DPH)

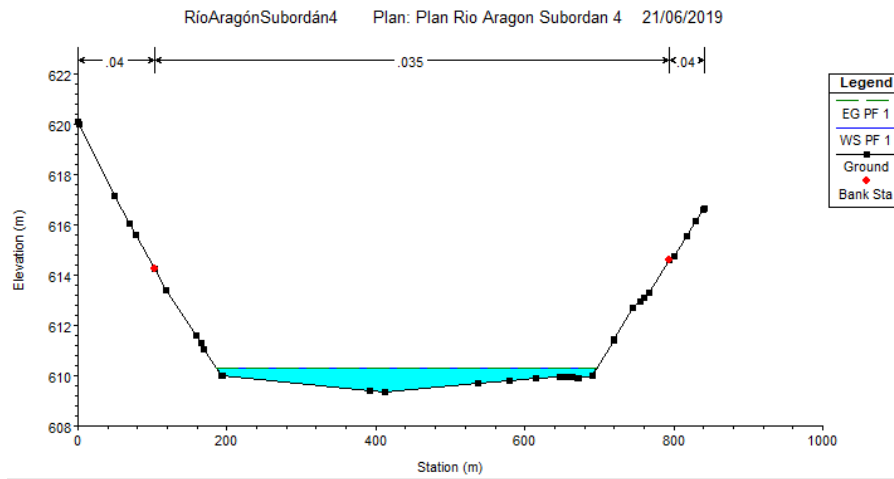


Fig 8. Sección a 900m para el Caudal Medio Ordinario

Cota alcanzada = 610.05 m. Cota que marca el límite del Dominio Público Hidráulico (DPH)

- Caudal =  $735 \text{ m}^3/\text{s}$ .  $Tr = 500 \text{ años}$

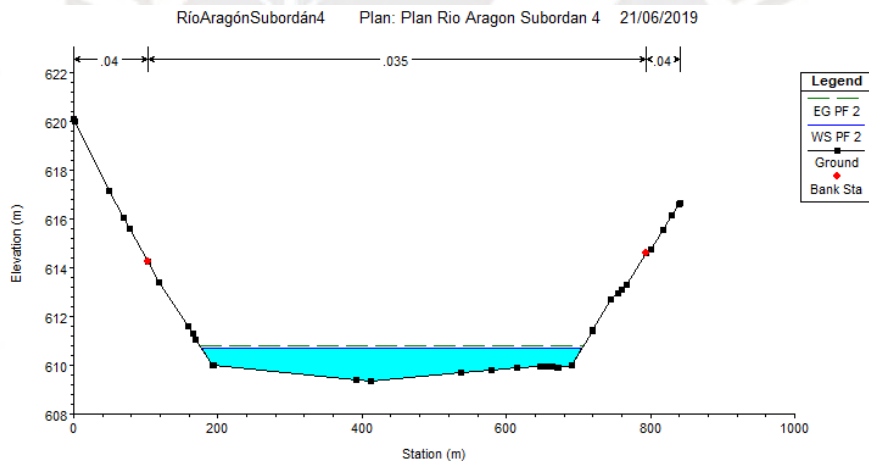


Fig 9. Sección a 900m para el Caudal Correspondiente a un Periodo de Retorno de 500 años

La cota alcanzada por este caudal es de 610.38m, por tanto, considerando un resguardo de 1.5m, que es el valor recomendado por la Norma Adif Plataforma de Climatología, Hidrología y Drenaje, la cota mínima del tablero es de 611.88m. que será superada ampliamente.

## 4.5. Drenaje del Tablero

### 4.5.1. Criterios Generales

El drenaje transversal del tablero se dará por gravedad, pues, a lo largo de todo el puente, el tablero tiene un peralte transversal del 2% desde el eje del trazado hacia las impostas.

El agua que llega transversalmente a las impostas se recogerá mediante sumideros dispuestos a ambos lados, los mismos que conducirán el agua hacia 2 colectores ubicados en el interior de la viga cajón.





Los colectores ubicados en el interior de la viga cajón deben ser visitables; asimismo, se debe disponer de bota aguas a lo largo de la estructura, para permitir el desagüe en caso de fugas de agua del colector. En el estribo este se reunirán todas las canalizaciones, desde donde se desaguarán para ser tratadas antes de ser vertidas a los ríos.

Todos los elementos del drenaje serán de PVC.

#### 4.5.2. Elementos de Drenaje Longitudinal

##### 4.5.2.1. Sumideros

Los sumideros se diseñaron como si se tratarán de bajantes pluviales, siguiendo las recomendaciones para edificaciones. El cálculo de la superficie atendida por cada bajante se realizará mediante la siguiente la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_s \cdot I}{100}$$

Donde:

$A_s$ : Superficie de Cálculo por cada Sumidero

$I$ : Intensidad de Precipitación según el mapa de la HS5. Este mapa da un valor de intensidad de precipitación mayor que nos deja del lado de la seguridad.

De acuerdo a la norma 5.2 IC la superficie de cálculo de cada sumidero será igual a la superficie vertiente de esta más el 30% de las superficies vertientes de hasta 3 sumideros aguas arriba.

Se disponen por tanto sumideros de 75 mm de diámetro espaciados cada 10.0 m. Esto da como resultado una superficie atendida  $S = 166,25 \text{ m}^2$  adecuada para el diámetro de bajante elegido.

##### 4.5.2.2. Colectores

Los colectores son elementos lineales y deben actuar como un canal, es decir en lámina libre. Se realizó su dimensionamiento mediante la fórmula de Manning, como es establecido en la norma 5.2 IC de drenaje superficial.

En el cálculo se comprobó que la capacidad hidráulica de las tuberías dispuestas en régimen uniforme para la sección llena es mayor al caudal de proyecto.

Se colocarán dos tuberías de PVC con un diámetro de 350 mm, esto da como resultado por cada colector la siguiente capacidad hidráulica:

$$Q_{CH} = \frac{J^{1/2} R_H^{2/3} S_{max}}{n} = \frac{0.00319^{1/2} \times 0.088^{2/3} \times 0.096}{0.01} = 0.107 \text{ m}^3/\text{s}$$

Mayor al caudal de proyecto  $Q_p = 0.092 \text{ m}^3/\text{s}$ .



## 5. Sección Tipo

### 5.1. Introducción

Una infraestructura ferroviaria consta de diferentes componentes. Para la elección de los elementos de la superestructura, así como la determinación de sus valores y parámetros de diseño se recurrieron a las normas vigentes. En el presente proyecto se seleccionó la vía en balasto, pues las velocidades que alcanzará el tren, no son muy elevadas.

### 5.2. Secciones Tipo

#### 5.2.1. Aspectos Generales de la Sección Transversal

La sección transversal planteada sobre el viaducto de ferrocarril de alta velocidad sobre el río Aragón Subordán es de doble vía y de ancho de vía UIC.

##### 5.2.1.1. Drenaje

El drenaje de los puentes estará conformado por sumideros, que serán de 75mm, y se ubicarán bajo el murete guardabalasto. Estos alimentarán dos tubos colectores que evacuarán las aguas.

##### 5.2.1.2. Impermeabilización

El sistema de impermeabilización de los tableros de viaductos de ferrocarril constará de:

- Sistema de Impermeabilización para la Zona de Vía

Consta de una imprimación del tablero, una membrana termosoldable de betún elastómero (4mm), armada con geotextil y protegida superficialmente por una capa de gránulos minerales y un sistema de protección exterior: Mezcla de aglomerado asfáltico.

- Sistema de Impermeabilización para el Resto del Tablero:

El resto del tablero se protegerá con una sola membrana termosoldable, protegida con gránulos minerales, que se extenderán hasta el borde exterior del tablero.

##### 5.2.1.3. Muretes Guardabalasto

Los muretes guardabalasto se diseñarán para contener el espesor de balasto máximo posible en el trasdós y permitir el drenaje de la banqueta de balasto. Se utilizarán de hormigón con un ancho mínimo de 20cm.

##### 5.2.1.4. Impostas y Barandillas

Las impostas son piezas prefabricadas de concreto armado para remate y terminación de los cantos de los tableros de las estructuras y tienen una función estética. Las barandillas se anclarán a estas y deben prolongar hasta que no haya riesgo de caída en altura vertical.



### 5.2.1.5. Canaletas, Arquetas y Cruces de Cable

Las canaletas para la instalación de cables contarán con un drenaje conectado al drenaje del puente. El material de las canaletas será de concreto.

### 5.2.2. Sección Transversal de Vía Sobre Balasto

En esta tipología, la sección tipo presenta las siguientes capas sobre viaductos: Emparrillado de Vía (Carril, Sujeción y Traviesas) y Balasto

Tabla 7. Geometría de la Banqueta de Balasto

Parámetro	Dimensión	Parámetro	Dimensión
Ancho de vía	1.435 m	Espesor Total de Banqueta	0.50 m
Distancia entre ejes de vía	4.70 m	Pendiente a dos aguas del tablero	2%
Ancho de tablero	14.00 m	Distancia poste catenaria a eje de vía	3.35 m
Hombro de Balasto	1.10 m	Distancia eje de canaleta a eje de vía	3.90 m
Talud de la banquetta	3H:2V		

Al ser un viaducto curvo, será necesario que la superficie de rodadura y por tanto la banquetta de balasto tengan un peralte que equilibre la fuerza centrífuga que experimenta el tren, esta puede generar, además de incomodidad en los viajeros, un descarrilamiento del vehículo.

De acuerdo al IGP-3 “Instrucciones y Recomendaciones sobre Trazado” para trazados con velocidad máxima de 250 km/h el peralte máximo es de 140mm y la máxima insuficiencia de peralte de 80mm.

El peralte de equilibrio teórico aproximado se calcula mediante la siguiente expresión:

$$z = \frac{a \cdot V^2}{g \cdot R} = 0.165m$$

Donde:

$z$ : Peralte de Equilibrio Teórico Aproximado

$a$ : Ancho entre ejes de carriles. Se calcula sumando el ancho de vía y el ancho del carril

$V$ : Velocidad de proyecto.  $R$ : Radio de curva

Como se observa supera el máximo recomendado, esto significa que se producirá una insuficiencia de peralte. La insuficiencia de peralte, es aquel déficit de peralte que provoca disconfort en el viajero, Adif limita esta aceleración a  $0.65 m/s^2$ .

$$I = \frac{a \cdot V_{max}^2}{g \cdot R} - z_p$$

Donde:

$I$ : Insuficiencia de Peralte.  $z_p$ : Peralte físico.

Se ha visto por conveniente utilizar los siguientes valores: para la insuficiencia de peralte  $I = 65mm$ , que es casi el límite, y para el peralte físico  $z_p = 100mm$ .



## 6. Predimensionamiento. Valoración de Soluciones

### 6.1. Introducción

El siguiente capítulo tiene como objetivo determinar la solución estructural más adecuada para salvar el río Aragón Subordán de las alternativas de viaducto propuestas. Para lo cual, en primer lugar, se realiza un predimensionamiento de las soluciones planteadas; así como, valoraciones tanto cuantitativas como cualitativas, con las que, a través de un procedimiento multicriterio, se seleccionará el viaducto a calcular.

### 6.2. Características Generales del Puente

De acuerdo con la hidráulica del río elaborada la cota inferior del tablero deberá ubicarse sobre los 612m; como los accesos al puente de la vía de ferrocarril se encuentran a cotas superiores, no existirán problemas debido a la cota inferior del tablero.

La longitud del puente es determinada por la tipología estructural de cada solución. Por otro lado, la pendiente del tablero es constante para todas las alternativas y tiene el valor de 0.32%; teniendo la vía como cotas, de acuerdo al trazado ferroviario, 619.9m y 623.4m de altitud para los puntos kilométricos 5+300 km y 6+400 km correspondientemente.

El viaducto sobre el río Aragón Subordán, además, se caracteriza por ser curvo; de acuerdo con el trazado en planta del ferrocarril, el radio de curvatura es de 4500m.

Finalmente, todas las soluciones planteadas presentan cimentaciones superficiales en los márgenes, mientras que, en el lecho del río, serán profundas apoyadas en la cota 605m, debido al terreno fracturado y saturado como se detalló en capítulos anteriores.

### 6.3. Planteamiento de las Soluciones Estructurales

Se presentan 3 soluciones estructurales, seleccionadas por los diversos beneficios que ofrecen para puentes con los condicionantes presentes en el proyecto.

Visualmente se descartan puentes con estructuras altas sobre el tablero, como puentes arcos o atirantados debido al relieve relativamente plano, un puente con esas dimensiones no integraría estéticamente con el paisaje. Asimismo, el puente tiene una altura bastante pequeña como para emplear un arco con tablero superior.

Considerando una longitud de puente de casi 1000 metros y que la estructura recibirá esfuerzos debidos a ferrocarriles de alta velocidad, se seleccionan puentes tipo cajón, por su facilidad constructiva, practicidad y la experiencia que se tiene con esta tipología para este tipo de proyectos. Así pues, dos de las soluciones planteadas tienen esta tipología, un cajón de hormigón pretensado y un cajón mixto, el cual puede que sea más beneficioso por las menores cargas que transmite, lo cual significarán menos pilas sobre el lecho; y por la reducción de los desplazamientos por efectos reológicos y por temperatura.

Finalmente, la tercera alternativa se trata de un puente extradadosado en la parte central y cajón en los extremos, esta solución fue elegida con la intención de emplear menos pilas en el lecho del río; así mismo, al no ser atirantada la estructura es baja y los problemas que se



presentan en puentes atirantados por efectos dinámicos son mitigados, pues los cables en este caso reciben en casi su totalidad únicamente las cargas permanentes.

#### 6.4. Descripción de las Soluciones Estructurales

Todas las soluciones adoptadas tienen un cajón como tablero, debido a que el viaducto tiene un trazado curvo, esto significa que se presentarán esfuerzos de torsión que solo pueden ser resistidos por una sección cerrada.

##### 6.4.1. Puente Cajón de Hormigón

Consta de un tablero continuo de canto uniforme con una longitud total de 931.22m, el cual se apoya sobre 16 pilas y los estribos de ambos lados. La luz de los vanos extremos es de 38.11m y la de los vanos interiores de 57m. El canto del cajón es de 3.6m, lo que significa una relación canto luz  $c/L = 1/15.8$  adecuada para el tráfico ferroviario. El ancho del tablero será de 14m, y el radio del eje de 4500m.

Una viga cajón funciona de distintos modos con respecto al tipo de cargas que la solicitan. Frente a cargas simétricas funciona por flexión, llevando las cargas mediante esfuerzos de compresión o tracción en las losas. Frente a cargas asimétricas, se produce un efecto que puede ser explicado como la suma de la torsión y la distorsión; en la torsión se asume una sección transversal indeformable; mientras que en la distorsión se producen deformaciones transversales importantes. Finalmente, estos esfuerzos de flexión, torsión y distorsión son llevados hasta los diafragmas y las pilas.

El diseño global, como se mencionó anteriormente, se realizará modelando el tablero como una única viga con las propiedades mecánicas de la sección empleada.

El predimensionamiento de la sección se realizó considerando recomendaciones de distintos autores. Debido a las cargas puntuales importantes de los ferrocarriles se decidió darle un espesor de 0.40m a la losa superior, la cual llegará a ser de 0,60m en las zonas sobre el alma, para compensar los esfuerzos que se generarán; con el objetivo de disminuir el peso y por tanto los esfuerzos en las zonas sin cargas ferroviarias se decidió una disminución de canto en los volados, desde 0.60m hasta 0.20m que es el mínimo recomendado.

Las almas se ubicarán lo más cercanas posibles a los ejes de los raíles de los trenes, tienen un espesor de 0.40m y una inclinación de  $15^\circ$ , de modo que la losa inferior tiene un ancho de 5.0m.

La losa inferior varía de espesor en su longitud, así pues, en el centro de vano tiene un espesor mínimo de 0.20m (0.30m en la zona en la que se colocarán los cables de pretensado) y conforme se aproxima a los apoyos este aumenta hasta los 0.70m, que tienen como objetivo recibir los esfuerzos de compresión de la zona de momentos negativos.

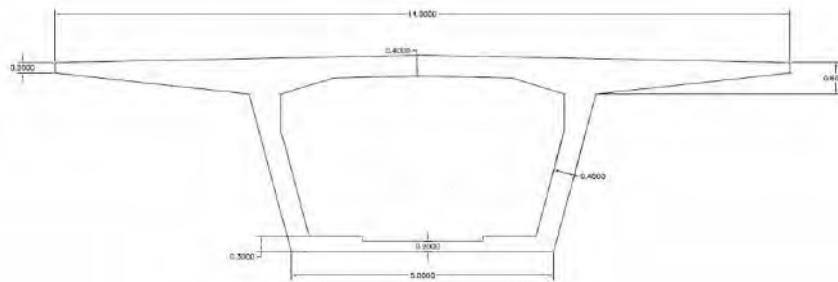


Fig 10. Sección Transversal del Tablero. Alternativa Cajón de Hormigón

Las pilas serán de 2.0m de espesor, son de sección variable los 4.10m superiores, desde 5.58m, que es el espesor de la losa inferior, hasta 2.50m. A partir de este punto conservan el ancho de 2.50m.

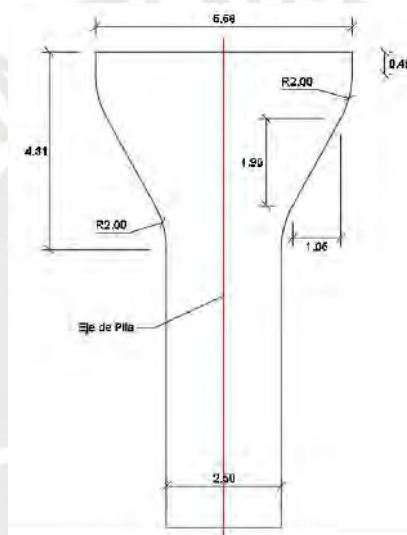


Fig 11. Sección Transversal Pila. Alternativa Cajón de Hormigón

Se cimentarán las pilas 1, 2, 3, 4, 5, 14, 15 y 16 mediante zapatas de 15.5m por 15.0m de área y 2.4m de espesor. El resto de pilas, desde la 6 a la 13, se cimentarán a través de cimentación profunda, que consiste en un encepado de 2.6m de espesor en un área de 11.0m por 11.0m, desde el cual se construirán 9 pilotes de 1.5m de diámetro.

Finalmente, los estribos serán cerrados y no tendrán las mismas dimensiones, pues uno de ellos es más alto y recibirá la carga de frenado y arranque, se trata del estribo oeste. El estribo oeste tendrá un muro de 1.85m en todo el ancho de 14.0m de la estructura, su altura será de 8.5m con un murete de guarda de 0.4m de espesor y 4.1m de altura; asimismo su cimentación tendrá un canto de 1.63m y una superficie de 10.5m por 14.0m. Por otro lado, el estribo este tiene las dimensiones más pequeñas, aun con el mismo ancho de muro y espesor de murete de guarda; la altura del muro será de 6.5m y su espesor de 2.72m, y la cimentación tendrá un canto de 1.68m con una superficie de 8.4m por 14.0m.

#### 6.4.1.1. Coste de la Alternativa

A continuación, se calcula un coste aproximado del proyecto, que resulta de multiplicar las mediciones por unos precios unitarios habituales.



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Tabla 8. Presupuesto Aproximado de la Alternativa Puentes de Hormigón

Concepto	Medida	Precio Unit. (€)	Coste (€)
<b>Pilotes D=1.5m</b>	576 Ml	600.00	345600.00
<b>Cimentaciones</b>	7418.0 m <sup>3</sup>	240.00	1780320.00
<b>Muros</b>	332.4 m <sup>3</sup>	260.00	86424.00
<b>Pilas</b>	931.5 m <sup>3</sup>	340.00	316710.00
<b>Tablero</b>	9714.7 m <sup>3</sup>	520.00	5051659.60
<b>Aparatos de Apoyo</b>	40 Und	13000.00	520000.00
<b>Balasto</b>	4702.6 m <sup>3</sup>	25.00	117565.25
<b>TOTAL</b>			<b>8.218.278,85</b>

### 6.4.2. Puentes Extradados

Este puente está conformado por dos vigas cajón de hormigón en los extremos y 5 tramos extradados en medio, cada uno de estos trabaja individualmente. Es decir, el viaducto tiene 8 juntas longitudinales, lo cual es una desventaja en el mantenimiento de la estructura. El tablero y las pilas en los tramos de viga cajón no están conectados, de esta forma los esfuerzos grandes horizontales longitudinales serán absorbidos por los estribos. El caso de los tramos extradados es totalmente distinto por el método de construcción, voladizos sucesivos; las pilas y el tablero estarán conectados desde el inicio de la construcción, por lo que cada torre recibirá una componente de frenado y arranque.

El viaducto tiene una longitud total de 919.38m. Los tramos de viga cajón tienen luces interiores de 55m y de 37.19m en los vanos extremos; el canto de la viga en estos es de 3.25m, lo que significa una relación  $c/L = 1/16.9$ .

Los tramos extradados trabajan individualmente, por lo que cada torre recibe cargas de ambos lados, que deben ser en la medida de lo posible, de igual magnitud. De las 5 torres proyectadas, 2 reciben la carga correspondiente a una luz de 120m; otras dos, la carga que corresponde a una luz de 140m y la última, a una luz de 160m.

Se decidió utilizar el mismo canto de 4.50m en apoyos para todos los tramos extradados por lo que para las torres con luz de 120m la relación canto-luz en apoyo es de  $c/L = 1/26.7$ ; y en la torre de luz de 160m,  $c/L = 1/35.6$ .

La sección cajón en los tramos extradados, a diferencia de los tramos de viga cajón tienen una sección variable, esto es posible pues la construcción de los primeros será por voladizos sucesivos. Por lo que, en los centros de vano entre torres se tendrán dos valores. En los vanos extremos será de 3.25m para que coincida con la luz de los tableros de viga cajón, esto corresponde a una relación canto-luz de  $c/L = 1/36.9$ ; en los vanos interiores el canto es de 3.75m, lo que en el peor de los casos representa una relación  $c/L = 1/40$ .

Se utilizan dos grupos de cables para esta estructura, es decir dos torres por sección en apoyos, pues utilizar una única torre generaría el empleo de dos plataformas y por tanto la necesidad de más espacio.



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Las torres tienen una altura, que reproduce la relación altura-luz aproximada de  $h/L = 1/10$ . Así, para las torres extremas la altura será de 13.0m; para las torres intermedias, de 15.0m; y para la torre central, de 17.0m

Los cables son distribuidos en arpa, en el tablero la distancia entre cables cumple la relación de  $d/L = 1/24$ , lo que quiere decir, espaciamentos de 5.00m; 5.82m y 6.67m para las luces de 120.0m; 140.0m y 160.0m respectivamente. En las torres los cables estarán distanciados 1m y no serán anclados ahí, pues se utilizan sillas de desviación, las que conectan los cables de ambos lados de la torre. Como resultado se tienen tirantes que forman un ángulo de  $13.1^\circ$  con la horizontal.

Asimismo, se tienen ventanas de Humber en la distribución de los cables, esto es que, en los tramos próximos a los apoyos, se omiten tirantes, pues su contribución en estos espacios es menor, se tienen entonces por cada torre 9 tirantes que pasan de un lado al otro.

El ancho del tablero es mayor, con un valor de 17.6m, para encajar las torres y los tirantes a los lados. Este ancho es innecesario en los tramos de viga cajón por lo que se reduce a 14.0m, para esto se emplean vanos de transición.

El comportamiento estructural de un puente extradadosado viene a estar en medio camino de un puente atirantado y un puente pretensado. Los cables tienen con la horizontal un ángulo no muy elevado, lo que permite que la componente horizontal actúe como un pretensado con mayor brazo mecánico y que la componente vertical no sea del todo efectiva, pues absorbe muy bien las cargas permanentes, pero no sucede lo mismo con las cargas aplicadas en el tablero, como las sobrecargas de uso.

Es decir, el canto del tablero será mayor que el canto utilizado en un atirantado, pues hay una parte de las cargas verticales que el tablero tendrá que absorber por rigidez; pero será menor que el canto de un tablero pretensado.

Los cables en estos puentes no estarán sometidos a grandes variaciones de tensiones, por lo que los tirantes trabajan no al 45% de la carga de rotura, sino que al 60%.

En cuanto al análisis estructural, las vigas cajón se analizan como en el apartado anterior, mientras que los extradadosados tendrán dos modelos. En primer lugar, se modela el tablero con apoyos deslizantes en la ubicación de cada anclaje de tirante, pues estos se consideran extremadamente rígidos, y sometido a la carga permanente; este análisis da como resultado las reacciones en los apoyos que determinan el esfuerzo soportado por los cables y por tanto permiten su predimensionamiento. Más adelante, se ajusta el área de los cables y se obtienen los esfuerzos en el resto de la estructura, realizando un modelo completo del viaducto y mediante iteraciones.

Con respecto al viaje de cargas, se perciben dos caminos; el primero se produce a través de los tirantes, los cuales llevan las cargas permanentes y una pequeña parte de las cargas variables hasta las torres, en donde debe existir una compensación de la fuerza horizontal; las cargas verticales se transmitirán de la torre a las pilas. Por otro lado, existirán cargas horizontales y verticales, que son debidas al uso de la estructura, que, al no ser recibidas por los cables, son transmitidas hacia las pilas, mediante el tablero.



A lo largo de toda la estructura la sección empleada se va modificando, debido a la presencia de dos tipologías de puente; así pues, existen cambios en el ancho y el canto del tablero. En general, el viaducto está conformado por un sección cajón monocelular con almas verticales de 0.40m y un ancho de la losa inferior de 6.50m, a esta se le añaden placas prefabricadas para soportar los volados y las cargas transmitidas por los tirantes y las torres, trabajando como lo harían jabalcones; estas placas son de 0.40m de espesor y atraviesan todo el puente manteniendo una proyección vertical de 3.25m y un ángulo de 50°, por lo que es necesario hacer un estudio detallado en las almas verticales, las mismas que reciben las cargas de estos elementos inclinados.

La losa superior tendrá un espesor de 0.40m, valor que es aumentado en las zonas por donde pasarán los cables del pretensado (la conexión de losas y almas verticales) y en la zona de anclaje de los tirantes a 0.60m. Por otro lado, la losa inferior es de 0.25m de espesor en centro de vano, la cual aumentará en los quintos de luz más próximos a los apoyos hasta un espesor de 0.75m; no obstante, así como en la losa superior, la región por donde se proyecta pasar los cables de pretensado mantendrá un espesor de 0.50m en toda la longitud del puente.

Los volados solo se presentarán en los tramos extradosados, esto para mantener la estética del puente, es decir utilizar las pantallas prefabricadas en la zona de viga de cajón colaborando con la distorsión de la sección. Estos volados tendrán un espesor de 0.20m y una extensión de 1.10m aproximadamente a ambos lados. La transición del ancho del puente de 14.0m a 17.0m se realizará en los vanos de viga cajón contiguos a el tramo extradosado.

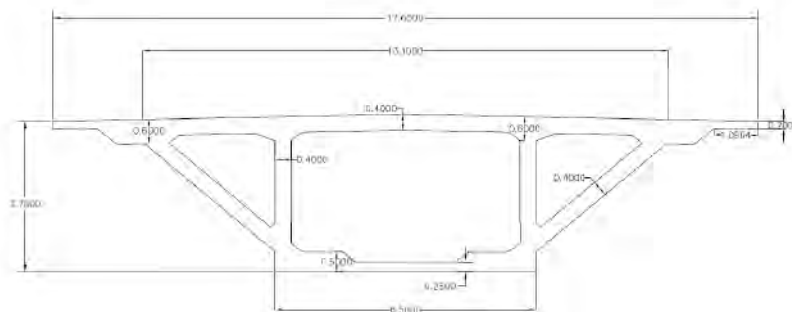


Fig 12. Sección Transversal del Tablero Tramo Extradosado. Alternativa Puente Extradosado

Las torres proyectadas estarán ubicadas a 6.55m del eje del tablero, una a cada lado, tienen un espesor en transversal de 0.90m y un ancho variable de 2.0m a 5.0m, el ancho es de un valor considerable para asegurar la transferencia por rozamiento de las fuerzas horizontales no equilibradas a las sillas de desviación.

Las pilas tienen un espesor de 2.0m en los tramos de viga cajón y de 3.0m en los tramos extradosados, esto debido a las luces más grandes y a la presencia de las torres en esta última tipología. Transversalmente, la sección es variable en los 5.0m superiores, el ancho, se disminuye de 6.5m a 3.0m; este último valor se mantiene hasta las cimentaciones.

Los estribos en este caso, son un poco más similares en dimensiones, pues ambos reciben cargas de frenado y arranque. El espesor de ambos muros será 1.85m y ambos elementos tendrán muretes de guarda de 0.4m de espesor y una altura de 3.75m. La altura de los muros es de 6.5m y 9.5m de los estribos este y oeste respectivamente.



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Con respecto a las cimentaciones, el estribo este tendrá una superficie de 14.0m por 9.8m y un espesor de 1.67m; el estribo oeste, un área de 14.0m por 14.0m con un espesor de 1.59m.

Asimismo, se tendrán zapatas para los tramos de viga cajón, estos tendrán un espesor de 2.5m y un área de 17.0m por 17.5m. También, se asignan zapatas a las torres con luz de 120m, estas tendrán un espesor de 3.0m con un área de 26.5m por 27.0m. Finalmente, la cimentación de las pilas de los extradosados restantes tendrán ambos un encepado de 3.0m de espesor; por un lado, las que corresponden a luces de 140.0m tendrán una superficie de encepado de 15.5m por 20.0m para 20 pilotes de 1.5m de diámetro y 8.0m de longitud; y por otro lado, la cimentación de la torre central tendrá un área de 20.0m por 20.0m para 25 pilotes con las mismas dimensiones anteriores.

### 6.4.2.1. Coste de la Alternativa

A continuación, se calcula un coste aproximado del proyecto, que resulta de multiplicar las mediciones por unos precios unitarios habituales.

Tabla 9. Presupuesto Aproximado de la Alternativa Puentes Extradosados

Concepto	Medida	Precio Unit (€)	Coste (€)
<b>Pilotes D=1.5m</b>	520.0 ml	600.00	312000.00
<b>Cimentaciones</b>	11612.5 m3	240.00	2787000.00
<b>Muros</b>	333.5 m3	260.00	86710.00
<b>Pilas</b>	794.0 m3	340.00	269956.40
<b>Tablero Empujado</b>	3439.9 m3	520.00	1788742.80
<b>Tablero Voladizos</b>	10741.8 m3	680.00	7304410.40
<b>Torres</b>	473.4 m3	340.00	160956.00
<b>Acero Tirantes</b>	911.2 Ton	22000.00	20047075.40
<b>Aparatos de Apoyo</b>	18,0 Und	13000.00	234000.00
<b>Balasto</b>	4642,9 m3	25.00	116071.75
	<b>TOTAL</b>		<b>33 106 922.75</b>

### 6.4.3. Puentes Cajón Mixto

El puente cajón mixto consta de 13 vanos, los interiores de luz igual a 73.0m y los extremos de luces de 49.5m. En total la longitud del viaducto es de 902.0m. El canto del tablero es uniforme, debido a que se plantea una construcción mediante empuje; su valor es de 3.5m, lo que indica una relación canto-luz de  $c/L = 1/20.9$ . En planta se observa que el tablero tiene un ancho común para ferrocarril de doble vía, es decir 14.0m.

Debido a los terrenos presentes en el lecho y los márgenes del río, la cimentación es superficial en las pilas 1, 2, 3, 11 y 12, así como en los estribos; el resto de cimentaciones son profundas.

El comportamiento estructural es similar a la de la viga cajón de hormigón, las cargas permanentes transmitidas por flexión y las variables con componentes de torsión y distorsión. Al ser un puente en curva, es necesario resistir las cargas transmitidas por torsión mediante secciones cerradas; para estos casos no es admisible utilizar una sección bijnca; esto supone



un tablero inferior que conecte las almas de acero y una adecuada conexión del tablero superior de hormigón con las alas superiores metálicas.

El beneficio de utilizar una sección mixta, es la de aplicar a cada material los esfuerzos que mejor resisten, es decir, la flexión, que se puede representar como esfuerzos de compresión y tracción son resistidos en centro de vano por el hormigón y el acero estructural respectivamente. En los apoyos se utiliza la denominada “Doble Acción Mixta”, que consiste en una losa de hormigón sobre la losa inferior metálica que resistirá las compresiones que se generarán.

El análisis se realiza mediante un modelo de barras que representa una única viga con las características mecánicas de la sección. Este modelo tiene que ser analizado durante la construcción, de forma que se determine qué elementos son sometidos a las distintas cargas que se presentan; así pues, el peso propio de la estructura podría ser solamente soportada por la estructura metálica por un periodo de tiempo, por lo que este caso debería ser estudiado.

Además, deberían ser estudiados una serie de fenómenos particulares de estas secciones como lo son, la retracción, la fluencia, la variación de temperatura entre materiales, la fatiga en los elementos metálicos, etc. Los cuales al ser secciones compuestas conectadas y con la misma deformación plana producirán esfuerzos significativos y redistribuciones que condicionarán el diseño.

Finalmente, es necesario considerar la abolladura que se puede producir en los elementos metálicos, debido a esta pueden modificarse las dimensiones de las platabandas y las almas a utilizar o puede ser necesario el empleo de rigidizadores.

El viaje de cargas es directo, por medio de la rigidez del tablero, estas llegan hasta las pilas, para luego dirigirse a las cimentaciones, como en la alternativa cajón de hormigón

Se emplean cuatro secciones transversales tipo, pues el predimensionamiento de las platabandas y las almas en estructuras mixtas está muy relacionado a los esfuerzos generados por la aplicación de todas las cargas, permanentes y variables sobre la estructura. Para simplificar el proceso, este análisis se realizó sobre un modelo recto y no curvo. Las cuatro secciones utilizadas son:

- La sección A: Ubicada sobre el estribo este
- La sección B: Ubicada en el centro del vano 1
- La sección M: Ubicada sobre la pila 6
- La Sección N: Ubicada en el centro de vano entre las pilas 6 y 7

Para el predimensionamiento se realizó un cálculo simplificado de los esfuerzos cortantes y momentos flectores sobre estas secciones. Así, las almas se calcularán en estado límite de servicio limitando la tensión de trabajo a  $\tau_K \approx 90 - 100 \text{ Mpa}$ ; Las platabandas inferiores en centro de vano, en estado límite último limitando la tensión de trabajo a  $\sigma_K = 355 \text{ Mpa}$ ; el resto de platabandas se predimensionan en estado límite de servicio, limitando aquellas en compresión a  $\sigma_{K,comp} = 200 \text{ Mpa}$  y aquellas en tracción a  $\sigma_{K,trac} = 300 \text{ Mpa}$ .

Tras este análisis se obtienen las siguientes dimensiones para el acero estructural., todas bajo una losa superior de hormigón de 0.40m de espesor, el cual se reduce en volados hasta un espesor de 0.25m, y aumenta a 0.55m en las zonas de apoyo sobre las almas.

- Sección A

2 platabandas Superiores de 25mm por 600mm  
2 almas de 25mm por 2945mm  
Platabanda inferior de 30mm de espesor por 5000mm.

- Sección B

2 platabandas Superiores de 25mm por 600mm  
2 almas de 10mm por 2945mm  
Platabanda inferior de 30mm de espesor por 5000mm.

- Sección M

2 platabandas Superiores de 35mm por 800mm  
2 almas de 30mm por 2915mm  
Platabanda inferior de 50mm de espesor por 5000mm.

- Sección N

2 platabandas Superiores de 35mm por 800mm  
2 almas de 10mm por 2925mm  
Platabanda inferior de 40mm de espesor por 5000mm.

Por otra parte, se emplean en la zona de apoyos la “Doble Acción Mixta”, con una losa de hormigón de 0.60m en los quintos de luz más próximos; es decir 14.6m a cada lado desde el eje de la pila.

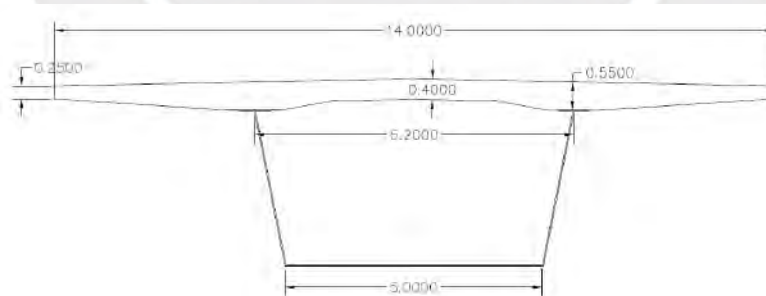


Fig 13. Sección Transversal del Tablero Tipo. Alternativa Puente Cajón Mixto

La sección de la cabecera de la pila es variable, con un ancho superior de 5.0m y uno inferior de 2.5m; debajo el ancho es uniforme con el valor de 2.5m.

Los estribos tienen muretes de guarda de 0.4m de espesor y 4.0m de altura; además el espesor de los muros es de 2.5m en el estribo este y 1.85m en el oeste. Se diferencian en la altura también; mientras que el estribo este es de 7.0m; el oeste es de 9.0m.

Existen cuatro tipos de cimentaciones en la estructura; uno para el estribo este, la cual tiene 1.73m de espesor y una superficie de 14.0m por 6.0m; otro para el estribo oeste, con un espesor



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



de 1.59m y un área apoyada de 14.0m por 13.0m; un tercero para las pilas de los márgenes con zapatas de 2.4m de espesor y superficies en planta de 17.0m por 17.5m; y una última para las pilas sobre el lecho del río con encepados de 2.6m y superficies de 11.0m por 11.0m que sostienen 9 pilotes.

### 6.4.3.1. Coste de la Alternativa

A continuación, se calcula un coste aproximado del proyecto, que resulta de multiplicar las mediciones por unos precios unitarios habituales.

Tabla 10. Presupuesto Aproximado de la Alternativa Puente Cajón Mixto

Concepto	Medida	Precio Unit (€)	Coste (€)
<b>Pilotes D=1.5m</b>	504.0 ml	600.00	302400.00
<b>Cimentaciones</b>	6206.9 m3	240.00	1489656.00
<b>Muros</b>	315,7 m3	260.00	82082.00
<b>Pilas</b>	701,9 m3	340.00	238646.00
<b>Acero Estructural</b>	2629,4 Ton	480.00	7888308.00
<b>Hormigón Tablero</b>	6509,4 m3	3000.00	3124526.40
<b>Aparatos de Apoyo</b>	32 Und	13000.00	416000.00
<b>Balasto</b>	4555.1 m3	25.00	113877.50
<b>TOTAL</b>			<b>13 655 495.90</b>

### 6.5. Comparación de Soluciones Propuestas

A continuación, se muestra el resumen de un análisis multicriterio para seleccionar la alternativa más conveniente.

Criterios y Ponderaciones:

- Coste: 30%
- Estética e Integración en el Paisaje: 20%
- Facilidad Constructiva: 15%
- Mantenimiento: 20%
- Afección al Medio Ambiente: 15%

El procedimiento que se sigue normaliza los valores de cada criterio en una escala del 1 al 10, donde 10 representa la mejor puntuación y 1 la peor.

El criterio con mayor ponderación es el económico por dos razones fundamentales. En primer lugar, los recursos de la administración son limitados, por tanto, es conveniente preservarlos y utilizarlos rigurosamente; en segundo lugar, es el más objetivo de todos los criterios, por lo que la elección de la alternativa es más adecuada.

Para el ejecutar el análisis multicriterio es necesario normalizar los valores aproximados calculados en epígrafes anteriores, los resultados se presentan a continuación:

Tabla 11. Normalización del Criterio Económico de las Alternativas

	<b>Cajón Hormigón</b>	<b>Extradado</b>	<b>Cajón Mixto</b>
--	---------------------------	------------------	------------------------



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



<b>Coste (M€)</b>	8.218	33.107	13.655
<b>Valor Base</b>	10.000		
<b>Valor Normalizado</b>	<b>10.00</b>	<b>2.48</b>	<b>6.02</b>

En lo que respecta a la estética e integración paisajística se ha otorgado una mayor puntuación a la alternativa de puente extradadosado; pues, si bien los puentes cajones planteados pasan desapercibidos por la altura de estos y por la presencia de mucha vegetación, el puente extradadosado al tener las torres no muy altas, no es demasiado intrusivo, y genera un impacto visual positivo, no solo porque le otorga valor a un paisaje monótono, sino que es muy representativo, puesto que es una tipología de puente moderna para el modo de transporte más reciente, un ferrocarril de alta velocidad. Por otro lado, se le otorga una puntuación un poco mayor al cajón mixto con respecto al cajón de hormigón, ya que permite utilizar colores en el acero para una percepción más agradable de la estructura en ese espacio.

La facilidad constructiva, otorga una ligera ventaja a la alternativa del cajón de hormigón, puesto que, al ser empujado, toda la construcción se realiza en el taller de la obra, en un ambiente cómodo para los trabajadores, quienes ejecutarán un proceso muy familiar en el país. El acero tiene el único inconveniente del transporte de piezas metálicas al lugar del proyecto; sin embargo, a su favor está el menor número de pilas y cimentaciones que se tienen que ejecutar en zonas inundables. Por otro lado, el puente extradadosado tiene la puntuación menor por lo complicado de la construcción; tiene elementos de más como las torres, cimentaciones muy grandes y el tablero es realizado por voladizos sucesivos, un procedimiento de bastante cuidado.

En cuanto al mantenimiento, los cables son muy relevantes, el puente extradadosado es el más perjudicado en este sentido. Asimismo, el puente cajón mixto es el más favorecido por el menor número de pilas y por tanto menor número de aparatos de apoyo empleados.

En lo que respecta al medio ambiente, el lugar del proyecto se encuentra dentro de una ZEPA, por lo que los cables del puente extradadosado afectarán libre paso de las aves que frecuentan la zona.

Las puntuaciones de cada alternativa y los pesos de cada criterio se presentan a continuación según lo expuesto en los párrafos anteriores:

Tabla 12. Análisis Multicriterio de las Alternativas

<b>Criterio</b>	<b>Peso</b>	<b>Cajón Hormigón</b>	<b>Extradadosado</b>	<b>Cajón Mixto</b>
<b>Económico</b>	<b>0.3</b>	10.0	2.4	6.0
<b>Estética e Integración con el Paisaje</b>	<b>0.2</b>	6.0	10.0	7.0
<b>Facilidad Constructiva</b>	<b>0.15</b>	9.0	6.0	8.0
<b>Mantenimiento</b>	<b>0.2</b>	8.0	5.0	9.0
<b>Afección al Medio Ambiente</b>	<b>0.15</b>	9.0	8.0	9.0
<b>Total</b>	<b>1</b>	<b>8.5</b>	<b>5.8</b>	<b>7.6</b>

Claramente la alternativa más conveniente para el puente en cuestión es la de cajón de hormigón por su coste reducido y su facilidad constructiva.



## 7. Proyecto Geotécnico

En el presente capítulo se mostrarán los cálculos realizados para determinar el dimensionamiento de las cimentaciones del puente de ferrocarril escogido, tanto las superficiales como las profundas, bajo pilas o estribos. Asimismo, se presentará el análisis y cálculo realizado para determinar la distancia a la que la viga de anclaje se debe ubicar con respecto al estribo oeste de modo que se compruebe la estabilidad global.

Estos cálculos y dimensionamientos son posibles debido al estudio geotécnico realizado por la empresa ENSAYA S.A., cuyo informe y perfiles de sondeo están presentados en el anexo C.

### 7.1. Dimensionamiento de Cimentaciones

#### 7.1.1. Solución de Cimentaciones Escogida

El puente cajón de hormigón constara de 18 cimentaciones de las siguientes tipologías

Tabla 13. Características de las Cimentaciones Escogidas

Apoyo	Tipología	Cota de Cimentación	Cota Actual del Terreno
Estribo Este	Cimentación Superficial (Zapata)	612.0 m	615.9 m
Pila 1	Cimentación Superficial (Zapata)	610.5 m	614.1 m
Pila 2	Cimentación Superficial (Zapata)	608.5 m	611.4 m
Pila 3	Cimentación Superficial (Zapata)	607.0 m	609.8 m
Pila 4	Cimentación Superficial (Zapata)	607.0 m	609.7 m
Pila 5	Cimentación Superficial (Zapata)	607.0 m	609.5 m
Pila 6	Cimentación Profunda (Pilotes)	597.0 m	609.4 m
Pila 7	Cimentación Profunda (Pilotes)	597.0 m	609.2 m
Pila 8	Cimentación Profunda (Pilotes)	597.0 m	609.1 m
Pila 9	Cimentación Profunda (Pilotes)	597.0 m	609.2 m
Pila 10	Cimentación Profunda (Pilotes)	597.0 m	609.4 m
Pila 11	Cimentación Profunda (Pilotes)	597.0 m	609.4 m
Pila 12	Cimentación Profunda (Pilotes)	597.0 m	609.4 m
Pila 13	Cimentación Profunda (Pilotes)	597.0 m	609.6 m
Pila 14	Cimentación Superficial (Zapata)	606.0 m	609.7 m
Pila 15	Cimentación Superficial (Zapata)	606.0 m	609.9 m
Pila 16	Cimentación Superficial (Zapata)	610.0 m	613.5 m
Estribo Oeste	Cimentación Superficial (Zapata)	613.0 m	616.7 m

#### 7.1.2. Zapatas y Encepados Bajo las Pilas

- Determinación de las Acciones de Cálculo y sus Combinaciones

Todas las combinaciones evaluadas, se engloban dentro de la combinación persistente. Puesto que los esfuerzos producidos por el viento, son muy superiores a los producidos por las cargas accidentales, no se considerará el modo de trabajo accidental de la cimentación.

Los valores presentados a continuación, son los obtenidos para la pila 13, la más crítica, y se emplearán tanto para el diseño de encepados como de zapatas, de modo que se estará del lado de la seguridad en todos los casos.



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- Situación de Proyecto 1: Axil Máximo de Cálculo

Con todas las acciones de uso aplicadas en los vanos contiguos a la pila estudiada. En el siguiente cuadro se presentan los esfuerzos resultantes de la aplicación de esta combinación.

Tabla 14. Esfuerzos Resultantes sobre la Cimentación de la Pila Crítica. Situación: Axil Máximo de Cálculo

Combinación Característica		
Tren de Cargas Ferroviarias sobre Ambas Vías	Carga Axil	40 884.3 kN
	Momento Flector Transversal	7814.8 mkN
	Momento Flector Longitudinal	414.3 mkN
Tren de Cargas Ferroviarias sobre una Vía	Carga Axil	33 336.3 kN
	Momento Flector Transversal	15 494.7 mkN
	Momento Flector Longitudinal	1007.0 mkN

- Situación de Proyecto 2: Momento Flector Transversal Máximo de Cálculo

Con todas las acciones de uso aplicadas en los vanos contiguos a la pila estudiada. En el siguiente cuadro se presentan los esfuerzos resultantes de la aplicación de esta combinación.

Tabla 15. Esfuerzos Resultantes sobre la Cimentación de la Pila Crítica. Situación: Momento Flector Transversal Máximo

Combinación Característica		
Tren de Cargas Ferroviarias sobre Ambas Vías	Carga Axil	37 193.7kN
	Momento Flector Transversal	32 039.2 mkN
	Momento Flector Longitudinal	705.8 mkN
Tren de Cargas Ferroviarias sobre una Vía	Carga Axil	31 420.7 kN
	Momento Flector Transversal	36 033.7 mkN
	Momento Flector Longitudinal	1166.7 mkN

Se evaluó, también, esta situación de proyecto, considerando el coeficiente de impacto negativo planteado por la IAPF; sin embargo, no resulto ser crítica.

- Situación de Proyecto 3: Momento Flector Longitudinal Máximo de Cálculo

Con todas las acciones de uso aplicadas en los vanos contiguos a la pila estudiada. En el siguiente cuadro se presentan los esfuerzos resultantes de la aplicación de esta combinación.

Tabla 16. Esfuerzos Resultantes sobre la Cimentación de la Pila Crítica. Situación: Momento Flector Longitudinal Máximo

Combinación Característica		
Tren de Cargas Ferroviarias sobre Ambas Vías	Carga Axil	37 201.0 kN
	Momento Flector Transversal	31 745.4 mkN
	Momento Flector Longitudinal	1210.9 mkN
Tren de Cargas Ferroviarias sobre una Vía	Carga Axil	32 867.0 kN
	Momento Flector Transversal	30 510.5 mkN
	Momento Flector Longitudinal	1523.5 mkN

Se evaluó, también, esta situación de proyecto, considerando el coeficiente de impacto negativo planteado por la IAPF; sin embargo, no resulto ser crítica.





## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- Zapatas
- Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento

Esta comprobación se realizará verificando que la presión vertical que actúa sobre el terreno sea menor a la presión de hundimiento definido en el apartado de estudio geotécnico multiplicado por el factor de seguridad correspondiente. Las dimensiones de la zapata serán  $B = 15.00 \text{ m}$  y  $L = 15.50 \text{ m}$

En primer lugar, se halla la presión vertical que actúa sobre el terreno para cada situación desfavorable siguiendo la siguiente fórmula.

$$\rho_v = \frac{V}{B^* \cdot L^*}$$

Donde:

$\rho_v$ : Presión Vertical Media

$V$ : Componente Vertical de la Resultante Efectiva de las Acciones

$B^*$ : Anchura Equivalente

$L^*$ : Longitud Equivalente

Tabla 17. Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento en la Zapata de Pila Crítica

Combinación Característica		
Situaciones de Proyecto	$\rho_v$	$\rho_{vh}/\rho_v$
Axil Máximo	180.5 kN/m <sup>2</sup>	2.8
Flector Transversal Máximo	180.4 kN/m <sup>2</sup>	2.8
Flector Longitudinal Máximo	180.6 kN/m <sup>2</sup>	2.8

El factor de seguridad global para la combinación de acciones característica es de 2.6, por tanto, las dimensiones de la zapata son las adecuadas.

- Encepados
- Comprobación de la Capacidad de Soporte

Esta comprobación se realizará verificando que los esfuerzos axiales en los pilotes producto de la aplicación de las combinaciones antes mencionadas no superen los valores de carga admisible recomendados en el apartado de estudio geotécnico. Los esfuerzos axiales resultantes en los pilotes para las situaciones de proyecto más críticas se muestran a continuación.

Tabla 18. Esfuerzos Axiales sobre los Pilotes de la Cimentación Profunda Crítica

Distribución Lineal de Tensiones	Situación 1 TCF sobre 2 Vías	Situación 2 TCF sobre 2 Vías	Situación 2 TCF sobre 1 Vía	Situación 3 TCF sobre 2 Vías
V1 (kN)	5686.6	6162.9	5652.4	6134.2
V2 (kN)	5702.0	6189.1	5695.6	6179.0
V3 (kN)	5717.3	6215.2	5738.8	6223.9
V4 (kN)	5397.2	4976.3	4317.8	4958.4
V5 (kN)	5412.5	5002.5	4361.0	5003.3
V6 (kN)	5427.9	5028.6	4404.2	5048.1
V7 (kN)	5107.7	3789.7	2983.2	3782.7



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



<b>V8 (kN)</b>	5123.1	3815.8	3026.4	3827.5
<b>V9 (kN)</b>	5138.4	3842.0	3069.9	3872.4

Como se observa, en todas las combinaciones el esfuerzo axial en los pilotes no supera el valor de 883 ton de carga admisible, el cual ha sido calculado considerando los factores de seguridad.

### 7.1.3. Cimentación Estribo Este

- Determinación de las Acciones de Cálculo y sus Combinaciones

Como en los casos anteriores, todas las combinaciones evaluadas, se engloban dentro de la combinación persistente y no se considerará el modo de trabajo accidental de la cimentación.

- Situación de Proyecto 1: Fuerza Vertical Máxima de Cálculo

Con las acciones de tren de cargas ferroviarias sobre las dos vías. En el siguiente cuadro se presentan los esfuerzos resultantes sobre la cimentación.

Tabla 19. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Este. Situación: Fuerza Vertical Máxima

Situación Persistente	Combinación Característica
<b>Fuerza Vertical</b>	21 155.0 kN
<b>Momento Flector Transversal</b>	2463.5 mkN
<b>Momento Flector Longitudinal</b>	2503.2 mkN
<b>Fuerza Horizontal Transversal</b>	947.5 kN
<b>Fuerza Horizontal Longitudinal</b>	2852.5 kN

- Situación de Proyecto 2: Fuerza Vertical Mínima de Cálculo

Con las acciones de tren de cargas ferroviarias sobre las dos vías. En el siguiente cuadro se presentan los esfuerzos resultantes sobre la cimentación.

Tabla 20. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Este. Situación: Fuerza Vertical Mínima

Situación Persistente	Combinación Característica
<b>Fuerza Vertical</b>	13 181.1 kN
<b>Momento Flector Transversal</b>	3036.8 mkN
<b>Momento Flector Longitudinal</b>	-7464.2 mkN
<b>Fuerza Horizontal Transversal</b>	1168.0 kN
<b>Fuerza Horizontal Longitudinal</b>	2852.5 kN

- Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento

Esta comprobación se realizará como en el caso de las zapatas bajo las pilas. Las dimensiones de la zapata serán  $B = 8.40 \text{ m}$  y  $L = 14.00 \text{ m}$ . En primer lugar, se halla la presión vertical que actúa sobre el terreno para cada situación.

Tabla 21. Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento de la Zapata del Estribo Este

Combinación Característica		
Situaciones de Proyecto	$\rho_v$	$\rho_{vh}/\rho_v$
<b>Fuerza Vertical Máxima</b>	188.2 kN/m <sup>2</sup>	2.7
<b>Fuerza Vertical Mínima</b>	102.1 kN/m <sup>2</sup>	4.9



El factor de seguridad global para la combinación de acciones característica es de 2.6, por tanto, las dimensiones de la zapata son las adecuadas.

- Comprobación del Modo de Fallo de Deslizamiento

De acuerdo a la Guía para el Proyecto de Cimentaciones en Obras de Carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones Superficiales, cuando una zapata apoya sobre roca sana, como es el caso, la resistencia al deslizamiento se puede calcular multiplicando la carga vertical por un coeficiente de rozamiento de valor  $\tan \delta_k = 0.7$ .

Por tanto, el coeficiente de seguridad al deslizamiento queda definido por la siguiente ecuación:

$$F_d = \frac{V \tan \delta_k}{H}$$

Tabla 22. Comprobación del Modo de Fallo de Deslizamiento de la Zapata del Estribo Este

Combinación Característica		
Situaciones de Proyecto	$V \cdot \tan \delta_k$	$F_d$
Fuerza Vertical Máxima	14 808.5 kN	5.2
Fuerza Vertical Mínima	9226.8 kN	3.2

El factor de seguridad global para la combinación de acciones característica es de 1.3, por tanto, la cimentación es adecuada frente al modo de fallo de deslizamiento

- Comprobación del Modo de Fallo de Vuelco

De acuerdo a la CGOC, el coeficiente de seguridad al vuelco se calculará con la siguiente expresión:

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

El eje de giro se ubicará en la arista inferior del lado del intradós del plano de cimentación (Vuelco Rígido). Se considerarán como momentos estabilizadores todos aquellos producidos por las componentes verticales de las acciones sobre la cimentación, y como momentos volcadores aquellos que se producen por las componentes horizontales de las acciones. Los resultados para cada situación se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 23. Comprobación del Modo de Fallo de Vuelco de la Zapata del Estribo Este

Combinación Característica			
Situaciones de Proyecto	$M_{volcadores}$	$M_{estabilizadores}$	$F_v$
Fuerza Vertical Máxima	11 927.1 mkN	93 482.5 mkN	7.5
Fuerza Vertical Mínima	11 927.1 mkN	69 959.5 mkN	5.9

El coeficiente de seguridad mínimo al vuelco rígido especificado por la CGOC es 1.8 por lo que la zapata es adecuada por este modo de fallo.

#### 7.1.4. Cimentación Estribo Oeste

- Determinación de las Acciones de Cálculo y sus Combinaciones



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Todas las combinaciones evaluadas, se engloban dentro de la combinación persistente y no se considerará el modo de trabajo accidental de la cimentación.

- Situación de Proyecto 1: Carga Vertical Máxima de Cálculo

Con las acciones de tren de cargas ferroviarias sobre las dos vías. En el siguiente cuadro se presentan los esfuerzos resultantes sobre la cimentación.

Tabla 24. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Oeste. Situación: Carga Vertical Máxima

Situación Persistente	Combinación Característica
<b>Fuerza Vertical</b>	29 319.3 kN
<b>Momento Flector Transversal</b>	4358.5 mkN
<b>Momento Flector Longitudinal</b>	-5477.4 mkN
<b>Fuerza Horizontal Transversal</b>	947.5 kN
<b>Fuerza Horizontal Longitudinal</b>	2052.2 kN

- Situación de Proyecto 2: Fuerza Longitudinal Máxima de Cálculo (Axil Mínimo)

Con las acciones de tren de cargas ferroviarias sobre las dos vías. En el siguiente cuadro se presentan los esfuerzos resultantes sobre la cimentación. Es importante señalar que la carga horizontal de frenado y de viento empleada en esta situación está dirigida hacia el interior del puente.

Tabla 25. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Oeste. Situación: Fuerza Longitudinal Máxima (Axil Mínimo)

Situación Persistente	Combinación Característica
<b>Fuerza Vertical</b>	21 523.5 kN
<b>Momento Flector Transversal</b>	4991.5 mkN
<b>Momento Flector Longitudinal</b>	-2507.3 mkN
<b>Fuerza Horizontal Transversal</b>	1085.1 kN
<b>Fuerza Horizontal Longitudinal</b>	7408.0 kN

Se evaluó, también, esta situación de proyecto, considerando el coeficiente de impacto negativo planteado por la IAPF; sin embargo, no resulto ser crítica.

- Situación de Proyecto 3: Fuerza Longitudinal Mínima de Cálculo

Con las acciones de tren de cargas ferroviarias sobre las dos vías. En el siguiente cuadro se presentan los esfuerzos resultantes sobre la cimentación. Es importante señalar que la carga horizontal de frenado y de viento empleada en esta situación está dirigida hacia el exterior del puente; asimismo las cargas verticales se combinaron de modo que dieran el valor máximo, que es el pésimo.

Tabla 26. Esfuerzos Resultantes sobre la Zapata del Estribo Oeste. Situación: Fuerza Longitudinal Mínima

Situación Persistente	Combinación Característica
<b>Fuerza Vertical</b>	28277.3 kN
<b>Momento Flector Transversal</b>	4731.1 mkN
<b>Momento Flector Longitudinal</b>	-6936.2 mkN
<b>Fuerza Horizontal Transversal</b>	1028.5 kN
<b>Fuerza Horizontal Longitudinal</b>	1639.6 kN



Se evaluó, también, esta situación de proyecto, considerando el coeficiente de impacto negativo planteado por la IAPF; sin embargo, no resulto ser crítica.

- Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento

Esta comprobación se realizará como en los casos anteriores. Las dimensiones de la zapata serán  $B = 10.50\text{ m}$  y  $L = 14.00\text{ m}$

Tabla 27. Comprobación del Modo de Fallo de Hundimiento de la Zapata del Estribo Oeste

Combinación Característica		
Situaciones de Proyecto	$\rho_v$	$\rho_{vh}/\rho_v$
Carga Vertical Máxima	211.30 kN/m <sup>2</sup>	2.4
Fuerza Longitudinal Máxima (Axil Mínimo)	154.87 kN/m <sup>2</sup>	3.2
Fuerza Longitudinal Mínima	206.73 kN/m <sup>2</sup>	2.4

De acuerdo a la CGOC, el coeficiente mínimo de seguridad global para la combinación de acciones característica es de 2.6; sin embargo, se calcularon los valores de la tabla mediante la carga de hundimiento de  $5\text{ kg/cm}^2$ , que de acuerdo al estudio geotécnico puede ser mayor sin afectar la seguridad del proyecto; por lo tanto, se considera válido el dimensionamiento de la zapata del estribo.

- Comprobación del Modo de Fallo de Deslizamiento

Considerando un coeficiente de rozamiento de valor  $\tan \delta_k = 0.7$ , se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 28. Comprobación del Modo de Fallo de Deslizamiento de la Zapata del Estribo Oeste

Combinación Característica		
Situaciones de Proyecto	$V \cdot \tan \delta_k$	$F_d$
Carga Vertical Máxima	20 523.5 kN	10.0
Fuerza Longitudinal Máxima (Axil Mínimo)	15 066.4 kN	2.0
Fuerza Longitudinal Mínima	19 794.1 kN	12.1

El factor de seguridad global para la combinación de acciones característica es de 1.3, por tanto, la cimentación es adecuada frente al modo de fallo de deslizamiento

- Comprobación del Modo de Fallo de Vuelco

El eje de giro se ubicará en la arista inferior del lado del intradós del plano de cimentación (Vuelco Rígido), como en el estribo este. Los resultados para cada situación se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 29. Comprobación del Modo de Fallo de Vuelco de la Zapata del Estribo Oeste

Combinación Característica			
Situaciones de Proyecto	$M_{volcadores}$	$M_{estabilizadores}$	$F_v$
Carga Vertical Máxima	21 822.2 mkN	173 852.2 mkN	8.0
Fuerza Longitudinal Máxima (Axil Mínimo)	40 407.9 mkN	143 838.4 mkN	3.6
Fuerza Longitudinal Mínima	21 822.2 mkN	169 840.5 mkN	7.8



El coeficiente de seguridad mínimo al vuelco rígido especificado por la CGOC es 1.8 por lo que la zapata es adecuada por este modo de fallo.

## 7.2. Comprobación por Estabilidad Global Estribo Oeste

La estabilidad global es un estudio que no se puede omitir en una cimentación de estribo. En el presente proyecto solo se estudió el caso del estribo oeste, pues es el más desfavorable, ya que recibe las fuerzas de frenado y de viento longitudinal.

Estas cargas son de gran magnitud; por este motivo, no se pueden transmitir de manera directa al estribo, sino que se construirá una viga de anclaje conectada al tablero mediante cables de pretensado. El objetivo es que este elemento reciba las cargas horizontales y las transmita al terreno del trasdós. Por lo que, es indispensable un análisis de estabilidad global.

- Modelo Geotécnico

El estudio se realizó empleando el software GeoStudio (SLOPE/W) y consistió en dos modelos, los cuales presentarán la misma geometría y características geotécnicas, pero distinta aplicación de las cargas como se explicará a continuación. El tipo de análisis utilizado es el de Morgenstern-Price. El modelo toma en cuenta dos materiales, el relleno del trasdós que se dibuja desde la cota del plano de cimentación hasta la superficie, tiene un peso específico  $\gamma_{relleno} = 20 \text{ kN/m}^3$  y un coeficiente de fricción  $\varphi = 30^\circ$ ; y la roca que es definida como un lecho de roca impenetrable y se dibuja desde la cota del plano de cimentación hacia abajo.

El objetivo del análisis es el de hallar la distancia adecuada desde el estribo para ubicar la viga de anclaje de modo que el coeficiente de seguridad sea mayor a 1.3 que es el mínimo especificado por la GCOC. Por lo que el proceso será iterativo, alejando del estribo las cargas que aplicaría la viga de empuje sobre el terreno hasta que cumpla la condición expuesta.

El motivo por el que se requieren dos modelos es para tomar en cuenta la presencia del muro del estribo, puesto que estos elementos tienen que ser incluidos en el modelo mediante cargas puntuales. Por lo tanto, el primer modelo será para hallar el valor de la fuerza puntual que representará al estribo (proceso iterativo), esta fuerza se ubicaría a dos tercios de la altura del elemento y en este modelo no se considerarán aún las cargas horizontales de frenado y viento; esto con el fin de estar del lado de la seguridad al realizar el segundo modelo, pues las cargas aplicadas por la viga de empuje serán únicamente resistidas por la fricción en la superficie de deslizamiento. Por lo tanto, la carga que sustituye el muro y que establece un coeficiente de seguridad de 1.3 para la estabilidad global del conjunto cuando actúan únicamente el peso del relleno del trasdós es 444.67 kN.

Una vez obtenido el valor de la reacción del muro, se aplica este valor al modelo 2 junto a las cargas producidas por la viga de anclaje, las mismas que se dividirán en 5 cargas puntuales de 265.1 kN cada una. Este valor fue el resultado de dividir la carga de tesado del pretensado de anclaje  $F = 14842.8 \text{ kN}$  entre el largo de la viga de anclaje  $L = 11.20 \text{ m}$ , pues el modelo es plano y representa un metro de espesor.

Las 5 cargas se distribuyen en la altura de la viga de anclaje  $B = 2.80 \text{ m}$  y se aplican en las siguientes ubicaciones en el modelo.

Tabla 30. Ubicación y Magnitud de las Cargas Aplicada sobre el Modelo de GeoStudio para la Comprobación de la Estabilidad Global del Estribo Oeste.

Cargas	Magnitud (kN)	X(m)	Y(m)
Frenado 1	265.1	20.00	26.13
Frenado 2	265.1	20.00	26.69
Frenado 3	265.1	20.00	27.25
Frenado 4	265.1	20.00	27.81
Frenado 5	265.1	20.00	28.37

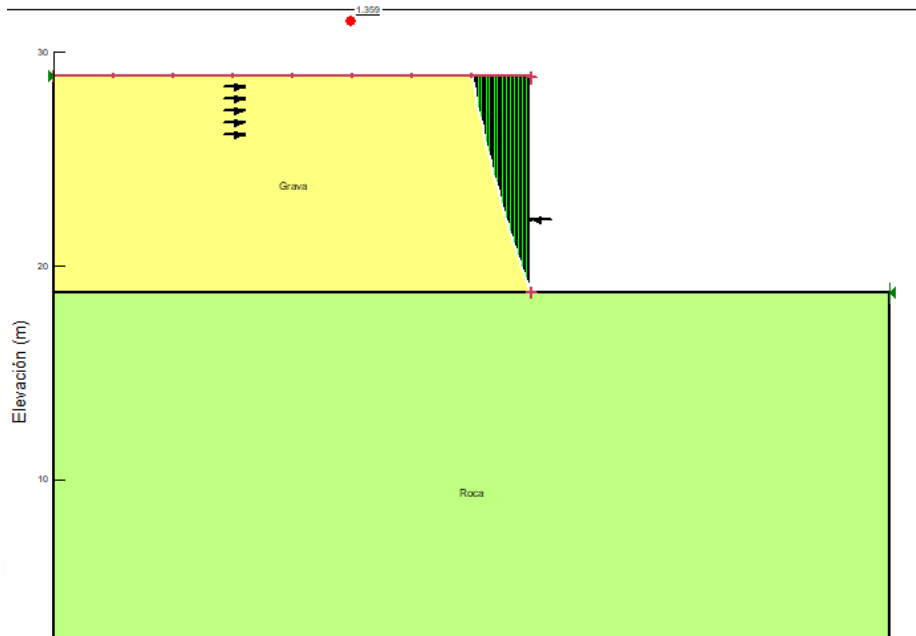


Fig 14. Modelo 2. Superficie de Deslizamiento con el Coeficiente de Seguridad Más Bajo ( $F = 1.359$ )

Por lo tanto, la viga de empuje se deberá ubicar a 30.0m del talón del estribo.



## 8. Cálculo Estructural

### 8.1. Introducción

El presente capítulo tiene como objetivo el cálculo estructural y el dimensionamiento del refuerzo de los elementos que conforman el viaducto ferroviario. Asimismo, se efectuarán las distintas comprobaciones.

Al tratarse de un proyecto académico, no se realizará el diseño para cada elemento presente en el viaducto, sino que se seleccionarán los componentes más desfavorables de cada tipo.

### 8.2. Funcionamiento Resistente de la Estructura

Como se menciona en anejos anteriores la alternativa seleccionada es la de un cajón de hormigón apoyado sobre 16 pilas y 2 estribos. Los vanos laterales tendrán una longitud de 38.11m, mientras que los vanos interiores medirán 57.00m. Debido a que el tablero es una viga cajón la transmisión de cargas verticales del tablero a los soportes se realizará por flexión. El tablero está simplemente apoyado en cada uno de sus soportes, a través de dos aparatos de apoyo por pila y cuatro por estribo; todos los aparatos de apoyo permiten el movimiento del tablero en la dirección longitudinal y, para resistir los esfuerzos que se produzcan en esta dirección se anclará mediante pretensado el tablero al estribo oeste, este será el punto fijo de la estructura; por lo que en el estribo este se dispone de un aparato y de una junta de dilatación. En la dirección transversal los esfuerzos se transmitirán a cada soporte, pues en estos los aparatos de apoyo del lado exterior permiten la transmisión de las cargas transversales que provienen del tablero, de esta forma se garantiza la estabilidad de la estructura.

El tablero tiene un trazado curvo y un ancho de 14.0m, debido a que las cargas son ferroviarias, los esfuerzos de torsión generados no son despreciables, al disponer dos aparatos de apoyo por pila se garantiza que estos se transmitan en todos los soportes y no solo en los estribos.

Debido al aumento de los esfuerzos en el tablero en secciones de apoyo, las dimensiones de las almas y de la losa inferior aumentarán conforme se acerquen a la zona sobre los soportes. Las almas pasarán de 0.5m de espesor a 0.8m y la losa inferior crecerá de 0.20m hasta los 0.70m.

### 8.3. Bases de Cálculo

Un puente de ferrocarril de alta velocidad deberá diseñarse de modo que la integridad estructural y su funcionalidad se conserve durante toda su vida útil (100 años). Para avalar una respuesta así, se reconoce que existen muchas incertidumbres al proyectar un viaducto.

Para hacer frente a este problema se emplearán coeficientes de seguridad parciales tanto sobre el valor de cada una de las acciones como sobre el valor de la resistencia de cada material.

#### 8.3.1. Situaciones de Proyecto

Las situaciones de proyecto son circunstancias físicas que se presentarán durante la vida útil de la estructura, en cada una de estas se tendrá que evaluar que los estados límite no sean





superados. Las situaciones de proyecto a considerar son las persistentes, las transitorias y las accidentales.

### 8.3.2. Estados Límite

De acuerdo a la EHE-08, se definen como Estados Límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada.

#### 8.3.2.1. Estados Límite Últimos (ELU)

Son aquellos que, si se sobrepasan, se producirá el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella. Se consideraron las siguientes:

- ELU de equilibrio, por pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido
- ELU de rotura, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva

#### 8.3.2.2. Estados Límite de Servicio (ELS)

Son aquellas que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el objetivo para la cual fue proyectada, sin que ello suponga el colapso de la misma. Se examinaron las siguientes:

- ELS de fisuración. Afecta a la durabilidad o estética de la estructura
- ELS de deformación. Afecta a la funcionalidad o estética de la estructura, o causa daños en elementos no estructurales
- ELS de vibraciones. Cuando no son aceptables para los usuarios del puente, afectan a su funcionalidad, o bien causan daños en elementos no estructurales.

## 8.4. Materiales

### 8.4.1. Características Mecánicas de los Materiales

#### 1. Hormigón

El hormigón dispuesto in situ en el tablero será de designación HP-45, cuya resistencia característica a compresión a 28 días ( $f_{ck}$ ), según la norma EHE-08, es de  $45 \text{ N/mm}^2$ . Será de consistencia blanda, tamaño máximo del árido 20mm y clase de exposición IIa (humedad alta).

- Módulo de Deformación:  $E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$
- Resistencia a Tracción:  $f_{ct,k} = 0.21 \cdot f_{ck}^{2/3}$
- Resistencia a Flexotracción:  $f_{ct,m,fl} = \max\{(1.6 - h/1000)f_{ct,m}; f_{ct,m}\}$
- Coeficiente de Dilatación Térmica:  $\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Para las cimentaciones, pilas y estribos se empleará hormigón con designación HA-30, cuya resistencia característica a 28 días ( $f_{ck}$ ) es de  $30 \text{ N/mm}^2$ ; la clase de exposición para estas estructuras será de IIa y el hormigón de los pilotes será de consistencia fluida para facilitar su disposición. Por otro lado, el hormigón de limpieza que se disponga bajo los estribos y



zapatas tendrá, de acuerdo a la norma, una dosificación mínima de cemento de  $150\text{kg}/\text{m}^3$  y tamaño máximo de árido de 30mm. En resumen, los hormigones a emplear son:

Tabla 31. Hormigones a emplear en el Proyecto Constructivo

Elemento Estructural	Tipo de Hormigón
Hormigón en Tablero	HP-45/B/20/IIa
Hormigón en Pilas, Estribos y Cimentaciones	HA-30/B/20/IIa
Hormigón de Limpieza	HL-15/30/B/IIa

## 2. Acero

En cuanto al acero activo, se emplearán cables con la designación Y 1860 S7 cuya resistencia máxima, de acuerdo con la norma EHE-08, no será menor de  $1860\text{ N}/\text{mm}^2$ ; asimismo, el diámetro nominal de los cordones es de 5mm. Las características mecánicas restantes se detallan a continuación.

Tabla 32. Características Mecánicas del Acero Activo a Emplear

Módulo de Elasticidad, E	$195\ 000\text{ N}/\text{mm}^2$
Módulo de Elasticidad Transversal, G	$81\ 000\text{ N}/\text{mm}^2$
Coefficiente de Poisson, $\nu$	0.3
Coefficiente de Dilatación Térmica, $\alpha$	$1.2 \times 10^{-5}\text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Densidad, $\rho$	$7850\text{ kg}/\text{m}^3$
Límite Elástico, $f_y$	$1674\text{ N}/\text{mm}^2$
Límite Último, $f_u$	$1860\text{ N}/\text{mm}^2$
Alargamiento de Rotura, $\epsilon_u$	4%

La armadura pasiva colocada en los distintos elementos de la estructura será de tipo B 500 S, con un módulo de deformación  $E_s = 210\ 000\text{ N}/\text{mm}^2$  y un límite elástico  $f_y = 500\text{ N}/\text{mm}^2$ .

### 8.4.2. Durabilidad de los Materiales

Se entiende como la capacidad para soportar acciones físicas y químicas, distintas a las cargas del análisis estructural, que pueden degradar los materiales hasta límites inaceptables.

Para asegurar la durabilidad del hormigón se deberá cumplir como mínimo los requisitos de dosificación del hormigón, las limitaciones a los contenidos de agua y de cemento y las demás comprobaciones expuestas en el artículo 37° de la EHE-08. Además, la selección de la materia prima se realizará acorde a los artículos 26° al 35° de dicha normativa.

### Niveles de Control

El nivel de control de la ejecución será normal, salvo con el hormigón que tendrá un control estadístico. Los coeficientes de seguridad asociados a los materiales presentados son:

- Hormigón:  $\gamma_c = 1.50$
- Acero:  $\gamma_s = 1.15$



## 8.5. Acciones

En este apartado se presenta las distintas acciones sobre el puente, sus valores representativos y sus posibles combinaciones de acuerdo a la IAPF.

### 8.5.1. Valores Característicos de las Acciones

#### 8.5.1.1. Acciones Permanentes de Valor Constante (G)

Son las producidas por los pesos de los distintos elementos que conforman el puente. Comprenden el peso propio y la carga muerta. Se utilizarán los siguientes pesos específicos:

- Acero:  $78.5 \text{ kN/m}^3$
- Hormigón Armado y Pretensado:  $25 \text{ kN/m}^3$
- Balasto  $18 \text{ kN/m}^3$
- Materiales Granulares Compactados (Zahorras, Gravas y Arenas)  $20 \text{ kN/m}^3$

#### 1. Peso Propio

Es el que corresponde a los elementos estructurales del puente. Se considera un crecimiento de la losa inferior y de las almas a un quinto de luz de los apoyos.

- $q_{apoyo} = 292.725 \text{ kN/m}$
- $q_{intermedio} = 270.525 \text{ kN/m}$
- $q_{cdv} = 253.875 \text{ kN/m}$

#### 2. Cargas Muertas

Corresponden a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: balasto, traviesas, carriles, pequeño material de vía, encarriladoras, postes de electrificación, muretes guardabalasto, aceras, barandillas, canalizaciones de servicios, etc.

A continuación, se definen cada una de estas cargas:

- $q_{balasto} = 88.5 \text{ kN/m}$
- $q_{traviesas} = 5 \text{ kN/m}$
- $q_{railes} = 2.4 \text{ kN/m}$
- $q_{impostas} = 10 \text{ kN/m}$
- $q_{muretes} = 5 \text{ kN/m}$
- $q_{barandilla} = 0.4 \text{ kN/m}$
- $q_{canaleta} = 3.9 \text{ kN/m}$

En total la carga muerta tendrá el valor de  $q_{cm} = 115.2 \text{ kN/m}$

Además, se considerará el momento torsor unitario producido por el peralte en el balasto.

$$m_{cm} = 88.5 \times 0.25 = 22.4 \text{ mkN/m}$$



### 8.5.1.2. Acciones Permanentes de Valor No Constante ( $G^*$ )

#### 1. Pretensado ( $P_{k,t}$ )

De acuerdo a la IAPF, constituye una presolicitud cuyo valor en cada instante dependerá, entre otros factores, del tipo y característica del pretensado, de su secuencia y forma de aplicación a la estructura y del comportamiento de los materiales estructurales.

Se consideró el tipo  $P_1$  de dicha normativa como acción del pretensado, que es la inducida por elementos dispuestos dentro de la sección estructural de hormigón.

#### 2. Acciones Reológicas ( $R_{k,t}$ )

Se tendrán en cuenta las acciones reológicas provocadas por la fluencia y la retracción.

#### 3. Acciones del Terreno

La acción del terreno tendrá dos componentes: el peso sobre los elementos horizontales (zapatas, encepados, etc.) y el empuje sobre elementos verticales (muros, aletas, etc.)

### 8.5.1.3. Acciones Variables ( $Q$ )

Están constituidas por un conjunto de acciones verticales, longitudinales y transversales al puente, con sus efectos dinámicos correspondientes. Dichas acciones se aplicaron individualmente o combinadas entre sí, en las posiciones y condiciones que resultaron más desfavorables para el elemento y efecto en estudio.

#### 1. Cargas Verticales

##### - Tren de Cargas Ferroviarias

La carga estática producida por el peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía, se asimilará a la del tren UIC71, aplicada en el eje de la vía (o con las excentricidades indicadas más adelante) y a nivel de su plano de rodadura. Dicho tren se define en la IAPF y considera una sobrecarga uniforme de  $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$  y cuatro puntuales de  $Q_{vk} = 250 \text{ kN}$ .

##### - Efectos Dinámicos Debidos al Tráfico: Coeficiente de Impacto

Las solicitaciones y deformaciones reales de un puente debidas al tráfico ferroviario son de naturaleza dinámica. El cálculo dinámico solo se aplicó, de acuerdo con la IAPF, a la componente vertical de las cargas; y se detalla en el anexo D.

##### - Cargas No Ferroviarias

Las cargas en aceras, paseos de servicio y zonas del tablero no afectadas directamente por el tráfico ferroviario, se asimilaron a una sobrecarga vertical uniforme de cinco kilonewton por metro cuadrado ( $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ ).

El ancho de tablero no afectado directamente por el tráfico ferroviario es de 3.2m. Por lo que las cargas no ferroviarias unitarias serán de  $q_{cnf} = 16 \text{ kN/m}$



Las reglas de aplicación de las cargas verticales ferroviarias y no ferroviarias se exponen en la IAPF del Ministerio de Fomento de España.

## 2. Cargas Horizontales debidas al Tráfico

### - Frenado y Arranque

Las acciones de frenado y arranque de los vehículos ferroviarios se asimilarán a fuerzas horizontales, paralelas a la vía, repartidas uniformemente a lo largo de una determinada longitud y aplicadas a nivel del plano medio de rodadura.

El cálculo del valor global de estas acciones se detalla en la IAPF, así como las reglas de aplicación de estas cargas.

### - Fuerza Centrífuga

Para puentes con vía en curva, la acción de la fuerza centrífuga ocasionada por el movimiento de los vehículos ferroviarios a lo largo de aquella se asimilará a un conjunto de fuerzas horizontales, puntuales o uniformemente repartidas, perpendiculares al eje de la vía y aplicadas a una altura de 1.80m sobre el plano medio de rodadura.

Su valor característico se obtendrá de las siguientes expresiones:

$$Q_{tk} = \alpha \cdot \frac{Q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f \quad q_{tk} = \alpha \cdot \frac{q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f$$

Donde:

$Q_{v,k}, q_{v,k}$ : Valores de las cargas verticales del tren de cargas ferroviarias, no afectadas por ningún coeficiente de impacto, en [kN, kN/m]

v: Velocidad del tren, en [m/s]

$\alpha$ : Coeficiente de clasificación. Cuando  $v > 120\text{km/h}$ , el coeficiente será  $\alpha = 1$

g: Aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

r: Radio de la curva en planta, en [m]

f: Coeficiente reductor

Para el análisis en las secciones de apoyos y en pilas se obtendrán los siguientes valores por vía, cuyas reglas de aplicación se exponen también en la IAPF.

$$f = 0.45$$

$$q_{tk} = 4.76 \text{ kN/m}$$

$$Q_{tk} = 14.87 \text{ kN}$$

### - Efectos de Lazo

El efecto de lazo se asimilará a una única fuerza horizontal y puntual de valor característico  $Q_{sk} = \alpha \cdot 100\text{kN}$ . Donde para  $v > 120 \text{ km/h}$  y ancho de vía UIC, se tomará  $\alpha = 1$ . Por tanto, para el viaducto sobre el río Aragón Subordán  $Q_{sk} = 100\text{kN}$ . La ubicación de la carga y su aplicación para puentes de varias vías se detalla en la IAPF.



- Combinación de las Cargas Horizontales

Para obtener los esfuerzos más desfavorables en cada elemento en estudio se analizarán las combinaciones de cargas horizontales siguientes:

- a) Frenado y arranque, más la fuerza de lazo
- b) Fuerza centrífuga, más la fuerza de lazo
- c) Frenado y arranque, más el 50% de la fuerza centrífuga, más la fuerza de lazo.
- d) Fuerza centrífuga, más el 50% del frenado y arranque, más la fuerza de lazo

3. Sobrecarga en Terraplenes

Para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él (estribos, muros, etc.) se considerará la actuación sobre la zona de coronación del terraplén en la que puede actuar el tráfico ferroviario, de una sobrecarga uniforme de  $\alpha \cdot 30 \text{ kN/m}^2$ . Los condicionantes de su aplicación son explicados en la IAPF

4. Viento

La acción del viento se asimilará, a una carga estática equivalente, el método para la obtención de esta se presenta en la IAPF. En la siguiente tabla se resumen los valores de las diversas variables y ecuaciones, para los distintos empujes que se generan sobre el tablero y las pilas del viaducto proyectado.

Tabla 33. Valores de las Variables Utilizadas en el Cálculo de los Empujes del Viento sobre la Estructura

Tipo de Empuje	Z	C <sub>t</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>z</sub>	C <sub>g</sub>	V <sub>ref</sub> (m/s)	V <sub>c</sub> (m/s)	1/2ρV <sub>c</sub> <sup>2</sup> (m/s)	C <sub>d</sub>	A <sub>max</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>max</sub> (N)
<b>Pilas</b>	3.82	1.00	1.04	0.824	1.617	28.0	38.8	940	2.20	16.74	35185
<b>Tablero y Sobrecarga</b>	12.27	1.00	1.04	1.046	1.507	28.0	45.9	1316	1.93	7841.0	19920384
<b>Tablero – Longitudinal</b>	12.27	1.00	1.04	1.046	1.507	28.0	45.9	1316	2.20	7841.0	4980096
<b>Viento Vertical</b>	8.06	1.00	1.04	1.046	1.507	28.0	45.9	1316	0.50	13627.3	8969117

5. Nieve

La existencia de muretes guardabalasto facilita la acumulación adicional de nieve procedente de su retirada de la zona de vías. En ese caso se considerará la hipótesis de nieve cubriendo todo el tablero, excepto el camino de rodadura del tren, con un espesor igual a la altura del elemento de contención (0.5m), y con el peso específico de  $\gamma_{nieve} = 1.5 \text{ kN/m}^3$  correspondiente a un puente ubicado a una altitud de 800m sobre el nivel del mar.

$$q_k = 2.4 \text{ kN/m}$$

6. Acciones Térmicas

Se considerarán las acciones térmicas siguientes:

- Variación Uniforme Anual de la Temperatura del Tablero

Se denomina  $\Delta T$ , y es la diferencia, a lo largo del año, de los valores medios máximos y mínimos de la temperatura media efectiva en sus secciones transversales. La obtención de su



valor se detalla en la IAPF; para el viaducto proyectado se obtiene como variación uniforme anual de temperatura del tablero el valor de  $\Delta T = 36.58 \text{ }^\circ\text{C}$

- Gradiente Térmico Vertical Positivo del Tablero

Se produce por la diferencia de temperatura positiva entre las fibras superior e inferior del tablero debida al soleamiento. Se tomará  $\Delta T_{SI} = 4.79 \text{ }^\circ\text{C}$ , siguiendo lo indicado por la IAPF.

#### 8.5.1.4. Acciones Accidentales

##### 1. Descarrilamiento de Vehículos Ferroviarios

Los puentes de ferrocarril deben proyectarse para que, en caso de descarrilamiento, no se produzca el vuelco ni el colapso global de la estructura. Se considerarán dos situaciones de proyecto alternativas, cuyos detalles de aplicación de cargas se presentan en la IAPF.

#### 8.5.2. Valores Representativos de las Acciones

Son aquellos que son utilizados para comprobar los Estados Límite; dependen de la acción que se esté estudiando; para cada una de estas, en el presente proyecto, se tomó como valor representativo, el señalado por la IAPF. En el caso de las acciones variables, se obtuvieron también los valores de combinación, frecuente y cuasipermanente, que serán de utilidad cuando dos o más acciones variables actúen en simultáneo.

#### 8.5.3. Valores de Cálculo de las Acciones

El valor de cálculo de cada acción se obtendrá multiplicando su valor representativo por su correspondiente coeficiente parcial de seguridad,  $\gamma_F$ ; los valores de estos para estados límite últimos y para estados límite parciales están expresados en la IAPF.

#### 8.6. Combinación de Acciones

Las combinaciones de acciones empleadas en el presente proyecto se mencionan a continuación, las expresiones para cada una de estas se pueden encontrar en la IAPF.

##### 8.6.1. Estados Límite Últimos (ELU)

1. Situaciones Persistentes o Transitorias
2. Situaciones Accidentales sin Sismo

##### 8.6.2. Estados Límite de Servicio (ELS)

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales. Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

- Combinación característica (poco probable o rara)
- Combinación Frecuente
- Combinación Cuasipermanente:

Tabla 34. Combinaciones de Acciones Utilizadas.



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Combinación 1	CP + TCF + H	Combinación 2	CP + NF
Combinación 3	CP + V	Combinación 4	CP + N
Combinación 5	CP + T	Combinación 6	CP + TCF + H + NF
Combinación 7	CP + TCF + H + V	Combinación 8	CP + TCF + H + N
Combinación 9	CP + TCF + H + T	Combinación 10	CP + NF + V
Combinación 11	CP + NF + N	Combinación 12	CP + NF + T
Combinación 13	CP + V + N	Combinación 14	CP + V + T
Combinación 15	CP + N + T	Combinación 16	CP + TCF + H + NF + V
Combinación 17	CP + TCF + H + NF + N	Combinación 18	CP + TCF + H + NF + T
Combinación 19	CP + TCF + H + V + N	Combinación 20	CP + TCF + H + V + T
Combinación 21	CP + TCF + H + N + T	Combinación 22	CP + NF + V + N
Combinación 23	CP + NF + V + T	Combinación 24	CP + NF + N + T
Combinación 25	CP + V + N + T	Combinación 26	CP + TCF + H + NF + V + N
Combinación 27	CP + TCF + H + NF + V + T	Combinación 28	CP + TCF + H + NF + N + T
Combinación 29	CP + TCF + H + V + N + T	Combinación 30	CP + NF + V + N + T
Combinación 31	CP + TCF + H + NF + V + N + T		

Donde:

*CP*: Carga Permanente      *TCF*: Tren de Cargas Ferroviario  
*H*: Cargas Horizontales Debidas al Tráfico      *NF*: Cargas Verticales No Ferroviarias  
*V*: Viento.      *N*: Nieve.      *T*: Acciones Térmicas

De acuerdo a si la combinación es Poco Probable, Frecuente o Cuasipermanente y a qué carga es la más desfavorable para cada elemento analizado, se definirán los coeficientes  $\phi$ .

### 8.7. Geometría del Modelo

Se seleccionó un modelo de barras para representar los esfuerzos generados por las acciones sobre el viaducto; sin embargo, esta representación es insuficiente cuando se trata del diseño de elementos de más detalle. En apartados posteriores se expondrán los métodos aplicados.

#### 8.7.1. Geometría del Modelo de Barras

Debido a la dificultad que presenta el dibujo del modelo en un software de estructuras, este se realizó en AutoCAD; y luego se exportó al programa de cálculo estructural SAP2000.

El modelo consiste en un único eje longitudinal, conformado por barras rectas que siguen el trazado curvo del puente y que están localizadas en el centro de gravedad de la sección cajón. Para una buena aproximación a los resultados se utilizan diez barras por vano, a estas luego se asignarán las características geométricas y mecánicas del cajón de hormigón.

Las zonas de apoyo del tablero se representarán mediante barras horizontales y verticales rígidas que hacen las veces de los diafragmas y que transmitirán los esfuerzos desde el centro de gravedad de la sección, hasta los dos apoyos por pila que sostienen el tablero.

Se modelan dos tipos de aparatos de apoyo, pues solo aquellos que se ubican en la parte externa no permiten los desplazamientos en transversal; ambos se modelan mediante barras verticales de 0.5m. pero tienen distintas condiciones de contorno.



Finalmente, para representar el cambio de sección de las pilas, estas se modelan con barras verticales de 2 metros aproximadamente; las cuales presentarán las propiedades geométricas de las secciones de pila que se encuentran en la mitad de cada una de estas barras.

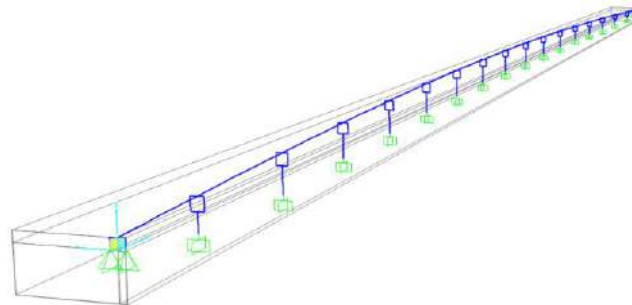


Fig 15. Modelo de Barras del Viaducto

### 8.7.2. Condiciones de Contorno

El estribo oeste es el encargado de recibir las fuerzas horizontales longitudinales que se producen sobre el tablero, sin embargo, este último está simplemente apoyado en la estructura de soporte, por lo que los giros son libres en esta conexión. Entonces, se seleccionan apoyos simples con los desplazamientos restringidos en cualquier dirección.

Solo el estribo oeste es el que deberá resistir las fuerzas horizontales longitudinales, por lo que en el estribo restante y en todas las pilas, los desplazamientos en esta dirección son liberados, puesto que estos elementos no están diseñados para recibir estas cargas. Por otro lado, no se pueden dejar libres los movimientos en transversal; para esto se fijarán todos los aparatos de apoyos externos en transversal. Para finalizar, todas las pilas se empotran en la base.

### 8.7.3. Secciones Transversales

No se presentan las correspondientes a los apoyos y a los diafragmas, puesto que son secciones con geometrías triviales, lo importante en estas es el material que las conforma, el cual debe garantizar una rigidez de estos elementos mucho mayor a las rigideces del tablero y las pilas.



Fig 16. Asignación de Secciones a las Barras del Modelo

- Sección Cajón sobre Apoyos (FSECap)

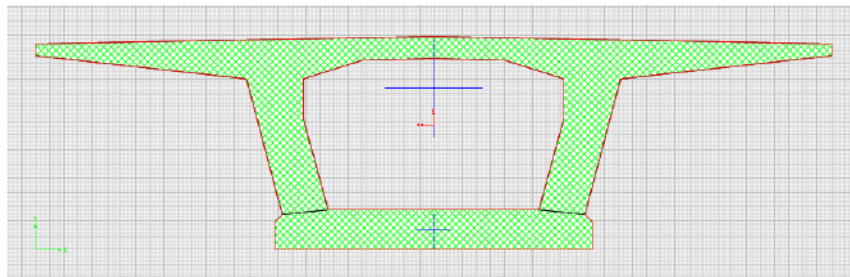


Fig 17. Sección del Cajón de Hormigón Ubicado sobre las Pilas

Properties			
Cross-section (axial) area	14.566	Section modulus about 3 axis	11.7992
Moment of Inertia about 3 axis	25.7619	Section modulus about 2 axis	18.5532
Moment of Inertia about 2 axis	129.8726	Plastic modulus about 3 axis	17.3297
Product of Inertia about 2-3	9.664E-05	Plastic modulus about 2 axis	37.6131
Shear area in 2 direction	6.5778	Radius of Gyration about 3 axis	1.3299
Shear area in 3 direction	10.8872	Radius of Gyration about 2 axis	2.986
Torsional constant	44.485	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fig 18. Propiedades Mecánicas de la Sección de Cajón sobre Pilas

- Sección Cajón en Centro de Vano (FSECcdv)

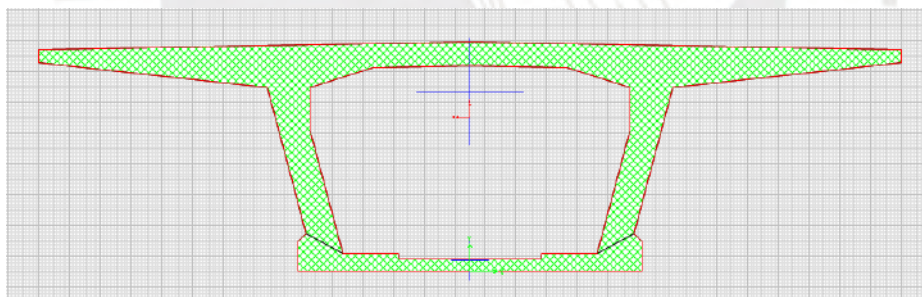


Fig 19. Sección del Cajón de Hormigón en Centro de Vano

Properties			
Cross-section (axial) area	11.0196	Section modulus about 3 axis	7.1584
Moment of Inertia about 3 axis	17.9543	Section modulus about 2 axis	16.993
Moment of Inertia about 2 axis	118.9511	Plastic modulus about 3 axis	10.6276
Product of Inertia about 2-3	-6.651E-08	Plastic modulus about 2 axis	32.0384
Shear area in 2 direction	4.2946	Radius of Gyration about 3 axis	1.2764
Shear area in 3 direction	7.17	Radius of Gyration about 2 axis	3.2855
Torsional constant	31.4448	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fig 20. Propiedades Mecánicas de la Sección de Cajón en Centro de Vano

- Sección Cajón Intermedia (FSECint)

Esta sección representa la transición de la sección del tablero en centro de vano, a la sección que se ubica sobre los soportes.

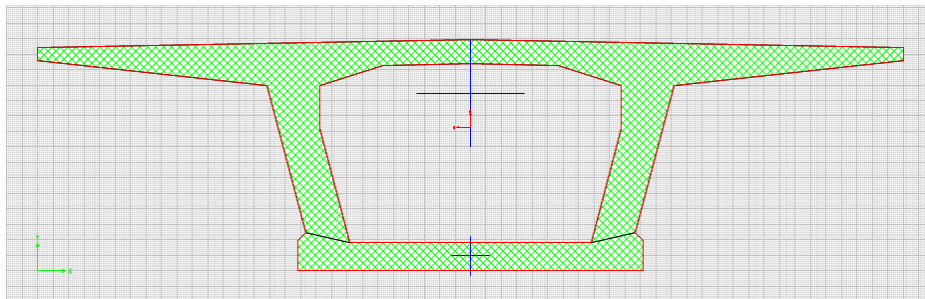


Fig 21. Sección del Cajón de Hormigón Intermedia

Properties			
Cross-section (axial) area	12.7628	Section modulus about 3 axis	9.69
Moment of Inertia about 3 axis	22.4733	Section modulus about 2 axis	17.8158
Moment of Inertia about 2 axis	124.7106	Plastic modulus about 3 axis	14.2038
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	34.8676
Shear area in 2 direction	5.3981	Radius of Gyration about 3 axis	1.327
Shear area in 3 direction	8.972	Radius of Gyration about 2 axis	3.1259
Torsional constant	39.9042	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fig 22. Propiedades Mecánicas de la Sección de Cajón Intermedia

- Sección Pila. Barra Vertical Superior (Pila 1)



Fig 23. Dimensiones de la Sección Pila 1

- Sección Pila. Barra Horizontal (Pila.Trans.Inf)



Fig 24. Dimensiones de la Sección Pila Transversal e Inferior

- Sección Pila. Barra Vertical Intermedia (Pila 2)

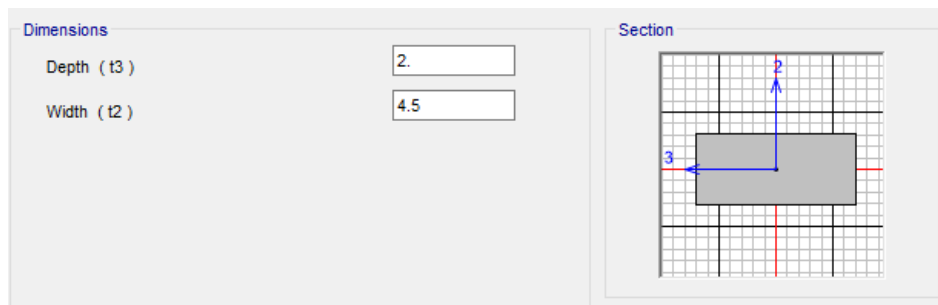


Fig 25. Dimensiones de la Sección Pila 2

- Sección Pila. Barra Vertical Inferior (Pila 3)

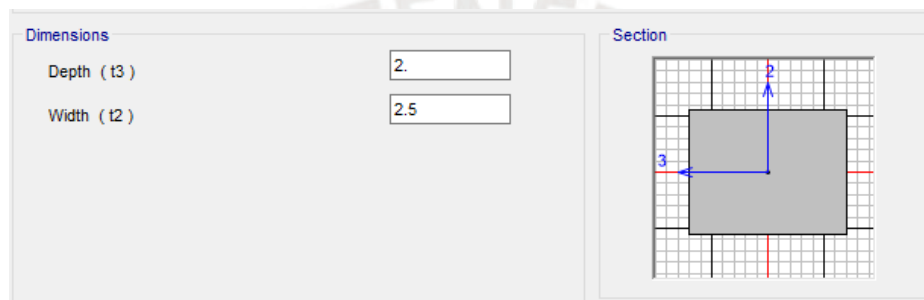


Fig 26. Dimensiones de la Sección Pila 3

## 8.8. Introducción de Cargas

- Peso Propio

Para este caso se consideró, además del peso de las distintas secciones utilizadas en el modelo, el peso de los diafragmas.

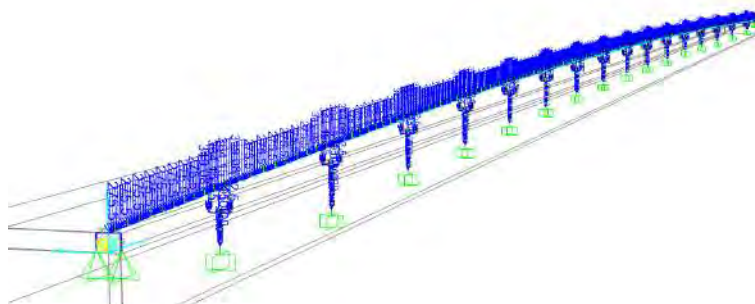


Fig 27. Peso Propio sobre el Modelo

- Carga Muerta

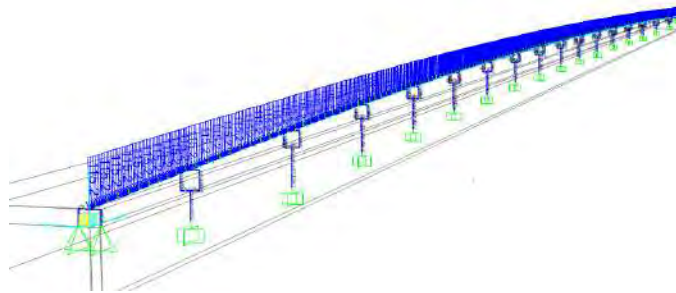


Fig 28. Esfuerzos Verticales de la Carga Muerta sobre el Modelo

Debido a que se trata de un puente curvo, el peralte necesario por el tren se establece mediante la disposición del balasto, es por esta razón que la carga muerta presentará unos pequeños momentos torsores distribuidos a lo largo del tablero.

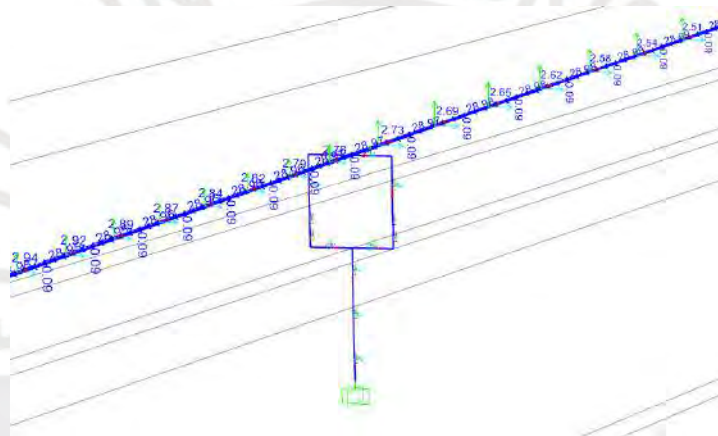


Fig 29. Esfuerzos Flectores de la Carga Muerta sobre el Modelo

- Tren de Cargas Ferroviarias

La sobrecarga de uso se aplicará de forma que en cada elemento se encuentre el resultado más desfavorable. Para obtener el momento flector más crítico sobre los apoyos, se aplican la sobrecarga de uso uniforme en los dos vanos adyacentes y la sobrecarga de uso puntual en uno de los centros de vano contiguos, como se muestran en las siguientes imágenes, que representan el momento flector más crítico sobre la última pila.

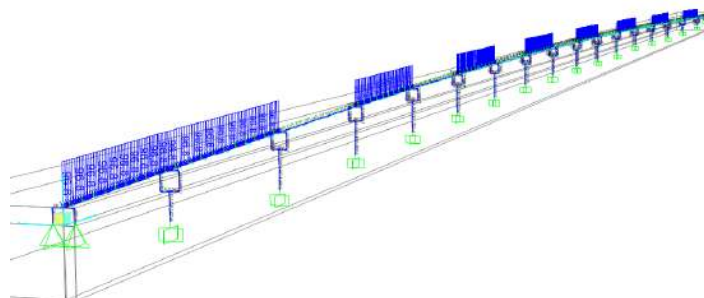


Fig 30. Sobrecarga Uniforme del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Momento Flector Pésimo sobre la Pila 16

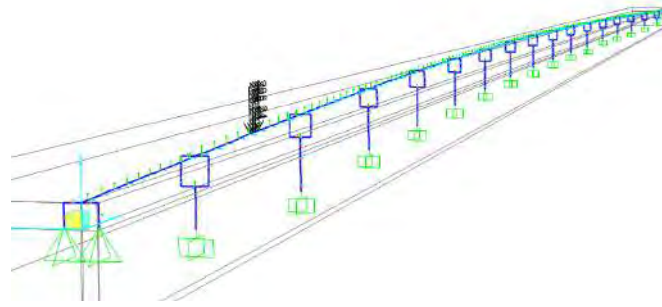


Fig 31. Sobrecarga Puntual del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Momento Flector Pésimo sobre la Pila 16

Asimismo, si lo que se busca es el momento flector más crítico en el centro de vano, se aplica la sobrecarga de uso uniforme y puntual sobre este vano como se muestran en las siguientes imágenes que representan la aplicación de cargas para obtener el momento flector máximo en el centro del último vano.

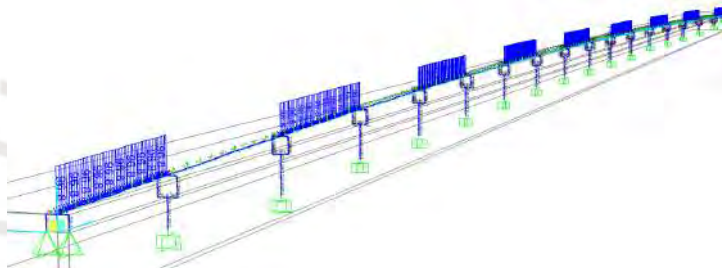


Fig 32. Sobrecarga Uniforme del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Momento Flector Pésimo en el Centro de Vano 17

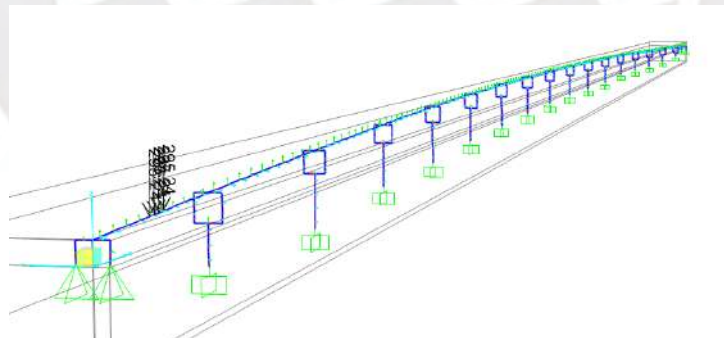


Fig 33. Sobrecarga Puntual del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Momento Flector Pésimo en el Centro de Vano 17

Por otro lado, si lo que se quiere obtener es el máximo esfuerzo cortante de un vano, el cual se presentará sobre los apoyos, la sobrecarga de uso uniforme se aplicará sobre los vanos contiguos, mientras que la puntual se situará alrededor del apoyo. A continuación, se presenta la disposición de cargas para obtener el máximo esfuerzo cortante sobre la última pila.

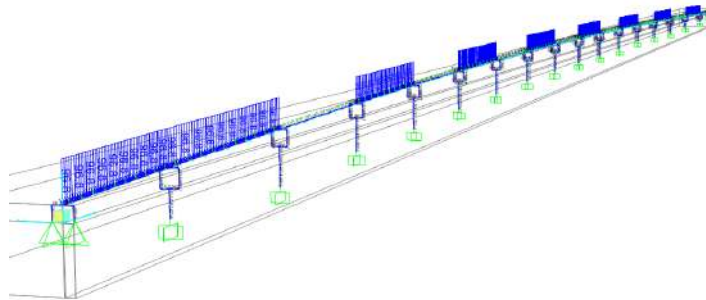


Fig 34. Sobrecarga Uniforme del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Esfuerzo Cortante Pésimo sobre la Pila 16

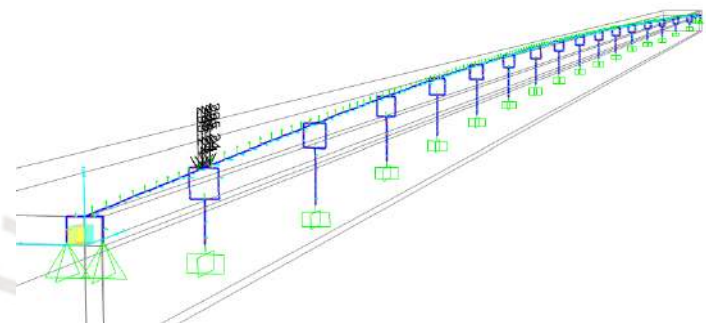


Fig 35. Sobrecarga Puntual del Tren de Cargas Ferroviarias para Obtener el Esfuerzo Cortante Pésimo sobre la Pila 16

Así como los casos que se han detallado, existen otras disposiciones de la sobrecarga de tal forma que se obtengan los esfuerzos más desfavorables para cada caso estudiado. Algunos de los casos restantes son: máximo torsor en el tablero, máximo y mínimo axil sobre los aparatos de apoyo, máximo y mínimo axil en las pilas, entre otros.

- Cargas No Ferroviarias

La disposición de las cargas no ferroviarias, que son las cargas en aceras y paseos de servicio, será uniforme en todo el tablero, así como el caso de la carga muerta, también se aplican momentos torsores distribuidos.

- Nieve

La última carga vertical por presentar es la sobrecarga de nieve, esta se aplica uniformemente sobre todo el tablero.

- Cargas Horizontales Debidas al Tráfico

- Frenado y Arranque

Se trata de una carga longitudinal, que se aplicará distribuida sobre el tablero en distintas ubicaciones, son cargas que, de acuerdo a la IAPF, tienen una extensión máxima, la cual se alcanzará en este proyecto al tratarse de un viaducto de gran longitud.

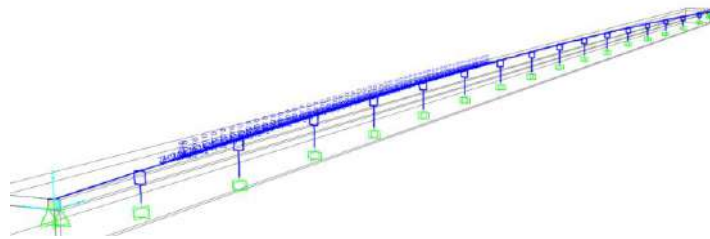


Fig 36. Carga de Frenado sobre el Modelo

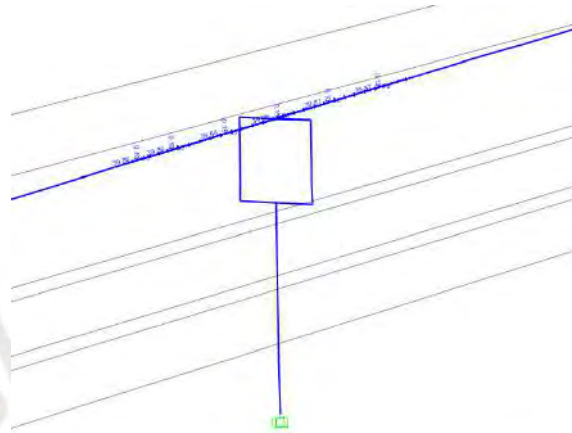


Fig 37. Carga de Arranque sobre el Modelo

- Fuerza Centrífuga

Consta de una carga uniformemente distribuida, cuya aplicación debe coincidir con el tren de cargas ferroviario en extensión; sin embargo, para estar más del lado de la seguridad se aplicó sobre todo el tablero; y de cargas concentradas ubicadas de modo que se produzcan los esfuerzos pésimos en el elemento estudiado.

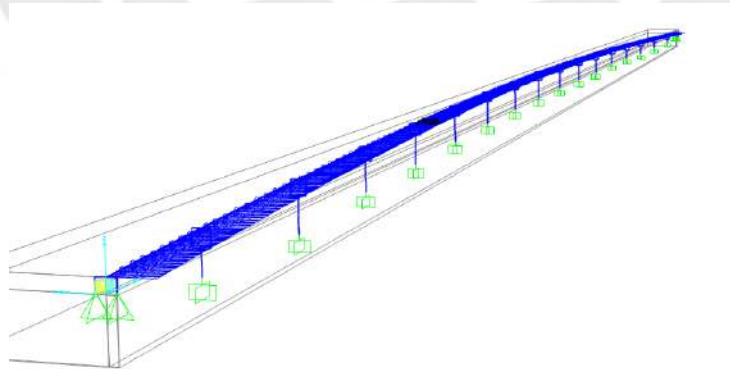


Fig 38. Fuerza Centrífuga para Obtener los Esfuerzos Pésimos en la Pila 13



- Efecto de Lazo

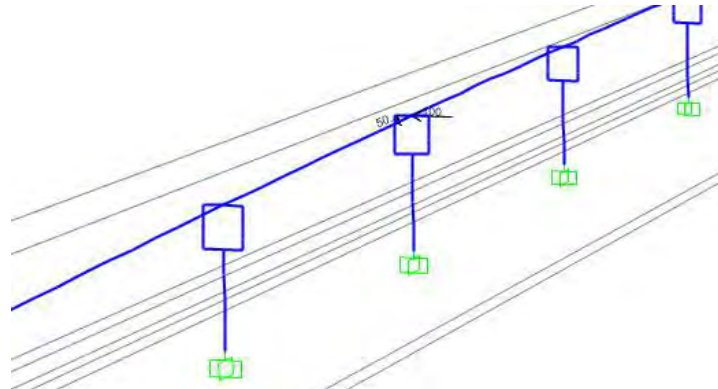


Fig 39. Efecto de Lazo para Obtener los Esfuerzos Pésimos en la Pila 13

- Viento

El viento viene a ser una carga uniformemente distribuida sobre el tablero y que se aplica en dirección longitudinal, transversal o vertical como se muestra en las siguientes imágenes.

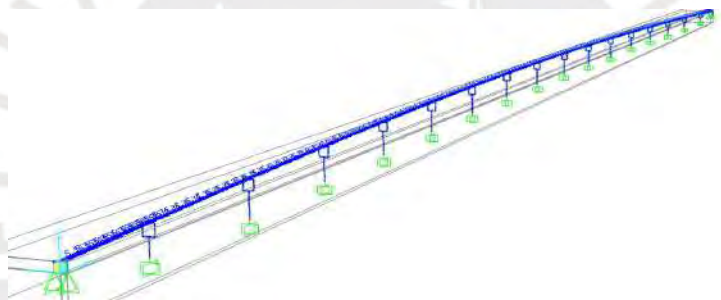


Fig 40. Viento Longitudinal sobre el Tablero

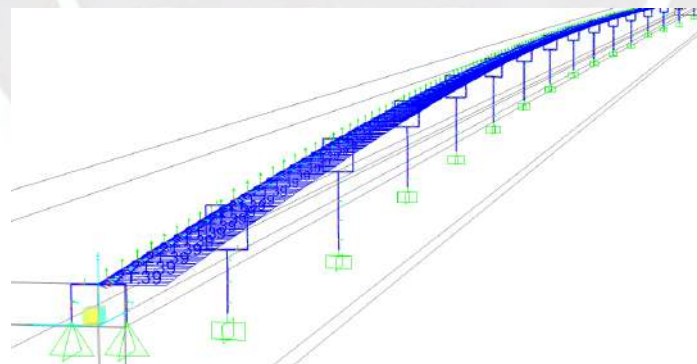


Fig 41. Viento Transversal sobre el Tablero

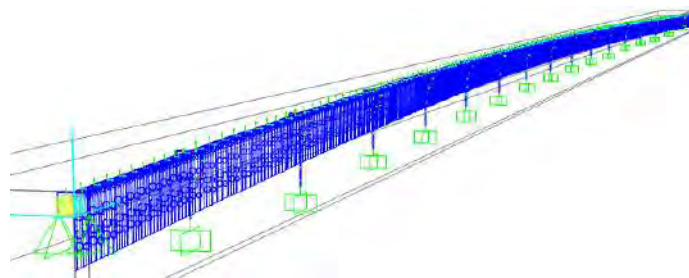


Fig 42. Viento Vertical Hacia Arriba sobre el Tablero

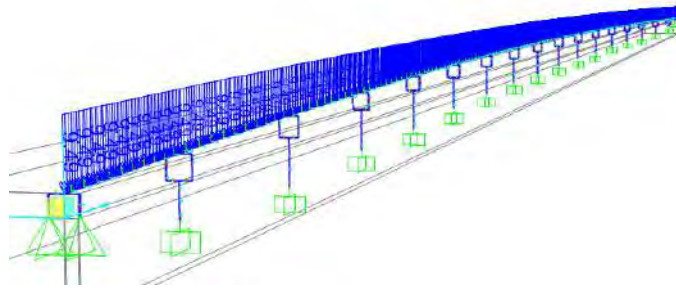


Fig 43. Viento Vertical Hacia Abajo sobre el Tablero

También se analizó, el efecto del viento sobre las pilas, tanto en dirección transversal como en dirección longitudinal. A continuación, se muestra la disposición de las cargas que representan el viento sobre la pila más crítica.

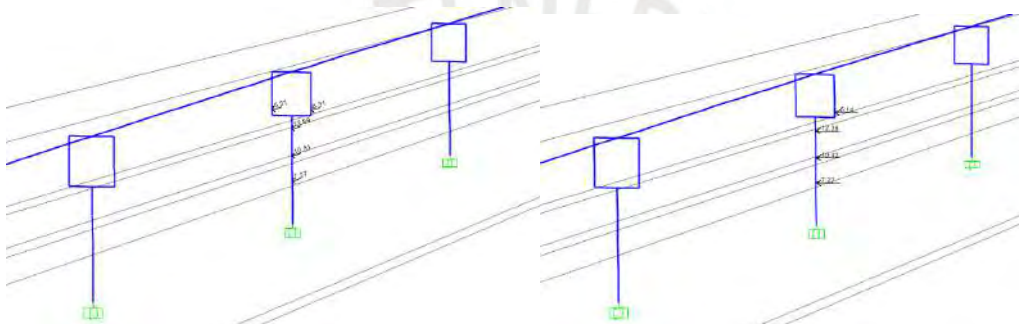


Fig 44. Viento Longitudinal y Transversal sobre una Pila

- Pretensado

Finalmente, sobre el modelo se aplicó la carga que representa el efecto del pretensado de servicio utilizado o pretensado de segunda fase, con el fin de considerar el efecto hiperestático.

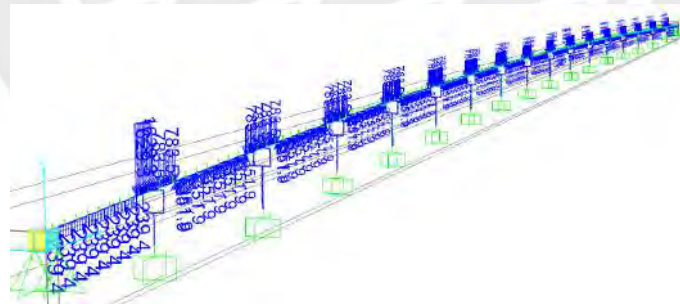


Fig 45. Sobrecarga Uniforme del Pretensado de Segunda Fase

## 8.9. Esfuerzos de Dimensionamiento

### 8.9.1. Fase Constructiva

La única acción presente en esta fase es la del peso propio, y se analizan dos situaciones para dar con los esfuerzos máximos a resistir en los vanos típicos y en los primeros vanos, los cuales son los más cargados debido a la presencia de volados durante el procedimiento de empuje.

Previamente a este análisis se tiene que dimensionar la nariz, que tiene como objetivo disminuir los esfuerzos generados por los volados. A continuación, se presentan los resultados más significativos.

- Volado de Un Sexto de Vano (Solo La Nariz)

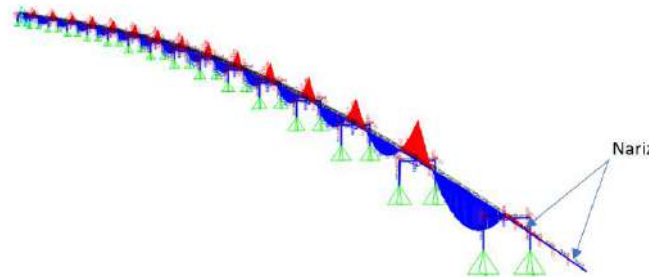


Fig 46. Ley de Momentos Flectores. Volado de un Sexto de Vano

Tabla 35. Momentos Flectores. Volado de un Sexto de Vano. Puente en Construcción

Ubicación en el Estado Final	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Sección del Primer Vano	Momento Flector Máximo	64 342.7 mkN
	Momento Flector Mínimo	-86 501.6 mkN
Sección Tipo	Momento Flector Máximo	42 555.0 mkN
	Momento Flector Mínimo	-73 970.2 mkN

- Volado de Todo el Vano sin Llegar a Apoyar en la Siguiete Pila

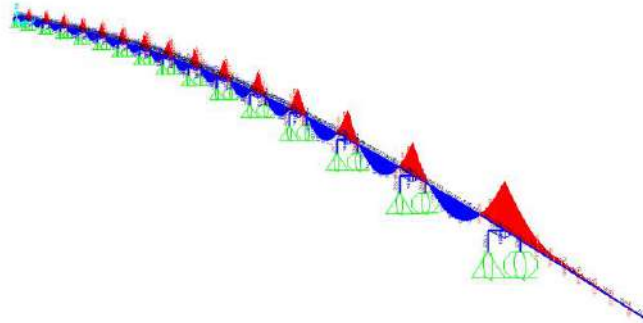


Fig 47. Ley de Momentos Flectores. Volado de todo el Vano sin Apoyar en la Siguiete Pila

Tabla 36. Momentos Flectores. Volado de todo el Vano sin Apoyar en la Siguiete Pila. Puente en Construcción

Ubicación en el Estado Final	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Sección del Primer Vano	Momento Flector Máximo	33 288.8 mkN
	Momento Flector Mínimo	-82 364.6 mkN
Sección Tipo	Momento Flector Máximo	41 250.2 mkN
	Momento Flector Mínimo	-73 444.6 mkN

### 8.9.2. Cargas Permanentes

Una vez culminada la construcción del viaducto, las acciones a las cuales será sometida la estructura cambiarán, y para diseñar el refuerzo necesario en los distintos elementos, se extraerán los resultados de las leyes de esfuerzos según sea conveniente para cada elemento.

A continuación, se presentarán los esfuerzos resultantes más relevantes tras aplicar las cargas permanentes en la estructura (peso propio y carga muerta).

- Ley de Momentos Flectores

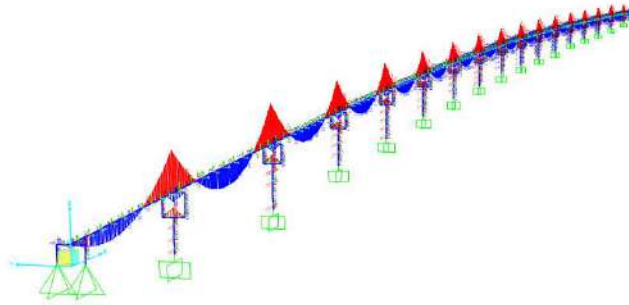


Fig 48. Ley de Momentos Flectores. Cargas Permanentes

Tabla 37. Momentos Flectores. Cargas Permanentes

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Máximo	29 038.1 mkN
	Momento Flector Mínimo	-90 775.0 mkN
Vano Interior	Momento Flector Máximo	50 761.9 mkN
	Momento Flector Mínimo	-110 695.6 mkN

- Ley de Esfuerzos Cortantes

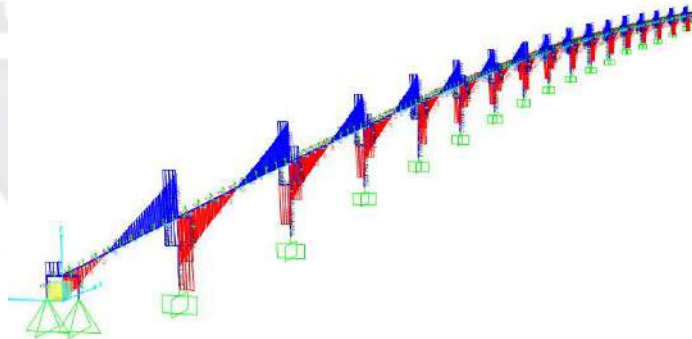


Fig 49. Ley de Esfuerzos Cortantes. Cargas Permanentes

Tabla 38. Esfuerzos Cortantes. Cargas Permanentes

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Esfuerzo Cortante Máximo	10 802.9 kN
Vano Interior	Esfuerzo Cortante Máximo	11 501.8 kN

- Ley de Momentos Torsores

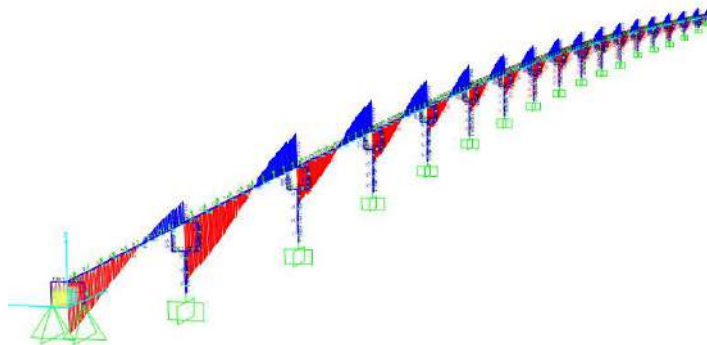


Fig 50. Ley de Momentos Torsores. Cargas Permanentes

Tabla 39. Momentos Torsores. Cargas Permanentes

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Torsor Máximo	756.5 mkN
Vano Interior	Momento Torsor Máximo	1027.0 mkN

### 8.9.3. Tren de Cargas Ferroviarias

En este subapartado se presentan los esfuerzos más relevantes resultado del análisis de la estructura tras el paso del tren de cargas ferroviarias. Es conveniente presentar los resultados mediante envolventes, debido a las muchas distribuciones de carga que se pueden aplicar.

- Ley de Momentos Flectores



Fig 51. Ley de Momentos Flectores. Tren de Cargas Ferroviarias

Tabla 40. Momentos Flectores. Tren de Cargas Ferroviarias

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Máximo	38 205.2 mkN
	Momento Flector Mínimo	-65 419.8 mkN
Vano Interior	Momento Flector Máximo	56 561.7 mkN
	Momento Flector Mínimo	-78 494.5 mkN

- Ley de Esfuerzos Cortantes

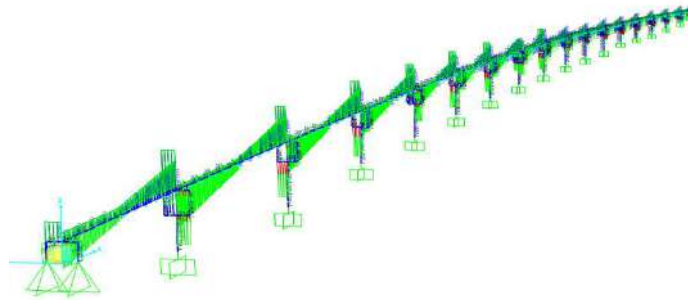


Fig 52. Ley de Esfuerzos Cortantes. Tren de Cargas Ferroviarias

Tabla 41. Esfuerzos Cortantes. Tren de Cargas Ferroviarias

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Esfuerzo Cortante Máximo	7408.7 kN
Vano Interior	Esfuerzo Cortante Máximo	7495.8 kN

- Ley de Momentos Torsores

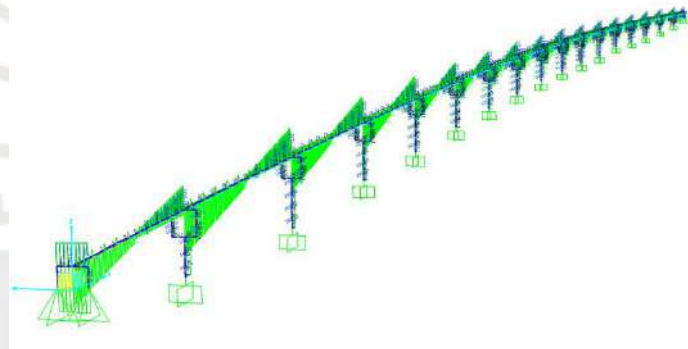


Fig 53. Ley de Momentos Torsores. Tren de Cargas Ferroviarias

Tabla 42. Momentos Torsores. Tren de Cargas Ferroviarias

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Torsor Máximo	7665.6 mkN
Vano Interior	Momento Torsor Máximo	10 074.9 mkN

#### 8.9.4. Cargas No Ferroviarias

La distribución es la misma a la que presenta la carga permanente, con valores bastante pequeños que se resumen a continuación.

Tabla 43. Esfuerzos Flectores, Cortantes y Torsores. Cargas No Ferroviarias

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Máximo	2584.8 mkN
	Momento Flector Mínimo	-4880.3 mkN
Vano Interior	Momento Flector Máximo	3773.8 mkN
	Momento Flector Mínimo	-6009.8 mkN
Último Vano	Esfuerzo Cortante Máximo	514.7 kN
Vano Interior	Esfuerzo Cortante Máximo	521.9 kN
Último Vano	Momento Torsor Máximo	1163.1 mkN
Vano Interior	Momento Torsor Máximo	1584.1 mkN

### 8.9.5. Cargas Horizontales Debidas al Tráfico

Las cargas horizontales serán determinantes en el cálculo de los esfuerzos en los apoyos y las pilas. Asimismo, los valores de momentos torsores en el tablero no son despreciables y condicionan el diseño.

- Frenado y Arranque
- Ley de Momentos Flectores

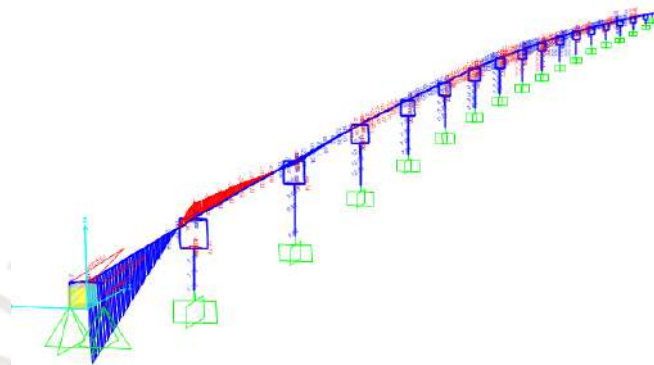


Fig 54. Ley de Momentos Flectores. Carga de Frenado

Tabla 44. Momentos Flectores. Carga de Frenado

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Máximo	22 121.9 mkN
	Momento Flector Mínimo	-22 121.9 mkN

El cuadro representa los esfuerzos máximos y mínimos producidos por el frenado, considerando la actuación de este en ambos sentidos.

- Ley de Esfuerzos Cortantes en el Estribo

Debido a que el puente está proyectado con libertad de movimiento en los aparatos de apoyo de todas las pilas y del estribo este. La totalidad de la carga de frenado se transmite al estribo oeste como se observa en la siguiente imagen.

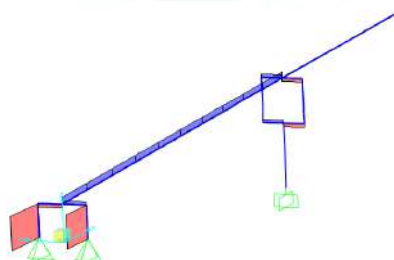


Fig 55. Ley de Esfuerzos Cortantes en el Estribo Oeste. Carga de Frenado

- Fuerza Centrífuga
- Ley de Momentos Torsores

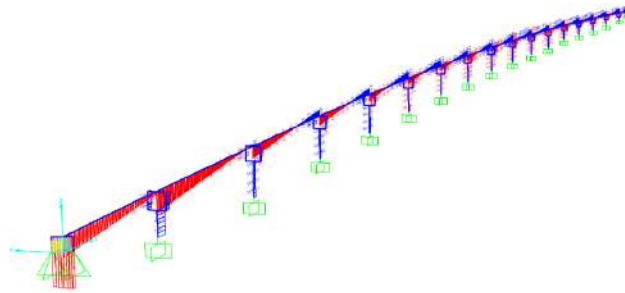


Fig 56. Ley de Momentos Torsores. Fuerza Centrifuga

Tabla 45. Momentos Torsores. Fuerza Centrifuga

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Vano 13	Momento Torsor Máximo	996.9 mkN
Vano 14	Momento Torsor Mínimo	-1031.2 mkN

- Leyes de Esfuerzos Cortantes y Momentos Flectores Sobre la Pila 13

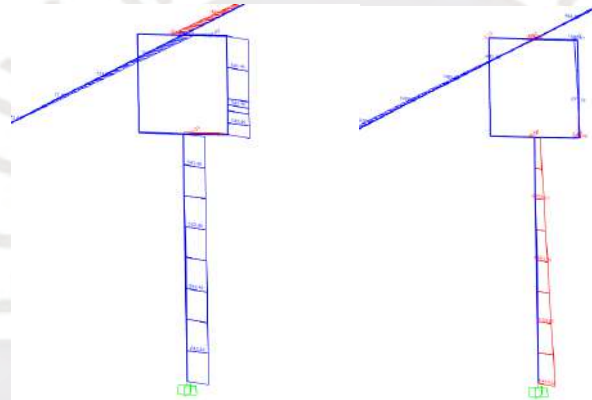


Fig 57. Leyes de Esfuerzos Cortantes y de Momentos Flectores en la Pila 13. Fuerza Centrifuga

Tabla 46. Esfuerzos Cortantes y Flectores en la Pila 13- Fuerza Centrifuga

Elemento	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Pila 13	Esfuerzo Cortante Máximo	543.5 kN
	Momento Flector Máximo	8459.4 mkN

- Efecto de Lazo
- Ley de Momentos Torsores

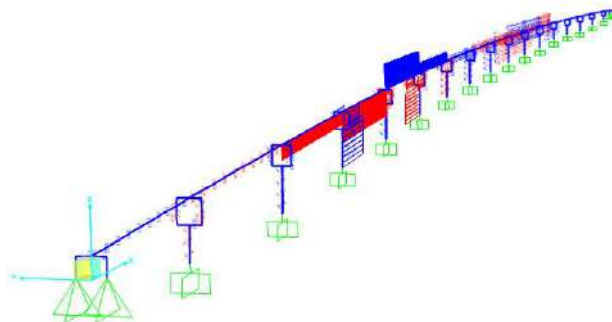


Fig 58. Ley de Momentos Torsores. Efecto de Lazo sobre la Pila 13



Tabla 47. Momentos Torsores. Efecto de Lazo

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Vano 13	Momento Torsor Máximo	75.4 mkN

- Leyes de Esfuerzos Cortantes y Momentos Flectores Sobre la Pila 13

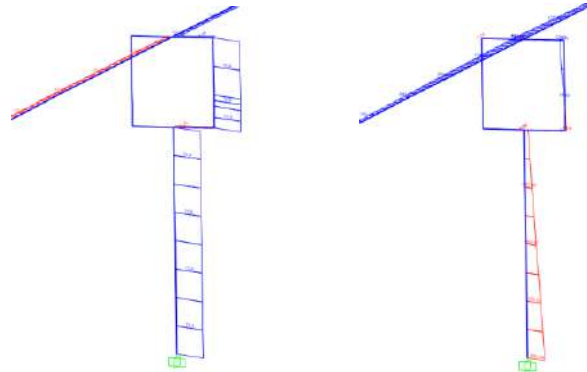


Fig 59. Leyes de Esfuerzos Cortantes y de Momentos Flectores en la Pila 13. Efecto de Lazo

Tabla 48. Esfuerzos Cortantes y Flectores en la Pila 13. Efecto de Lazo

Elemento	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Pila 13	Esfuerzo Cortante Máximo	73.9 kN
	Momento Flector Máximo	966.6 mkN

### 8.9.6. Viento

- Viento Longitudinal

Al igual que con el frenado, la carga del viento longitudinal se transmite al estribo oeste como esfuerzos cortantes; asimismo, se producen momentos flectores importantes en el último vano.

Tabla 49. Momentos Flectores. Viento Longitudinal

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Máximo	13 030.2 mkN
	Momento Flector Mínimo	-13 030.2 mkN

- Empuje Vertical del Viento Transversal
- Ley de Momentos Flectores

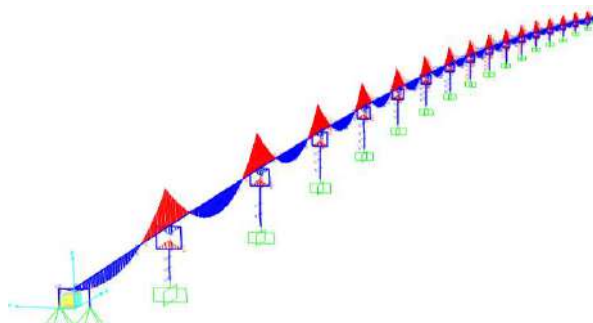


Fig 60. Ley de Momentos Flectores en el Tablero. Viento Vertical Hacia Abajo

Tabla 50. Momentos Flectores. Viento Vertical Hacia Abajo

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Máximo	740.2 mkN
	Momento Flector Mínimo	-2334.5 mkN
Vano Interior	Momento Flector Máximo	1270.8 mkN
	Momento Flector Mínimo	-2832.4 mkN

- Empuje Horizontal del Viento Transversal

Como en el caso de la fuerza centrífuga, la aplicación de esta acción sobre el tablero generará esfuerzos torsores en este, así como esfuerzos cortantes y momentos flectores en las pilas. Sin embargo, a diferencia de la fuerza centrífuga, el viento transversal aplica cargas sobre las pilas también, produciéndose unos esfuerzos añadidos.

- Ley de Momentos Torsores

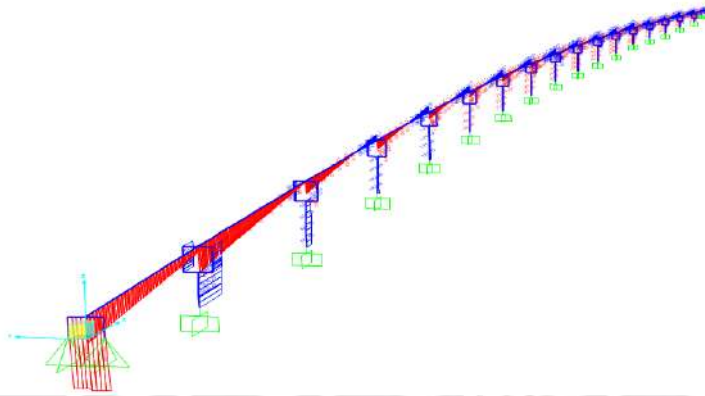


Fig 61. Ley de Momentos Torsores. Viento Transversal

Tabla 51. Momentos Torsores. Viento Transversal

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Torsor Mínimo	-1802.4 mkN
Vano Interior	Momento Torsor Mínimo	-2127.5 mkN

- Leyes de Esfuerzos Cortantes y Momentos Flectores Sobre la Pila 13. (Empuje Horizontal del Viento Transversal sobre el Tablero)

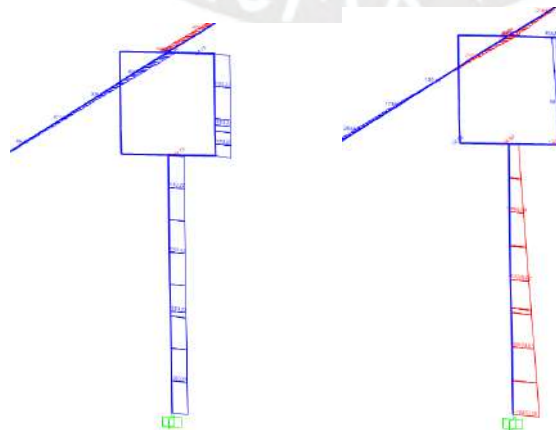


Fig 62. Leyes de Esfuerzos Cortantes y de Momentos Flectores en la Pila 13. Viento Transversal en el Tablero

Tabla 52. Esfuerzos Cortantes y Flectores en la Pila 13. Viento Transversal en el Tablero

Elemento	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Pila 13	Esfuerzo Cortante Máximo	1183.2 kN
	Momento Flector Máximo	19 070.1 mkN

- Leyes de Esfuerzos Cortantes y Momentos Flectores Sobre la Pila 13. (Empuje Horizontal del Viento Transversal sobre la Pila)

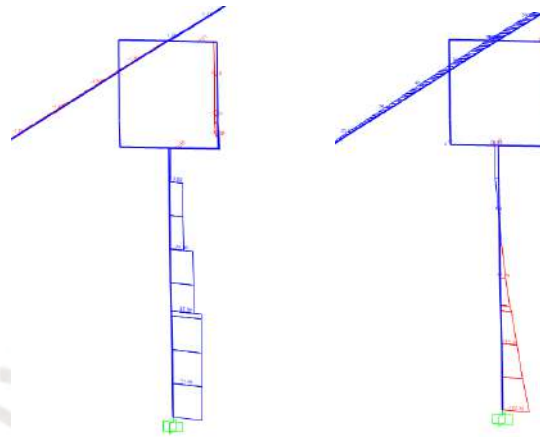


Fig 63. Leyes de Esfuerzos Cortantes y de Momentos Flectores en la Pila 13. Viento Transversal en la Pila

Tabla 53. Esfuerzos Cortantes y Flectores en la Pila 13. Viento Transversal en la Pila

Elemento	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Pila 13	Esfuerzo Cortante Máximo	31.6 kN
	Momento Flector Máximo	197.3 mkN

### 8.9.7. Nieve

La sobrecarga de nieve presenta la misma distribución de esfuerzos de las cargas permanentes, los valores resultantes se resumen a continuación:

Tabla 54. Esfuerzos Flectores y Cortantes. Nieve

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Máximo	189.8 mkN
	Momento Flector Mínimo	-583.4 mkN
Vano Interior	Momento Flector Máximo	328.3 mkN
	Momento Flector Mínimo	-709.6 mkN
Último Vano	Esfuerzo Cortante Máximo	66.2 kN
Vano Interior	Esfuerzo Cortante Máximo	70.6 kN

### 8.9.8. Acciones Térmicas

Los únicos esfuerzos resultantes de las acciones térmicas, serán los producidos debido al gradiente térmico vertical positivo del tablero.

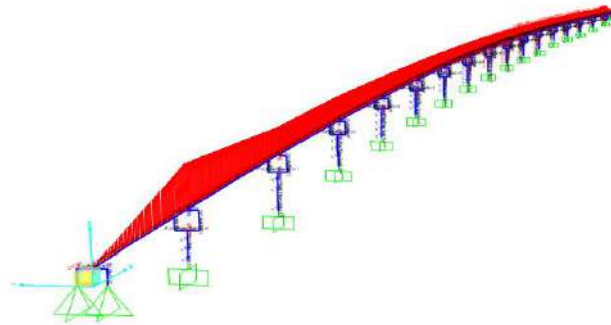


Fig 64. Ley de Momentos Flectores. Acciones Térmicas

Tabla 55. Momentos Flectores. Acciones Térmicas

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Mínimo	-9060.3 mkN
Vano Interior	Momento Flector Mínimo	-6945.8 mkN

### 8.9.9. Pretensado

El pretensado viene a ser una acción que produce esfuerzos de dimensionamiento, pero tendrán carácter resistente.

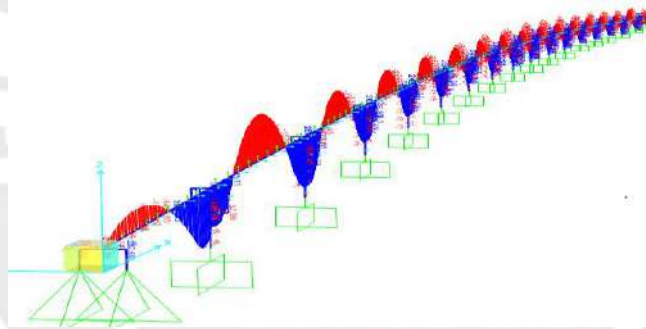


Fig 65. Ley de Momentos Flectores. Pretensado

Tabla 56. Momentos Flectores. Pretensado de Segunda Fase

Vano	Ley de Esfuerzo	Resultado en ELS
Último Vano	Momento Flector Máximo	40 427.2 mkN
	Momento Flector Mínimo	-26 495.4 mkN
Vano Interior	Momento Flector Máximo	53 214.3 mkN
	Momento Flector Mínimo	-40 967.7 mkN

### 8.10. Dimensionamiento del Refuerzo del Tablero

#### 8.10.1. Dimensionamiento del Pretensado

La carga de pretensado es definida por la IAPF como una acción permanente no constante, esta no se conoce a priori pues es objeto de dimensionamiento, el siguiente subapartado detallará el proceso de dimensionamiento y las comprobaciones a realizar tras el diseño en el tablero.

Al tratarse de un puente cajón empujado, el refuerzo activo se dividirá en dos grupos. El primero será el pretensado para la fase constructiva, el cual resistirá los esfuerzos generados durante la construcción; es decir los provocados por el peso propio. El segundo grupo se trata el pretensado en fase de servicio, este se tensará una vez empujado el puente y colocado en su ubicación final, y será el que permita resistir los esfuerzos debido a la carga muerta y a las cargas variables.

Estos grupos presentan algunos criterios de dimensionamiento común que se explican a continuación:

- El pretensado postesado consiste en el empleo de tendones (grupo de cordones) dentro de una vaina; en el espacio libre entre la vaina y los tendones habrá lechada de cemento.
- Las vainas son tubos metálicos rígidos que presentarán un perfil corrugado para garantizar la adherencia del cable a la estructura. Estos conductos presentarán un espesor mínimo de 2.0 mm.
- El diámetro interior de la vaina debe permitir una correcta inyección de lechada de cemento, para los tendones de 19 cordones el valor será de  $\varphi_{vaina} = 100mm$ .
- De acuerdo con la norma EHE-08 la distancia libre entre armaduras activas postesas será, para este proyecto, tanto en dirección vertical como horizontal igual al diámetro de la vaina  $\varphi_{vaina} = 100mm$ .
- Según la EHE-08, para el presente viaducto el recubrimiento en vertical y en horizontal de las armaduras postesas será  $r = 80mm$
- Para el estudio de las tensiones producidas en el tablero en Estado Límite de Servicio, se emplearán secciones efectivas en la zona próxima a los apoyos, pues en estas zonas los esfuerzos transmitidos por el pretensado no llegan a transmitirse en toda la sección de las losas. Se siguió lo dispuesto por la normativa PRX-95 Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carretera.
- Se asumen válidas las siguientes hipótesis para el cálculo:
  - El trazado del pretensado está formado por parábolas tangentes
  - El ángulo que forma el pretensado con la horizontal es pequeño.

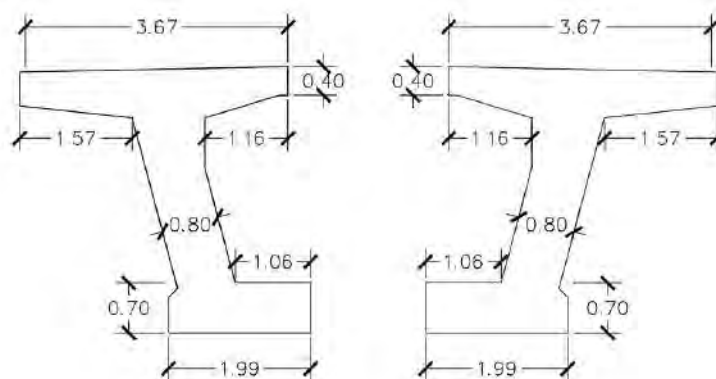


Fig 66. Sección Efectiva del Tablero sobre Apoyos

Como ha sido mencionado, el pretensado se dispone en dos fases, y la fuerza de tesado a emplear en el cálculo de cada caso difiere. Para el cálculo en primera fase, se consideran



únicamente las pérdidas instantáneas, mientras que, para el pretensado restante, también se toman en cuenta las pérdidas diferidas.

El valor de las pérdidas también forma parte del proceso iterativo para el cálculo de los cables de pretensado. Los valores finales son detallados en el anexo F “Pérdidas del Pretensado”. Durante el tesado de los tendones se aplicará únicamente el 70% de la carga de rotura. De esta forma la fuerza de tesado de cada tendón se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P_{tesado} = (1 - \text{Pérdidas}) \times A_{tendón} \times 0.70 f_{pu}$$

El objetivo de este apartado es encontrar el número de tendones de pretensado a utilizar en cada fase.

### 8.10.1.1. Fase Constructiva

Es importante señalar algunos criterios de dimensionamiento específicos para el pretensado necesario para la fase constructiva.

- El pretensado dispuesto no debe generar ningún esfuerzo de flexión, por eso el trazado será recto, se dispondrá en las losas superior e inferior y los cables serán distribuido de modo que el centroide de las cargas aplicadas coincida con el centroide de la sección.
- Debido a la longitud del puente, los cables principales tendrán la extensión de un vano. En las zonas sobre apoyos, en donde se requieren más tendones, se añadirán cables complementarios con medio vano de extensión, de cuarto de vano a cuarto de vano.
- El tensado se realizará de un extremo, es decir se empleará por cada cable un dispositivo de anclaje activo y uno de anclaje pasivo (para los cables principales se utilizarán acopladores fijos).

#### 1. Descripción del Procedimiento

La fuerza de tesado para el pretensado de la fase constructiva es  $P_{tesado} = 3265.4 \text{ kN}$ . Este valor se halló con las  $\text{Pérdidas} = 12\%$ . Se analizaron 3 vanos, el primer vano, el último vano y un vano típico interior, en cada uno de ellos 2 secciones una en centro de vano y la otra en los apoyos.

Las acciones sobre el tablero en fase constructiva son las del pretensado y las del peso propio. Las tensiones a compensar por parte del pretensado son las establecidas en el apartado 8.9.1.

El número de tendones y su disposición se hallan de forma que no se produzcan tracciones en la sección, es decir que las tensiones de compresión desarrolladas por la fuerza axial del pretensado compensen las de tracción generadas por los momentos flectores del peso propio.

#### 2. Definición de la Armadura Postesa

No solo las cargas a las que está sometida la estructura definieron la definición del refuerzo en fase constructiva del tablero, también lo hizo el espacio en la sección para las vainas del refuerzo curvo o el de fase de servicio. Así pues, en las secciones sobre apoyos, si se colocaba



únicamente el refuerzo necesario para soportar las cargas, se iba a necesitar mucho pretensado de segunda fase, haciendo poco eficaz su empleo. Es por esta razón que se decidió utilizar un mayor número de tendones en fase constructiva, para así disminuir el número de cables que viaja por las almas.

Tabla 57. Disposición y Características del Pretensado de Primera Fase

Tabla Resumen	
Nº de cordones por tendón	19
Nº de tendones en la sección de apoyo del primer vano	36
Nº de tendones en el centro del primer vano	36
Nº de tendones en la sección de apoyo del último vano	26
Nº de tendones en el centro del último vano	22
Nº de tendones en la sección de apoyo de un vano típico interior	36
Nº de tendones en centro de un vano típico interior	26
Tensión de Tesado	3265.4 kN
Espesor vaina obtenida con fleje metálico	2.5 mm
Diámetro Interior Vaina	95 mm
Diámetro Exterior Vaina	100 mm

### 3. Comprobación en ELS

Se comprueba que las tensiones del pretensado sean mayores a las generadas por el peso propio y que el centro de gravedad de las cargas ejercidas por los tendones se aproxime al centroide de la sección. En la siguiente imagen se muestra la disposición seleccionada de tendones para el vano típico interior, su ubicación respecto al centroide de la sección, la ubicación del centro de gravedad de las cargas que ejercen y las tensiones de compresión que producen.

VANO TÍPICO INTERIOR		
Comprobación en ELS		
<b>N</b>	26	tendones
<b>N<sub>i</sub></b>	8	tendones
<b>N<sub>s</sub></b>	18	tendones
<b>y<sub>pi</sub></b>	-2.356	m
<b>y<sub>ps</sub></b>	1.024	m
<b>y<sub>g-p</sub></b>	-0.02	m
<b>σ.inf</b>	-7104.5	kN/m <sup>2</sup>
<b>σ.sup</b>	-6849.8	kN/m <sup>2</sup>

Fig 67. Hoja de Excel Utilizada para la Comprobación de las Tensiones en el Tablero

### 4. Dispositivos de Anclaje para Armaduras Activas Postesas

- Dispositivos de Anclaje Activo

Se contabilizan 36 en el primer vano, 144 en los vanos interiores y 6 en el último vano, haciendo un total de 186 dispositivos de anclaje activo.

- Dispositivos de Anclaje Pasivo



Se contabilizan 4 en el primer vano, 154 en los vanos interiores y 28 en el último vano, haciendo un total de 186 dispositivos de anclaje pasivo.

- Acopladores Fijos Multicordón

Se contabilizan 32 en el primer vano y 386 en los vanos interiores, haciendo un total de 422 acopladores fijos multicordón.

### 8.10.1.2. Fase de Servicio

Así como para la fase constructiva, existen algunos criterios de dimensionamiento específicos para el pretensado que resistirá los esfuerzos finales.

- El pretensado de segunda fase seguirá un trazado parabólico que compensen los momentos flectores en el tablero. Esto es que en el centro de vano los cables irán lo más próximos a la losa inferior y sobre los apoyos lo más cercanos a la losa superior
- El pretensado en fase servicio, para la modelización de sus efectos, será considerado como una acción externa de acuerdo al sistema de fuerzas equivalentes establecido por la EHE-08, el cual a efectos de flexión se representa mediante sobrecargas uniformemente distribuidas, como se presentó en apartados anteriores.
- A diferencia del pretensado en fase constructiva, este será tensado desde ambos extremos, por lo que se emplean únicamente anclajes activos.

#### 1. Descripción del Procedimiento

El dimensionamiento del pretensado de segunda fase se realizará considerando las pérdidas diferidas del pretensado, por lo que se considerarán hasta tres diferentes fuerzas de tesado; en primer lugar, para el pretensado en fase de servicio es  $P_{tesado} = 2412.0 \text{ kN}$  con las *pérdidas totales* = 35%; luego, para el pretensado de primera fase que se ubica en la zona de mayor compresión  $P_{tesado} = 2226.4 \text{ kN}$  con las *pérdidas totales* = 40%; finalmente para el pretensado de primera fase ubicado en la zona de menor compresión de la sección  $P_{tesado} = 2783.0 \text{ kN}$  con las *pérdidas totales* = 25%.

Se analizaron 3 vanos, el primer vano, el último vano y un vano típico interior, en cada uno de ellos 2 secciones una en centro de vano y la otra en los apoyos. La combinación de acciones 31, con la sobrecarga de tren de cargas ferroviarias como la acción variable dominante, es la que resulta con los esfuerzos más desfavorables.

- Estado Límite de Servicio: Combinación Característica

$$Comb31 = CP + TCF + 0,80 H + 0,60 (NF + V + N + T)$$

- Estado Límite de Servicio: Combinación Frecuente

$$Comb31 = CP + 0,60 TCF + 0,20 (H + NF + V + N + T)$$

- Estado Límite Último: Situaciones Transitorias

$$Comb31 = 1,35 CP + 1,50 TCF + 0,80 \cdot 1,50 H + 0,60 \cdot 1,50 (NF + V + N + T)$$





PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Los esfuerzos flectores de dimensionamiento se presentan en el siguiente cuadro para todas las secciones analizadas.

Tabla 58. Momentos Flectores de Dimensionamiento del Pretensado de Segunda Fase

Vano	Sección Analizada	ELS. Combinación Característica	ELS Combinación Frecuente	ELU. Situaciones Transitorias
Vano Lateral	Apoyo	-170 497.4 mkN	-133 428.1 mkN	-242 129.5 mkN
	Centro de Vano	82 767.1 mkN	53 921.6 mkN	119 794.9 mkN
Vano Interior	Apoyo	-200 274.0 mkN	-161 086.5 mkN	-283 806.6 mkN
	Centro de Vano	112 235.3 mkN	85 778.9 mkN	160 738.7 mkN

El número de tendones y su disposición se hallan de forma que no se produzcan tracciones en la sección, es decir que las tensiones de tracción generadas por las acciones externas se compensen con las tensiones de compresión desarrolladas por el pretensado.

## 2. Definición de la Fuerza de Tesado y la Armadura Postesa

El número de tendones a emplear deberá calcularse de manera iterativa, pues este valor depende de las pérdidas instantáneas y diferidas del pretensado y las pérdidas hiperestáticas en secciones de centro de vano. A su vez estos valores dependen de la cantidad de tendones y su distribución, el procedimiento seguido se presenta a continuación

- En primer lugar, se asumen valores para las pérdidas instantáneas y diferidas de la carga de tesado del pretensado. Se inicio con un valor uniforme del 30% para todos los cables
- A continuación, se asumieron las pérdidas hiperestáticas de los momentos flectores producidos por el pretensado de la fase 2 en las secciones de centro de vano. El valor inicial fue del 25%.
- Luego con estos valores se halló el número y la distribución de cables de pretensado a disponer en cada sección del viaducto de modo que los esfuerzos de dimensionamiento por combinación frecuente no generen ninguna tensión de tracción en la sección. Se utilizaron la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{M_{ELS} \cdot y}{I} + 0.9N_1 \left( \frac{P_1}{A} \right) + 0.9N_2 \left( \frac{P_2}{A} + \frac{(1 - \text{Perdidas}_{hip}) \cdot P_2 \cdot e_2 \cdot y}{I} \right) = 0$$

Donde:

$P_1$ : Carga de Tesado de un Cable de Pretensado de Primera Fase (Perdidas Incluidas)

$P_2$ : Carga de Tesado de un Cable de Pretensado de Segunda Fase (Perdidas Incluidas)

$N_1$ : Número de Cables de Pretensado de Primera Fase

$N_2$ : Número de Cables de Pretensado de Primera Fase

- Hallados el número y distribución de cables de estos en alzado a lo largo de la estructura, se procede a realizar un modelo de elementos finitos y a aplicar las cargas de pretensado como si fueran una acción externa mediante sobrecargas uniformemente distribuidas. La ubicación de los cables para este modelo es muy importante, pues definirán la extensión y la magnitud de cada una de estas sobrecargas. Los resultados del análisis serán momentos flectores que son utilizados para hallar el verdadero valor

de las pérdidas hiperestáticas. Se corrige el valor asumido y se realiza nuevamente el proceso varias veces hasta que la distribución de tendones no se modifique.

- Finalmente, se calculan las pérdidas instantáneas y las diferidas de la carga de pretensado con la nueva distribución, los nuevos valores calculados reemplazan a los iniciales y se inicia nuevamente el proceso. El procedimiento se repitió varias veces hasta encontrar la mejor disposición de cables de pretensado de segunda fase.

Tras el proceso iterativo se obtuvo la distribución de tendones de pretensado de segunda fase que se presenta en las siguientes imágenes.

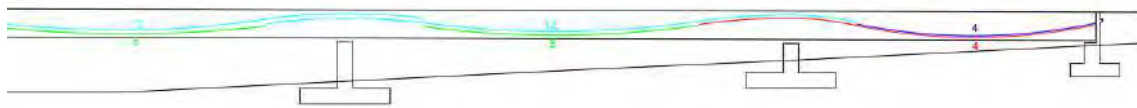


Fig 68. Croquis del Pretensado en los Primeros Vanos

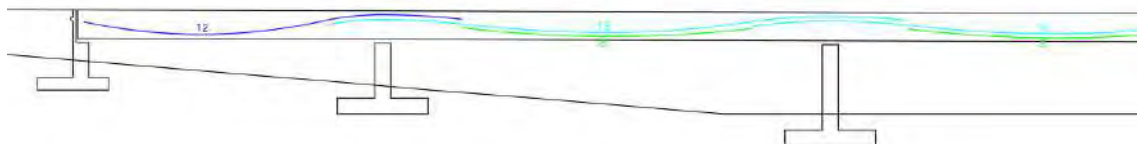


Fig 69. Croquis del Pretensado Colocado en los Últimos Vanos

Tabla 59. Disposición y Características del Pretensado de Segunda Fase

Tabla Resumen Pretensado de Segunda Fase	
Nº de cordones por tendón	19
Nº de tendones en la sección de apoyo del primer vano	16
Nº de tendones en el centro del primer vano	8
Pérdidas hiperestáticas en el centro del primer vano	62%
Nº de tendones en la sección de apoyo del último vano	24
Nº de tendones en el centro del último vano	12
Pérdidas hiperestáticas en el centro del último vano	52%
Nº de tendones en la sección de apoyo de un vano típico interior	24
Nº de tendones en centro de un vano típico interior	20
Pérdidas hiperestáticas en el centro de un vano típico interior	59%
Tensión de Tesado	2412.0 kN
Espesor vaina obtenida con fleje metálico	2.5 mm
Diámetro Interior Vaina	95 mm
Diámetro Exterior Vaina	100 mm

En la siguiente tabla se muestran las tensiones en las fibras superior e inferior de las secciones estudiadas para la combinación frecuente de cargas y la armadura activa dispuesta.

Tabla 60. Tensiones en Servicio en las Secciones del Tablero

Vano	Sección	Fibra	Posición	Tensiones (Mpa)
Primer Vano	Sección de apoyo	Fibra Superior	1.648 m	-1.18
		Fibra Inferior	-2.092 m	-22.74
	Sección de cdv	Fibra Superior	1.234 m	-11.44
		Fibra Inferior	-2.506 m	-3.03
Último Vano	Sección de apoyo	Fibra Superior	1.648 m	-1.17
		Fibra Inferior	-2.092 m	-21.58



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



	Sección de cdv	Fibra Superior	1.234 m	-8.66
		Fibra Inferior	-2.506 m	-2.52
Vano Típico Interior	Sección de apoyo	Fibra Superior	1.643 m	-0.78
		Fibra Inferior	-2.097 m	-26.50
	Sección de cdv	Fibra Superior	1.234 m	-12.78
		Fibra Inferior	-2.506 m	-1.42

Como se puede observar en ninguna de las fibras se desarrollan tensiones de tracción.

### 3. Comprobación Luego del Tesado de los Cables

Se tendrá que comprobar el estado de tensiones inmediatamente después del tensado de los torones de segunda fase, cuando sobre la estructura solo actúen el peso propio (acción favorable) y el pretensado (acción desfavorable).

Los esfuerzos flectores de dimensionamiento, los generados por el peso propio de la estructura, se presentan en el siguiente cuadro para todas las secciones analizadas.

Tabla 61. Momentos Flectores de Dimensionamiento. Peso propio

Vano	Sección Analizada	Momentos Flectores
Vano Lateral	Apoyo	-63 706.8 mkN
	Centro de Vano	19 959.1 mkN
Vano Interior	Apoyo	-73 606.9 mkN
	Centro de Vano	29 101.6 mkN

Se procede a calcular las tensiones generadas sobre cada una de las secciones estudiadas, se considerarán únicamente las pérdidas instantáneas, por lo que las cargas de tesado serán  $P_1 = 3265.4 \text{ kN}$  para el pretensado de primera fase y  $P_2 = 3079.9 \text{ kN}$  para el de segunda fase.

Tabla 62. Tensiones en las Secciones del Tablero Luego del Tesado del Pretensado de Segunda Fase

Vano	Sección	Fibra	Posición	Tensiones (Mpa)
Primer Vano	Sección de apoyo	Fibra Superior	1.648 m	-15.53
		Fibra Inferior	-2.092 m	-18.35
	Sección de cdv	Fibra Superior	1.234 m	-14.11
		Fibra Inferior	-2.506 m	-14.36
Último Vano	Sección de apoyo	Fibra Superior	1.648 m	-15.51
		Fibra Inferior	-2.092 m	-16.54
	Sección de cdv	Fibra Superior	1.234 m	-9.61
		Fibra Inferior	-2.506 m	-13.40
Vano Típico Interior	Sección de apoyo	Fibra Superior	1.643 m	-17.62
		Fibra Inferior	-2.097 m	-20.65
	Sección de cdv	Fibra Superior	1.234 m	-13.27
		Fibra Inferior	-2.506 m	-17.37

Se realizan las comprobaciones recomendadas para un buen comportamiento del tablero en esta situación.

- No hay tracciones, por lo que la fisuración no es descontrolada.
- Las compresiones no son excesivas.

$$\sigma_c = 20.65 \text{ Mpa} < 0,6 f_{ck} = 27.00 \text{ Mpa}$$

#### 4. Comprobación en ELU

En este subapartado se detallará la comprobación por estado límite último de las secciones de un vano interior típico, pues estas son las secciones que estarán sometidas a mayores esfuerzos.

Tabla 63. Propiedades Mecánicas de los Materiales del Tablero

<b>Módulo de Deformación del Pretensado <math>E_p</math></b>	210 000 Mpa
<b>Coefficiente Parcial de Seguridad del Pretensado <math>\gamma_p</math></b>	1.15
<b>Factor del Cansancio del Hormigón <math>\alpha_{cc}</math></b>	0.85
<b>Coefficiente Parcial de Seguridad del Hormigón <math>\gamma_c</math></b>	1.50
<b>Deformación Última del Hormigón <math>\epsilon_{cu}</math></b>	0.0035
<b>Deformación Máxima del Acero <math>\epsilon_{p,max}</math></b>	0.01

#### - Momento Flector Positivo

En el centro de vano se consideró, además del momento flector resultante de la combinación de cargas externas, al momento flector hiperestático como una carga solicitante. Se calculó mediante la siguiente expresión:

$$M_{hyp} = Perdidas \cdot e_2 \cdot T_2$$

Donde:

$T_2$ : Esfuerzo de tracción del pretensado de segunda fase en estado límite último.

Se verifico la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de axiles, considerando la posición de cada uno de los cordones en la sección. El agotamiento se alcanzó por rotura por pivote A en dominio 2; es decir, el hormigón no alcanza su deformación última, la rotura es dúctil.

Tabla 64. Deformaciones, Tensiones y Esfuerzos de los Tendones. Rotura por Flexión. Sección de Momento Flector Positivo

Rotura por Flexión Compuesta en Dominio 2					
$\xi_1$	0.0100	$\sigma_1$	1455.7 Mpa	T1	33188.9 kN
$\xi_2$	0.0094	$\sigma_2$	1455.7 Mpa	T2	16594.4 kN
$\xi_3$	0.0087	$\sigma_3$	1455.7 Mpa	T3	16594.4 kN
$\xi_4$	0.0081	$\sigma_4$	1455.7 Mpa	T4	16594.4 kN
$\xi_5$	0.0074	$\sigma_5$	1455.7 Mpa	T5	16594.4 kN
$\xi_6$	0.0068	$\sigma_6$	1421.4 Mpa	T6	16203.7 kN

El centroide del bloque de compresiones se encuentra a 0.23 m de la fibra superior del tablero. La deformación del hormigón en la fibra superior es de  $\epsilon_c = -0.0016$ .

$$M_{r,d} = 339595.7 \text{ mkN}$$

Mayor al momento de diseño:

$$M_d = M^{ELU} + M_{hyp} = 246601.5 \text{ mkN}$$

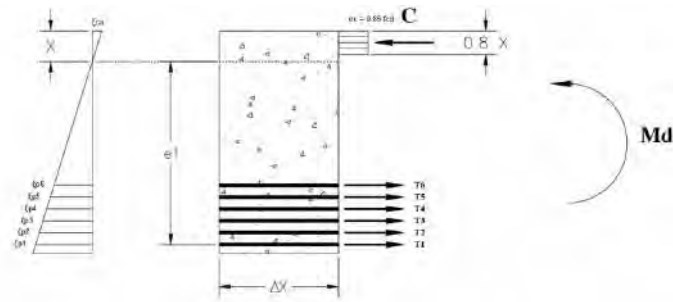


Fig 70. Compatibilidad de Deformaciones y Equilibrio de Axil en una Sección del Tablero Bajo un Momento Flector Positivo

- Momento Flector Negativo Más Desfavorable

Se verifico la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de axiles, considerando la posición de cada uno de los cordones en la sección. El agotamiento se alcanzó por rotura por pivote B en dominio 4; es decir, el hormigón se agota y alcanza su deformación última; además, el alargamiento de la armadura más traccionada es menor a la deformación en el límite elástico  $\epsilon_y = 0.00693$ .

Tabla 65. Deformaciones, Tensiones y Esfuerzos de los Tendones. Rotura por Flexión. Sección de Momento Flector Negativo

Rotura por Flexión Compuesta en Dominio 4					
$\xi_1$	0.0054	$\sigma_1$	1129.1 Mpa	T1	64359.1 kN
$\xi_2$	0.0049	$\sigma_2$	1021.8 Mpa	T2	11648.4 kN
$\xi_3$	0.0044	$\sigma_3$	916.1 Mpa	T3	10443.0 kN
$\xi_4$	0.0039	$\sigma_4$	810.3 Mpa	T4	9237.6 kN
$\xi_5$	0.0034	$\sigma_5$	704.6 Mpa	T5	8032.2 kN
$\xi_6$	0.0029	$\sigma_6$	598.8 Mpa	T6	6826.8 kN
$\xi_7$	0.0023	$\sigma_7$	493.1 Mpa	T7	5621.5 kN

La deformación del hormigón en la fibra inferior es de  $\epsilon_c = -0.0035$ .

$$M_{r,d} = -327338.4 \text{ mkN}$$

Mayor al momento de diseño:

$$M_d = -283806.6 \text{ mkN}$$

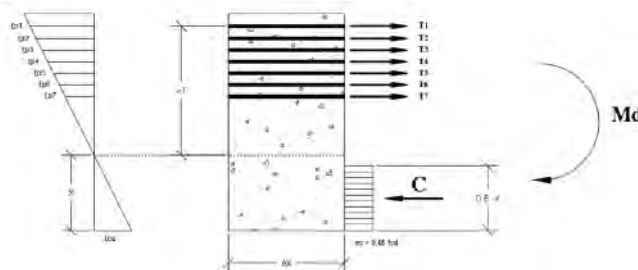


Fig 71. Compatibilidad de Deformaciones y Equilibrio de Axil en una Sección del Tablero Bajo un Momento Flector Negativo



El centroide del bloque de compresiones se encuentra a 0.43 m de la fibra inferior del tablero.

#### 5. Dispositivos de Anclaje Activo para Armaduras Activas Postesas

En este caso solo se emplean anclajes activos, con el objetivo de reducir las pérdidas por rozamiento del pretensado.

### 8.10.2. Dimensionamiento de la Armadura a Cortante

En este subapartado se comprobará el agotamiento por cortante del tablero del puente. La sección más crítica será la ubicada sobre apoyos y la combinación de carga pésima es:

$$Comb26 = 1.35 CP + 1.50 TCF + 0.80 \cdot 1.50 H + 0.60 \cdot 1.50 (NF + V + N)$$

Con el tren de cargas ferroviarias sobre ambas vías. Se obtienen los siguientes resultados

Tabla 66. Esfuerzos Cortantes y Torsores de Dimensionamiento. Armadura por Cortante de las Almas del Tablero

Estado Límite Último. Situación Transitoria	
Esfuerzo Cortante ( $V$ )	27 646.8 kN
Momento Torsor ( $M_t$ )	18 763.0 mkN
Esfuerzo Cortante por Alma ( $V_{rd}$ )	14 419.2 kN

De acuerdo a la EHE-08, es necesario comprobar que tanto el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua ( $V_{u1}$ ) como el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción ( $V_{u2}$ ), son superiores al esfuerzo cortante de cálculo ( $V_{rd}$ ).

- Comprobación del Agotamiento por Compresión Oblicua ( $V_{u1}$ )

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta} = 15 101.4 \text{ kN}$$

Donde:

$$K = 1.08, \text{ pues } \sigma'_{cd} = 17.1 \text{ Mpa}$$

$$f_{1cd} = 0.6 f_{cd} = 18 000 \text{ kN/m}^2$$

$$b_0 = 0.7m. \text{ Existe un ensanchamiento del alma al aproximarse a los apoyos.}$$

$$d = 3.25m, \alpha = 90^\circ \text{ y } \theta = 26.565^\circ$$

- Cálculo del Refuerzo para el Agotamiento por Tracción

Para este cálculo se desprecia la contribución del hormigón en tracción.

$$A_s = \frac{V_{rd}}{z \cdot \text{sen}\alpha \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot f_{y\alpha,d}} = 29.4 \text{ cm}^2/m$$

Donde:

$$z = 2.82m \text{ y } f_{y\alpha,d} = 434.8 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto, se dispondrán cercos de  $\phi 16$  a 0.125m en cada alma.

### 8.10.3. Dimensionamiento de la Armadura Transversal del Diafragma

#### 8.10.3.1. Armadura Principal

El diafragma es una estructura maciza de gran volumen, debido a esto se considera este elemento como una región D y su armadura se dimensionará siguiendo un modelo de Bielas y Tirantes y cumpliendo con lo dispuesto en la normativa EHE-08.

La combinación pésima será aquella que transmita el mayor axil sobre las pilas.

$$Comb26 = 1.35 CP + 1.50 TCF + 0.80 \cdot 1.50 H + 0.60 \cdot 1.50 (NF + V + N)$$

En este análisis, en el que se dimensiona la armadura principal se obvian los esfuerzos torsores, pues estos serán absorbidos por la armadura secundaria que se dimensiona más adelante.

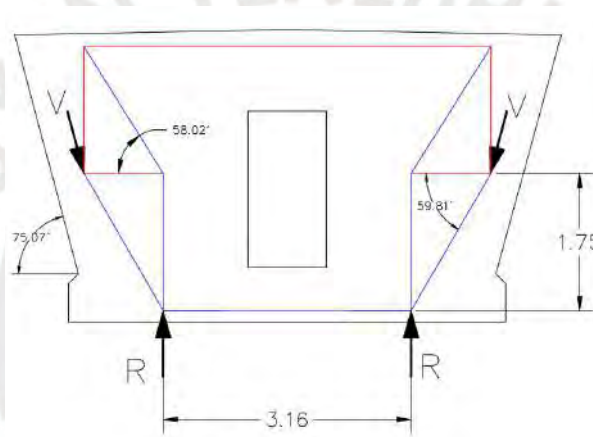


Fig 72. Modelo de Bielas y Tirantes del Diafragma

Del análisis y el equilibrio global se tiene los siguientes valores para las cargas externas en estado límite último.  $V = 28\,760.8\text{ kN}$  y  $R = 27\,789.8\text{ kN}$ .

El estado de esfuerzos axiales en las barras del mecanismo resistente de bielas y tirantes planteado se presenta a continuación.

Tabla 67. Ángulos y Axiles de las Barras del Modelo de Bielas y Tirantes del Diafragma. Convenio de Signos: (+) Tracción, (-) Compresión

Denominación	Elemento Estructural	Ángulo $\alpha_v$ (°)	Esfuerzo Axil
$T_1$	Tirante	0.00	4533.5 kN
$T_2$	Tirante	90.00	7260.8 kN
$T_3$	Tirante	0.00	4533.5 kN
$C_1$	Biela	58.02	-8559.9 kN
$C_2$	Biela	59.81	-23 750.5 kN
$C_3$	Biela	90.00	-7260.8 kN
$C_4$	Biela	0.00	-11 943.4 kN

La tensión de trabajo de la armadura en estado límite último será de 400Mpa.

$$A_{s1} = A_{s3} = \frac{4533.5}{40} = 113.3\text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{7260.8}{40} = 181.5 \text{ cm}^2$$

Por lo que se dispondrán 24 barras de  $\phi 25$  en las ubicaciones de los tirantes horizontales y 37 barras de  $\phi 25$  en la ubicación del tirante vertical.

Por otro lado, la zona del diafragma alrededor de los apoyos se reforzará debido a que es en donde se aplica una carga concentrada sobre un macizo. Se trata entonces de una región D y se dimensiona el refuerzo siguiendo lo dispuesto por la EHE-08, la armadura transversal se dimensionará para la tracción de cálculo indicada en las siguientes expresiones:

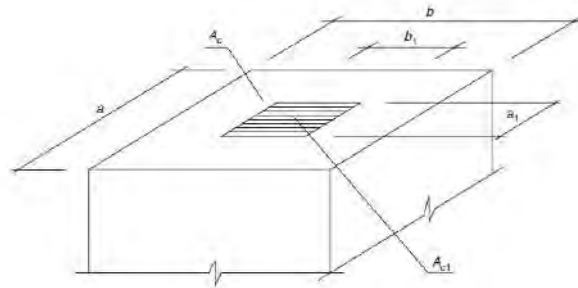


Fig 73. Variables empleadas en el cálculo

Tomado de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (2008)

- Dirección Longitudinal

$$T_{ad} = 0.25 N_d \frac{a - a_1}{a} = 0.25 \times 31\,140.7 \times \frac{2.56 - 1.775}{2.56} = 2387.3 \text{ kN}$$

- Dirección Transversal

$$T_{ad} = 0.25 N_d \frac{b - b_1}{b} = 0.25 \times 31\,140.7 \times \frac{2.16 - 1.50}{2.16} = 2378.8 \text{ kN}$$

Por lo que se requieren por cada aparato de apoyo  $59.7 \text{ cm}^2$  de armadura en dirección longitudinal y  $54.7 \text{ cm}^2$  en dirección transversal. Se disponen, entonces 13 barras de  $\phi 25$  en dirección longitudinal y 12 barras de  $\phi 25$  en dirección transversal.

### 8.10.3.2. Armadura Secundaria

Como armadura secundaria se colocará un mallado que cumpla con la cuantía mínima para muros dispuesta por la EHE-08.

$$A_{s_{horizontal}} = 0.0032 \times 1.0 = 32 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$A_{s_{vertical}} = 0.0009 \times 1.0 = 9 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Se dispone por tanto a lo largo de todo el diafragma 18 mallas con barras horizontales de  $\phi 16$  espaciadas a 0.20m y barras verticales de  $\phi 12$  cada 0.30m.



#### 8.10.4. Dimensionamiento de la Armadura Transversal de las Losas

##### 8.10.4.1. Criterios de Cálculo y Esfuerzos de Diseño en ELU

En el dimensionamiento de la armadura transversal del cajón se considerarán los efectos por cortante y los esfuerzos por flexión transversal.

- Armadura por Cortante

$$Comb26 = 1.35 CP + 1.50 TCF + 0.80 \cdot 1.50 H + 0.60 \cdot 1.50 (NF + V + N)$$

Con el tren de cargas ferroviarias sobre ambas vías. Se obtienen los siguientes resultados

Tabla 68. Esfuerzos Cortante y Torsor de Dimensionamiento. Armadura Transversal de las Losas

Estado Límite Último. Situación Transitoria	
Esfuerzo Cortante ( $V$ )	27 646.8 kN
Momento Torsor ( $M_t$ )	18 763.0 mkN

- Armadura por Flexión Transversal

En este caso sí se ha considerado, además de las situaciones transitorias, dos situaciones accidentales sin sismo, aquellas que involucran el descarrilamiento de vehículos ferroviarios.

- Situaciones Transitorias

$$Comb17 = 1.35 CP + 1.50 TCF + 0.60 \cdot 1.50 (NF + N)$$

- Situaciones Accidentales sin Sismo

$$Comb17 = CP + Acc + 0.80 TCF + 0.20 (NF + N)$$

Se emplearon dos modelos para hallar los esfuerzos flectores transversales de dimensionamiento. Ambos consisten en forjados con la longitud de un vano empotrado en los extremos. En el primero, se considera todo el tablero y como representación de las almas del cajón se utilizan apoyos simples, este modelo dará como resultado los momentos flectores pésimos en el la zona interior de la losa superior (entre almas). Por otra parte, el segundo modelo solo considerará la zona de los volados y considerará la conexión con las almas como empotramiento, este modelo permite encontrar los momentos flectores pésimos para el volado.

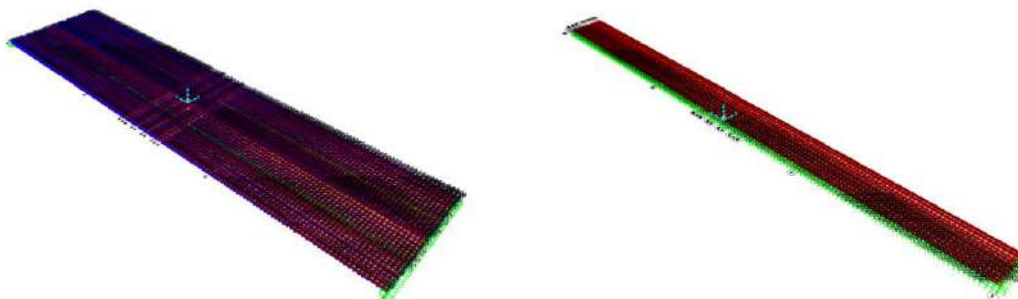


Fig 74. Modelo de la Losa Superior Completa y de un Volado de Esta

A continuación, se presentan los momentos flectores obtenidos en cada situación de proyecto analizada para ambos modelos. Nótese que el modo de aplicación de las cargas para cada situación está expresa en la IAPF.

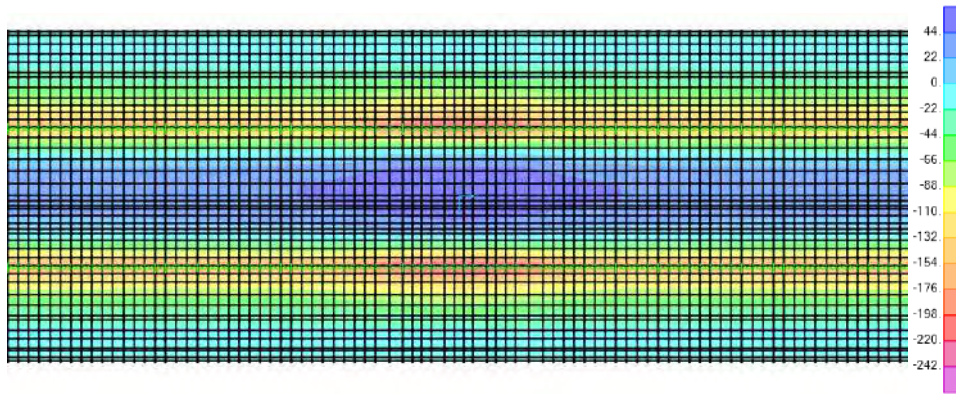


Fig 75. Modelo 1. Momentos Flectores Transversales en Situación Transitoria

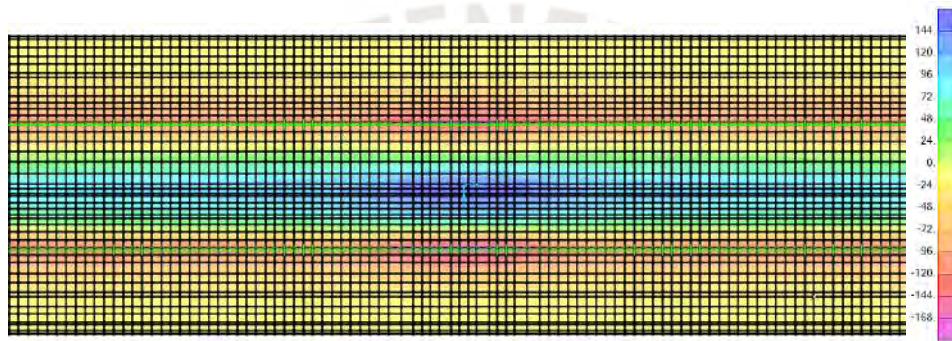


Fig 76. Modelo 1. Momentos Flectores Transversales en Situación Accidental 1

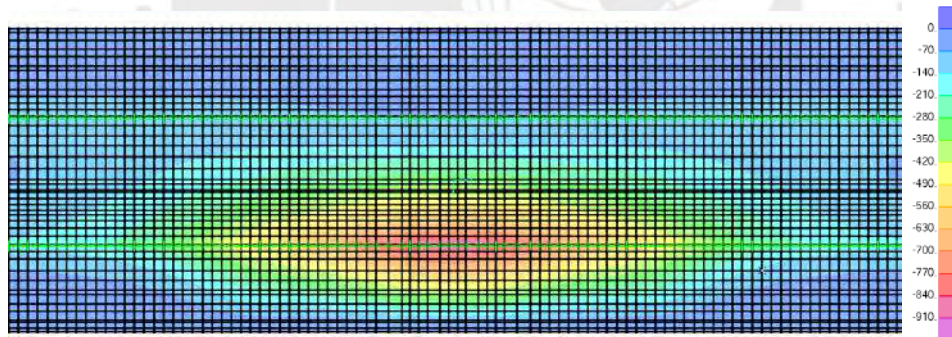


Fig 77. Modelo 1. Momentos Flectores Transversales en Situación Accidental 2

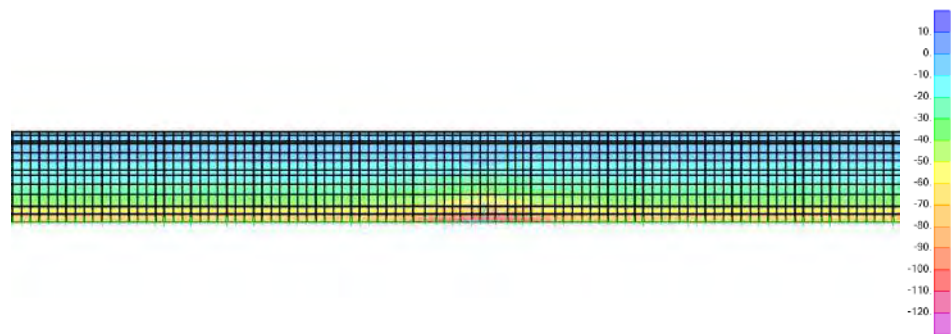


Fig 78. Modelo 2. Momentos Flectores Transversales en Situación Transitoria

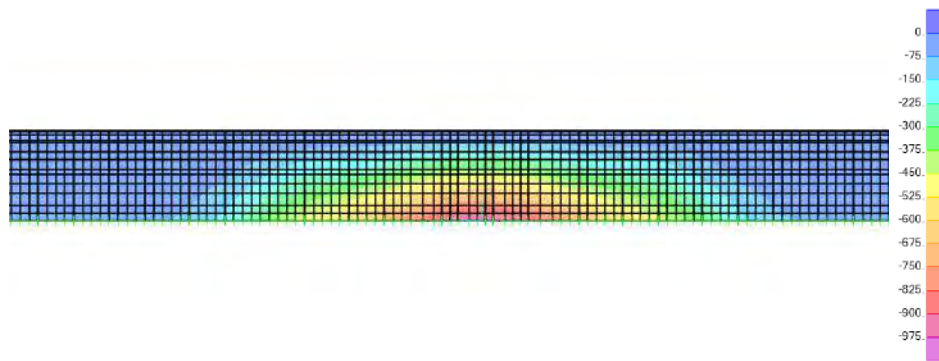


Fig 79. Modelo 2. Momentos Flectores Transversales en Situación Accidental 2

En el modelo 2 no se evalúa la situación accidental número 1 de la IAPF, porque las cargas ferroviarias de descarrilamiento, no llegan a ubicarse sobre los volados en esa hipotesis.

Tabla 69. Esfuerzos Flectores de Dimensionamiento. Armadura Transversal de las Losas

Elemento	Esfuerzo de Dimensionamiento	Situación Ordinaria	Situación Accidental 1	Situación Accidental 2
Losa Interior	Momento Flector Máximo	62.7 mkN/m	167.0 mkN/m	6.2 mkN/m
	Momento Flector Mínimo	-249.9 mkN/m	-186.1 mkN/m	-1001.4 mkN/m
Ménsulas	Momento Flector Máximo	13.5 mkN/m	3.1 mkN/m	7.1 mkN/m
	Momento Flector Mínimo	-249.9 mkN/m	-186.1 mkN/m	-1001.4 mkN/m

#### 8.10.4.2. Armado Transversal de las Losas

El acero que se requiere por cortante se calculó utilizando las siguientes expresiones:

$$q = \frac{V \cdot M_e}{I} + \frac{M_t}{2 A_e} \quad y \quad A_s = \frac{q \cdot \gamma_s}{f_{sk}}$$

Donde:

$q$ : Esfuerzo cortante por metro lineal

$M_e$ : Primer momento de área parcial

$A_e$ : Área encerrada por la línea media de la sección hueca

Tabla 70. Acero Necesario por Cortante y Flexión en las Losas del Tablero

Armadura	Área por Cortante	Área por Flexión	Área Total
Acero Negativo Losa Superior	24.35 cm <sup>2</sup> /m	38.33 cm <sup>2</sup> /m	62.68 cm <sup>2</sup> /m
Acero Positivo Losa Superior	20.38 cm <sup>2</sup> /m	9.63 cm <sup>2</sup> /m	30.01 cm <sup>2</sup> /m
Acero Positivo Ménsula	24.35 cm <sup>2</sup> /m	2.02 cm <sup>2</sup> /m	26.37 cm <sup>2</sup> /m
Acero Negativo Losa Inferior	32.87 cm <sup>2</sup> /m	-	32.87 cm <sup>2</sup> /m
Acero Positivo Losa Superior	32.87 cm <sup>2</sup> /m	1.23 cm <sup>2</sup> /m	34.10 cm <sup>2</sup> /m

Por lo que se dispone sobre el tablero barras de  $\phi 25$  espaciadas a 0.075m en la cara superior de la losa superior, barras de  $\phi 20$  a 0.075m en la cara inferior de la parte interna de la losa superior, barras  $\phi 16$  a 0.075m en la cara inferior de los volados y barras  $\phi 20$  a 0.075m tanto en la cara inferior como en la cara superior de la losa inferior.



### 8.10.5. Dimensionamiento de la Armadura Longitudinal por Torsión

La combinación de acciones más crítica en estado límite último para la torsión será la 26, siendo la acción dominante la carga de tren de cargas ferroviario aplicado sobre una vía.

$$Comb26 = 1.35 CP + 1.50 TCF + 0.80 \cdot 1.50 H + 0.60 \cdot 1.50 (NF + V + N)$$

La torsión pésima sobre el tablero será  $M_{td} = 20\,378.8\text{ mkN}$ .

- Comprobación del Agotamiento de las Bielas Comprimidas de Hormigón ( $T_{u1}$ )

$$T_{u1} = 2 K \alpha f_{1cd} A_e h_e \frac{\cot g \theta}{1 + \cot g^2 \theta} = 122\,589.1\text{ mkN}$$

Donde:

$$K = 1.08, \text{ pues } \sigma'_{cd} = 17.1\text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.75$$

$$f_{1cd} = 0.6 f_{cd} = 18\,000\text{ kN/m}^2$$

$$A_e = 15.75\text{ m}^2, h_e = 0.67\text{ m y } \theta = 26.565^\circ$$

- Cálculo del Refuerzo para el Agotamiento por Tracción

Para este cálculo se desprecia la contribución del hormigón en tracción.

$$A_s = \frac{M_{td} \cdot u_e}{2 A_e \cdot f_{y1,d} \cdot \tan(\theta)} = 404.7\text{ cm}^2$$

Donde:

$$u_e = 15.635\text{ m y } f_{y1,d} = 434.8\text{ Mpa}$$

Por lo tanto, se dispondrán 52 barras de  $\phi 32$  en el tablero, 13 en cada esquina del cajón.

### 8.10.6. Cálculo de la Cuantía de Armadura a Flexión Mínima

- Cuantía Geométrica Mínima

De acuerdo a la EHE-08 la cuantía geométrica mínima de refuerzo vertical en vigas es del 2.80‰ para aceros con  $f_y = 500\text{ Mpa}$  en la cara traccionada.

- Acero en Tracción en una Sección de Centro de Vano

$$A_{smin} = 0.0028 \times 11.02 = 308.56\text{ cm}^2$$

- Acero en Tracción en una Sección de Apoyo

$$A_{smin} = 0.0028 \times 14.57 = 407.96\text{ cm}^2$$

El acero por flexión cumple esta condición, pues se ha dispuesto como mínimo en las secciones de centro de vano 18 torones de pretensado que corresponden a  $A_s = 513.0\text{ cm}^2$ ; y en las secciones de apoyo 36 torones que son  $A_s = 1026.0\text{ cm}^2$ .



- Cuantía Mecánica Mínima
- Acero en Tracción en una Sección de Centro de Vano

$$A_{S_{min.muro}} = 0.04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 304.15 \text{ cm}^2$$

- Acero en Tracción en una Sección de Apoyo

$$A_{S_{min.murete}} = 0.04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 402.13 \text{ cm}^2$$

También la armadura dispuesta cumple con la cuantía mecánica mínima

### 8.10.7. Comprobación del Estado Límite de Fisuración

Se comprobará la aparición de fisuras en el tablero en todas las situaciones persistentes y transitorias en ELS. Además, deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentren en la zona comprimida de la sección para la combinación cuasipermanente.

- Fase Constructiva

Las tensiones producidas en las distintas secciones analizadas durante la construcción serán:

Tabla 71. Tensiones en las Secciones del Tablero. Fase Constructiva

Vano	Momento Flector $M_f$	Esfuerzo Axil $P$	Tensión en Fibra Superior	Tensión en Fibra Inferior
Primer Vano	64 342.7 <i>mkN</i>	-117 554.4 <i>kN</i>	-13.28 <i>Mpa</i>	-2.14 <i>Mpa</i>
	-86 501.6 <i>mkN</i>	-117 554.4 <i>kN</i>	-0.90 <i>Mpa</i>	-20.80 <i>Mpa</i>
Vano Típico Interior	42 555.0 <i>mkN</i>	-84 900.4 <i>kN</i>	-9.77 <i>Mpa</i>	-1.16 <i>Mpa</i>
	-73 970.2 <i>mkN</i>	-117 554.4 <i>kN</i>	-2.07 <i>Mpa</i>	-19.03 <i>Mpa</i>

- Tensado del Pretensado de Segunda Fase

Las tensiones producidas en las distintas secciones analizadas cuando el puente está ubicado en su posición final y se han tensado los tendones de segunda fase se presentan a continuación.

Tabla 72. Tensiones en las Secciones del Tablero Luego de Tensado los Tendones de Segunda Fase

Vano	Momento Flector $M_f$	Esfuerzo Axil $P$	Tensión en Fibra Superior	Tensión en Fibra Inferior
Primer Vano	19 959.1 <i>mkN</i>	-106 126.0 <i>kN</i>	-14.11 <i>Mpa</i>	-14.36 <i>Mpa</i>
	-63 706.8 <i>mkN</i>	-129 874.5 <i>kN</i>	-15.53 <i>Mpa</i>	-18.35 <i>Mpa</i>
Último Vano	19 959.1 <i>mkN</i>	-81 264.3 <i>kN</i>	-9.61 <i>Mpa</i>	-13.40 <i>Mpa</i>
	-63 706.8 <i>mkN</i>	-123 566.3 <i>kN</i>	-15.51 <i>Mpa</i>	-16.54 <i>Mpa</i>
Vano Típico Interior	29 101.6 <i>mkN</i>	-110 578.9 <i>kN</i>	-13.27 <i>Mpa</i>	-17.37 <i>Mpa</i>
	-73 606.9 <i>mkN</i>	-149 170.1 <i>kN</i>	-17.62 <i>Mpa</i>	-20.65 <i>Mpa</i>



- Fase de Servicio

Las tensiones en las distintas secciones analizadas cuando el viaducto esté en servicio serán:

Tabla 73. Tensiones en las Secciones del Tablero. Fase de Servicio

Combinación Frecuente de Acciones				
Vano	Momento Flector $M_f$	Esfuerzo Axil $P$	Tensión en Fibra Superior	Tensión en Fibra Inferior
Primer Vano	53 921.6 $mkN$	-106 126.0 $kN$	-11.44 $Mpa$	-3.03 $Mpa$
	-133 428.1 $mkN$	-129 874.5 $kN$	-1.18 $Mpa$	-22.74 $Mpa$
Último Vano	53 921.6 $mkN$	-81 264.3 $kN$	-8.66 $Mpa$	-2.52 $Mpa$
	-133 428.1 $mkN$	-123 566.3 $kN$	-1.17 $Mpa$	-21.58 $Mpa$
Vano Típico Interior	85 778.9 $mkN$	-110 578.9 $kN$	-12.78 $Mpa$	-1.42 $Mpa$
	-161 086.5 $mkN$	-149 170.1 $kN$	-0.78 $Mpa$	-26.50 $Mpa$

Se procede a realizar las comprobaciones para un correcto funcionamiento por fisuración:

1. En ningún caso se presentan tracciones para la combinación frecuente, por lo que no hay fisuración descontrolada y bastará con una armadura pasiva de piel en las zonas menos comprimidas.
2. Por compresiones excesivas se deberá comprobar que  $\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$ . Como se puede observar en combinación frecuente la máxima tensión de compresión es de  $\sigma_c = 26.50 Mpa$  menor a  $0.6 f_{ck} = 27.0 Mpa$ .

### 8.10.8. Comprobación del Estado Límite de Deformación y Vibraciones

En este apartado se estudiarán las deformaciones que se producen en el viaducto, esto incluye flechas y giros, instantáneos y diferidos. Asimismo, se comprobarán que las vibraciones generadas sean adecuadas para garantizar seguridad del tráfico y confort de los pasajeros.

También en este apartado se establecerán las contraflechas y contragiros a disponer sobre cada vano, estas serán iguales en valor al de las flechas y giros producidos por las cargas permanentes, considerando la parte diferida a tiempo infinito.

El cálculo de las contraflechas y contragiros se realizará con el empleo de los coeficientes de fluencia establecidos en el anexo E, los resultados se presentan a continuación.

Tabla 74. Contraflechas a Emplear

Contraflechas			
Vano	Desplazamiento	Vano	Desplazamiento
Vano 1	6.87 mm	Vano 10	13.54 mm
Vano 2	12.30 mm	Vano 11	13.53 mm
Vano 3	13.78 mm	Vano 12	13.56 mm
Vano 4	13.33 mm	Vano 13	13.47 mm
Vano 5	13.46 mm	Vano 14	13.82 mm
Vano 6	13.47 mm	Vano 15	12.54 mm
Vano 7	13.52 mm	Vano 16	16.94 mm
Vano 8	13.52 mm	Vano 17	3.30 mm
Vano 9	13.51 mm		



Tabla 75. Contragiros a Emplear

Contragiros			
Soporte	Giro	Soporte	Giro
Estribo Este	0.0006243 rad	Pila 9	0.0000015 rad
Pila 1	0.0000765 rad	Pila 10	0.0000002 rad
Pila 2	0.0000386 rad	Pila 11	0.0000019 rad
Pila 3	-0.0000113 rad	Pila 12	-0.0000007 rad
Pila 4	0.0000015 rad	Pila 13	0.0000099 rad
Pila 5	-0.0000010 rad	Pila 14	-0.0000274 rad
Pila 6	0.0000002 rad	Pila 15	0.0001021 rad
Pila 7	-0.0000007 rad	Pila 16	-0.0003499 rad
Pila 8	-0.0000003 rad	Estribo Oeste	-0.0003179 rad

La variación total de la flecha es de  $\Delta f_{aif} = 52.7 \text{ mm}$  calculada sumando la flecha instantánea producida por todas las cargas más la flecha diferida debido a las cargas permanentes.

#### 8.10.8.1. Comprobación de Estados Límite para la Seguridad del Tráfico

##### 1. Aceleración Vertical del Tablero

Se recurrió al análisis dinámico para dar con los valores de aceleración vertical del tablero. Se obtuvo el máximo valor cuando la velocidad del tren fue de 270 km/h. En esta situación la aceleración vertical alcanzó los  $0.6685 \text{ m/s}^2$  que corresponde a 0.07g mucho menor al límite impuesto para vías con balasto, que es de 0.35g.

##### 2. Deformación Vertical del Tablero

Las comprobaciones de este apartado se calcularon con las cargas de tráfico y las térmicas. Se corroboraron 3 limitaciones:

##### - Radio de Curvatura Vertical en Cualquier Punto

Se recomienda para criterios de confort que la aceleración vertical sin compensar  $\gamma_v$  calculada como el cociente entre la velocidad de proyecto en m/s al cuadrado y el radio de curvatura vertical sea de como máximo  $0.4 \text{ m/s}^2$ . Esto quiere decir que para el presente proyecto el radio de curvatura vertical mínimo será de 12060 m.

El radio de curvatura vertical mínimo medido en el modelo es de 19 112 m y ocurre en el primer vano cuando el tren de cargas ferroviario actúa sobre las dos vías.

##### - La Flecha Total Máxima del Tablero

De acuerdo a la IAPF, la flecha total máxima del tablero deberá ser menor o igual que  $L/600 = 0.064 \text{ m}$  en los vanos laterales y  $L/600 = 0.095 \text{ m}$ .

Esta comprobación también se cumple pues debido a las cargas de tráfico y las térmicas la flecha máxima en un vano lateral es  $\delta = 0.016 \text{ m}$  y en uno interior  $\delta = 0.036 \text{ m}$ .

##### - Giro Vertical Máximo del Tablero en sus Apoyos



Finalmente se comprueba que para vía sobre balasto en la junta entre el estribo y el tablero el giro es menor a  $0.0065 \text{ rad}$ . El valor que resulta del modelo es  $\theta = 0.0016 \text{ rad}$

### 3. Deformación Horizontal del Tablero

Además de las cargas de tráfico y las térmicas, en este subapartado se considerarán las acciones del viento en las comprobaciones. Se evalúan las siguientes dos limitaciones.

#### - Giro Horizontal Máximo del Tablero Respecto al Estribo

De acuerdo al modelo utilizado el giro horizontal máximo del tablero respecto al estribo es  $\theta_H = 2.7 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$ , bastante inferior al límite máximo establecido por la IAPF de  $0.0015 \text{ rad}$ .

#### - Radio de Curvatura Horizontal

El radio de curvatura horizontal producido por las cargas de uso se aproximó mediante la siguiente expresión:

$$R = \frac{L^2}{8 \delta_h}$$

Donde:

$\delta_h$ : Deformación transversal relativa entre dos puntos del tablero distanciados una longitud  $L$

$L$ : Longitud de un vano del tablero.

Se obtuvo el valor mínimo de 58 021m superior al límite inferior 17 500m.

### 4. Vibración Transversal del Tablero

Para evitar efectos de resonancia lateral en los vehículos se comprobó que la primera frecuencia propia de vibración por flexión transversal del tablero es 3.03 Hz superior a 1.2 Hz.

Asimismo, se comprobó que el desplazamiento máximo transversal relativo entre dos puntos cualesquiera de un vano resultado de la aplicación de las sobrecargas de uso y de la fuerza del lazo será de  $6.0 \text{ mm}$ . Del modelo se obtiene un desplazamiento máximo transversal  $\delta_{trans} = 0.9 \text{ mm}$  por lo que se verifica esta limitación.

### 5. Giro Transversal del Tablero

Del modelo se encuentra que el giro transversal máximo del tablero se produce en una sección de un vano interior y con ambas vías cargadas, su valor es de  $\theta_t = 0.0010 \text{ rad}$ , inferior al límite  $0.0013 \text{ rad}$ .

#### **8.10.8.2. Comprobación del Estado Límite para el Confort de los Usuarios**

El nivel de confort es función de la aceleración vertical máxima  $b_v$  en el interior del tren. Para asegurar dichos niveles de confort, se limitarán las deformaciones verticales máximas ( $\delta$ ) de los tableros, en función de la longitud del vano ( $L$ ) y de la velocidad de proyecto ( $V$ ).



La comprobación de las deformaciones verticales se realizará en el eje de la vía, y con las sobrecargas de uso, afectadas por su coeficiente de impacto correspondiente.

Debido a que la velocidad de proyecto es  $V > 120 \text{ km/h}$  y  $\alpha > 1$  se consideró  $\alpha = 1$  de acuerdo a la IAPF; por otro lado, se cargó únicamente una vía.

En la siguiente figura se definen los valores mínimos de  $L/\delta$  – cociente entre la longitud del vano y la deformación vertical máxima – para un nivel de confort ‘muy bueno’ ( $b_v = 1.0 \text{ m/s}^2$ ).

En la normativa se establece que para estructuras hiperestáticas con tres o más vanos: Se utilizarán los valores de  $L/\delta$  de la figura a continuación, multiplicados por un coeficiente reductor de 0.9.

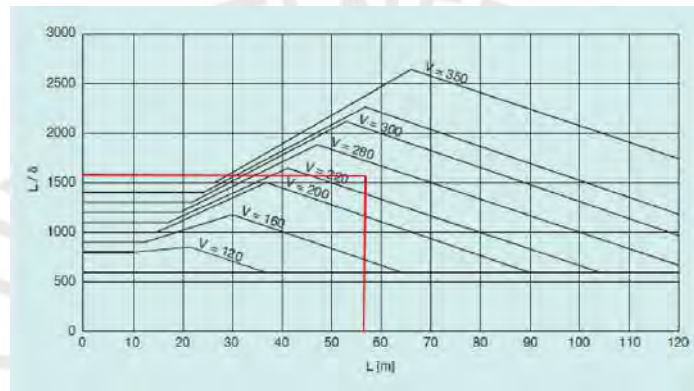


Fig 80. Valores Mínimos del Cociente entre la Luz del Vano ( $L$ ) y la Deformación Vertical Máxima ( $\delta$ ) por Condiciones de Confort de los Viajeros, en Función de la Velocidad de Proyecto  $V$ . Estructura Isostática con  $n \geq 3$  Vanos;  $b_v = 1.0 \text{ m/s}^2$

*Tomado de la Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de Ferrocarril (2007)*

En el presente proyecto se calcula el valor de  $L/\delta = 3775$  mayor al valor mínimo que garantiza un nivel de confort muy bueno para estructuras hiperestáticas  $L/\delta_{min} = 0.9 \times 1600 = 1440$ .

### 8.10.9. Comprobación del Estado Límite de Equilibrio

El equilibrio está asegurado por los apoyos dispuestos en los extremos del tablero, que impiden los desplazamientos en transversal. Además, en longitudinal el puente se fija en el estribo oeste.

Se comprobó para las situaciones más desfavorables en estado límite último, la no descompresión de los aparatos de apoyo. Garantizando el equilibrio de la estructura por vuelco.

### 8.11. Dimensionamiento de Dispositivos de Apoyo

Se disponen de 40 dispositivos de apoyo, 4 sobre cada estribo y 2 por cada una de las 16 pilas. Sobre las pilas se colocarán en el lado exterior aparatos de apoyo guiados que impidan el desplazamiento transversal y en el lado interior aparatos de apoyos libres. Los apoyos sobre estribos tampoco permitirán los movimientos en dirección transversal.



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Debido a que las cargas verticales sobre los dispositivos de apoyo son superiores a 18 000 kN y a que los desplazamientos longitudinales de contracción-dilatación del tablero son elevados; se emplearán apoyos deslizantes tipo POT. Estos están formados por un disco de elastómero inserto entre un cilindro de acero y un pistón circular; en la parte superior del dispositivo se adhiere una lámina de teflón que resbalará sobre una placa de deslizamiento que se dispone en la cara inferior del tablero.

Para dimensionar los elementos del viaducto, se utilizarán, a modo de guía, las características geométricas de los siguientes aparatos de apoyo del catálogo de Apoyos Mecánicos Freyssinet.

Tabla 76. Características de los Apoyos sobre Estribos

<b>Denominación</b>	TETRON CD GGL 5000-1500-400
<b>Tipo de Apoyo</b>	Cilindro de Suspensión (Apoyo Deslizante Guiado)
<b>Ancho</b>	575 mm
<b>Largo</b>	970 mm
<b>Diámetro del Cilindro</b>	600mm
<b>Altura</b>	150 mm
<b>Carga Vertical</b>	5000 kN
<b>Carga Horizontal</b>	1500 kN
<b>Rotación Ambas Direcciones (rad)</b>	0.01

Tabla 77. Características de los Apoyos sobre Pilas

<b>Denominación</b>	TETRON CD GGL 35000-10500-400	TETRON CD GL 35000-400-40
<b>Tipo de Apoyo</b>	Cilindro de Suspensión (Apoyo Deslizante Guiado)	Cilindro de Suspensión (Apoyo Deslizante Libre)
<b>Ancho</b>	1500 mm	1375 mm
<b>Largo</b>	1775 mm	1520 mm
<b>Diámetro del Cilindro</b>	1665 mm	1400 mm
<b>Altura</b>	374,5 mm	295,5 mm
<b>Carga Vertical</b>	35000 kN	35000 kN
<b>Carga Horizontal</b>	10500 kN	-
<b>Rotación (rad)</b>	0.01	0.01

### 8.11.1. Acciones sobre cada Apoyo

Tabla 78. Esfuerzos sobre los Apoyos sobre Estribos

<b>Estado Límite Último</b>	
<b>Reacción Máxima Apoyo</b>	4516.9 kN
<b>Reacción Mínima Apoyo</b>	582.9 kN
<b>Fuerza Horizontal Máxima</b>	552.7 kN

Tabla 79. Esfuerzos sobre los Apoyos Guiados sobre Pilas

<b>Estado Límite Último</b>	
<b>Reacción Máxima Apoyo</b>	31 140.7 kN
<b>Reacción Mínima Apoyo</b>	10 298.9 kN
<b>Fuerza Horizontal Máxima</b>	2661.8 kN

## 8.12. Juntas de Dilatación

Se utilizará una sola junta de dilatación ubicada entre el tablero y el murete de guarda del estribo este. Se dispondrá una vez ubicado el tablero en su posición final. Por lo que, aún habrá deformaciones remanentes del tablero por fluencia y retracción. A continuación, se realiza el cálculo del recorrido de la junta. Los valores de fluencia y retracción se recogen del anexo 5.

Tabla 80. Contracción y Expansión de la Junta de Dilatación

Acciones	Contracción (m)	Expansión (m)
Fluencia	-0.3435	-
Retracción	-0.2599	-
Frenado	-0.0113	0.0114
Viento	-0.0071	0.0071
Temperatura	-0.1703	0.1703
TOTAL	-0.792	0.189

Entonces el recorrido de la junta de dilatación será:

$$|Contracción| + |Expansión| = 792 + 189 = 981\text{mm}$$

Las deformaciones longitudinales del tablero no son despreciables, por lo que se dispondrá una junta de traviesas guiada. El detalle de estos se indica en planos.

## 8.13. Dimensionamiento de Pilas

Se dimensionará la pila más crítica, es decir la de mayor longitud, se trata de la Pila 13.

### 8.13.1. Cabecera

Debido a que la cabecera es una zona de aplicación de cargas concentradas, se puede clasificar este elemento como una región D. Por lo que el análisis se hará mediante un modelo ByT.

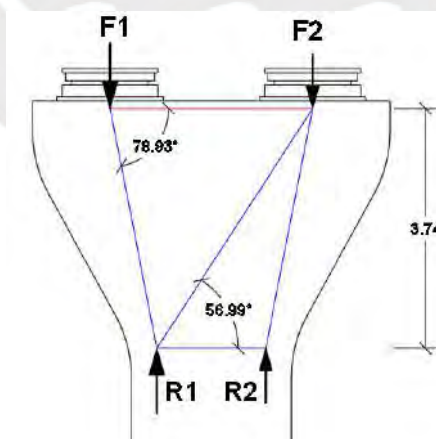


Fig 81. Modelo de Bielas y Tirantes de la Cabecera

De acuerdo al modelo de bielas y tirantes el mayor esfuerzo de tracción se producirá cuando se aplique la mayor carga  $F_1$ . Del análisis y el equilibrio global se tiene los siguientes valores en ELU.  $F_1 = 30694.6 \text{ kN}$ ,  $F_2 = 22166.1 \text{ kN}$ ,  $R_1 = 34865.6 \text{ kN}$  y  $R_2 = 17995.1 \text{ kN}$ .

El estado de esfuerzos axiales en las barras del mecanismo resistente de bielas y tirantes planteado se presenta a continuación.

Tabla 81. Ángulos y Axiles de las Barras del Modelo de Bielas y Tirantes de la Cabecera. Convenio de Signos: (+) Tracción, (-) Compresión

Denominación	Elemento Estructural	Ángulo $\alpha_v$ (°)	Esfuerzo Axil
$T_1$	Tirante	0.00	6412.4 kN
$C_1$	Biela	78.20	-31 357.3 kN
$C_2$	Biela	57.53	-4941.0 kN
$C_3$	Biela	78.20	-18 385.5 kN
$C_4$	Biela	0.00	-3759.8 kN

$$A_s = 6005.4/40 = 150.1 \text{ cm}^2$$

En la cabecera se dispondrán 2 filas de 16 barras de  $\phi 25$ , considerando como tensión de trabajo de la armadura en estado límite último 400Mpa, de acuerdo al EHE-08.

### 8.13.2. Armadura a Flexión

Se procede a diseñar la armadura de flexión de la pila, el análisis se realizará en la sección más próxima a la cimentación, sección con los momentos flectores pésimos. Se estudian distintas combinaciones, pues el diseño estará condicionado por los esfuerzos axiales y flectores.

- Combinación. Axial Mínimo

$$Comb14 = 1.35 CP + 1.50 V + 0.60 \cdot 1.50 T$$

- Combinación. Axial Máximo

$$Comb26 = 1.35 CP + 1.50 TCF + 0.80 \cdot 1.50 H + 0.60 \cdot 1.50 (NF + V + N)$$

- Combinación. Momento Flector Mínimo

$$Comb27 = 1.35 CP + 1.50 V + 0.60 \cdot 1.50 (NF + T) + 0.80 \cdot 1.50 (TCF + H)$$

- Combinación. Momento Flector Mínimo (Coeficiente de Impacto Negativo)

$$Comb27 = 1.35 CP + 1.50 V + 0.60 \cdot 1.50 (NF + T) + 0.80 \cdot 1.50 (\varphi_{neg} \cdot TCF + H)$$

Tabla 82. Esfuerzos Axiales y Flectores de Dimensionamiento. Armadura Longitudinal de la Pila

Combinación	Fuerza Axial	Momento Flector
<b>Combinación 1</b>	33 505.3 kN	2071.7 mkN
<b>Combinación 2</b>	<b>Doble Vía Cargada</b>	57 526.9 kN
	<b>Una Vía Cargada</b>	46 204.3 kN
<b>Combinación 3</b>	<b>Doble Vía Cargada</b>	51 985.7 kN
	<b>Una Vía Cargada</b>	43 326.2 kN
<b>Combinación 4</b>	<b>Doble Vía Cargada</b>	37 373.9 kN
	<b>Una Vía Cargada</b>	36 018.5 kN

El cálculo de la armadura a flexión se realizó, inicialmente, mediante el empleo de ábacos. Luego se calculó el diagrama de interacción de la solución recomendada, y se iteró hasta encontrar la disposición más adecuada. Se disponen en cada esquina 4 barras de  $\phi 32$ ; en los

lados de menor dimensión (dirección longitudinal) 2 filas de 19 barras de  $\phi 32$  y en las caras de mayor dimensión (dirección transversal) 1 fila de 24 barras de  $\phi 25$ .

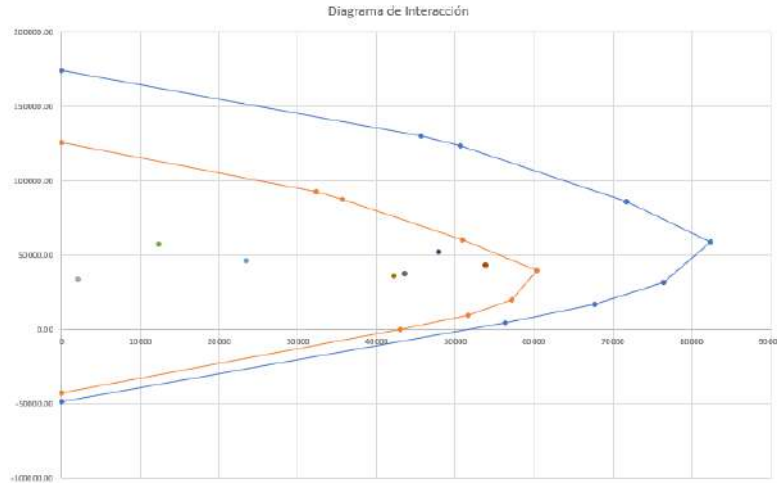


Fig 82. Diagrama de Interacción de la Pila

- Cuantía Geométrica Mínima

De acuerdo a la EHE-08 la cuantía geométrica mínima en pilares es del 4‰ para aceros con  $f_y = 500\text{Mpa}$ . Se considerarán las secciones superior e inferior del pilar.

• Sección Superior

$$A_{s_{min}} = 0.004 \times 5.58 \times 2.00 = 0.0446 \text{ m}^2 \rightarrow \frac{446.4 \text{ cm}^2}{2 (5.33 + 1.75)} = 31.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• Sección Inferior

$$A_{s_{min}} = 0.004 \times 2.50 \times 2.00 = 0.02 \text{ m}^2 \rightarrow \frac{200 \text{ cm}^2}{2 (2.25 + 1.75)} = 25.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Cuantía Mecánica Mínima

Se considerarán las secciones superiores e inferior de la sección. Ambos cálculos son conservadores, pues no se consideran los efectos favorables del axil.

• Sección Superior

$$A_{s_{min}} = 0.04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0205 \text{ m}^2 \rightarrow \frac{205.3 \text{ cm}^2}{2 (5.33 + 1.75)} = 14.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• Sección Inferior

$$A_{s_{min}} = 0.04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0092 \text{ m}^2 \rightarrow \frac{92 \text{ cm}^2}{2 (2.25 + 1.75)} = 11.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo que mínimamente se debería disponer sobre las caras del pilar barras de  $\phi 25$  a 0.15m. El acero por flexión cumple con esta condición. Sin embargo, debido a que el pilar es



de sección variable en la dirección transversal y a que el armado a flexión se dispondrá vertical en toda la altura del pilar, existirán caras del elemento sin refuerzo. En estas superficies se colocará el armado por cuantía mínima geométrica, es decir se dispondrán barras de  $\phi 25$  a 0.15m.

### 8.13.3. Armadura a Cortante

$$Comb16 = 1.35 CP + 1.50 V + 0,60 \cdot 1.50 NF + 0.80 \cdot 1.50 (TCF + H)$$

Tabla 83. Esfuerzos Cortantes de Dimensionamiento. Cercos de la Pila

Estado Límite Último	
Esfuerzo Axial ( $N_{rd}$ )	41 036.9 kN
Momento Flector ( $M_{rd}$ )	46 978.1 mkN
Esfuerzo Cortante ( $V_{rd}$ )	2707.0 kN

- Comprobación del Agotamiento por Compresión Oblicua ( $V_{u1}$ )

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta} = 28\ 140.0\ kN$$

Donde:

$$K = 1.25, \text{ pues } \sigma'_{cd} = 6.0\ Mpa$$

$$f_{1cd} = 0.6 f_{cd} = 12\ 000\ kN/m^2$$

$$b_0 = 2.0m, \alpha = 90^\circ \text{ y } \theta = 26.565^\circ$$

$$d = 2.35m \text{ Asumiendo un recubrimiento mecánico de } 3.5cm$$

- Cálculo del Refuerzo para el Agotamiento por Tracción

Para este cálculo se desprecia la contribución del hormigón en tracción.

$$A_s = \frac{V_{rd}}{z \cdot \text{sen}\alpha \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot f_{y\alpha,d}} = 16.7\ cm^2/m^2$$

Donde:

$$z = 1.87m \text{ y } f_{y\alpha,d} = 434.8\ Mpa$$

Por lo tanto, se dispondrán cercos de  $\phi 16$  a 0.20m en la parte inferior del elemento y 2 cercos de  $\phi 16$  a 0.40m en la parte de la cabecera del pilar.

### 8.14. Dimensionamiento del Estribo

En el siguiente apartado se dimensionará el refuerzo del estribo cerrado oeste del proyecto. El estribo oeste tiene un diseño especial debido a que está encargado de absorber los esfuerzos de frenado transmitidos por el tablero. Así pues, no será únicamente un muro y cimentación, sino que se construirá una viga de anclaje a la cual se conectará el tablero mediante pretensado. En los siguientes subapartados se diseñará cada uno de estos componentes.

### 8.14.1. Dimensionamiento del Muro

#### 8.14.1.1. Dimensionamiento del Refuerzo frente a Cargas Axiales

- Criterios de Cálculo Frente a Cargas Axiales

Frente a cargas axiales se diseñará el muro como si se tratará de una viga de gran canto continuo, empleando el modelo y el método de ByT indicado por la EHE-08. Debido a la poca separación de los aparatos de apoyo sobre el muro, se simplificarán las 4 cargas puntuales como una única carga uniformemente distribuido.

El empotramiento del muro con la cimentación se representará con 3 apoyos simples, simétricos y distanciados a 4.6m; de esta forma el modelo representa una viga continua. Este cálculo queda del lado de la seguridad, pues no es considerada la cohesión en el empotramiento que impide la abertura de la zona inferior del paramento vertical.

Las dimensiones del muro son: *Altura* = 4.6m, *Ancho* = 14.0m y *Espesor* = 1.85m. La carga uniformemente distribuida se calcula a través de la siguiente expresión:

$$q = \frac{N \cdot n}{L_{eq}}$$

Donde:

*N*: Axil máximo del aparato de apoyo más solicitado en ELU.

*n*: Número de aparatos de apoyo

*L<sub>eq</sub>*: Longitud equivalente en onde se distribuye la carga uniforme según el modelo ByT

El análisis se realiza en ELU y con la combinación de carga que resulte en la carga vertical pésima.

$$Comb26 = 1.35 CP + 1.50 TCF + 1.50 \cdot 0.80 H + 1.50 \cdot 0.6 (NF + V + N)$$

$$N_{max}^{ELU} = 16\,383.7\,kN$$

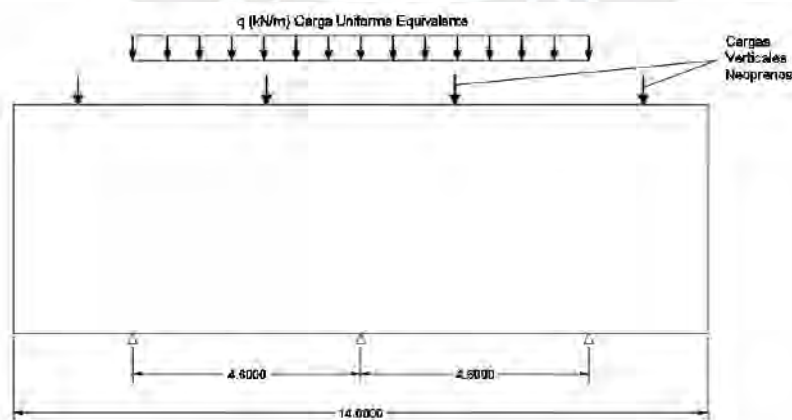


Fig 83. Disposición de Aparatos de Apoyo y Carga Uniforme Equivalente del Modelo

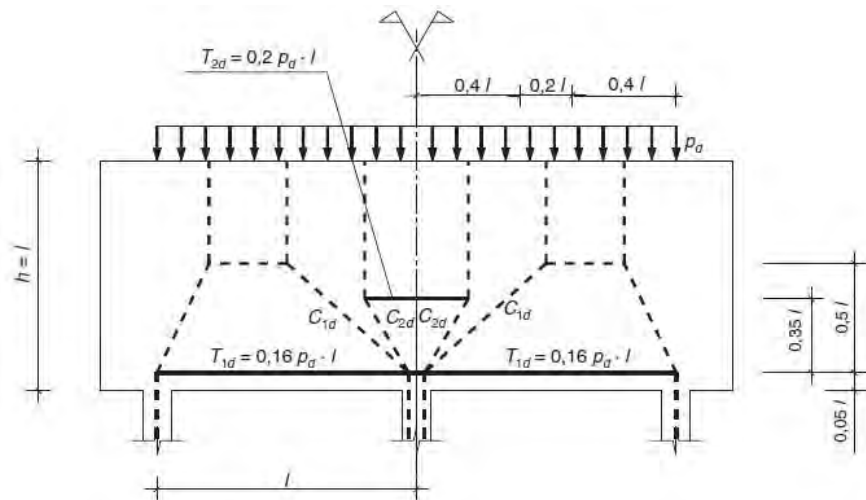


Fig 84. Modelo para Vigas de Gran Canto Continuas.

Tomado de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (2008)

En este modelo los aparatos de apoyo transmiten las siguientes cargas verticales:

Tabla 84. Esfuerzos Axiles en los Aparatos de Apoyo del Estribo Oeste

Aparato de Apoyo	Carga Vertical	Aparato de Apoyo	Carga Vertical
Aparato de Apoyo 1	$N_1 = 4516.9 \text{ kN}$	Aparato de Apoyo 2	$N_1 = 4236.3 \text{ kN}$
Aparato de Apoyo 3	$N_1 = 3955.6 \text{ kN}$	Aparato de Apoyo 4	$N_1 = 3674.9 \text{ kN}$

Por lo tanto, la carga uniformemente distribuida toma el valor de  $q(P_d) = 1963.9 \text{ kN/m}$

- Armadura Frente a Cargas Axiles

De acuerdo al modelo de la EHE-08. La armadura en la zona de apoyos intermedios se proyectará para una fuerza de tracción de

$$T_{2d} = 0.20 \times 1963.9 \times 4.6 = 1806.8 \text{ kN}$$

Y la armadura de la zona inferior para:

$$T_{1d} = 0.16 \times 1963.9 \times 4.6 = 1445.4 \text{ kN}$$

Asumiendo, una tensión de trabajo del acero de  $f_{yd} = 400 \text{ Mpa}$ . Se requieren para la zona de apoyos intermedios  $45.2 \text{ cm}^2$  y para la zona inferior  $36.1 \text{ cm}^2$  de armadura. Se dispondrán, entonces en la zona inferior 8 barras de  $\varnothing 25$  y en la zona de apoyos intermedia 10 barras de  $\varnothing 25$ . Asimismo, en la cabeza comprimida del muro (la zona superior) se dispondrá una armadura simétrica a la inferior, es decir 8 barras de  $\varnothing 25$ .

#### 8.14.1.2. Dimensionamiento del Refuerzo a Flexión

Es importante señalar que los aparatos de apoyo colocados sobre el estribo permiten el movimiento longitudinal, por lo que las cargas horizontales en esa dirección provenientes del tablero no serán transmitidas directamente. En caso la fuerza sea de tiro, en primer lugar, está se dirigirá a la viga de anclaje que comprimirá el terreno en medio para finalmente transmitir parte de los esfuerzos al muro del estribo. Si la fuerza es de empuje la carga se transmitirá a



través de las vigas longitudinales construidas en el trasdós hasta la viga de anclaje que se descargará en el terreno.

El canto de este muro será de 1.85m, el necesario para ubicar sin problemas el aparato de apoyo. Las acciones que actuarán sobre el muro del estribo son el peso propio del muro, los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por el tablero, el empuje del terreno que se encuentra en el trasdós y el empuje producto de la sobrecarga sobre el relleno.

Cómo se mencionó anteriormente la transmisión de los esfuerzos horizontales del tablero al estribo no se efectúa de manera directa. Para evaluar el porcentaje de esta sollicitación que es resistido por el muro se realiza un modelo de elementos finitos plano con las características mecánicas del relleno del trasdós. El estribo es representado como una serie de apoyos simples y la carga de frenado es modelado como fuerzas puntuales horizontales en lo que vendría a ser la ubicación de la viga de anclaje, el objetivo del modelo es encontrar las reacciones en estos apoyos.

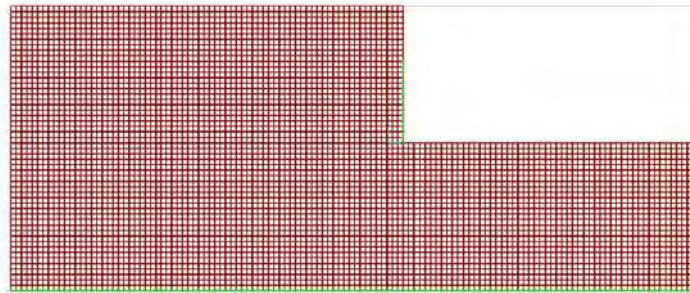


Fig 85. Modelo de Elementos Finitos para Calcular los Esfuerzos de Frenado que se Transmiten al Muro del Estribo

Tabla 85. Reacciones de los Apoyos que Simulan el Muro del Estribo Oeste en el Modelo de EF para Calcular los Esfuerzos de Frenado que se Transmiten a este Elemento.

Elemento	Ubicación Respecto al Plano de Cimentación	Reacción (kN/m)	Elemento	Ubicación Respecto al Plano de Cimentación	Reacción (kN/m)
<b>Apoyo 1</b>	6.035 m	64.35	<b>Apoyo 9</b>	2.817 m	12.79
<b>Apoyo 2</b>	5.633 m	37.60	<b>Apoyo 10</b>	2.414 m	11.69
<b>Apoyo 3</b>	5.230 m	26.21	<b>Apoyo 11</b>	2.012 m	10.75
<b>Apoyo 4</b>	4.828 m	22.12	<b>Apoyo 12</b>	1.610 m	9.90
<b>Apoyo 5</b>	4.426 m	19.23	<b>Apoyo 13</b>	1.207 m	9.38
<b>Apoyo 6</b>	4.024 m	17.13	<b>Apoyo 14</b>	0.805 m	9.55
<b>Apoyo 7</b>	3.621 m	15.46	<b>Apoyo 15</b>	0.403 m	11.99
<b>Apoyo 8</b>	3.219 m	14.03			

- Situación: Carga Horizontal Máxima

Será la situación que genere los esfuerzos flectores más desfavorables en la cara interior del elemento. Se utilizarán dos combinaciones de acciones en el tablero. La primera será la que produzca sobre el muro el máximo esfuerzo axial posible, y la segunda el mínimo.

$$Comb26 = 1.35 CP + 1.50 H + 1.50 \cdot 0.80 TCF + 1.50 \cdot 0.6 (NF + V + N)$$

$$Comb27 = 1.35 CP + 1.50 H + 1.50 \cdot 0.80 TCF + 1.50 \cdot 0.6 (NF + V + T)$$

Se considerarán, también, los empujes del terreno y de la sobrecarga sobre este.

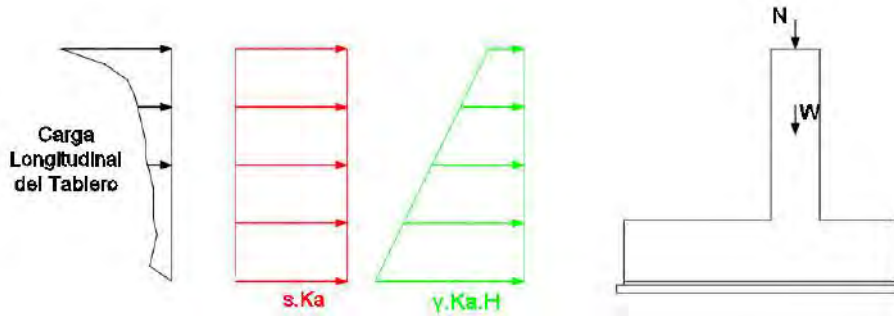


Fig 86. Croquis de la Situación: Carga Horizontal Máxima

El análisis de esta situación, para encontrar los esfuerzos de momento flector en el muro se realiza a través de un modelo de elementos finitos plano del muro, el cual estará empotrado en la base y simplemente apoyado a los lados, debido a la conexión existente con las aletas.

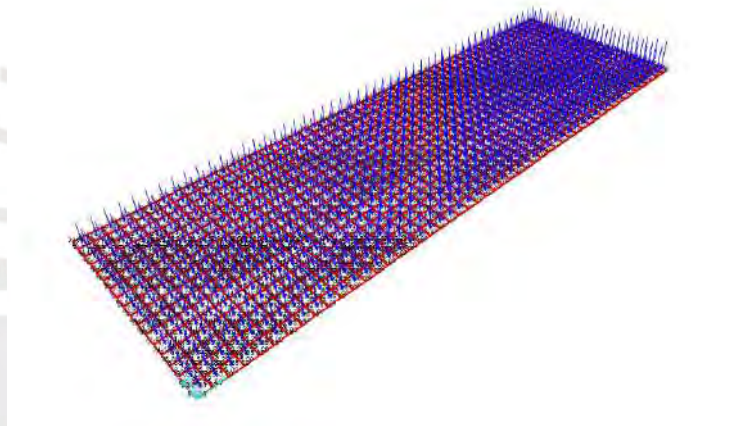


Fig 87. Modelo de Elementos Finitos para el Muro del Estribo Oeste

A continuación, se muestran los esfuerzos de dimensionamiento resultante del análisis y de las situaciones evaluadas.

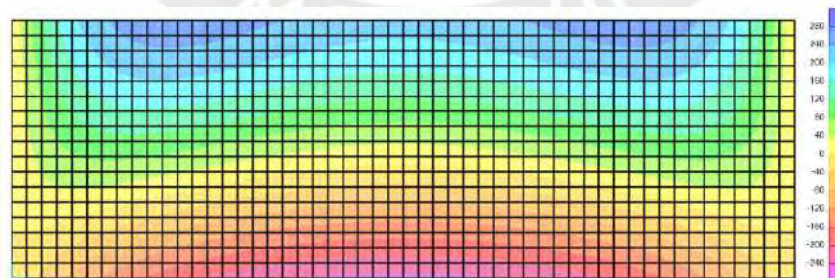


Fig 88. Momentos Flectores M11. Muro del Estribo Oeste.

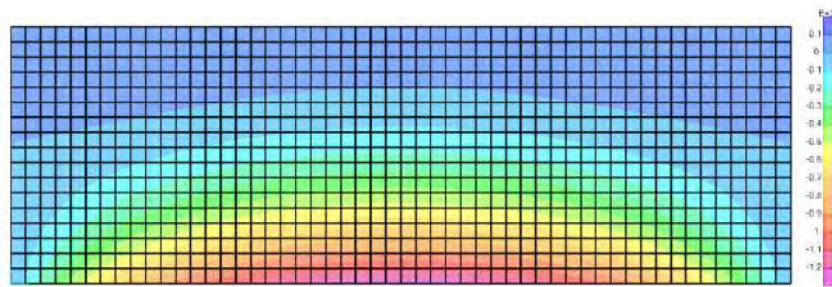


Fig 89. Momentos Flectores M22. Muro del Estribo Oeste

Tabla 86. Esfuerzos Axiales, Flectores y Cortantes de Dimensionamiento. Armadura del Muro del Estribo Oeste

Situación de Proyecto. Carga Horizontal Máxima		
Elemento	Esfuerzo de Dimensionamiento	Resultado
Muro	Esfuerzo Axil Máximo	1151.6 kN/m
	Esfuerzo Axil Mínimo	588.6 kN/m
	Momento Flector M11 Máximo (Refuerzo Horizontal)	267.3 mkN/m
	Momento Flector M11 Mínimo (Refuerzo Horizontal)	-252.0 mkN/m
	Momento Flector M22 Máximo (Refuerzo Vertical)	37.6 mkN/m
	Momento Flector M22 Mínimo (Refuerzo Vertical)	-1260.2 mkN/m
	Esfuerzo Cortante Máximo	635.6 kN/m

### 1. Armadura Vertical a Flexión

Para el muro, el cálculo de la armadura a flexión se realizó, inicialmente, mediante el empleo de ábacos. Luego se calculó el diagrama de interacción de la solución recomendada. Entonces, se disponen sobre la cara interior del muro barras de  $\phi 25$  espaciadas a 0.20m y en la exterior barras  $\phi 16$  cada 0.20m. Resulta el siguiente diagrama de interacción, que corrobora el diseño.

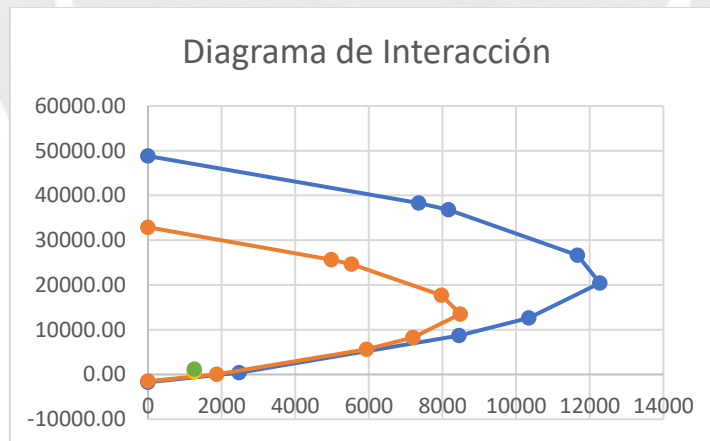


Fig 90. Diagrama de Interacción del Muro del Estribo

Para el murete se dispuso sobre ambas caras barras de  $\phi 12$  espaciadas a 0.20m, cumpliendo con las cuantías mínimas geométricas y mecánicas del murete.

#### - Cuantía Geométrica Mínima

De acuerdo a la EHE-08 la cuantía geométrica mínima de refuerzo vertical en muros para  $f_y = 500\text{Mpa}$  es del 0.90‰ en la cara traccionada y 0.27 ‰ en la comprimida.



- Acero en Tracción (Muro)

$$A_{s_{min}} = 0.0009 \times 1.85 = 16.65 \text{ cm}^2/m$$

- Acero en Compresión (Muro)

$$A_{s_{min}} = 0.00027 \times 1.85 = 5.00 \text{ cm}^2/m$$

El acero vertical por flexión cumple esta condición, pues se ha dispuesto en el muro  $A_s = 24.55 \text{ cm}^2/m$  en la cara traccionada y  $A_s = 10.05 \text{ cm}^2/m$  en la comprimida.

- Cuantía Mecánica Mínima

Este cálculo es conservador, pues no se consideran los efectos favorables del axil.

$$A_{s_{min.muro}} = 0.04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 34.04 \text{ cm}^2/m$$

También la armadura dispuesta cumple con la cuantía mecánica mínima

## 2. Armadura Horizontal a Flexión

Es necesario colocar como armadura horizontal a flexión  $3.3 \text{ cm}^2/m$  de acero en la cara interior del muro y  $3.5 \text{ cm}^2/m$  en la exterior. Se dispondrán, entonces, en ambas caras barras de  $\phi 16$  espaciadas a  $0.25m$ . Para el murete se colocaron también barras de  $\phi 16$  a  $0.25m$  en ambas caras

- Cuantía Geométrica Mínima

De acuerdo a la EHE-08 la *cuantía* geométrica mínima de refuerzo horizontal en muros es del 3.2‰ para aceros con  $f_y = 500Mpa$ . Asimismo, la norma limita el espesor de muros para este cálculo a un máximo de  $0.50m$ .

$$A_{s_{min.muro}} = 0.0032 \times 0.50 = 16.00 \text{ cm}^2/m$$

El acero horizontal por flexión cumple, pues se ha dispuesto  $A_s = 16.08 \text{ cm}^2/m$ .

### 8.14.2. Dimensionamiento de la Cimentación

En el siguiente apartado se detalla el dimensionamiento del refuerzo para la zapata del estribo oeste. Se trata de una cimentación flexible, pues el vuelo  $v = 5.45m$  es mayor al doble de la altura  $h = 1.63m$ . Por lo tanto, es de aplicación la teoría general de flexión.

El cálculo de la zapata estará condicionado a las combinaciones de carga más críticas provenientes del muro del estribo; así como a las reacciones del terreno que se producen al aplicar estas acciones, se asume, en este sentido una distribución lineal de las tensiones del terreno en el plano de cimentación.

El diseño se realiza con las cargas en estado límite último, y no considerarán el peso propio de la cimentación. A continuación, se muestran las dos situaciones que condicionarán el diseño.



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- Situación 1: Máxima Reacción del Terreno sobre el Talón de la Zapata

En esta hipótesis no se considerará la carga de frenado y de viento longitudinal. Los valores de estas acciones *en* estado límite último se resumen en el siguiente cuadro. Nótese que el momento flector se mide desde el centroide de la zapata.

Tabla 87. Esfuerzos Aplicados sobre la Cimentación del Estribo Oeste. Situación: Máxima Reacción del Terreno sobre el Talón de la Zapata

Acciones	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (mkN)
Carga Vertical del Tablero	15 176.5 (V)	1.40	21 247.1
Fuerza Transversal del Tablero	1422.5 (H)	4.60	6543.5
Peso Propio del Murete de Guarda	737.1 (V)	0.40	294.8
Peso Propio del Muro	4021.0 (V)	1.13	4523.6
Empuje del Relleno del Trasdós	3992.8 (H)	2.02	8047.9
Peso del Relleno del Trasdós 1	19 456.5 (V)	-2.53	-49 127.7
Carga Vertical - Sobrecarga en el Trasdós	4154.5 (V)	-2.53	-10 490.2
Empuje – Sobrecarga en el Trasdós	1168.9 (H)	2.30	2688.4

Esta situación es también aquella que genera la máxima reacción sobre la puntera.

- Situación 2: Mínima Reacción del Terreno sobre el Talón de la Zapata

En esta hipótesis se considerará la carga de frenado y de viento longitudinal con dirección hacia el interior del viaducto. Se muestran los momentos flectores que se producen en el centroide de la zapata. Los valores se calculan en estado límite último.

Tabla 88. Esfuerzos Aplicados sobre la Cimentación del Estribo Oeste. Situación: Mínima Reacción del Terreno sobre el Talón de la Zapata

Acciones	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (mkN)
Carga Vertical del Tablero	3482.8 (V)	1.40	4875.9
Fuerza de Frenado y de Viento Longitudinal	3524.4 (H)	3.08	10 855.3
Fuerza Transversal del Tablero	1626.5 (H)	4.60	7481.9
Peso Propio del Murete de Guarda	737.1 (V)	0.40	294.8
Peso Propio del Muro	4021.0 (V)	1.13	4523.6
Empuje del Relleno del Trasdós	3992.8 (H)	2.02	8047.9
Peso del Relleno del Trasdós 1	19 456.5 (V)	-2.53	-49 127.7

Estas solicitaciones darán como resultado tensiones del terreno sobre el plano de cimentación, los cuales siguen una distribución lineal.

Tabla 89. Distribución de las Tensiones del Terreno Sobre el Plano de Cimentación del Estribo Oeste

Distribución Lineal de Tensiones	Situación 1	Situación 2
$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> ) (Puntera)	226.6	130.4
$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> ) (Puntera)	188.5	86.8
$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> ) (Talón)	404.0	290.04
$\sigma_4$ (kN/m <sup>2</sup> ) (Talón)	365.8	246.4

Para obtener el valor de los esfuerzos de dimensionamiento se utilizó un análisis 2D. En este modelo las *cargas* son las aplicadas por el terreno, mientras que la conexión del muro se representa como condición de contorno, mediante resortes con una rigidez de 778724 kN/m.

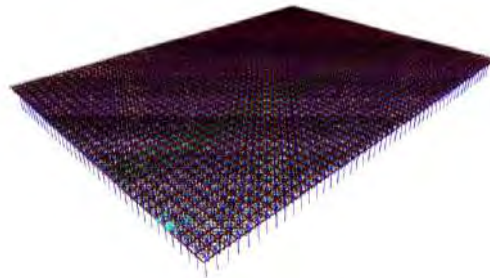


Fig 91. Modelo de Elementos Finitos. Zapata del Estribo

Los resultados del modelo son los esfuerzos de dimensionamiento de momentos flectores y de esfuerzos cortantes M22 y V23.

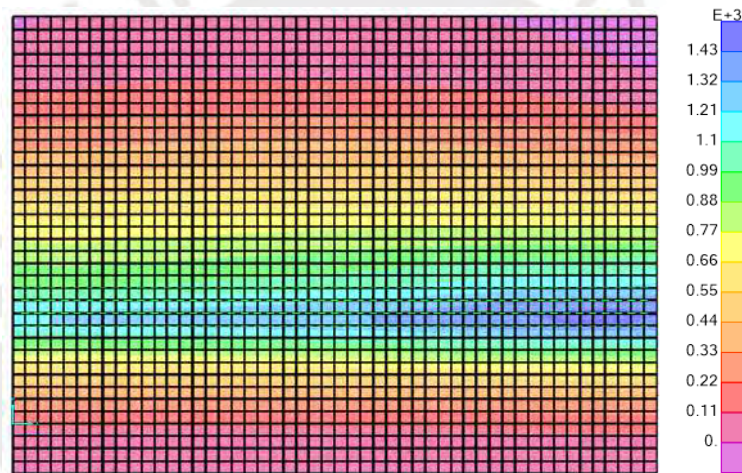


Fig 92. Momentos Flectores M22. Zapata del Estribo. Situación 1: Máxima Reacción sobre el Tal

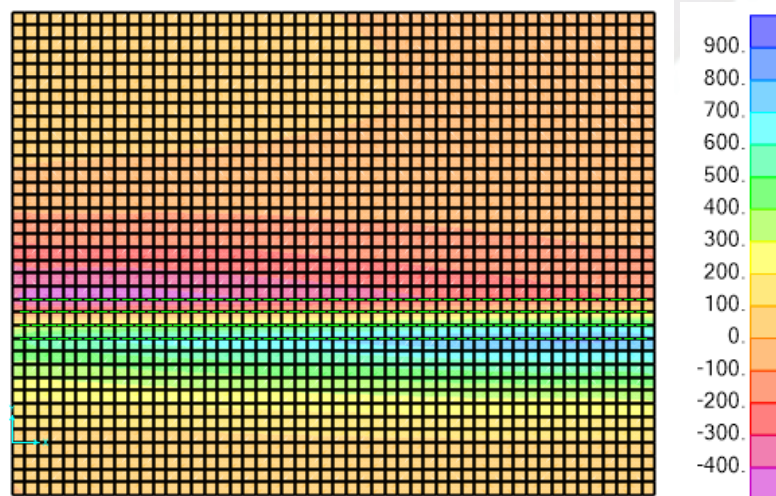


Fig 93. Momentos Flectores M22. Zapata del Estribo. Situación 2: Mínima Reacción sobre el Talón

Tabla 90. Esfuerzos Flectores y Cortantes de Dimensionamiento. Armadura en la Zapata del Estribo Oeste

Elemento	Esfuerzo de Dimensionamiento	Situación 1	Situación 2
----------	------------------------------	-------------	-------------



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Puntera	Momento Flector M11 Máximo	274.5 mkN/m	180.0 mkN/m
	Momento Flector M11 Mínimo	-50.7 mkN/m	-27.9 mkN/m
	Momento Flector M22 Máximo	1377.7 mkN/m	851.2 mkN/m
	Momento Flector M22 Mínimo	-5.8 mkN/m	-2.3 mkN/m
	Esfuerzo Cortante Máximo V23	808.4 kN/m	1175.8 kN/m
Talón	Momento Flector M11 Máximo	269.1 mkN/m	121.6 mkN/m
	Momento Flector M11 Mínimo	-67.0mkN/m	-112.0 mkN/m
	Momento Flector M22 Máximo	1359.8 mkN/m	571.8 mkN/m
	Momento Flector M22 Mínimo	-20.4 mkN/m	-483.3 mkN/m
	Esfuerzo Cortante Máximo V23	612.2 kN/m	1612.7 kN/m

### 1. Armadura Principal

La armadura principal viene a ser la que sigue la dirección longitudinal del viaducto, tanto en la cara inferior de toda la zapata, donde se requieren  $20.7 \text{ cm}^2/\text{m}$  de refuerzo, como en la cara superior del talón, donde es necesario  $7.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Se dispondrán en la cara inferior de toda la zapata barras de  $\phi 20$  cada 0.125m y en la cara superior del talón barras de  $\phi 16$  a 0.125m.

#### - Cuantía Mínima Geométrica

De acuerdo a la EHE-08 la cuantía mínima requerida en zapatas armadas en la cara inferior en cualquier dirección será de 9‰, que viene a ser  $14.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ , inferior a la armadura dispuesta, que es de como mínimo  $25.12 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### - Longitud de Anclaje.

La armadura horizontal en la cara inferior de la cimentación, se clasifica como de Posición I. Se requiere por tanto una longitud de anclaje de 520mm en prolongación recta. Por otra parte, el refuerzo ubicado en la cara superior se clasifica como de Posición II, por lo que la longitud de anclaje en este caso es de 580mm en prolongación recta.

### 2. Armadura Secundaria

Se dispondrá de refuerzo en la cara superior de la puntera también, para hacer frente a momentos desequilibrantes de flexión secundarios. Por facilidad se colocará una armadura simétrica a la colocada en la cara inferior. Se coloca  $\phi 16$  a 0.125m. Además, es necesario colocar armadura con dirección transversal al viaducto, se disponen barras de  $\phi 16$  espaciadas a 0.125m.

#### - Cuantía Mínima Geométrica

De acuerdo a la EHE-08 la cuantía mínima requerida en zapatas armadas en la cara superior será de 9‰, que viene a ser  $14.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ , inferior a la armadura dispuesta, que es de  $16.08 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### - Longitud de Anclaje.

Se trata de armaduras horizontales; las ubicadas en la cara inferior, se clasifican como de Posición I con una longitud de anclaje de 400mm en prolongación recta; las colocadas en la cara superior son de Posición II y su longitud de anclaje será de 580mm en prolongación recta.



### 3. Armadura de Cortante

Se dispondrán de aceros verticales distribuidos por toda la cimentación para hacer frente a los esfuerzos cortantes. Estos aceros se dimensionan con el valor pésimo de esfuerzo cortante por metro lineal resultante del análisis realizado.

- Comprobación del Agotamiento por Compresión Oblicua

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_o \cdot d \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot\theta^2} = 7464 \text{ kN/m}$$

Donde:

$K = 1.0$ , pues no hay esfuerzo axial de compresión

$f_{1cd} = 0.6 f_{cd} = 12\,000 \text{ kN/m}^2$

$b_o = 1.0\text{m}$ ,  $\alpha = 90^\circ$  y  $\theta = 26.565^\circ$

$d = 1.56\text{m}$  Asumiendo un recubrimiento mecánico de 10cm

- Cálculo del Refuerzo para el Agotamiento por Tracción

Para este cálculo se desprecia la contribución del hormigón en tracción.

$$A_s = \frac{V_{rd}}{z \cdot \text{sen}\alpha \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot f_{y\alpha,d}} = 12.1 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Donde:

$z = 1.53\text{m}$  y  $f_{y\alpha,d} = 434.8 \text{ Mpa}$

Por lo tanto, se dispondrán de aceros verticales  $\phi 12$  espaciados a 0.30m en sentido longitudinal y a 0.25m en transversal.

#### 8.14.3. Pretensado de Anclaje

El pretensado de anclaje presentará las mismas características mecánicas que el dispuesto en el tablero. Se emplearán tendones de 19 cordones, es decir de  $2850 \text{ mm}^2$  de área. El objetivo de este elemento, es transmitir las fuerzas horizontales longitudinales del frenado y el viento desde el tablero hacia la viga de anclaje; por lo que, el esfuerzo de dimensionamiento será de  $Nd = 15\,573.3 \text{ kN}$ .

Entonces, el número de cables de pretensado requeridos para el anclaje del tablero en dirección longitudinal será:

$$N = \frac{Nd}{0.9 \frac{f_{pu}}{1.15} A_p} = 3.7 \approx 4 \text{ tendones}$$

Hay que precisar que cuando la carga horizontal está dirigida hacia el exterior, los tendones de pretensado no participan de la transmisión de esfuerzos, puesto que la carga transmitida desde el tablero es de compresión, por lo que las vigas longitudinales de hormigón que protegen los cables son los elementos que cargarán la viga de anclaje.



#### 8.14.4. Dimensionamiento de la Viga de Anclaje

La viga de anclaje es aquel elemento que recibirá las cargas longitudinales del pretensado de anclaje y los transmitirá al terreno que se ubica en el trasdós del estribo. Sus dimensiones son  $L = 11.20m$ ,  $B = 2.80m$  y  $h = 0.75m$ ; y se ubica a 30.0m de la arista interior de la cimentación del estribo. Estos valores han sido definidos en el anejo de Proyecto Geotécnico.

Para el dimensionamiento del refuerzo de este elemento se emplea el software de cálculo SAP2000 y se desarrollan dos modelos. Uno para representar cuando la fuerza de frenado está dirigida hacia el interior del puente y una para cuando está orientada hacia el exterior; en el primer caso, se considera una sobrecarga uniforme de  $653.6 \text{ kN/m}^2$  repartida sobre la viga de anclaje con excepción del área de unión que existe con las vigas longitudinales, en el segundo caso la sobrecarga será uniforme sobre toda la viga de anclaje y tendrá el valor de  $496.6 \text{ kN/m}^2$ .

Con respecto a las condiciones de contorno, en el primer caso se emplearán resortes de  $k = 14\ 379.0 \text{ kN/m}$  para representar cada uno de los anclajes de los cables de pretensado; mientras que para el caso en donde la carga horizontal está dirigida hacia el exterior se utilizarán 7 resortes de  $k = 161\ 223.1 \text{ kN/m}$  para representar cada viga longitudinal.

Los resultados del modelo son los esfuerzos de dimensionamiento de momentos flectores en ambas direcciones. En las siguientes imágenes se muestran la distribución de estos esfuerzos en el elemento para ambos modelos y en el siguiente cuadro, los valores máximos obtenidos.

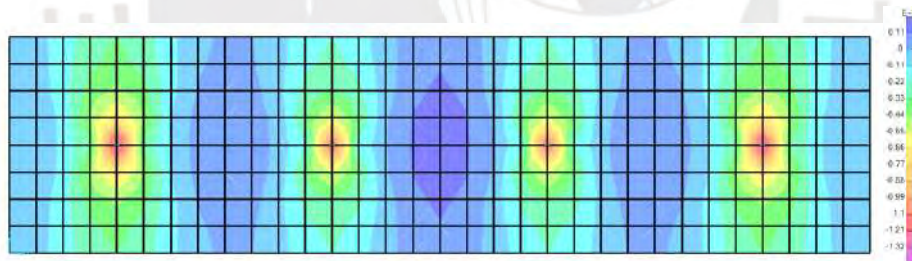


Fig 94. Viga de Anclaje. Momentos Flectores M11 en el Modelo 1

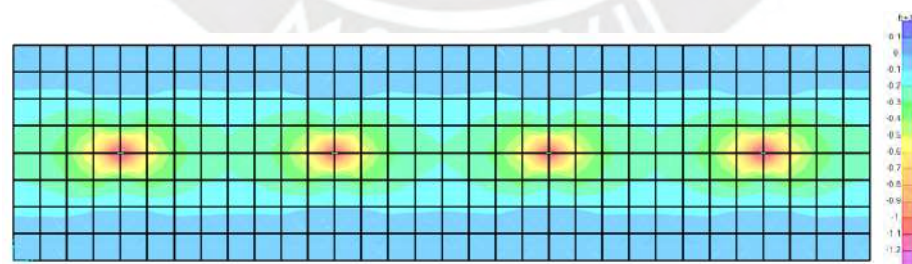


Fig 95. Viga de Anclaje. Momentos Flectores M22 en el Modelo 1

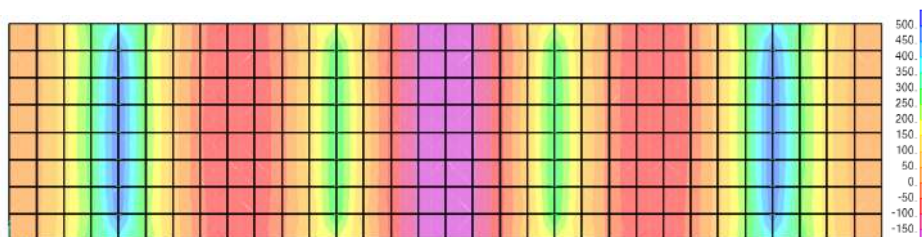


Fig 96. Viga de Anclaje. Momentos Flectores M11 en el Modelo 2

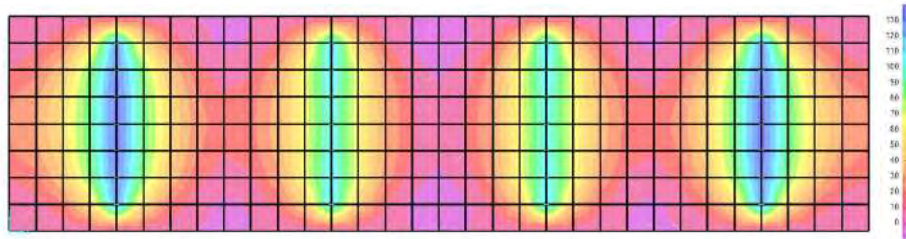


Fig 97. Viga de Anclaje. Momentos Flectores M22 en el Modelo 2

Tabla 91. Esfuerzos Flectores y Cortantes de Dimensionamiento. Armadura de la Viga de Anclaje

Elemento	Esfuerzo de Dimensionamiento	Resultados
Viga de Anclaje	Momento Flector M11 Máximo	509.2 mkN/m
	Momento Flector M11 Mínimo	-1382.6 mkN/m
	Momento Flector M22 Máximo	136.4 mkN/m
	Momento Flector M22 Mínimo	-1294.0 mkN/m
	Esfuerzo Cortante Máximo V23	3276.5 kN/m

### 1. Armadura Principal

La armadura principal viene a ser la colocada por flexión. Se requieren, para tal efecto,  $48.1 \text{ cm}^2/\text{m}$  en vertical y  $51.8 \text{ cm}^2/\text{m}$  en horizontal en la cara interior; mientras que en la cara exterior se necesitan  $4.7 \text{ cm}^2/\text{m}$  en vertical y  $17.8 \text{ cm}^2/\text{m}$  en horizontal.

Se dispondrán en la cara interior barras de  $\phi 25$  a  $0.075\text{m}$  en la dirección horizontal y a  $0.10\text{m}$  en la vertical. En la cara exterior, por otro lado, se disponen en la dirección horizontal barras de  $\phi 20$  a  $0.15\text{m}$  y en la vertical barras de  $\phi 16$  cada  $0.20\text{m}$ .

#### - Cuantía Mínima Geométrica

De acuerdo a la EHE-08 la cuantía mínima requerida será de  $9\%$  en cada dirección y en cada paramento, que viene a ser  $6.75 \text{ cm}^2/\text{m}$ , muy inferior a la armadura dispuesta, que es de como mínimo  $10.1 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### - Longitud de Anclaje.

Debido a que la armadura en dirección transversal es vertical se clasifica como de Posición I. Se requiere por tanto una longitud de anclaje de  $820\text{mm}$  en prolongación recta para las barras de  $\phi 25$  y de  $400\text{mm}$  para las barras de  $\phi 16$ . Por otra parte, la armadura en dirección longitudinal es horizontal, pero parte es colocada en la parte superior del elemento por lo que la longitud de anclaje se considerará de Posición II, esto es  $1140\text{mm}$  de longitud de anclaje en prolongación recta para las barras de  $\phi 25$  y  $730\text{mm}$  para las de  $\phi 20$ .

### 8.15. Dimensionamiento Estructural de la Zapata

En el siguiente apartado se detalla el dimensionamiento del refuerzo para la más crítica de las zapatas, se trata de la zapata que hace de cimentación para la pila 14. Se trata de una cimentación flexible, pues el vuelo es de  $v = 4.75\text{m}$ , mayor al doble de la altura  $h = 2.0\text{m}$ . Por lo tanto, es de aplicación la teoría general de flexión.

El cálculo de la zapata estará condicionado a las combinaciones de carga más críticas provenientes de la pila, así como a las reacciones del terreno que se producen al aplicar estas acciones. El diseño se realiza con las cargas en estado límite último, y no considerarán el peso propio de la cimentación. A continuación, se muestran las combinaciones utilizadas.

Tabla 92. Esfuerzos sobre la Zapata Más Crítica Bajo las Pilas

Combinación	N (kN)	Mf.trans (mkN)	Mf.long (mkN)
<b>Carga Vertical Máxima</b>	53 184.9	8050.6	816.2
<b>Momento Flector- Máximo</b>	47 081.1	29 892.8	1841.5

Estas solicitaciones darán como resultado tensiones del terreno, las cuales siguen una distribución lineal. A continuación, se representan los valores en las esquinas de la zapata.

Tabla 93. Distribución de Tensiones del Terreno sobre el Plano de Cimentación de la Zapata Más Crítica Bajo las Pilas

Distribución Lineal de Tensiones	Carga Vertical Máxima	Momento Longitudinal Máximo
$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	417.7	456.4
$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	411.5	442.5
$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	359.3	239.8
$\sigma_4$ (kN/m <sup>2</sup> )	353.1	225.9

Para obtener el valor de los esfuerzos de dimensionamiento se realizó un análisis 2D, utilizando el elemento Shell para representar la zapata. En este modelo las cargas son las aplicadas por el terreno, mientras que la conexión de la pila se representa como condición de contorno, mediante resortes. Se utilizan 20 resortes con una rigidez de 677 000 kN/m.

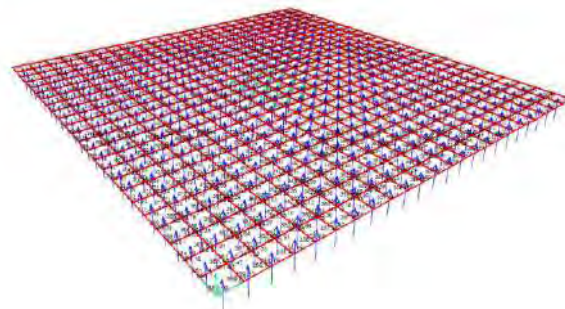


Fig 98. Modelo de Elementos Finitos de Zapata bajo Pilas

Los resultados del modelo son los esfuerzos de dimensionamiento de momentos flectores y de esfuerzos cortantes M11, M22, V12, V23.

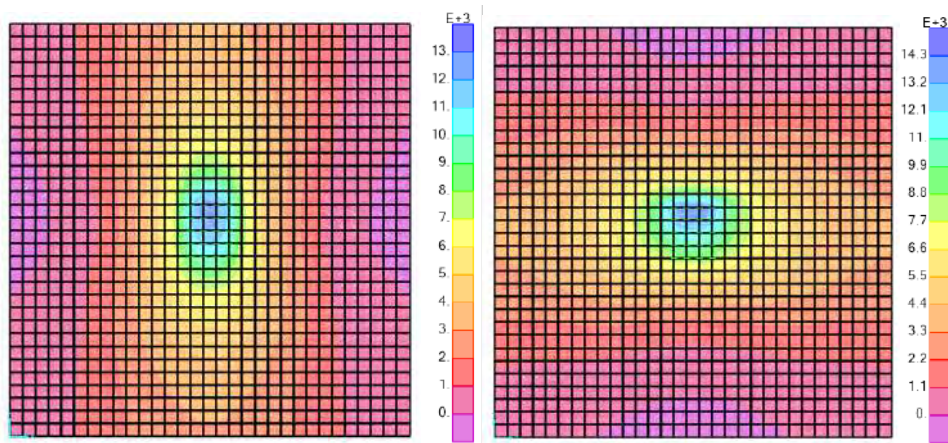


Fig 99. Zapata bajo Pilas. Momentos Flectores M11 y M22

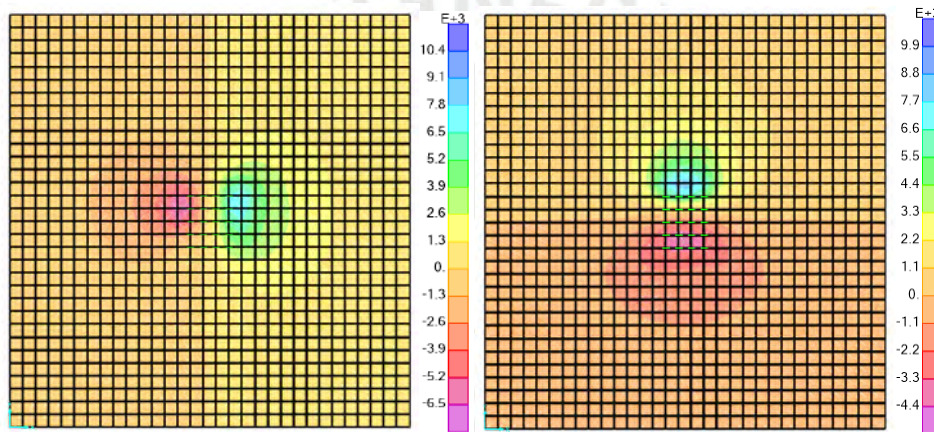


Fig 100. Zapata bajo Pilas. Esfuerzos Cortantes V13 y V23

Tabla 94. Esfuerzos Flectores y Cortantes de Dimensionamiento. Armadura de la Zapata Más Crítica

Esfuerzo de Dimensionamiento	Resultado
Momento Flector Transversal Máximo	14 515.9 mkN/m
Momento Flector Transversal Mínimo	-177.5 mkN/m
Momento Flector Longitudinal Máximo	12 699.8 mkN/m
Momento Flector Longitudinal Mínimo	-203.1 mkN/m
Esfuerzo Cortante Máximo	10 661.6 kN/m

### 1. Armadura Principal

La armadura principal viene a ser la colocada en el parte inferior de la cimentación, en ambas direcciones. Se requieren, para tal efecto,  $159.2 \text{ cm}^2/\text{m}$  en la dirección transversal (M22) y  $137.5 \text{ cm}^2/\text{m}$  en la dirección longitudinal (M11).

Se dispondrán para ambas direcciones 2 barras de  $\phi 32$  cada  $0.10\text{m}$ . Sin embargo, a  $2.0\text{m}$  de distancia de la cara de la pila, los esfuerzos de flexión en ambas direcciones bajan a aproximadamente a  $7500 \text{ mkN/m}$ , siendo suficiente desde esas caras una nueva distribución de la armadura principal de solo 1 barra de  $\phi 32$  cada  $0.10\text{m}$ .

#### - Cuantía Mínima Geométrica

Según la norma la cuantía mínima requerida en zapatas armadas en la cara inferior será de  $9\%$ , que viene a ser  $21.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ , bastante inferior a la dispuesta, que es de  $80.4 \text{ cm}^2/\text{m}$ .



- Longitud de Anclaje.

Debido a que se trata de una armadura horizontal en la cara inferior de la cimentación (Posición I), se requiere una longitud de anclaje de 1340mm en prolongación recta.

## 2. Armadura Secundaria

Se dispondrá de refuerzo en la cara superior también para hacer frente a momentos desequilibrantes de flexión secundarios. Por facilidad se dispondrá de una armadura simétrica a la colocada en la cara inferior. Se coloca  $\phi 20$  a 0.10m.

- Cuantía Mínima Geométrica

De acuerdo a la norma la cuantía mínima requerida en zapatas armadas en la cara superior será de 9%, que viene a ser  $21.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ , inferior a la armadura dispuesta, que es de  $31.4 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

- Longitud de Anclaje.

Se trata de una armadura horizontal, pero está ubicada en la cara superior del elemento (Posición II). Se requiere, por tanto, una longitud de anclaje de 730mm en prolongación recta.

## 3. Armadura de Cortante

Se dispondrán de aceros verticales distribuidos por toda la cimentación.

- Comprobación del Agotamiento por Compresión Oblicua

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_o \cdot d \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot\theta^2} = 11\,040 \text{ kN/m}$$

Donde:

$K = 1.0$ , pues no hay esfuerzo axial de compresión

$f_{1cd} = 0.6 f_{cd} = 12\,000 \text{ kN/m}^2$

$b_o = 1.0\text{m}$ ,  $\alpha = 90^\circ$  y  $\theta = 26.565^\circ$

$d = 2.30\text{m}$  Asumiendo un recubrimiento mecánico de 10cm

- Cálculo del Refuerzo para el Agotamiento por Tracción

Para este cálculo se desprecia la contribución del hormigón en tracción.

$$A_s = \frac{V_{rd}}{z \cdot \text{sen}\alpha \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot f_{y\alpha,d}} = 57.7 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Donde:

$z = 2.12\text{m}$  y  $f_{y\alpha,d} = 434.8 \text{ Mpa}$

Por lo tanto, se dispondrá de aceros verticales  $\phi 20$  espaciados a 0.25m en la dirección transversal y a 0.20m en la dirección longitudinal.



## 9. Plan de Obra

### 9.1. Introducción

En el presente anejo se efectuará el planeamiento de la construcción del viaducto; esto implica, la descripción de los trabajos realizados durante la construcción, así como la definición de la tramificación y duración de cada una de las actividades. El objetivo de la planificación es prever el desarrollo de las partidas en la obra; de modo que se puedan asignar tiempos, espacios y recursos a cada actividad de una forma óptima; también, se podrán identificar el orden obligatorio de trabajos a realizar y el camino crítico, que es la sucesión de actividades cuya duración determina el plazo del proyecto.

El método constructivo seleccionado para la construcción del tablero será mediante lanzamiento desde la margen oeste, para lo cual se construirá un parque de fabricación alineado con el trazado del viaducto. El objetivo es que la construcción de la obra para un puente así de extenso tenga el mejor rendimiento posible y al mismo tiempo se afecte lo menos posible el río.

### 9.2. Actividades de Obra

#### 9.2.1. Construcción de Accesos, Parque de Fabricación e Instalaciones de Oficinas

La construcción de acceso corresponde a construcción de pendientes del 3% para el acceso al río de maquinaria pesada en ambos márgenes del río. Excavación y compactación del terreno. Por otro lado, en la prolongación de la directriz del tablero en el margen oeste, se debe construir una plataforma de 230m de largo (4 vanos) y 40m de ancho para instalar el parque de fabricación, que consta de vigas de deslizamiento para el empuje, un pórtico para el transporte de los recursos y zonas para el acopio y almacenamiento de los materiales.

Las demás instalaciones auxiliares consistirán en una caseta para el gabinete técnico de 6x4x2.5m, un baño prefabricado y un vestuario para los operarios de la obra de 6x4x2.5m.

También se tendrán que disponer de señalizaciones verticales en las carreteras aledañas para informar de la posible presencia de maquinaria pesada en las vías.

#### 9.2.2. Replanteo y Movimiento de Tierras

El movimiento de tierras es determinante al comienzo y al final de la obra, debido a la construcción de los islotes, la excavación de terreno para las cimentaciones y el retiro del material extendido sobre el lecho del río. El replanteo, por otro lado, es una actividad que se ejecutará durante toda la construcción del puente.

En los rendimientos de excavación se han tomado en cuenta los accesos y la influencia del río; pero no de otros condicionantes como el ruido o el espacio disponible.

Asimismo, el movimiento de tierras también considera el desbroce y el levantamiento de tierra vegetal. En lo que respecta a la excavación de las cimentaciones debe asegurarse la suficiente seguridad frente a desprendimientos del terreno, por lo que la excavación poseerá dimensiones mayores a las necesarias y se otorgará taludes a las paredes.



Se considera que el replanteo de las cimentaciones y los soportes se ejecutará durante 273 días. Y el movimiento de tierras tendrá una duración de 685 días.

### **9.2.3. Ejecución de las Cimentaciones**

Esta actividad se realizará desde dos frentes, el primer grupo estará encargado de la cimentación profunda ubicado en el centro del cauce; el segundo grupo ejecutará las cimentaciones superficiales en los márgenes del río, iniciando sus actividades en el estribo oeste, desde donde se realizará el empuje del tablero.

Culminando la excavación de las cimentaciones superficiales se ejecutarán 10cm de hormigón de limpieza. A continuación, se dispone de la ferralla; y luego del encofrado. El hormigonado de cada cimiento debe realizarse de manera continua; una vez terminado, deberán realizarse las tareas de curado.

Para la cimentación profunda, lo primero a ejecutar es el perforado de los pilotes con camisa recuperable. Mientras se va perforando el terreno, se va introduciendo una tubería de sostenimiento. Una vez alcanzada la profundidad objetivo, se realiza la limpieza de fondo y la colocación de la armadura, luego se realiza el hormigonado mientras se extrae la entubación. Finalmente, se realizará la colocación de ferralla, el encofrado y el hormigonado del encepado.

La construcción de las cimentaciones superficiales tomará 183 días; mientras que las cimentaciones profundas solo tendrán una duración de 71 días

### **9.2.4. Ejecución de Estribos**

Construida su cimentación se ejecuta el armado, el encofrado y el hormigonado de los estribos; los que se construirán en dos fases, primero el muro y luego el murete. No se utilizará una losa de transición para evitar la patología de asientos diferenciales, puesto que el efecto distribuidor de las cargas se realizará por un dimensionamiento de las capas de la explanada.

La ejecución del alzado de los estribos durará 16 días para el elemento en el margen oeste y 12 para aquel que se ubica en el margen este.

### **9.2.5. Ejecución de Pilas**

Una vez culminadas las cimentaciones se procederá al armado de la ferralla, el encofrado mediante paneles fenólicos y sistema trepante, y el hormigonado. Las pilas se ejecutarán en tandas de 4,3m. Estas fases incluyen el armado, encofrado y vaciado de hormigón. La ejecución de las pilas tendrá una duración de 128 días.

### **9.2.6. Ejecución del Tablero**

Durante la construcción de las pilas, se realizó la instalación del parque de fabricación con los distintos elementos que lo componen (vigas de deslizamiento y un pórtico que se pueda mover a lo largo de toda la instalación). Una vez culminados el estribo oeste y las pilas, se procede a la construcción del tablero y al empuje de este.



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



El parque de fabricación constará de 4 zonas, cada una con la longitud de un vano interior del puente (57.0 m). En cada zona se realizará una partida de la construcción del tablero, las cuales se resumen a continuación:

- Zona 1: Ferrallado del Núcleo (almas, losa inferior y parte de la losa superior)
- Zona 2: Colocación de Vainas y Accesorios de Pretensado y Encofrado Interior
- Zona 3: Ferrallado del Voladizo y Hormigonado de la Dovela en una Primera Fase. Una vez fraguado el hormigón se procede al desencofrado exterior y a la retirada del encofrado interior por la parte superior de la dovela. Finalmente, se tesa el pretensado de la dovela, cuando el hormigón haya alcanzado la resistencia requerida
- Zona 4: Encofrado, Ferrallado y Hormigonado de la Zona Central de la Losa Superior

Para el proceso constructivo descrito, es importante señalar que en la zona 3, estará ya fijado el molde para el encofrado exterior, este encofrado es común para toda la estructura y no necesita de modificaciones, a diferencia del encofrado interior que variará según la dovela que se construya.

En la Zona 3, antes del hormigonado del cajón, se debe realizar una verificación al trazado que siguen las vainas del pretensado, pues pueden presentarse problemas de hundimiento o flotabilidad en estas que alteren el comportamiento deseado de la armadura activa. Asimismo, se prestará especial atención a la zona de los anclajes del pretensado, pues estas son las zonas de mayor armado en el tablero, por lo que son muy proclives a un deficiente hormigonado, que genere hundimientos en el momento del tesado.

El vertido del hormigón se realizará mediante bombas y ha de ser continuo en toda la dovela. Se tendrá, por tal motivo, una bomba de repuesto. Cuando el hormigón haya alcanzado una resistencia adecuada se procede con el tesado de los cables de pretensado recto, cuyo procedimiento se describe a continuación; en primer lugar, se enfilan los cordones mediante el empleo de enfiladora, a continuación, se colocan los anclajes activos y los acopladores fijos, luego, se inyecta la lechada por los tubos dispuestos y se verifica que no existan purgas en las vainas; y finalmente, se tensan los cables a la fuerza definida en el proyecto.

Se deben tener elementos deslizantes entre el patín de deslizamiento y la dovela para facilitar el empuje de la dovela. La fuerza para movilizar el tablero se otorgará mediante gatos horizontales y verticales asociados. Debido a que se trata de un puente largo, se colocarán en dos pilas intermedias, elementos de empuje adicionales sincronizados con los que se ubican en el parque de fabricación.

El proceso de empuje se realiza de la siguiente manera. Como fue mencionado el empuje se realiza mediante un sistema sincronizado de gatos verticales y horizontales. Primero, los gatos verticales elevan el tablero para despegarlo de los apoyos provisionales, a continuación, los gatos horizontales producen el desplazamiento del tablero; posteriormente, se produce el descenso vertical hasta que el tablero reposa nuevamente sobre los apoyos provisionales, para finalmente se produzca la recuperación de los gatos horizontales que arrastran a los gatos verticales hasta su posición original.





## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Durante todo el proceso de empuje es necesario que se realicen una serie de controles para garantizar el correcto desarrollo de la obra. Se controlará como mínimo, la ubicación del tablero en todo momento, la deformación en la cabeza de las pilas y a la fuerza de empuje aplicada.

La construcción del tablero y el lanzamiento de este tendrá una duración de 100 días. Una vez culminado el empuje se procede al descenso del tablero a su cota definitiva. El proceso de descenso del tablero a su cota definitiva se prevé que tendrá una duración de 20 días.

Cuando el puente esté ubicado en su posición definitiva se realiza el anclaje longitudinal con el punto fijo (estribo oeste), esto conlleva la construcción de la viga de anclaje, así como la instalación del pretensado de anclaje y las vigas longitudinales que recibirán la carga.

Luego del anclaje longitudinal, se procede al tesado del pretensado de segunda fase. Más tarde, las impostas y canaletas de cables, tuberías de drenaje y catenarias se anclarán al tablero, esta actividad durará 46 días. Finalmente, culminada la instalación de las vías ferroviarias, se ejecutará la colocación de la junta de la dilatación. La duración será de un día.

### 9.2.7. Ejecución de Caminos de Acceso al Puente

Cuando se haya culminado con los trabajos de vaciado de los elementos de los estribos, se procederá a realizar el extendido del relleno de trasdós. Las plataformas de la vía de ferrocarril en los caminos de accesos tendrán un talud de 3H:2V. Los trabajos culminarán con la ejecución de las cunetas in situ a ambos lados de la vía a lo largo de los caminos de acceso. La ejecución de caminos de acceso al viaducto tardará 52.5 días en el extremo este y 56 días en el oeste.

### 9.3. Proceso Constructivo

El proceso constructivo del viaducto sobre el río Subordán Aragón se ha planteado de modo que se empleen el mínimo número de equipos de trabajo, siempre y cuando esto no signifique un aumento del camino crítico. Debido a que no se puede cerrar por completo el cauce del río que se salva se construirán primero, aquellos soportes y cimentaciones que se ubican en el lado oeste del viaducto; más adelante se ejecutarán los del lado este. A continuación, se detallan las actividades de obra.

1. Construcción de acceso e instalación de oficinas y servicios: Se realiza mediante 2 equipos y se ejecutará en ambos márgenes del río. El primer equipo estará encargado de la construcción de los accesos hasta el río (4 días) y el segundo equipo de la construcción de las oficinas y los servicios requeridos (2 días).
2. Desbroce: Se realiza mediante un único equipo y se efectúa luego de construido el acceso al río (1 día).
3. Construcción del Parque de Fabricación del Tablero: Se realiza mediante un equipo, y se construye una vez se haya culminado la extensión del relleno del trasdós tras el muro del estribo oeste, puesto que es necesario que el parque de fabricación este alineado con el trazado del viaducto. (2 días)
4. Replanteo: Realizado por un único equipo de replanteo. Se realiza en dos etapas, en primer lugar, se ejecuta el replanteo de los soportes ubicados al lado oeste de la estructura (4.5 días) luego de haber construido el islote artificial correspondiente; más



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- tarde se realiza el replanteo de los elementos ubicados sobre el lado este (4.5 días) también ejecutado después de culminado el islote artificial de ese lado.
5. Movimiento de Tierras: Se realiza mediante 3 equipos. Y cada equipo realizará la actividad en dos fases, puesto que si se realizarán en una sola se tendría que desviar el río Aragón Subordán ya que se cerraría el cauce; en todos los equipos la primera fase se realizará en el lado oeste de la estructura. El primer equipo será quien construya las islas artificiales (2 fases de 78 días). El segundo equipo estará encargado de la excavación de las cimentaciones de los soportes una vez finalizada el islote artificial (2 fases de 42.5 días). Y el último equipo tendrá como objetivo retirar el material del islote del cauce del río una vez culminados los trabajos de los soportes sobre el lecho.
  6. Cimentaciones: Al igual que la actividad anterior se dividirá por fases: fase oeste y fase este. Se dividirá en 2 equipos y se ejecutarán luego de las excavaciones. El primer equipo ejecutará el armado y el hormigonado de las zapatas (fase oeste de 70 días y fase este de 113 días). Mientras que el segundo equipo estará a cargo de los encepados, así como del pilotaje (fase oeste de 44 días y fase este de 27 días).
  7. Alzados de Estructuras: El alzado de estructuras mantendrá los equipos de la actividad anterior. Es decir, el personal y el equipamiento del equipo encargado de las cimentaciones de las zapatas ejecutará el alzado de las pilas y los estribos correspondientes (fase oeste de 40 días y fase este de 52 días); lo mismo ocurrirá con el equipo a cargo de los encepados (fase oeste de 40 días y fase este de 24 días). Culminados los alzados de los estribos se extenderá el relleno del trasdós.
  8. Ejecución Tablero: La ejecución del tablero iniciará 15 días antes de finalizada la última de las pilas. Como se mencionó en el apartado correspondiente se emplearon 4 equipos ubicados en cada una de las zonas del parque de fabricación para la construcción de la estructura. Cada equipo demorará 5 días por vano (100 días). Por otro lado, se completará la estructura del tablero con dos equipos adicionales, el primero realizará la colocación de los aparatos de apoyo definitivos (20 días); y el segundo equipo, una vez culminada la actividad anterior tesará el pretensado de segunda fase del tablero (10 días). Por otro lado, el acabado del tablero se realizará mediante 5 equipos luego de terminada la estructura. Los equipos de colocación de pretilas, colocación del drenaje y colocación de las canaletas de instalaciones trabajarán simultáneamente en el tablero con un desfase de 5 días por cada actividad. El equipo de colocación de postes de catenarias empezará sus actividades de modo que finalice en simultáneo con la colocación de canaletas. El último equipo será el de la colocación de la junta de dilatación y se realizará después de culminadas las otras actividades.
  9. Ejecución Caminos de Acceso: Se dividirán en dos equipos, el de extendido del relleno (49,5 días) y el de construcción de las cunetas in situ de revestimiento de hormigón HM-15 (23 días). Estos tiempos solo consideran la segunda fase de la extensión del relleno que se desarrolla luego de haber concluido el tablero, pues la primera parte, consiste en volúmenes de tierra muy pequeños y se realizarán al finalizar el alzado de los estribos.
  10. Acabados Finales de Obra: La obra se concluirá mediante la retirada de las instalaciones auxiliares y la limpieza de obra (4 días).



## CONCLUSIONES

En conclusión, en este proyecto han sido de gran importancia, cada uno de los estudios previos para el diseño del puente de ferrocarril (situación actual del entorno, cartografía, hidrología, hidráulica, trazado, geotecnia, geometría de la sección); pues debido a estos, se ha podido ubicar el puente en la localización más conveniente, con la geometría adecuada y los materiales más aptos.

Se concluye que de las tres alternativas de puente de ferrocarril propuestas en el capítulo 6 para poder salvar el río Aragón Subordán, la alternativa más conveniente será la del Puente Cajón Hormigón. Pues, además de tener una sección muy eficiente para resistir los esfuerzos de flexión y de torsión que se producirán, este puente resulta ser de fácil construcción, a través de la metodología de empuje de tablero; asimismo, en España se cuenta con mucha experiencia con el manejo del hormigón, por lo que no se recurrirá de mano de obra muy especializada. Finalmente, resulta ser la alternativa de menor presupuesto tanto en construcción como en mantenimiento.

Uno de los principales inconvenientes, en materia estructural del proyecto, fue el anclaje de la estructura en sentido longitudinal, para poder resistir los esfuerzos producidos por el frenado y el arranque de los ferrocarriles, y los generados por el viento. Finalmente, se optó por un anclaje del tablero en el estribo oeste, mediante cables de pretensado protegidos por vigas longitudinales y conectados a una viga de anclaje, la misma que descargará sobre el terreno del trasdós del estribo las cargas transmitidas.

Asimismo, se concluye que a pesar de que el tren de cargas ferroviarios es un tren de alta velocidad, los efectos dinámicos que se causen sobre este puente en particular, según el análisis efectuado en el Anexo D, no serán de relevancia y podrán ser despreciados.

También se llega a la conclusión de que el puente va a cumplir su función a lo largo de su vida útil de manera adecuada, pues se pudo comprobar que los estados límites de servicio y los estados límites últimos no son superados. Aunque habría que comprobar el estado límite por fatiga, que en este trabajo de fin de carrera no se llegó a evaluar, debido a su carácter experimental.

Tras el diseño del proyecto, y el cálculo de los parciales de cada unidad de obra se obtiene el Presupuesto de Ejecución Material, el cual asciende a la cantidad de 13 700 000.00 euros. A esta cantidad se le añade un 13% correspondiente a los Gastos Generales y un 6% en concepto de Beneficio Industrial, al resultado se le aplica el IVA del 21% para obtener el Presupuesto Base de Licitación de 19 700 000.00 euros. Por otro lado, el plazo de la construcción del puente de ferrocarril de alta velocidad sobre el río Aragón Subordán será de 2 años y 10 meses.

Considerado cumplido el objetivo de la redacción del proyecto de construcción del puente de ferrocarril de alta velocidad sobre el río Aragón Subordán, de acuerdo con las normas y directrices recibidas, se da por finalizado este trabajo y se eleva a la superioridad para su aprobación, si procede.



## BIBLIOGRAFÍA

ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS (ADIF)

- 2018 *NAP 2-0-0.1 Norma Adif Plataforma: Puentes y Viaductos Ferroviarios*. Segunda edición. Madrid.
- 2016 *NAP 1-2-2.0 Norma Adif Plataforma: Cartografía y Topografía para Proyectos de Plataforma*. Madrid
- 2015 *NAP 1-2-0.3 Norma Adif Plataforma: Climatología, Hidrología y Drenaje*. Madrid
- 2011 *IGP-3 Instrucciones y Recomendaciones sobre Trazado*. Madrid

ENSAYA S.A.

- 2009 *Estudio Geotécnico Cimentación del Viaducto sobre el Río Aragón Subordán en la Autovía A-21 [informe]*. Cuarte de Huerva

FREYSSINET

- 2016 *Apoyos Mecánicos Freyssinet [catálogo]*

INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL (IGN)

- Centro de Descargas*. Consulta: 14 de junio de 2019  
<http://centrodedescargas.cnig.es/CentroDescargas/index.jsp>

MANTEROLA, Javier, Carlos SIEGRIST y Miguel Ángel GIL

- 2000 *Puentes*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

MINISTERIO DE FOMENTO

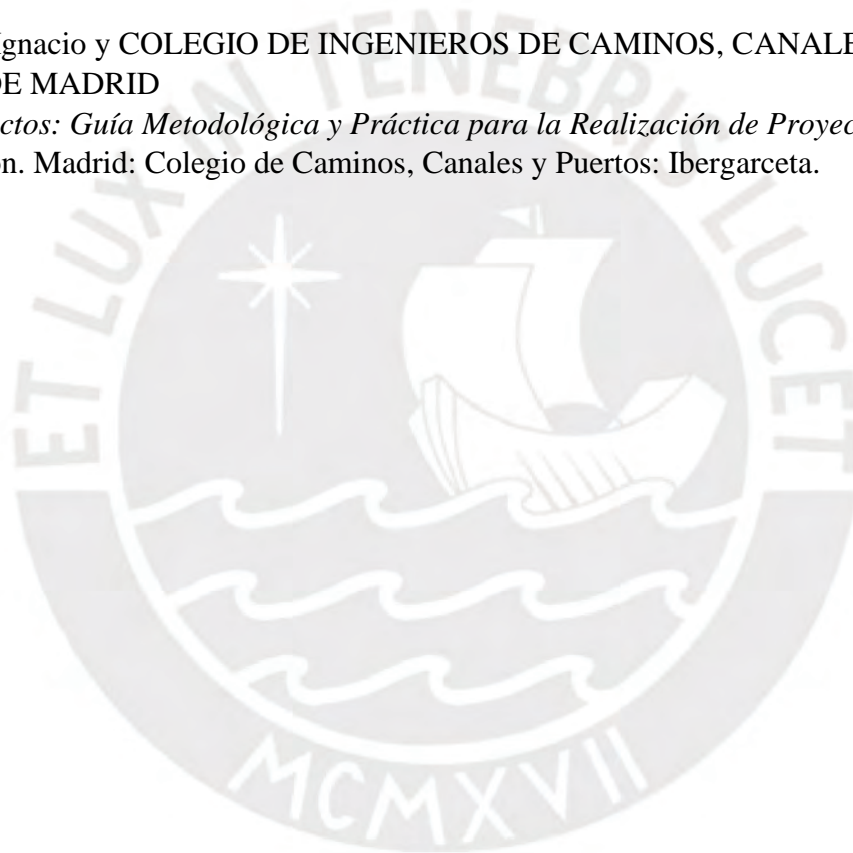
- 2019 *Guía para el Proyecto de Cimentaciones en Obras de Carretera con Eurocódigo 7: Cimentaciones Superficiales*. Madrid
- 2018 *Informe 2017: Observatorio del Ferrocarril en España*. Madrid
- 2016 *FOM/298/2016*. Orden por la que se aprueba la norma 5.2 – IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras. Madrid. 15 de febrero.
- 2013 *Plan de Infraestructuras, Transporte y Vivienda PITVI (2012-2024)*. Madrid
- 2008 *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. Madrid
- 2007 *Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de Ferrocarril (IAPF)*. Madrid
- 2005 *Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte 2005-2020 (PEIT)*. Madrid



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- 2003 *Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carreteras RPX-95.* Madrid
- 2002 *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera.* Madrid.
- 2000 *Obras de Paso de Nueva Construcción: Conceptos Generales.* Madrid.
- 1999 *Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular [monografía].*
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE
- 1995 *Nota Técnica sobre Aparatos de Apoyo para Puentes de Carretera.* Madrid
- MORILLA, Ignacio y COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID
- 2014 *Proyectos: Guía Metodológica y Práctica para la Realización de Proyectos.* Cuarta edición. Madrid: Colegio de Caminos, Canales y Puertos: Ibergarceta.





PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



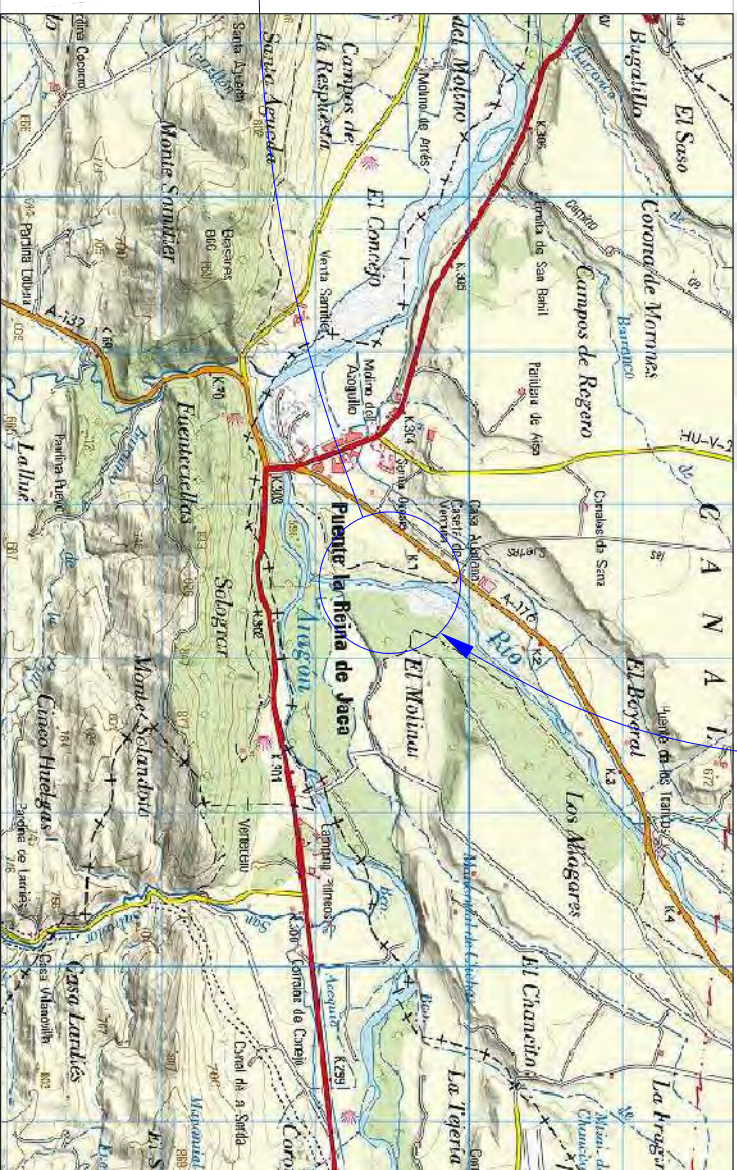
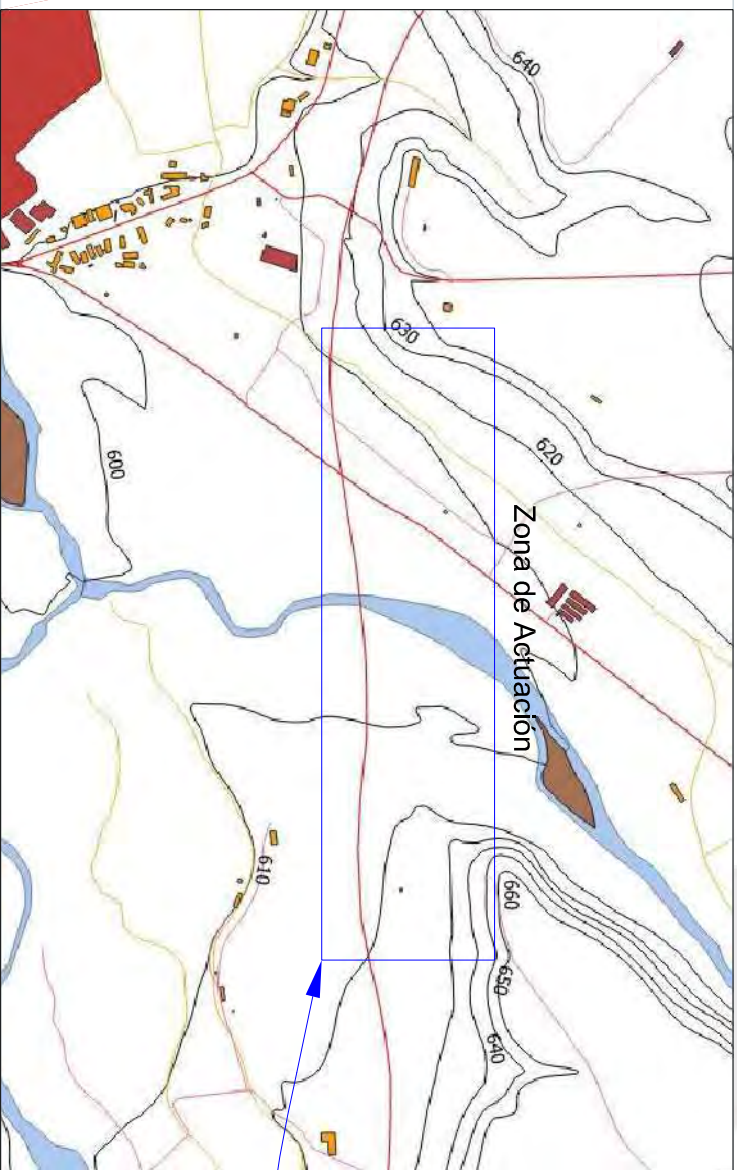
**ANEXO A: PLANOS**





## ÍNDICE DE PLANOS

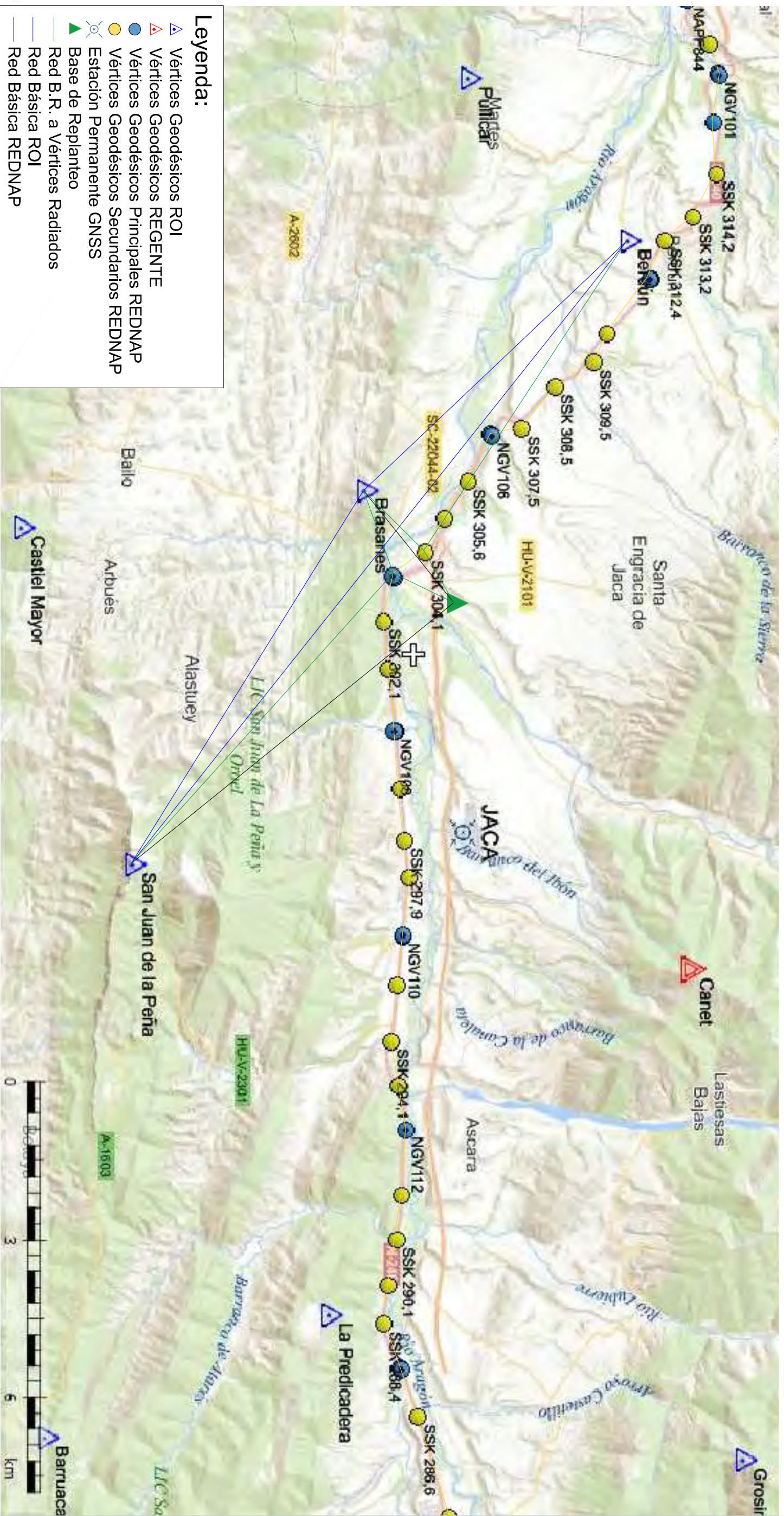
1. **Situación de Proyecto**
2. **Topografía y Cartografía**
3. **Alternativa Puente Cajón de Hormigón Planta, Alzado y Secciones**
4. **Alternativa Puente Extradado Planta, Alzado y Secciones**
5. **Alternativa Puente Cajón Mixto Planta, Alzado y Secciones**
6. **Planta y Alzado de Estructura**
7. **Notas Generales y Nariz de Empuje**
8. **Secciones del Tablero**
9. **Vinculaciones**
10. **Pilas. Definición Geométrica**
11. **Pilas. Armado**
12. **Estribos. Definición Geométrica**
13. **Estribo Oeste. Armado**
14. **Tablero. Definición Geométrica**
15. **Tablero. Pretensado**
16. **Tablero. Armado**
17. **Diafragmas. Armado**



AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David		TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán		Nº PLANO: 1	ESCALA: Varias	TÍTULO DEL PLANO Situación del Proyecto
				Nº DE HOJA: 1 de 1		



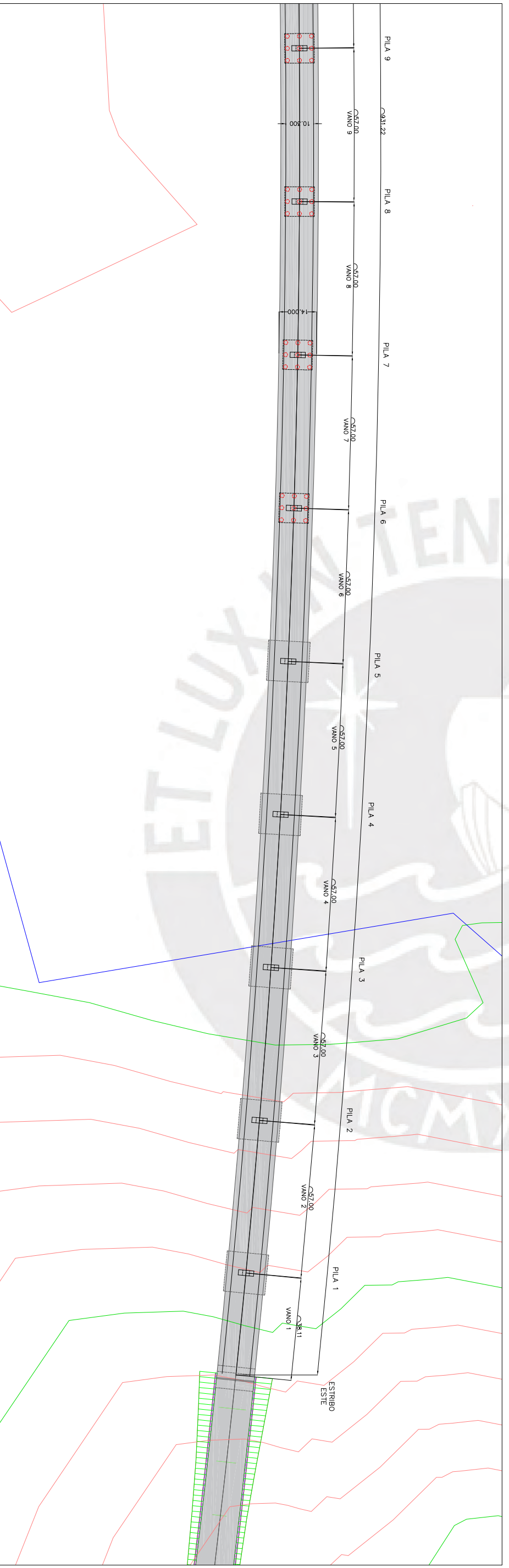
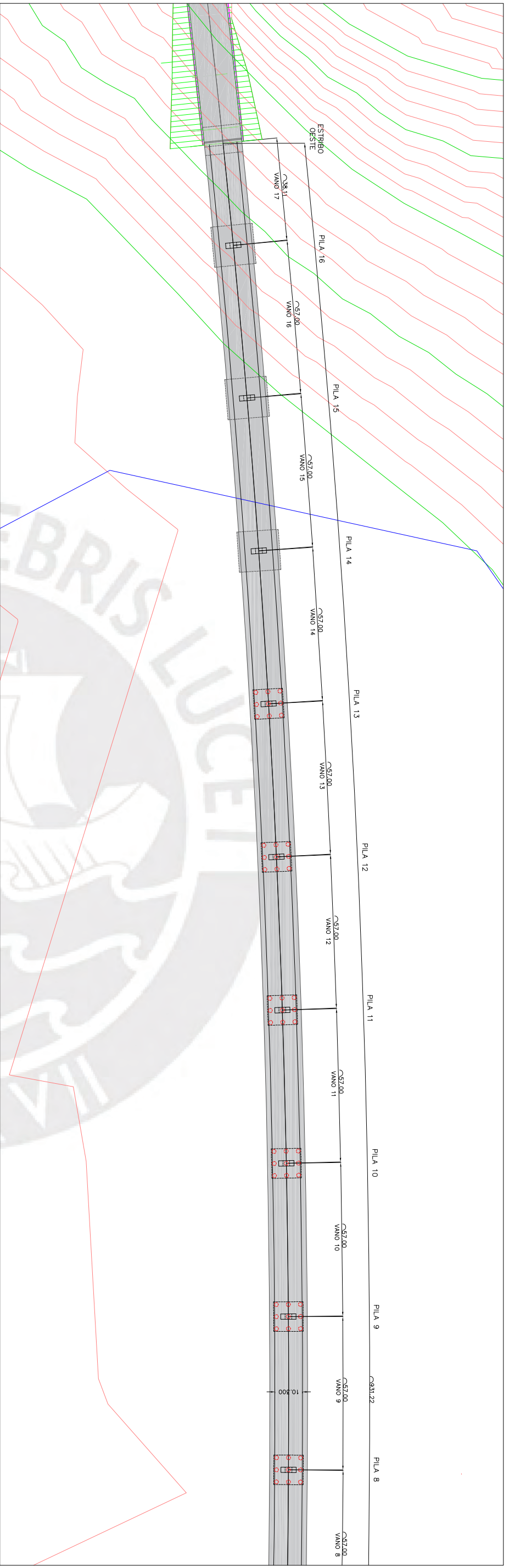




- Leyenda:**
- ▲ Vértices Geodésicos ROI
  - ▲ Vértices Geodésicos REGENTE
  - Vértices Geodésicos Principales REDNAP
  - Vértices Geodésicos Secundarios REDNAP
  - ⊕ Estación Permanente GNSS
  - ▲ Base de Replanteo
  - ▲ Red B.R. a Vértices Radiados
  - ▲ Red Básica ROI
  - ▲ Red Básica REDNAP

AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David		TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán		N° PLANO: 2		ESCALA: 1:75000		TÍTULO DEL PLANO Topografía y Cartografía	
				N° DE HOJA: 1 de 1					





AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

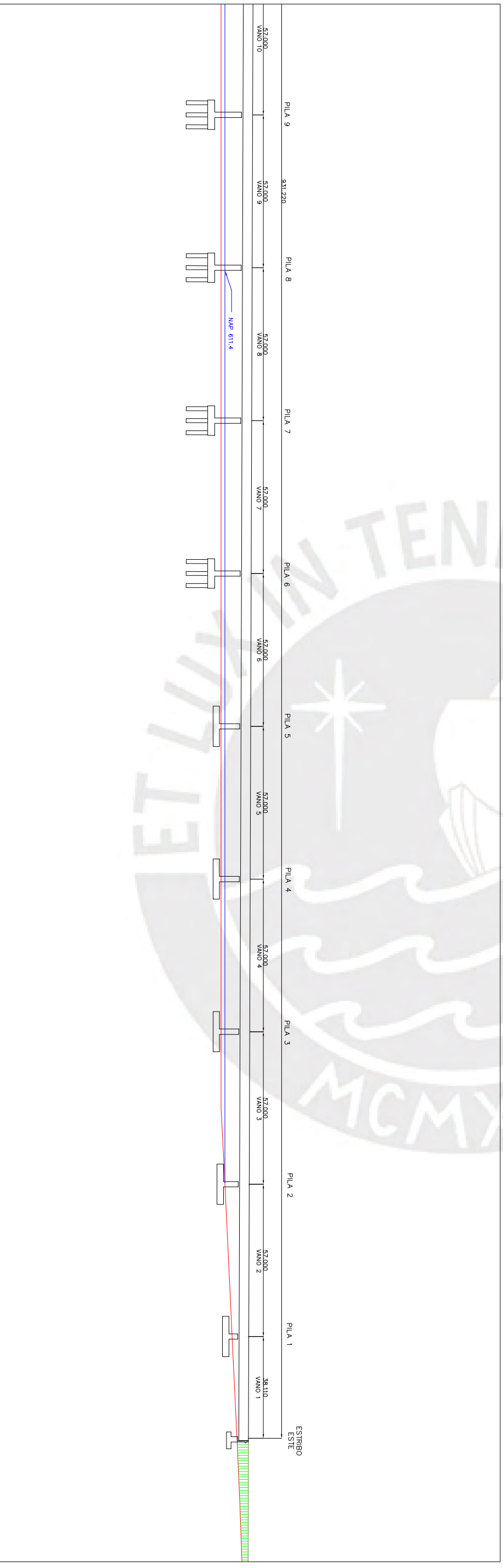
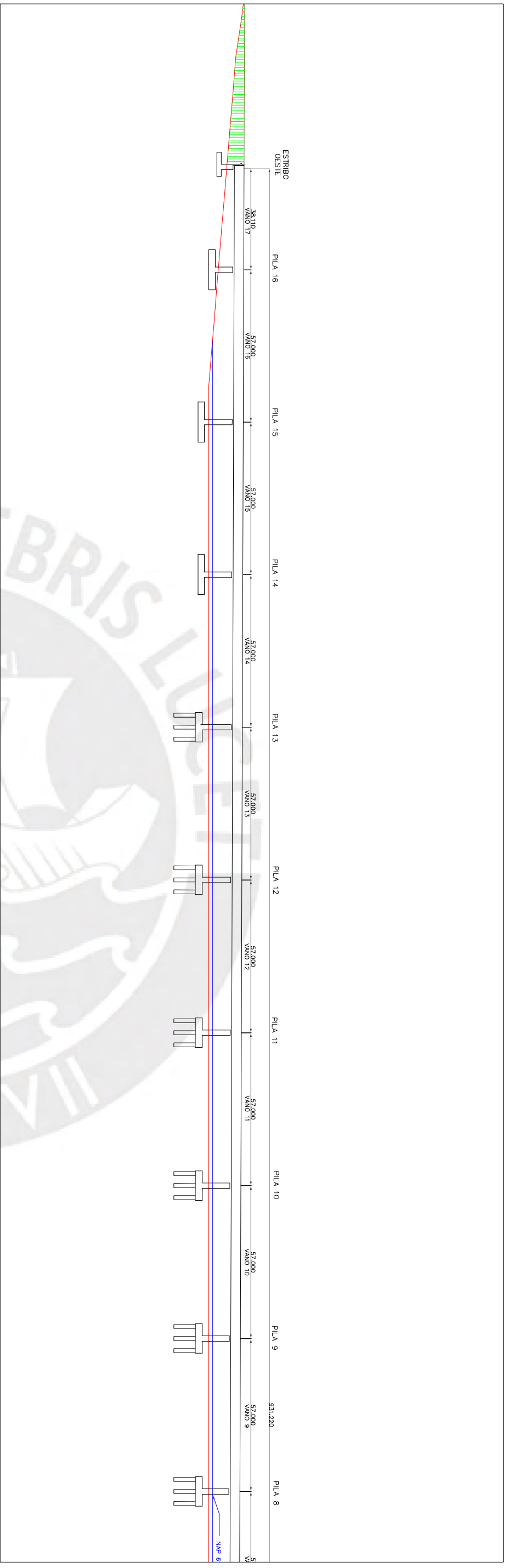
TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril  
de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 3  
N° DE HOJA: 1 de 3

ESCALA:  
1:2500

TÍTULO DEL PLANO  
Alternativa Puente Cajón de Hormigón  
Planta, Alzado y Secciones





AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

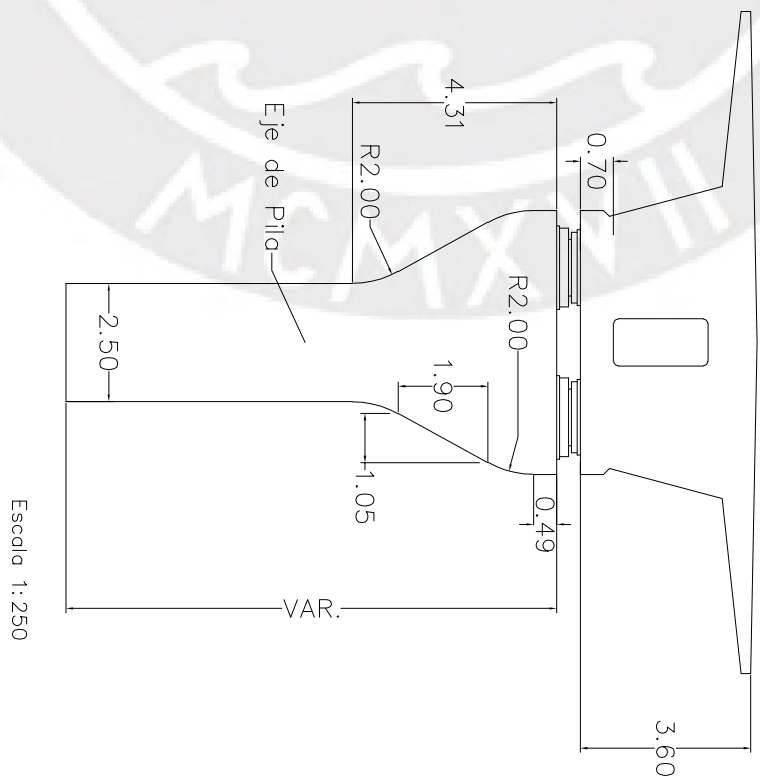
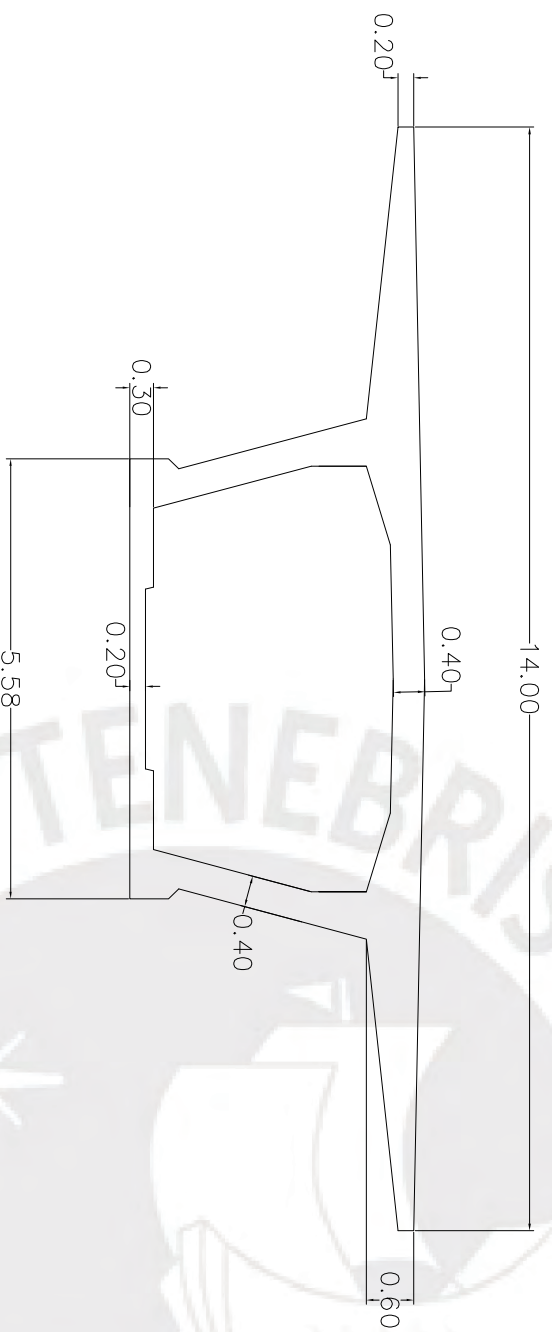
TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 3  
N° DE HOJA: 2 de 3

ESCALA:  
1:2500

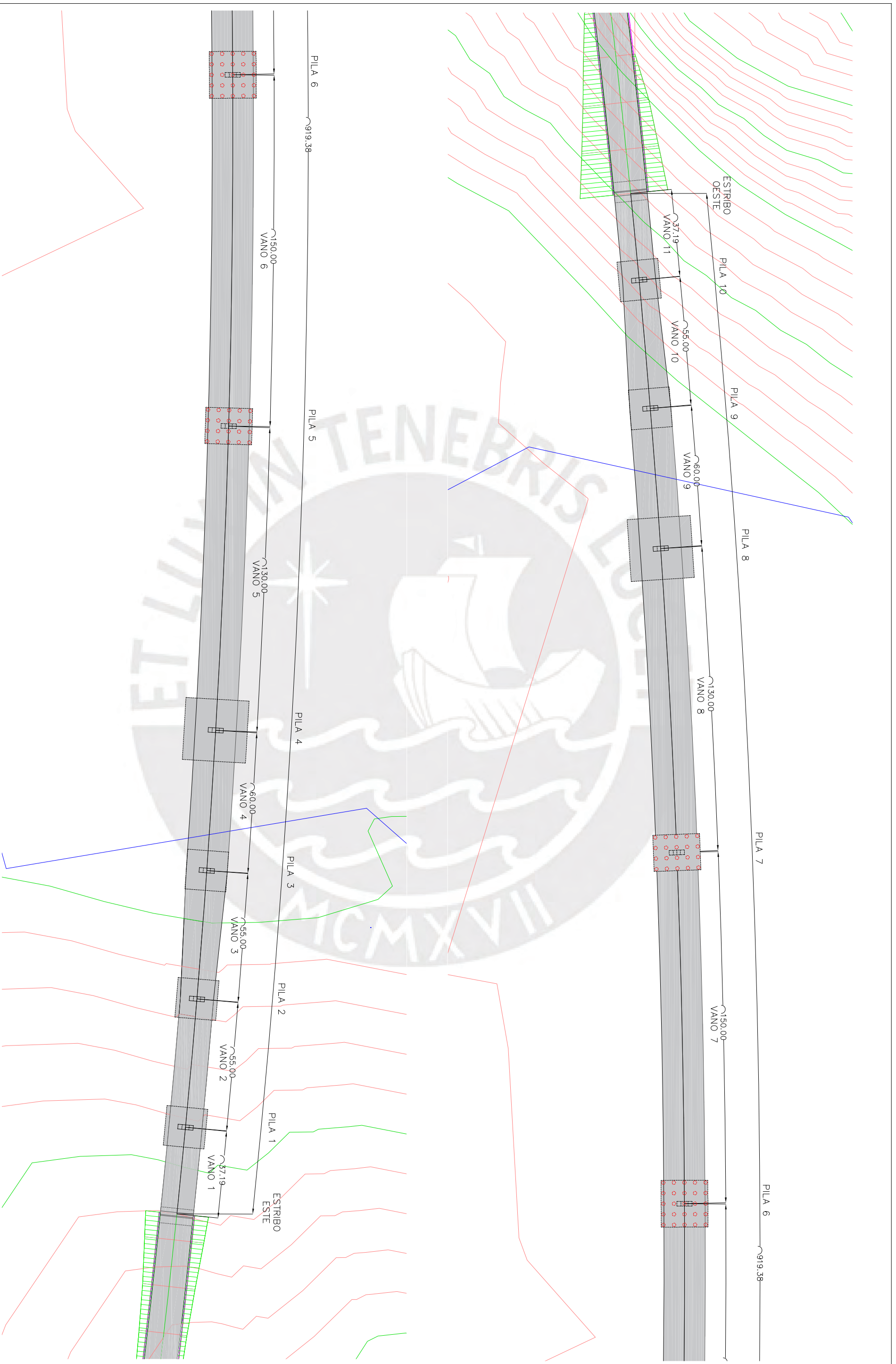
TÍTULO DEL PLANO  
Alternativa Puente Cajón de Hormigón  
Planta, Alzado y Secciones





AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David	TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán	N° PLANO: 3	ESCALA: Varias	TÍTULO DEL PLANO Alternativa Puente Cajón de Hormigón Planta, Alzado y Secciones
		N° DE HOJA: 3 de 3		



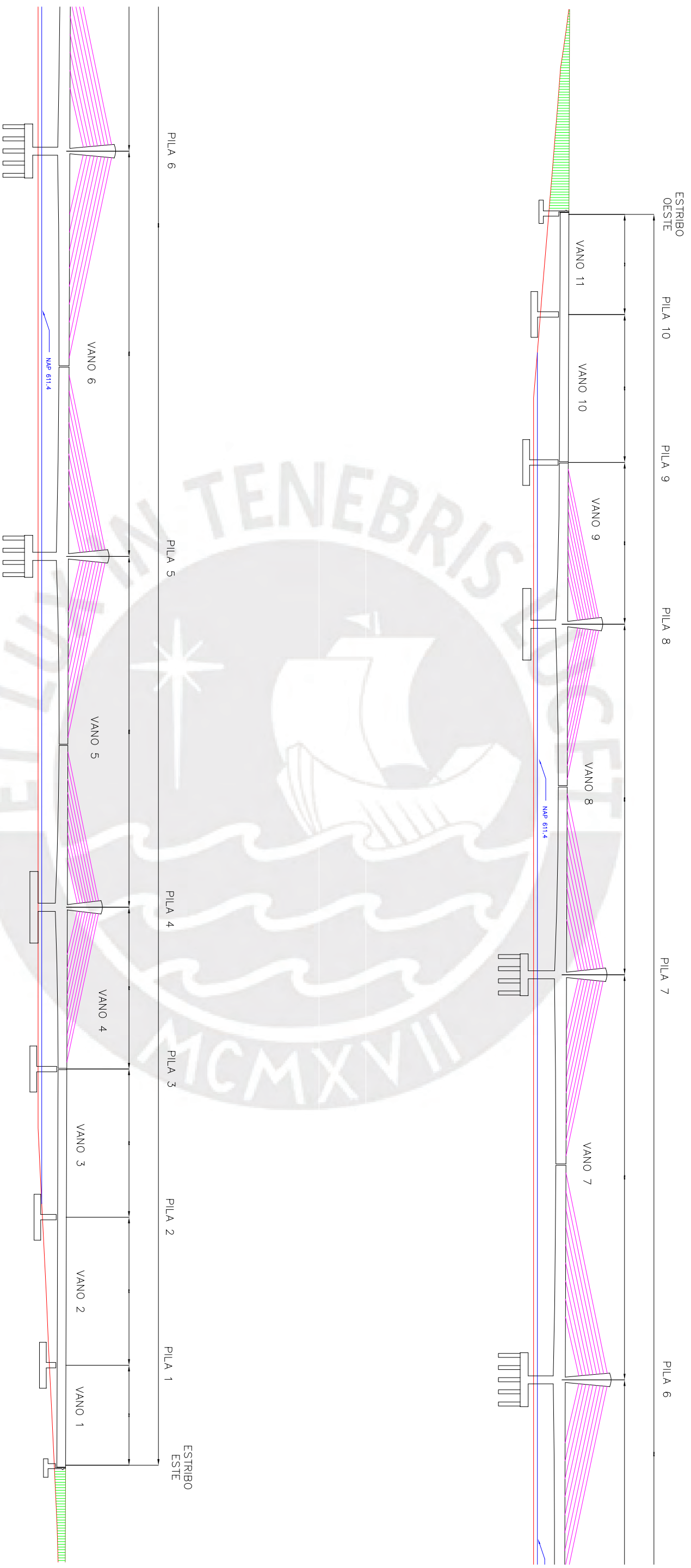


PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David	TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán	N° PLANO: 4	ESCALA: 1:2500	TÍTULO DEL PLANO Alternativa Puente Extradosado Planta, Alzado y Secciones
		N° DE HOJA: 1 de 3		



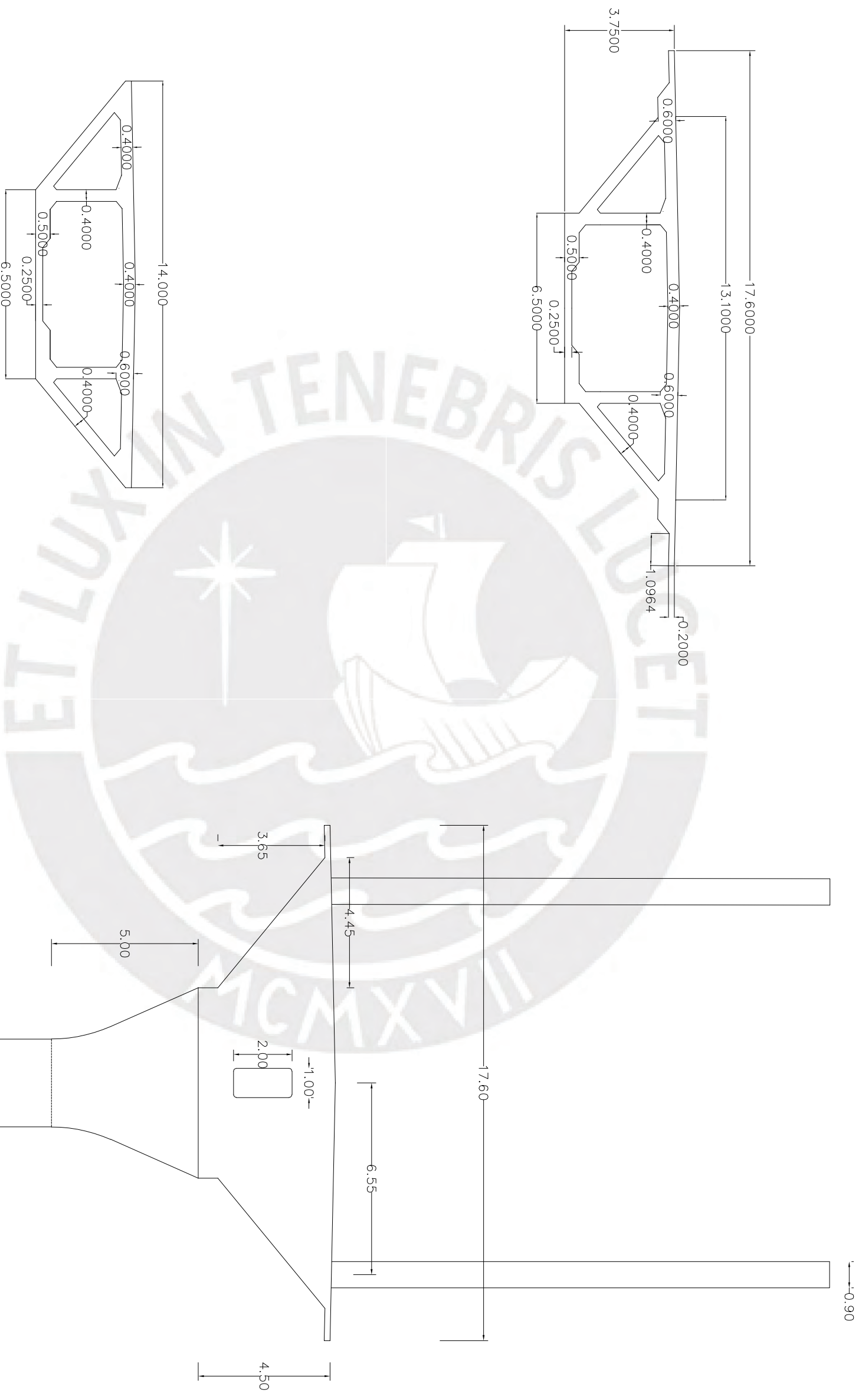


PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

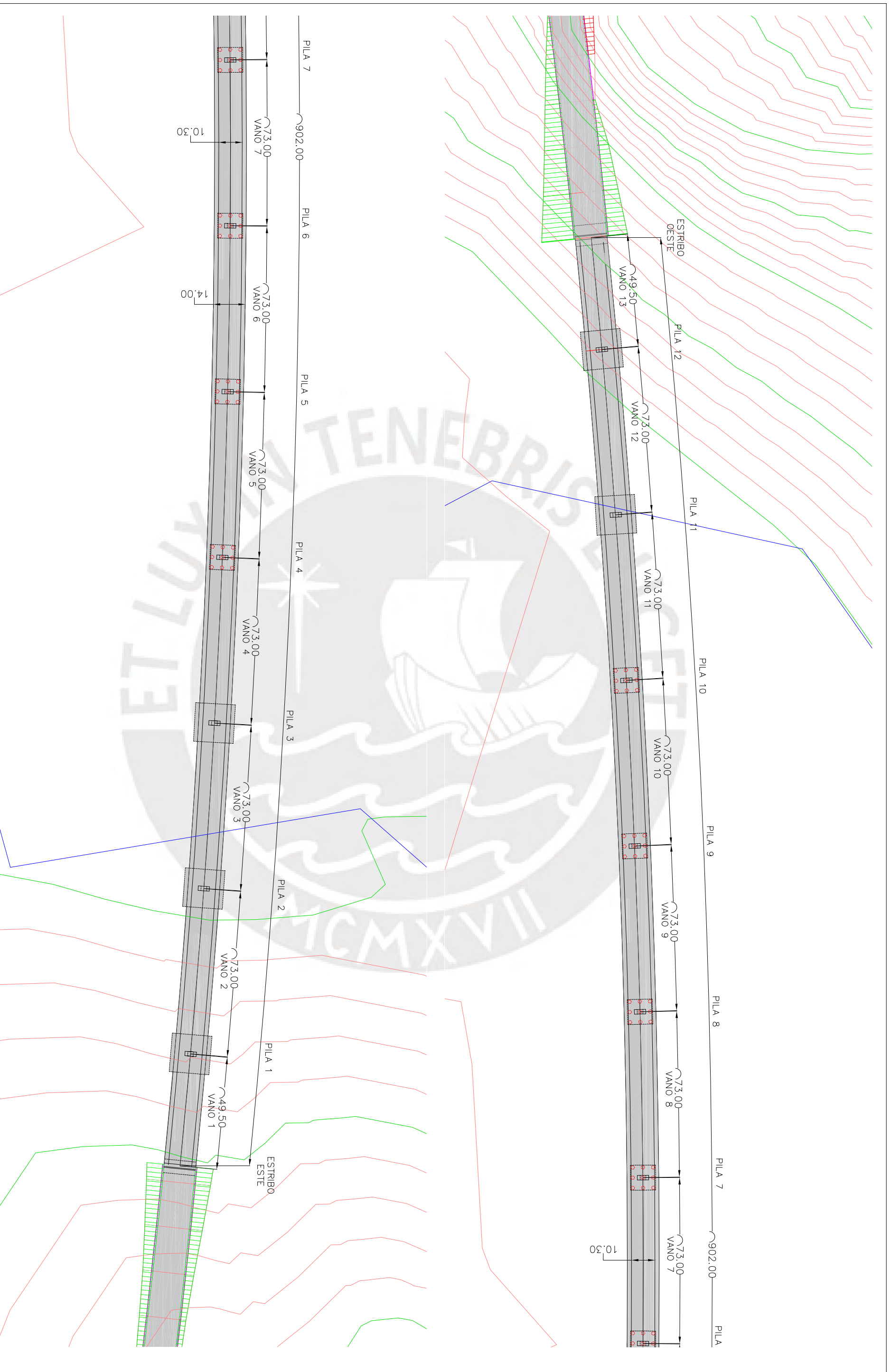
AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David	TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán	N.º PLANO: 4	ESCALA: 1:2500	TÍTULO DEL PLANO Alternativa Puente Extradosado Planta, Alzado y Secciones
		N.º DE HOJA: 2 de 3		





AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David		TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán	
N° PLANO: 4	ESCALA: 1:250	TÍTULO DEL PLANO Alternativa Puente Extradosado Planta, Alzado y Secciones	
N° DE HOJA: 3 de 3			

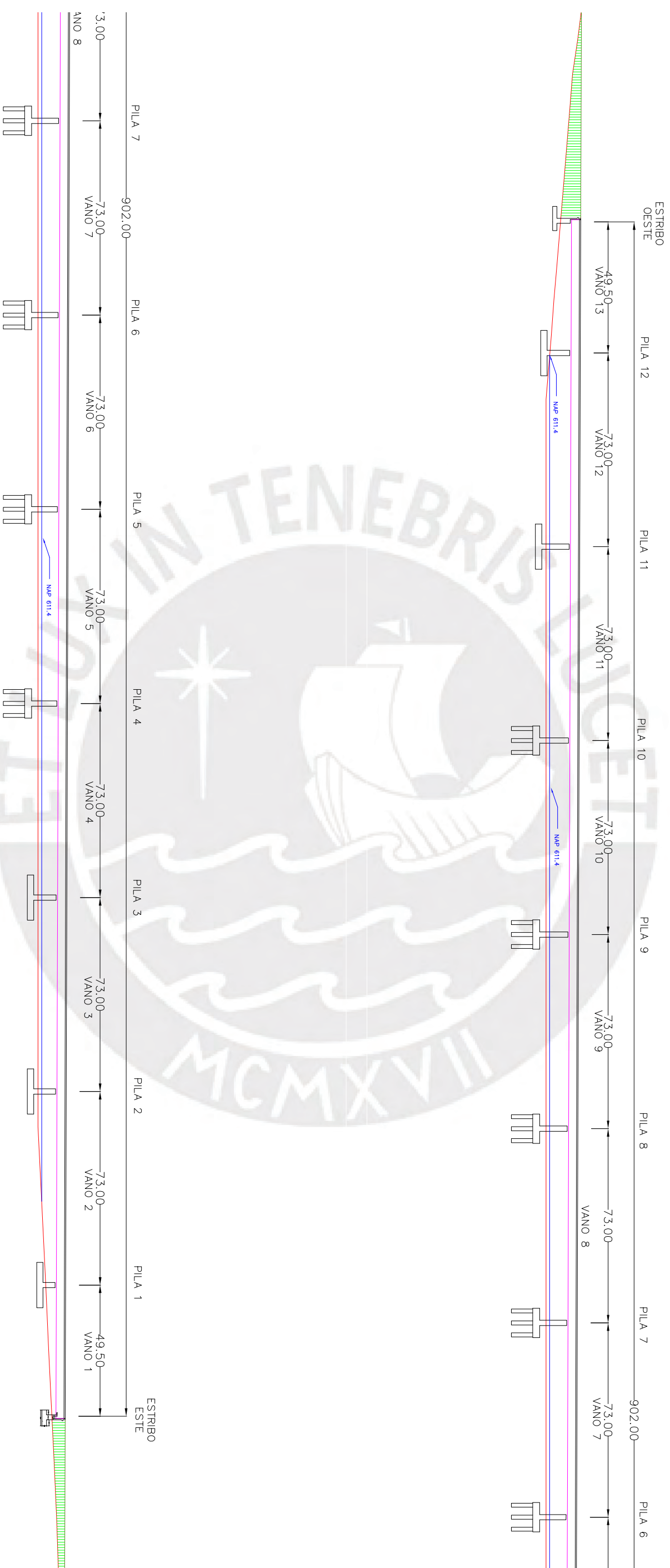




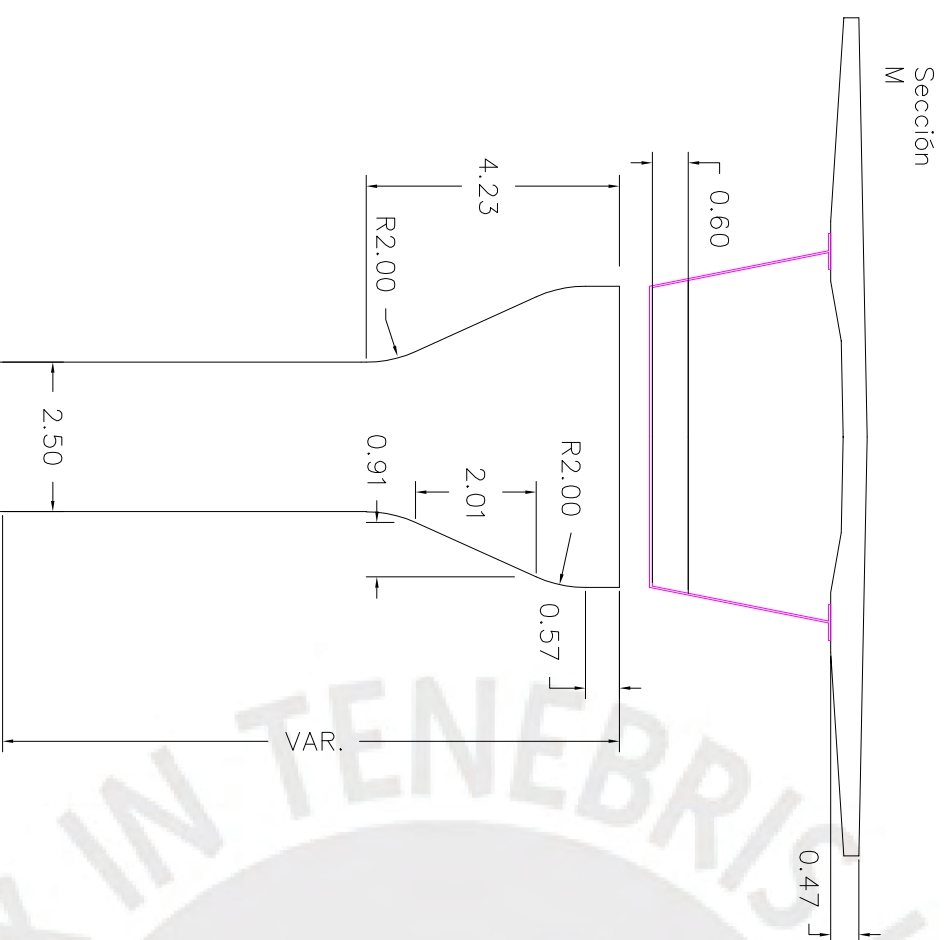
AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David	TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán	N° PLANO: 5	ESCALA: 1:2500	TÍTULO DEL PLANO Alternativa Puente Cajón Mixto Planta, Alzado y Secciones
		N° DE HOJA: 1 de 3		



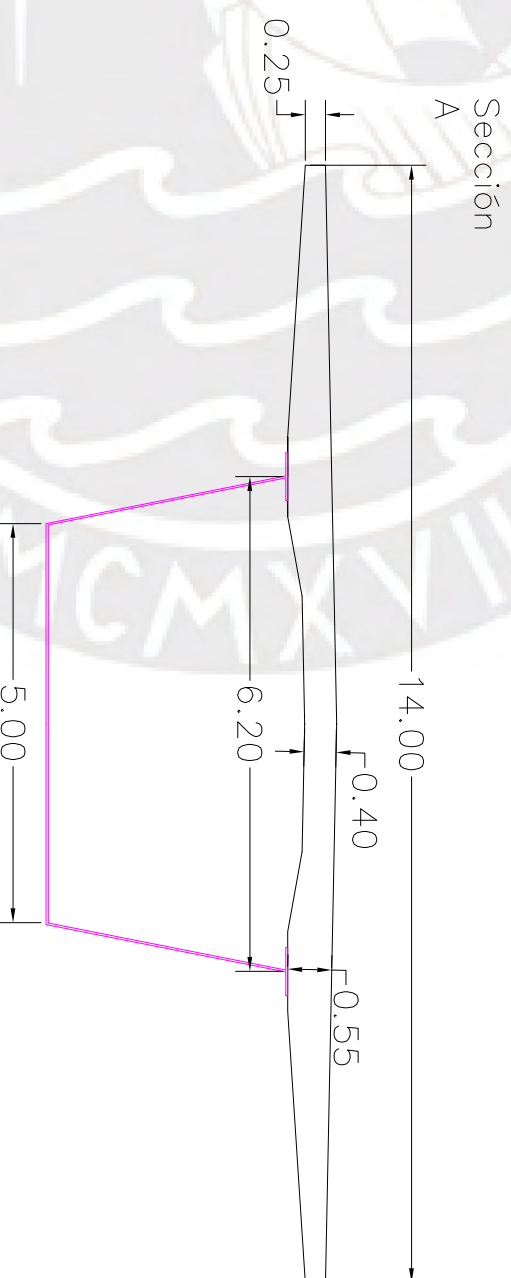




AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David		TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán	
N° PLANO: 5	ESCALA: 1:2500	TÍTULO DEL PLANO Alternativa Puente Cajón Mixto Planta, Alzado y Secciones	
N° DE HOJA: 2 de 3		 	

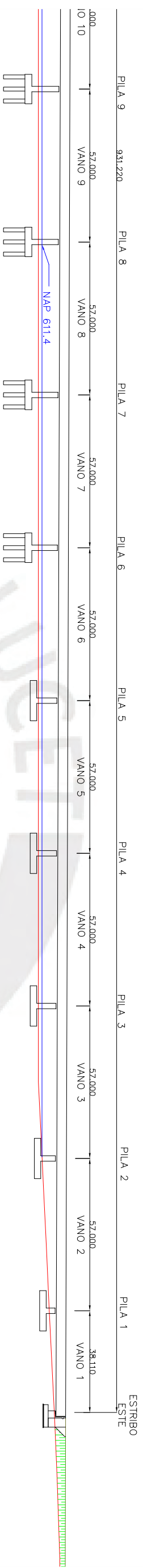


Escala 1:250



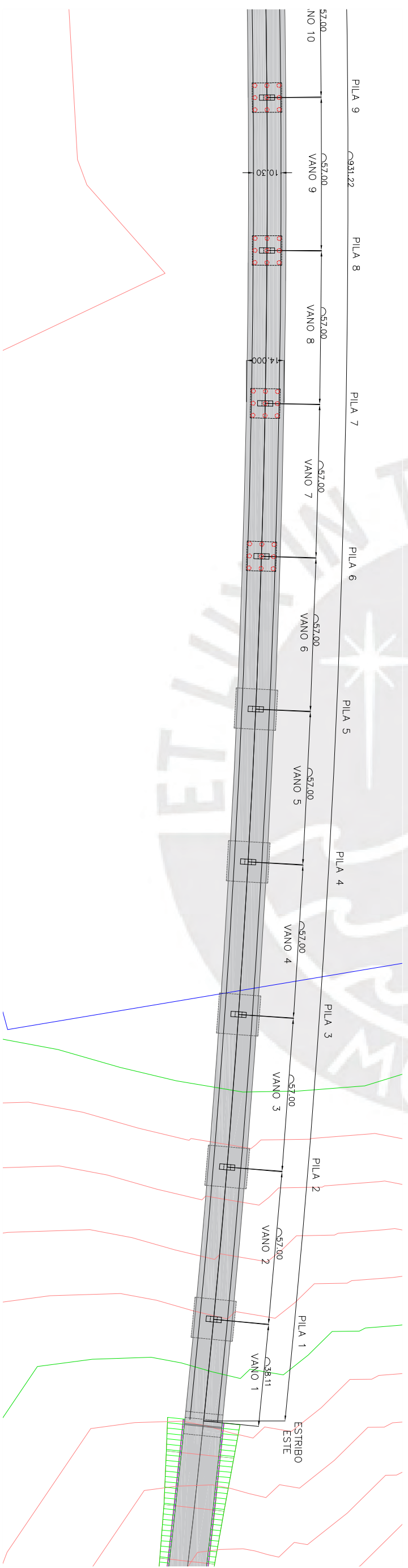
AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David	TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán	N° PLANO: 5	ESCALA: Varias	TÍTULO DEL PLANO Alternativa Puente Cajón Mixto Planta, Alzado y Secciones
		N° DE HOJA: 3 de 3		





**CUADRO DE REPLANTEO GENERAL**

PILA	P.K.	X	Y	Zrosante	Azimut (g)
E-1	5+377.70	682915.742	4714687.211	620.33	306.6314
P-1	5+415.81	682877.816	4714690.960	620.45	306.3883
P-2	5+472.81	682821.052	4714695.967	620.63	305.0130
P-3	5+529.81	682764.202	4714700.256	620.81	304.5743
P-4	5+586.81	682707.315	4714703.824	620.99	303.5393
P-5	5+643.81	682650.385	4714706.671	621.17	302.8476
P-6	5+700.81	682593.420	4714708.797	621.35	302.0110
P-7	5+757.81	682536.445	4714710.201	621.53	301.1262
P-8	5+814.81	682479.444	4714710.883	621.71	300.2967



AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

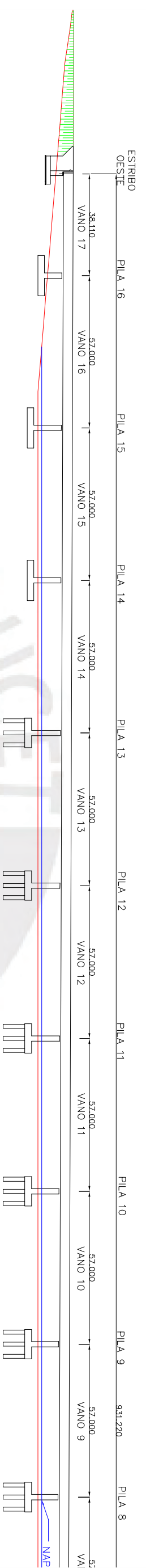
N° PLANO: 6

ESCALA: 1:2500

TÍTULO DEL PLANO: Planta y Alzado de la Estructura

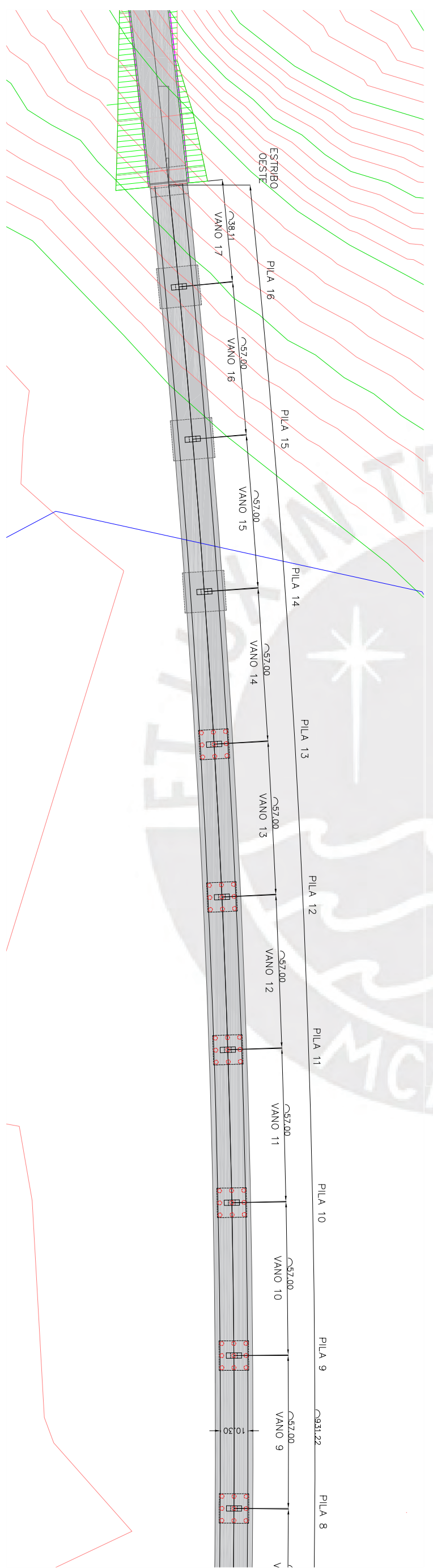
N° DE HOJA: 1 de 2



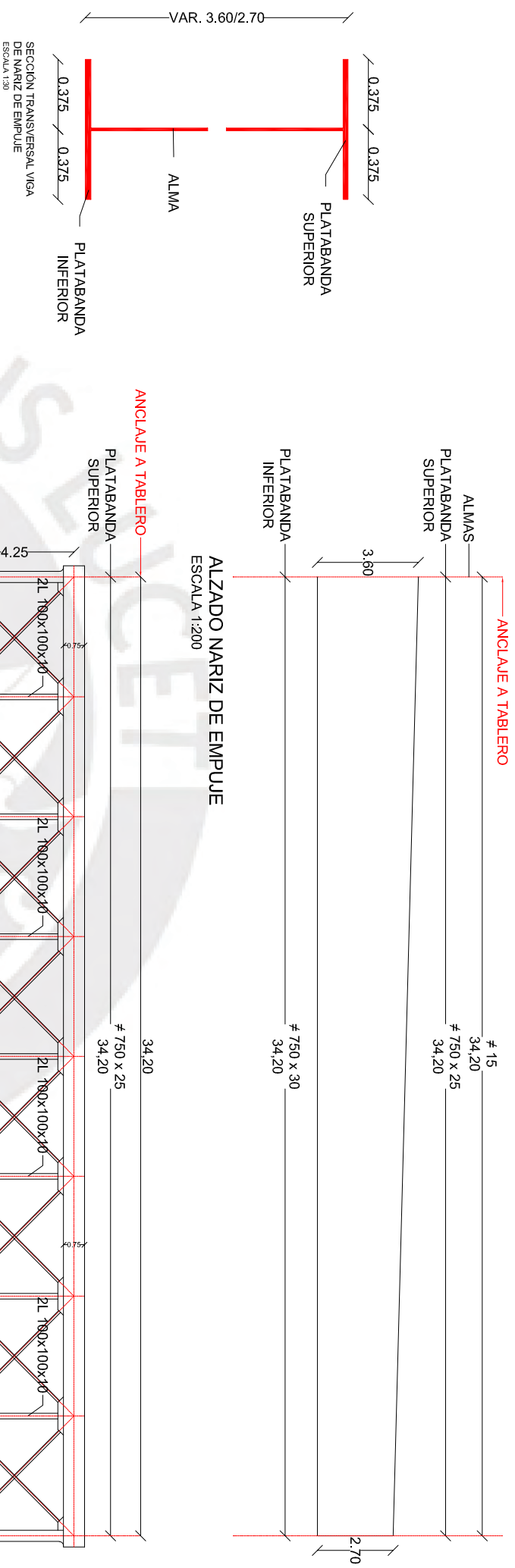


**CUADRO DE REPLANTEO GENERAL**

PILA A	P.K.	X	Y	Zrasante	Azimuth (g)
P-9	5+871,81	682422,445	4714710,843	621,89	299,5892
P-10	5+928,81	682365,455	4714710,081	622,07	298,7678
P-11	5+985,81	682308,473	4714708,598	622,25	297,9134
P-12	6+042,81	682251,511	4714706,392	622,43	297,1708
P-13	6+099,81	682194,592	4714703,466	622,62	296,0416
P-14	6+156,81	682137,709	4714699,818	622,80	295,0336
P-15	6+213,81	682080,869	4714695,450	622,98	294,7877
P-16	6+270,81	682024,098	4714690,363	623,16	294,1931
E-2	6+308,92	681986,143	4714686,561	623,28	293,2633



AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David	TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán	N° PLANO: 6 N° DE HOJA: 2 de 2	ESCALA: 1:2500
TÍTULO DEL PLANO Planta y Alzado de la Estructura			



PLANTA NARIZ DE EMPUJE  
ESCALA 1:200

ELEMENTOS	LONGITUD DE ANCLAJE EN PROLONGACION RECTA (mm)						LONGITUD DE ANCLAJE EN PATILLA, GANCHO Y GANCHO EN U (mm)						
	098	010	012	016	020	025	098	010	012	016	020	025	
TABLERO	POSICION I	200	250	300	400	500	630	1030	150	180	210	280	350
	POSICION II	260	360	430	580	720	900	1440	200	250	300	400	500
ALZADO DE PLAS	POSICION I	200	250	300	400	520	620	1340	150	180	210	290	370
	POSICION II	290	360	430	580	730	910	1470	200	250	300	400	510
ALZADO DE ESTRIBOS	POSICION I	200	250	300	400	520	620	1340	150	180	210	290	370
	POSICION II	290	360	430	580	730	910	1470	200	250	300	400	510
ZAPATAS	POSICION I	200	250	300	400	520	620	1340	150	180	210	290	370
	POSICION II	290	360	430	580	730	910	1470	200	250	300	400	510
ENCEPADOS	POSICION I	200	250	300	400	520	620	1340	150	180	210	290	370
	POSICION II	290	360	430	580	730	910	1470	200	250	300	400	510
CIMENTACIONES-PILOTES	POSICION I	200	250	300	400	520	620	1340	150	180	210	290	370
	POSICION II	290	360	430	580	730	910	1470	200	250	300	400	510

- NOTAS:
- (1) LAS LONGITUDES DE ANCLAJE SE HAN OBTENIDO MEDIANTE EL METODO SIMPLIFICADO DE LA EHE-08 ART. 69.5.1.2 PARA BARRAS AISLADAS A TRACCION.
  - (2) LA GEOMETRIA DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ANCLAJE DEBERA CUMPLIR CON LO ESTABLECIDO EN LA FIGURA 69.5.1.1, DE LA EHE-08.
  - (3) SI SE DISPONE UNA BARRA TRANSVERSAL SOLIDADA LAS LONGITUDES DE ANCLAJE PODRAN SER REVISADAS SEGUN EL ART. 69.5.1.3 DE LA EHE-08.
  - (4) SI LA SEPARACION DE BARRAS ES MENOR A 2 VECES EL RECURRIMIENTO NOMINAL DE LA BARRA, LAS LONGITUDES DE ANCLAJE DEBERAN SER REVISADAS SEGUN LO ESTABLECIDO EN EL ART. 69.5.1.4 DE LA EHE-08.
  - (5) SI SE TRATA DE UN GRUPO DE BARRAS, DEBERA EMPLEARSE CUANDO SEA POSIBLE EL ANCLAJE POR PROLONGACION RECTA, MULTIPlicANDO LOS VALORES DE LA TABLA PARA EL DIAMETRO MAYOR DEL GRUPO DE BARRAS POR 1.3 PARA GRUPOS DE 2 BARRAS Y 1.6 PARA GRUPOS DE 3 BARRAS Y 1.8 PARA GRUPOS DE 4 BARRAS (SEGUN EL ART. 69.5.1.3 DE LA EHE-08).
  - (6) LA LONGITUD DE SOLAPE SE OBTENDRA MULTIPlicANDO LA LONGITUD DE ANCLAJE POR 2.00 SI LA SEPARACION ENTRE BARRAS ES MENOR A 100 Y POR 1.40 SI LA SEPARACION ES SUPERIOR A 100. PODRAN APLICARSE REDUCCIONES A ESTAS LONGITUDES DE SOLAPE APLICANDO LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS EN LOS ARTICULOS 69.5.1.2, Y 69.5.2.2, DE LA EHE-08.
  - (7) LA LONGITUD DE ANCLAJE EN PATILLA, GANCHO Y GANCHO EN U SE HA CALCULADO MULTIPlicANDO LA LONGITUD DE ANCLAJE EN PROLONGACION RECTA POR UN VALOR DE  $d_t = 0.7$ . ESTE COEFICIENTE SOLO E PUEDE APLICAR CUANDO EL RECURRIMIENTO DE HORMIGON PERPENDICULAR AL PLANO DE DOBLADO ES SUPERIOR A 90. EN CASO CONTRARIO SE DEBERA CONSIDERAR  $d_t = 1.0$  Y NO SERAN VALIDAS ESTAS LONGITUDES.

MATERIAL	ELEMENTOS	TIPO/CLASIFICACION	RESISTENCIA CARACTERISTICA	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	REC. NOM. mm VIDA UTL. (t=100 años)	MAXIMA RELACION a/c	CONTENIDO MIN. CEMENTO Kg/m <sup>3</sup>
ACERO PASIVO (5)	TABLERO (4)	HA-40B/201b	$f_{tk} \geq 40$ N/mm <sup>2</sup>	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$	30	0.60	275
	ALZADO DE PLAS (4)	HA-30B/201b	$f_{tk} \geq 30$ N/mm <sup>2</sup>	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$	35	0.60	275
HORMIGON "IN SITU" (6) (7)	ALZADO DE ESTRIBOS (4)	HA-30B/201b	$f_{tk} \geq 30$ N/mm <sup>2</sup>	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$	35	0.60	275
	ZAPATAS	HA-30B/201b	$f_{tk} \geq 30$ N/mm <sup>2</sup>	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$	50	0.60	275
ACERO PASIVO (9)	ENCEPADOS	HA-30F/201b	$f_{tk} \geq 30$ N/mm <sup>2</sup>	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$	50	0.60	275
	PILOTES	HA-30F/201b	$f_{tk} \geq 30$ N/mm <sup>2</sup>	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$	50	0.60	275
ACERO PASIVO (9)	LIMPIEZA Y ANCLAJE (2)	HL-1520/F1b	$f_{tk} \geq 15$ N/mm <sup>2</sup>	HORMIGON NO ESTRUCTURAL	-	-	-	275
	TODOS LOS ELEMENTOS	Y 1860 S7	$f_{tk} \geq 1860$ N/mm <sup>2</sup>	NORMAL	$\gamma_p = 1.15$	80	-	-
ACERO PASIVO (9)	TODOS LOS ELEMENTOS	AP 500 S	$f_{tk} \geq 500$ N/mm <sup>2</sup>	NORMAL	$\gamma_p = 1.15$	-	-	-
	ELECCION	SEGUN IAPF EHE-08		INTENSO	$\gamma_c = 1.35$ $\gamma_p = 1.1$ $\gamma_c = 1.35 / 1.50$ $\gamma_p = 1.00$	-	-	-

- NOTAS:
- (1) LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE ACCIONES SON EL CUADRO SON LOS CORRESPONDIENTES AL EFECTO DESFAVORABLE DE CADA ACCION, EL VALOR DEL COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD DE LAS ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE SERA 1.00 PARA PRETENSADO, 1.35 PARA ACCIONES REGULARES Y 1.50 PARA ACCIONES DEL TERRENO.
  - (2) DEFINICION SEGUN ANEXO 18 DE EHE-08, HORMIGON NO ESTRUCTURAL.
  - (3) VER CONDICIONES ESTABLECIDAS EN EL PPPP RELATIVAS AL EMPLEO DE SUPERFUNDIFICANTES Y LA POSIBLE MODIFICACION DE LAS CONSISTENCIAS ESTABLECIDAS EN EL CUADRO.
  - (4) LOS RECURRIMIENTOS INDICADOS SON PARA AMBIENTE III y CEMENTOS DIFERENTES DE CEM I EN EL CASO DE EMPLEO DE CEMENTO TIPO CEM I, SIN ADMITIVOS. SE PODRAN REDUCIR LOS RECURRIMIENTOS EN  $\gamma_{cm}$ .
  - (5) ACERO ACTIVO DE CORDONES DE 7 ALAMBRES SEGUN LA TABLA 34.5.2 DE LA EHE-08.
  - (6) ACERO PASIVO AP-500-S SEGUN LA TABLA 33 DE LA EHE-08. TIPO DE ACERO CORREGADO B-500-S SEGUN LA TABLA 32.2.9 DE LA EHE-08.
  - (7) SE DEBERAN SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DEFINIDAS EN EL ANEXO 4 DE LA EHE-08 PARA LA ELECCION DEL TIPO DE CEMENTO EN FUNCION DEL TIPO DE HORMIGON Y LA CLASE DE EXPOSICION.

CUADRO DE ESPECIFICACIONES TECNICAS

CUADRO CON LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPE EN ELEMENTOS CON HORMIGON "IN SITU".

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

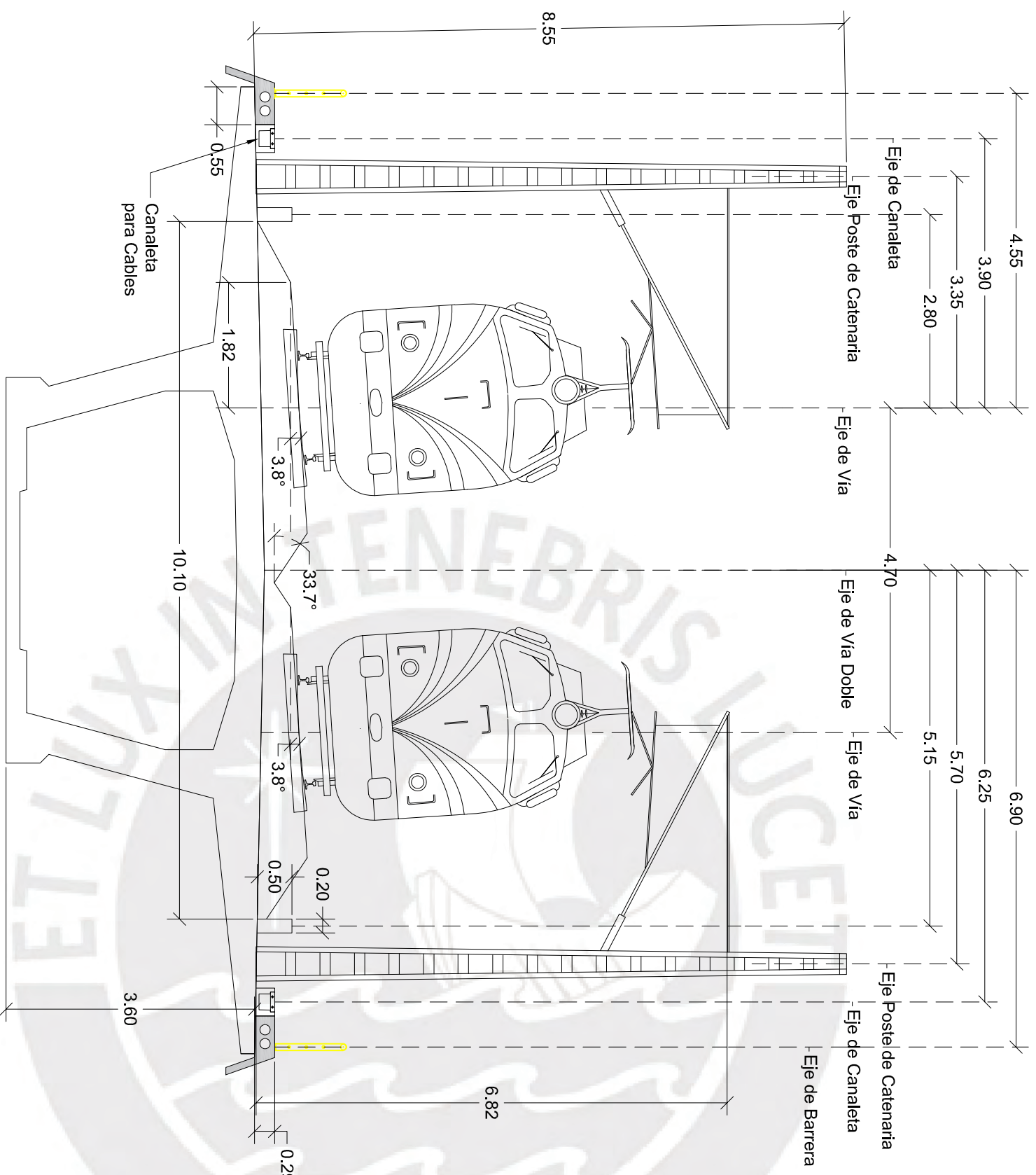
TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 7  
N° DE HOJA: 1 de 1

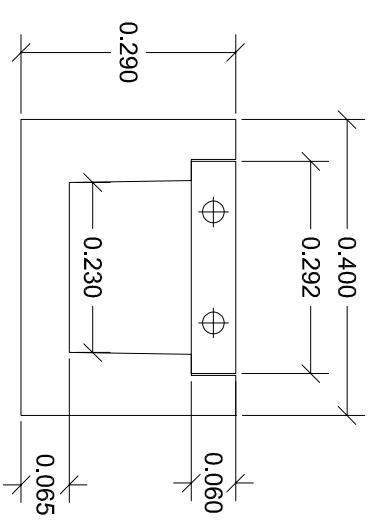
ESCALA:  
Varias

TÍTULO DEL PLANO  
Notas Generales y Nariz de Empuje

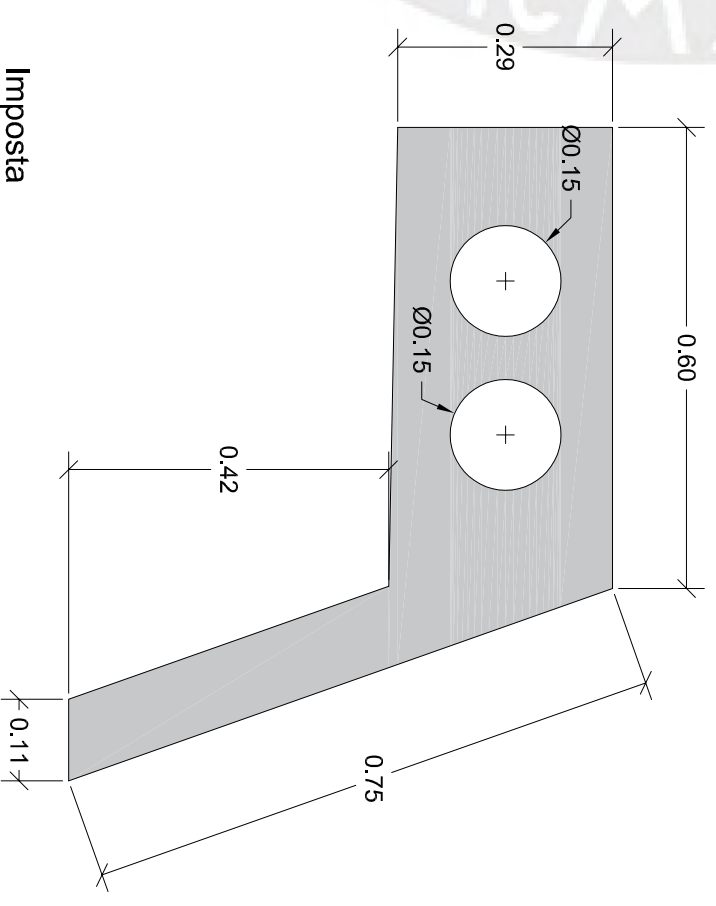




Sección del Tablero  
Esc. 1:75



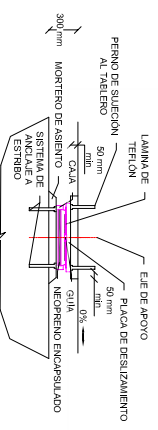
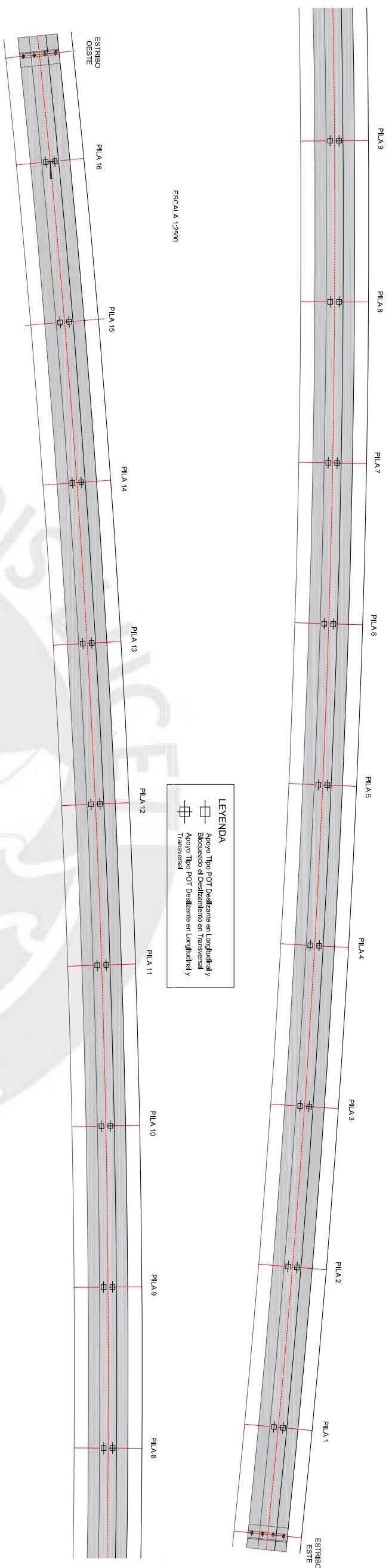
Canaleta para Cables  
Esc. 1:10



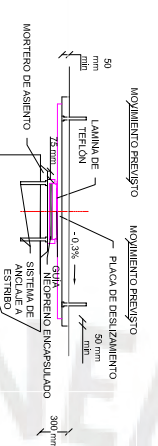
Imposta  
Esc. 1:10

AUTOR DEL PROYECTO: Alegre Torres Luisangel David		TÍTULO DEL PROYECTO: Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán		N° PLANO: 8	ESCALA: Varias	TÍTULO DEL PLANO Secciones del Tablero
				N° DE HOJA: 1 de 1		

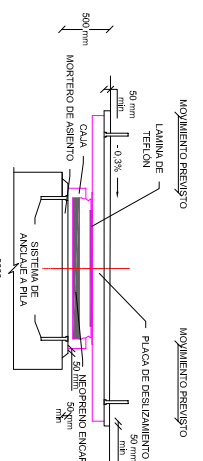




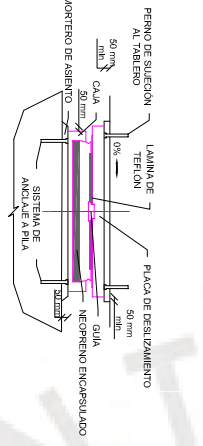
SECCIÓN TRANSVERSAL DE APOYOS DE ESTRIBOS  
Escala 1:75



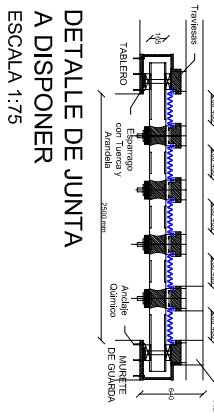
SECCIÓN LONGITUDINAL DE APOYOS DE ESTRIBOS  
Escala 1:75



SECCIÓN LONGITUDINAL DE APOYOS DE PILAS  
Escala 1:75



SECCIÓN TRANSVERSAL DE APOYOS DE PILAS  
Escala 1:75



DETALLE DE JUNTA A DISPONER  
ESCALA 1:75

CUADRO DE DEFINICIÓN DE JUNTA A DISPONER	
SITUACIÓN	MOV. IRREVERSIBLE
ESTRIBO ESTE	- 603 mm
	MOV. REVERSIBLE
	± 189 mm

CUADRO DE DEFINICIÓN DE APARATOS DE APOYO

APOYO	FUERZAS VERTICALES (ELS)		FUERZAS VERTICALES (ELU)		FUERZAS HORIZONTALES		MOVIMIENTOS IMPUESTOS (ELS)		GIROS (ELS)	
	Nk,max (kN)	Nk,min (kN)	Nd,max (kN)	Nd,min (kN)	H transv,els (kN)	H transv,elu (kN)	Irreversibles (mm)	Reversibles (mm)	θ,max (mrad)	θ,min (mrad)
ESTRIBO ESTE	3140	505	4517	583	335	502	- 603	± 189	0,50	- 0,95
P-1	20525	9989	29088	13383	2404	1602	- 579	± 182	0,78	- 0,95
P-2	22491	10896	31859	14582	2536	1691	- 540	± 171	1,26	- 1,21
P-3	22492	10263	31904	13683	2825	1883	- 503	± 161	1,34	- 1,35
P-4	22554	9010	31984	11790	2659	1773	- 466	± 150	1,38	- 1,37
P-5	22584	8924	32032	11666	2718	1812	- 429	± 140	1,39	- 1,39
P-6	22602	8904	32058	11634	2691	1794	- 391	± 129	1,40	- 1,41
P-7	22695	8916	32197	11652	2680	1786	- 354	± 118	1,44	- 1,41
P-8	22627	9003	32095	11783	2669	1779	- 317	± 107	1,44	- 1,55
P-9	22627	9003	32095	11783	2669	1779	- 280	± 96	1,55	- 1,56
P-10	22695	8916	32197	11652	2680	1786	- 243	± 84	1,54	- 1,55
P-11	22602	8904	32058	11634	2691	1794	- 206	± 72	1,54	- 1,55
P-12	22384	8924	32032	11666	2718	1812	- 168	± 60	1,54	- 1,55
P-13	22554	9010	31984	11790	2659	1773	- 131	± 48	1,54	- 1,56
P-14	22492	10263	31904	13683	2825	1883	- 94	± 35	1,51	- 1,51
P-15	22491	10896	31859	14582	2536	1691	- 57	± 23	1,40	- 1,46
P-16	20525	9989	20525	13383	2404	1602	- 20	± 10	1,22	- 1,03
ESTRIBO OESTE	3140	505	4517	583	335	502	0	0	1,56	- 1,03

AUTOR DEL PROYECTO:

Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:

Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 9

N° DE HOJA: 1 de 1

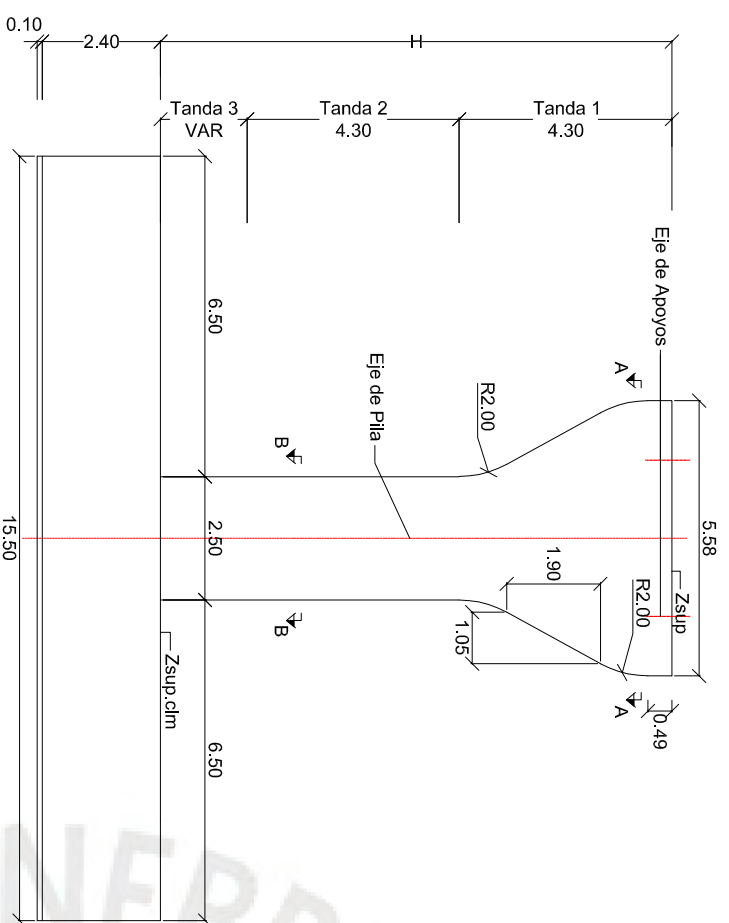
ESCALA:

Varias

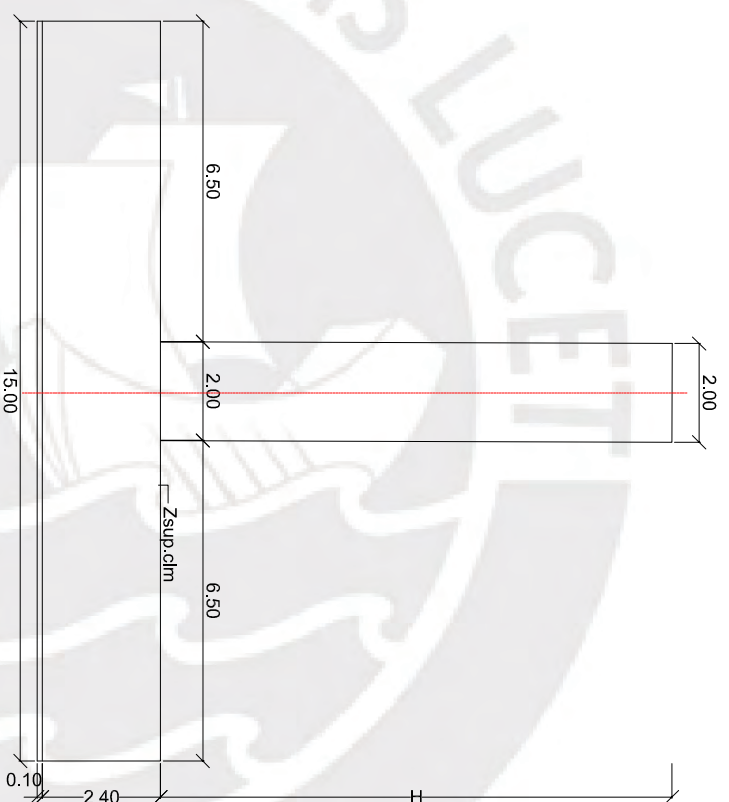
TÍTULO DEL PLANO

Vinculaciones

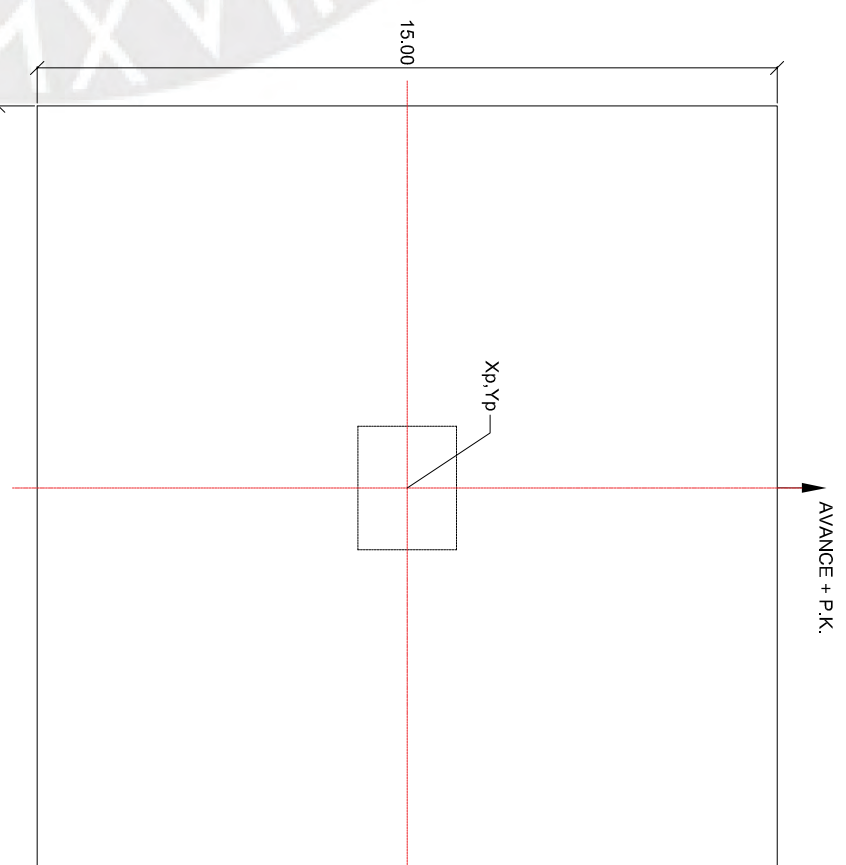




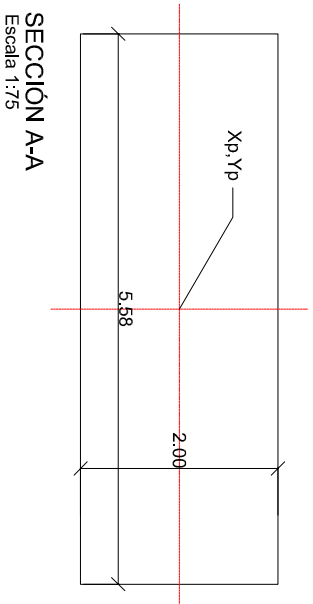
ALZADO TRANSVERSAL  
Escala 1:150



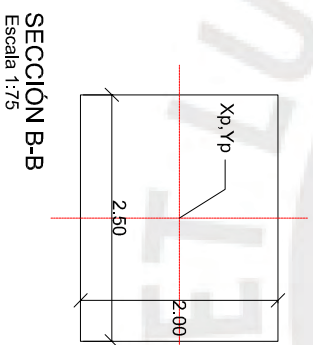
ALZADO LONGITUDINAL  
Escala 1:150



PLANTA ZAPATA  
Escala 1:150



SECCION A-A  
Escala 1:75



SECCION B-B  
Escala 1:75

CUADRO DE REPLANTEO DE PILAS						
PILA	P.K.	Xp	Yp	H (m)	Zsup	Zsup.cfm
P-1	5+415,81	682877,816	4714690,960	3,31	616,21	612,90
P-2	5+472,81	682821,052	4714695,967	5,48	616,38	610,90
P-3	5+529,81	682764,202	4714700,256	7,17	616,56	609,40
P-4	5+586,81	682707,315	4714703,824	7,35	616,75	609,40
P-5	5+643,81	682650,385	4714706,671	7,53	616,93	609,40
P-14	6+156,81	682137,709	4714699,818	10,15	618,56	608,40
P-15	6+213,81	682080,869	4714695,450	10,33	618,74	608,40
P-16	6+270,81	682024,098	4714690,363	6,51	618,91	612,40

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

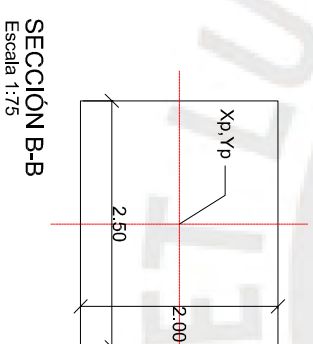
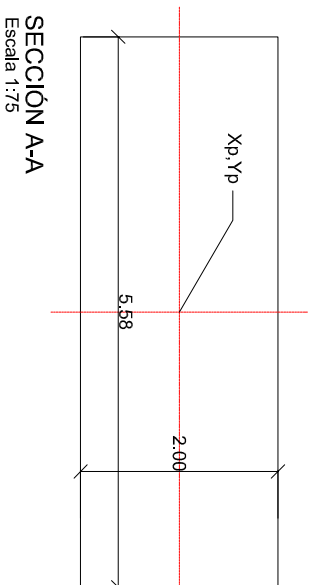
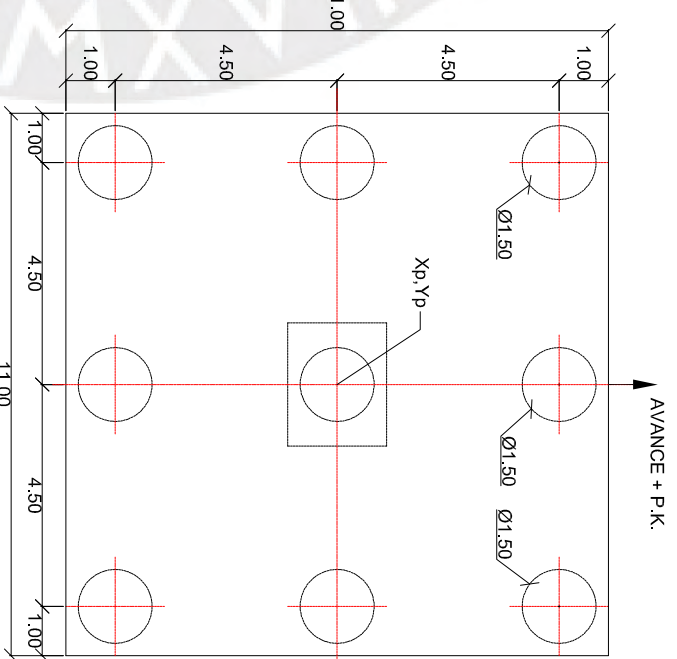
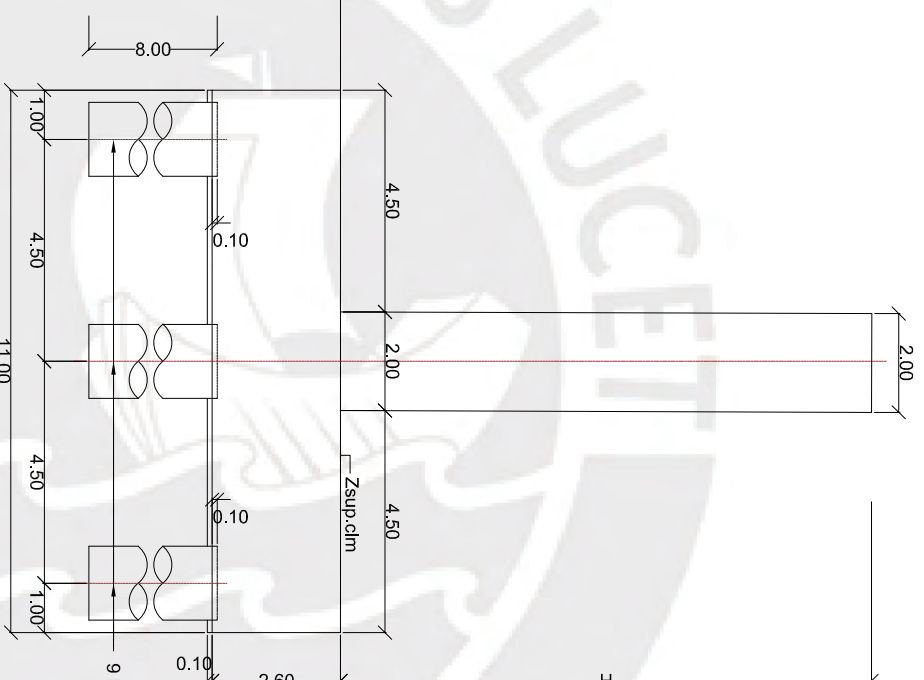
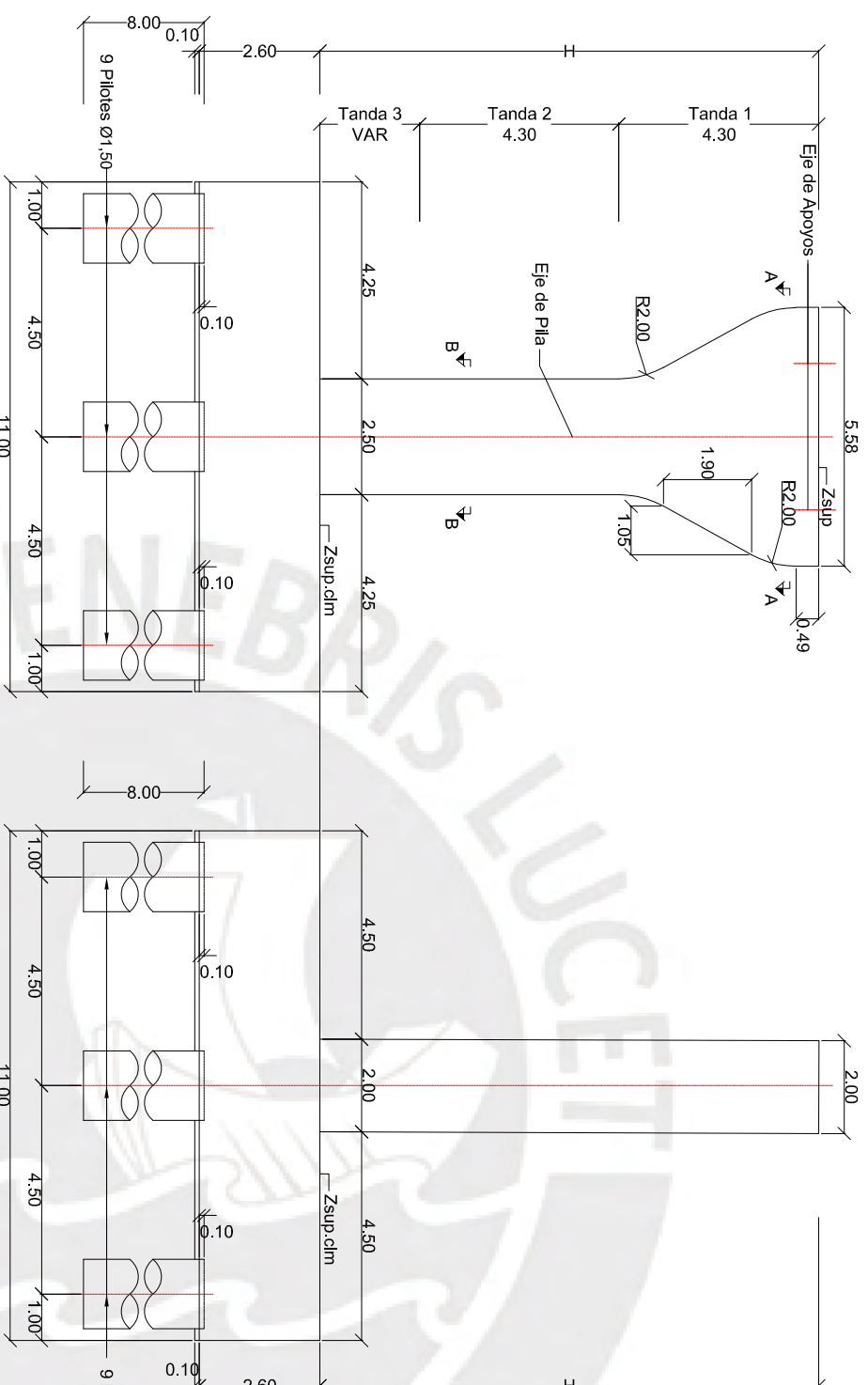
N° PLANO: 10  
N° DE HOJA: 1 de 2

ESCALA:  
Varias

TÍTULO DEL PLANO  
Pilas. Definición Geométrica







CUADRO DE REPLANTEO DE PILAS						
PILA	P.K.	Xp	Yp	H (m)	Zsup	Zsup.clm
P-6	5+700.81	682593.420	4714708.797	9.51	617.11	607.60
P-7	5+757.81	682536.445	4714710.201	9.69	617.29	607.60
P-8	5+814.81	682479.444	4714710.883	9.87	617.47	607.60
P-9	5+871.81	682422.445	4714710.843	10.05	617.65	607.60
P-10	5+928.81	682365.455	4714710.081	10.23	617.83	607.60
P-11	5+985.81	682308.473	4714708.598	10.41	618.01	607.60
P-12	6+042.81	682251.511	4714706.392	10.59	618.19	607.60
P-13	6+099.81	682194.592	4714703.466	10.77	618.37	607.60

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

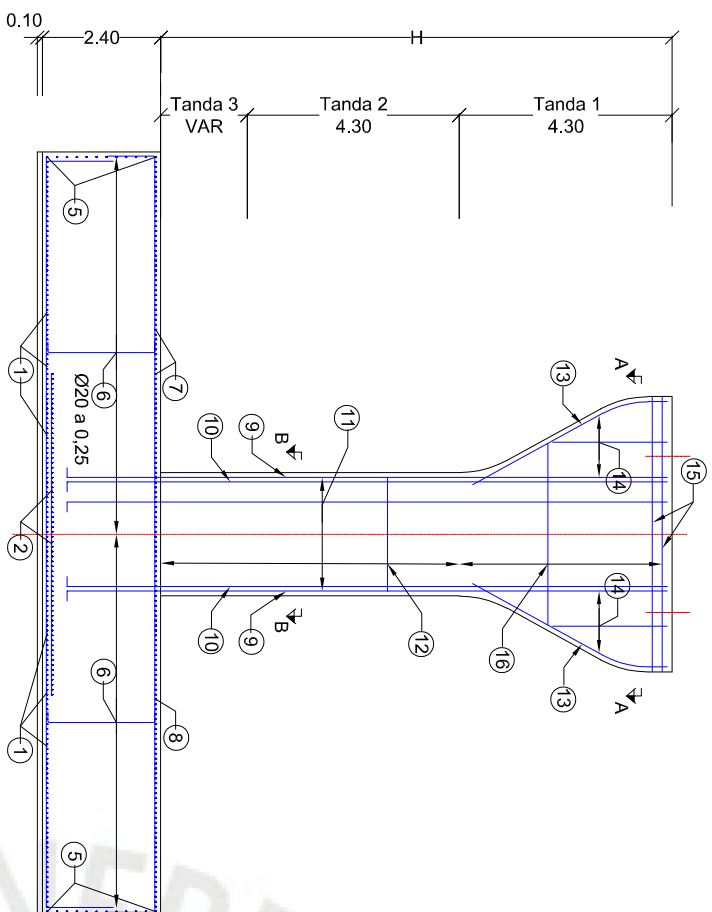
N° PLANO: 10  
N° DE HOJA: 2 de 2

ESCALA:  
Varias

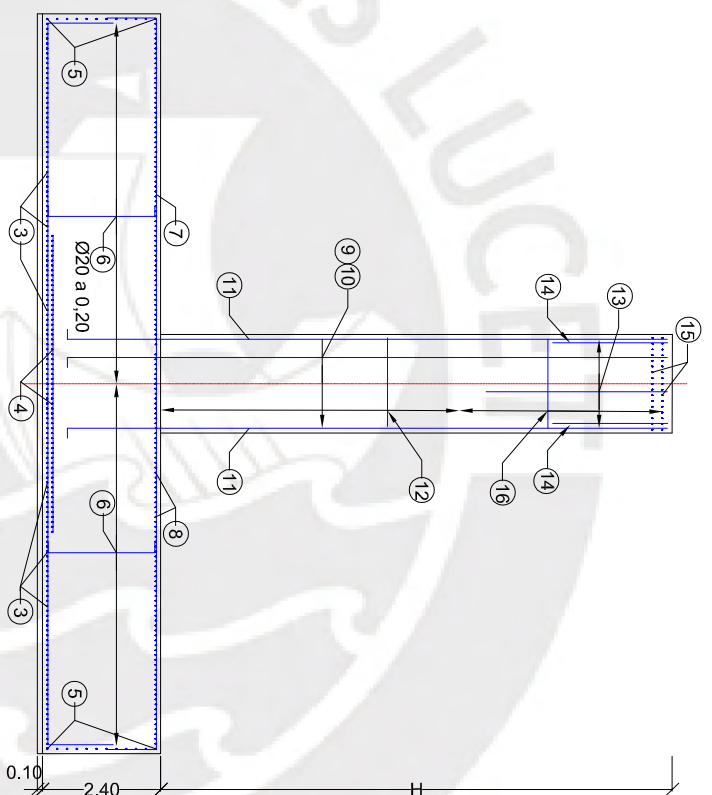
TÍTULO DEL PLANO  
Pilas. Definición Geométrica



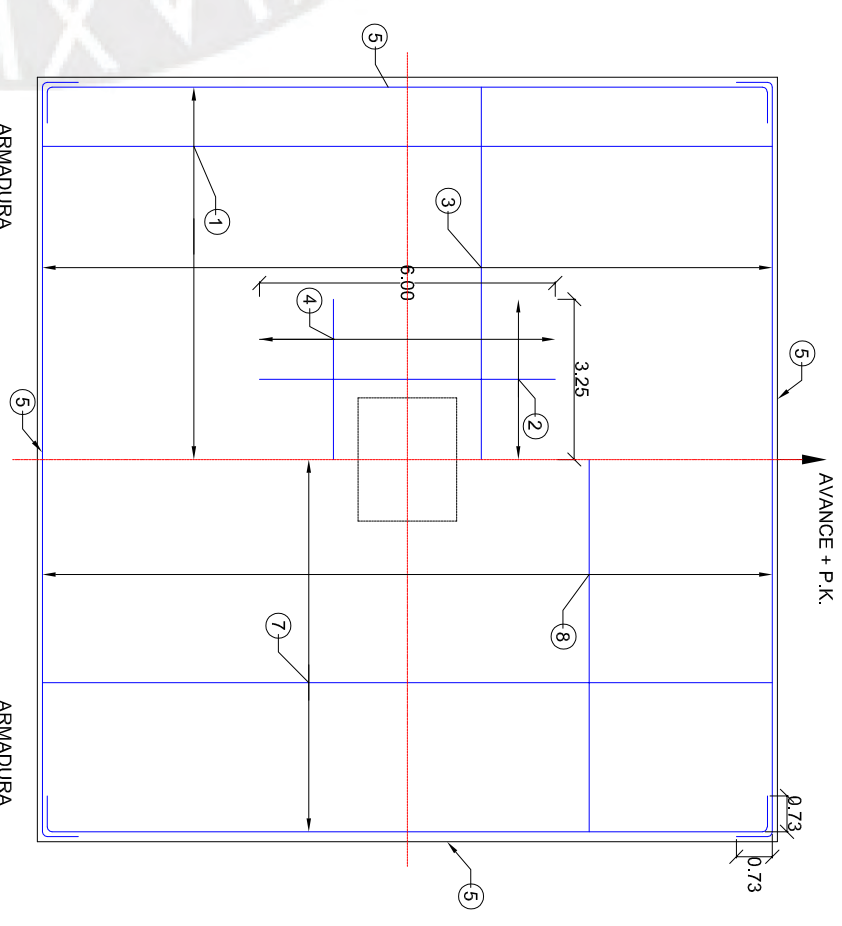
**PUCP**



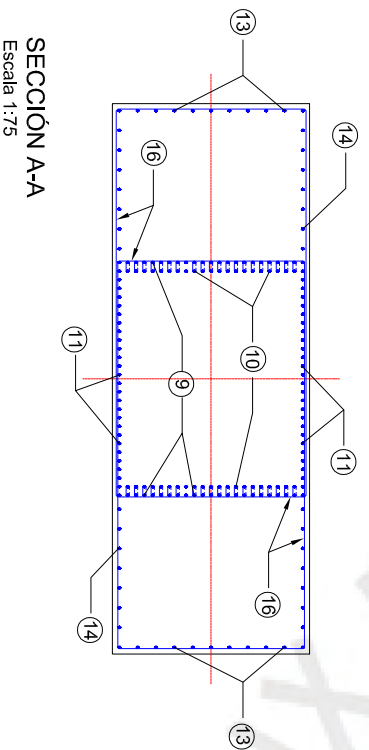
ALZADO TRANSVERSAL  
Escala 1:150



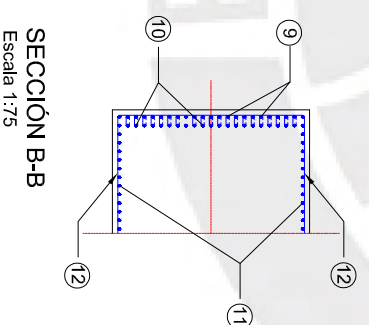
ALZADO LONGITUDINAL  
Escala 1:150



PLANTA ZAPATA  
Escala 1:150



SECCIÓN A-A  
Escala 1:75



SECCIÓN B-B  
Escala 1:75

CUADRO DE ARMADURAS PILA P-14	
1	Ø32 a 0,10 (Ls = 1,34)
2	Ø32 a 0,10 (Ls = 1,34)
3	Ø32 a 0,10 (Ls = 1,34)
4	Ø32 a 0,10 (Ls = 1,34)
5	Ø20 a 0,20 (Ls = 0,73)
6	Ø20 a 0,25 y a 0,20 (Ls = 0,52)
7	Ø20 a 0,10 (Ls = 0,73)
8	Ø20 a 0,10 (Ls = 0,73)
9	Ø32 a 0,08 (Ls = 1,34)
10	Ø32 a 0,08 (Ls = 1,34)
11	Ø25 a 0,09 (Ls = 0,82)
12	C Ø16 a 0,20
13	Ø12 a 0,20 (Ls = 0,30)
14	Ø12 a 0,20 (Ls = 0,30)
15	2x16 Ø25 (Ls = 1,14)
16	2C Ø16 a 0,40

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 11

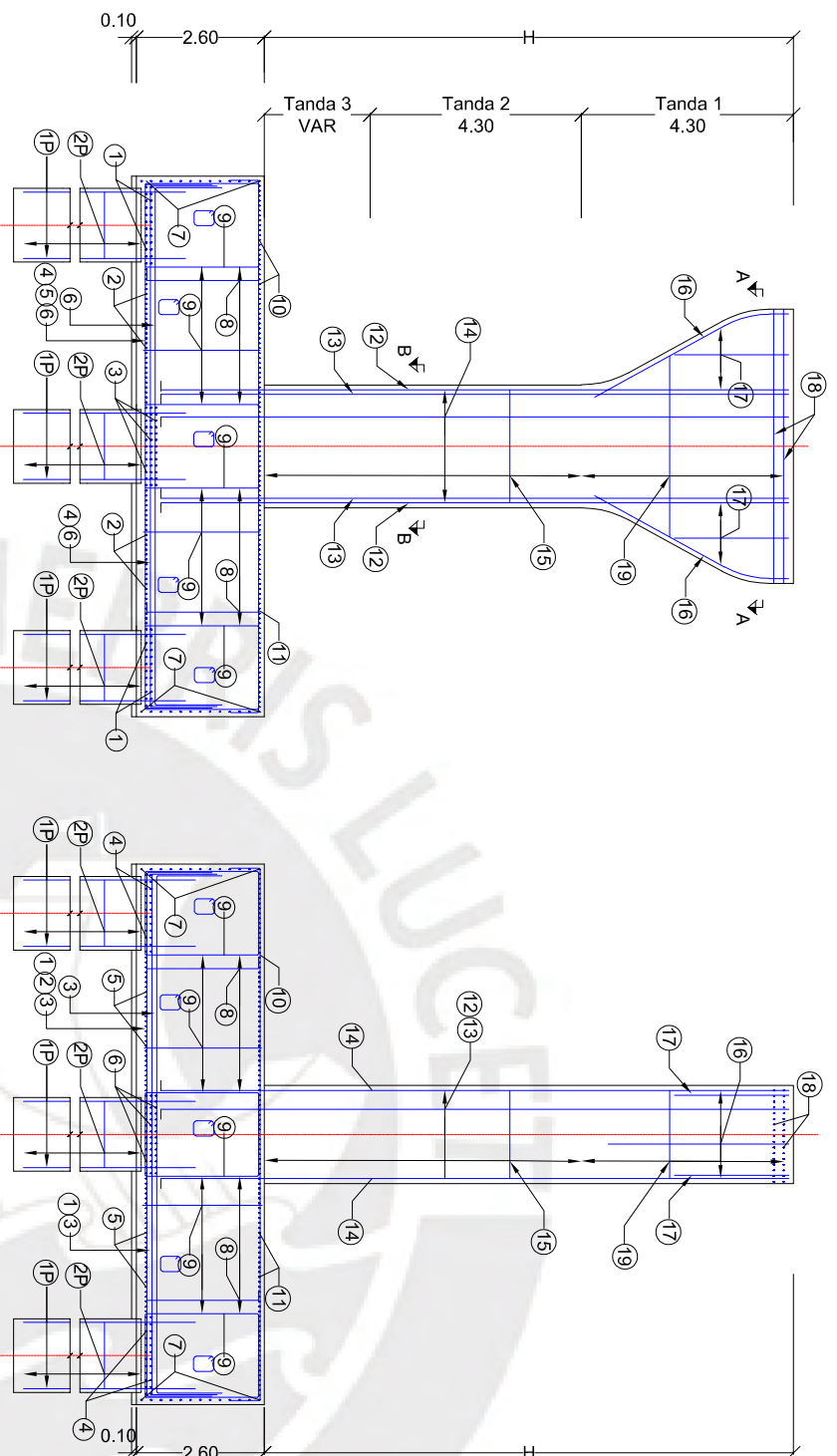
N° DE HOJA: 1 de 2

ESCALA:  
Varias

TÍTULO DEL PLANO  
Pilas. Armado

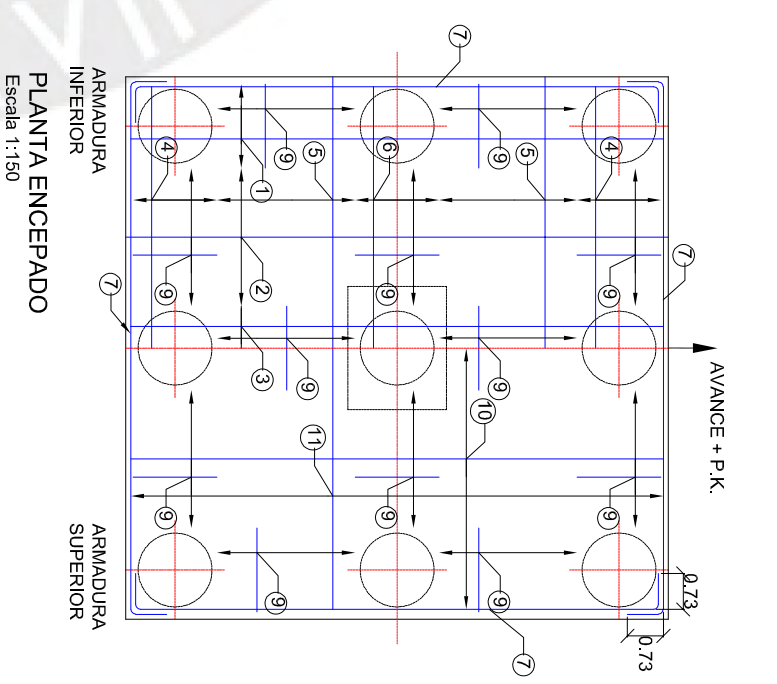


**PUCP**

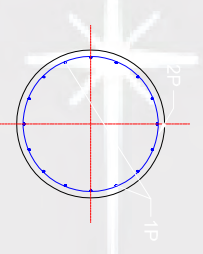


ALZADO TRANSVERSAL  
Escala 1:150

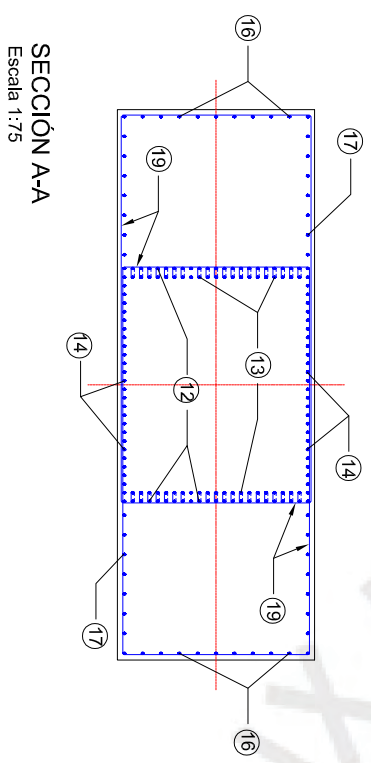
ALZADO LONGITUDINAL  
Escala 1:150



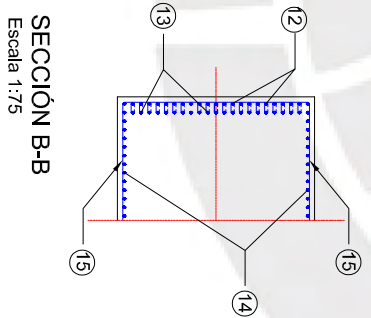
PLANTA ENCEPADO  
Escala 1:150



SECCIÓN PILOTE  
Escala 1:75



SECCIÓN A-A  
Escala 1:75



SECCIÓN B-B  
Escala 1:75

CUADRO DE ARMADURAS PILA P-14	
1	2x12 Ø32 (Ls = 1,34)
2	Ø32 a 0,10 (Ls = 1,34)
3	3x13 Ø32 (Ls = 1,34)
4	2x12 Ø32 (Ls = 1,34)
5	Ø32 a 0,10 (Ls = 1,34)
6	3x14 Ø32 (Ls = 1,34)
7	Ø20 a 0,20 (Ls = 0,73)
8	Ø20 a 0,20 y a 0,20 (Ls = 0,52)
9	C Ø20 a 0,125
10	Ø20 a 0,10 (Ls = 0,73)
11	Ø20 a 0,10 (Ls = 0,73)
12	Ø32 a 0,08 (Ls = 1,34)
13	Ø32 a 0,08 (Ls = 1,34)
14	Ø25 a 0,09 (Ls = 0,82)
15	C Ø16 a 0,20
16	Ø12 a 0,20 (Ls = 0,30)
17	Ø12 a 0,20 (Ls = 0,30)
18	2x17 Ø25 (Ls = 1,14)
19	2C Ø16 a 0,40
20	16 Ø25 (Ls = 0,82)
21	C Ø12 a 0,30

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

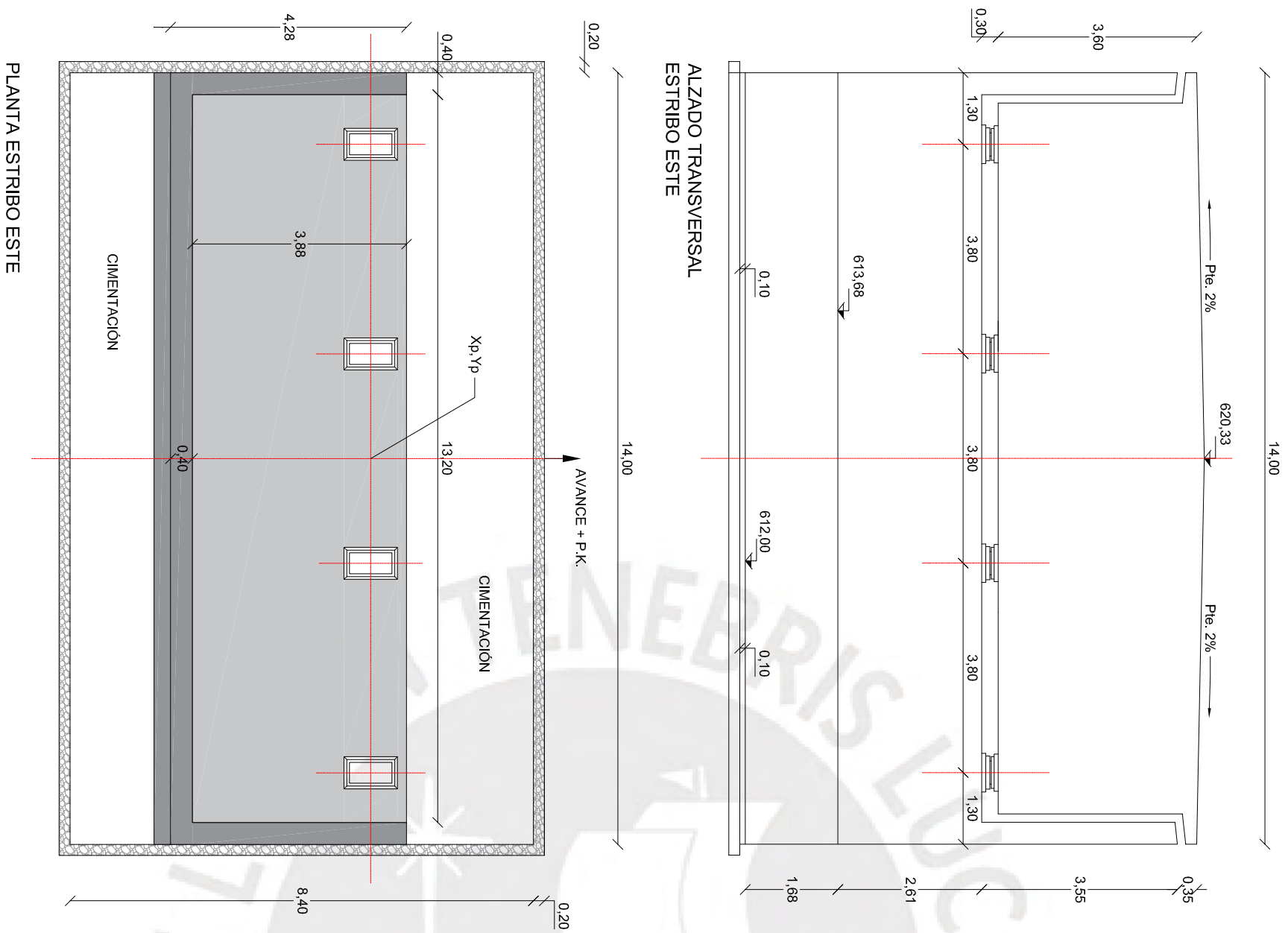
TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 11  
N° DE HOJA: 2 de 2

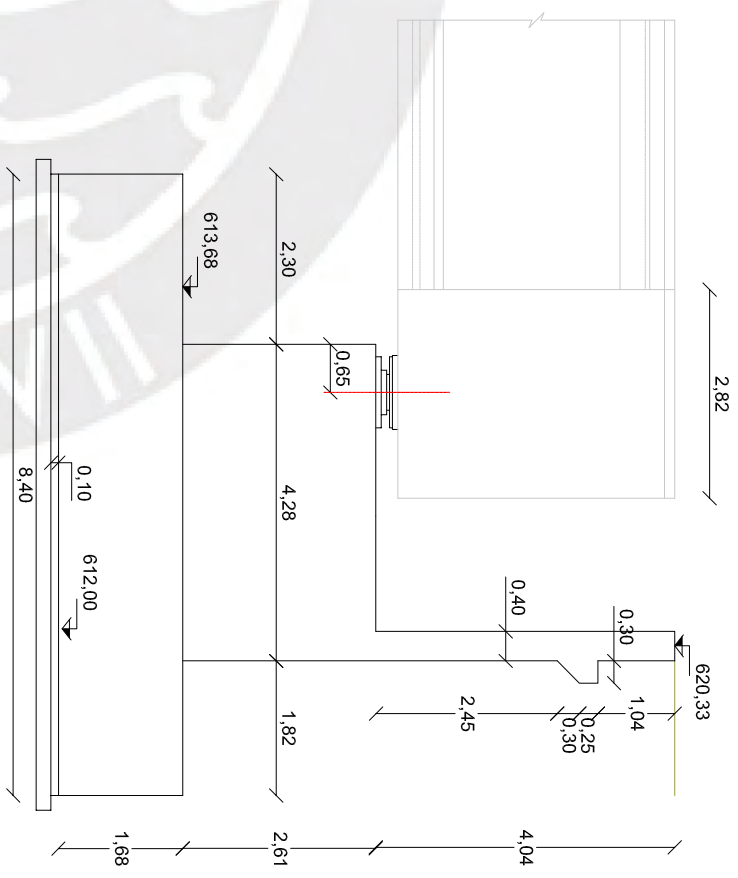
ESCALA:  
Varias

TÍTULO DEL PLANO  
Pilas. Armado





ALZADO LONGITUDINAL  
ESTRIBO ESTE



CUADRO DE REPLANTEO				
PUNTO	P.K.	Xp	Yp	Azmut (g)
ESTRIBO ESTE	5+377.70	682915.742	4714687.211	306.6314

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril  
de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 12

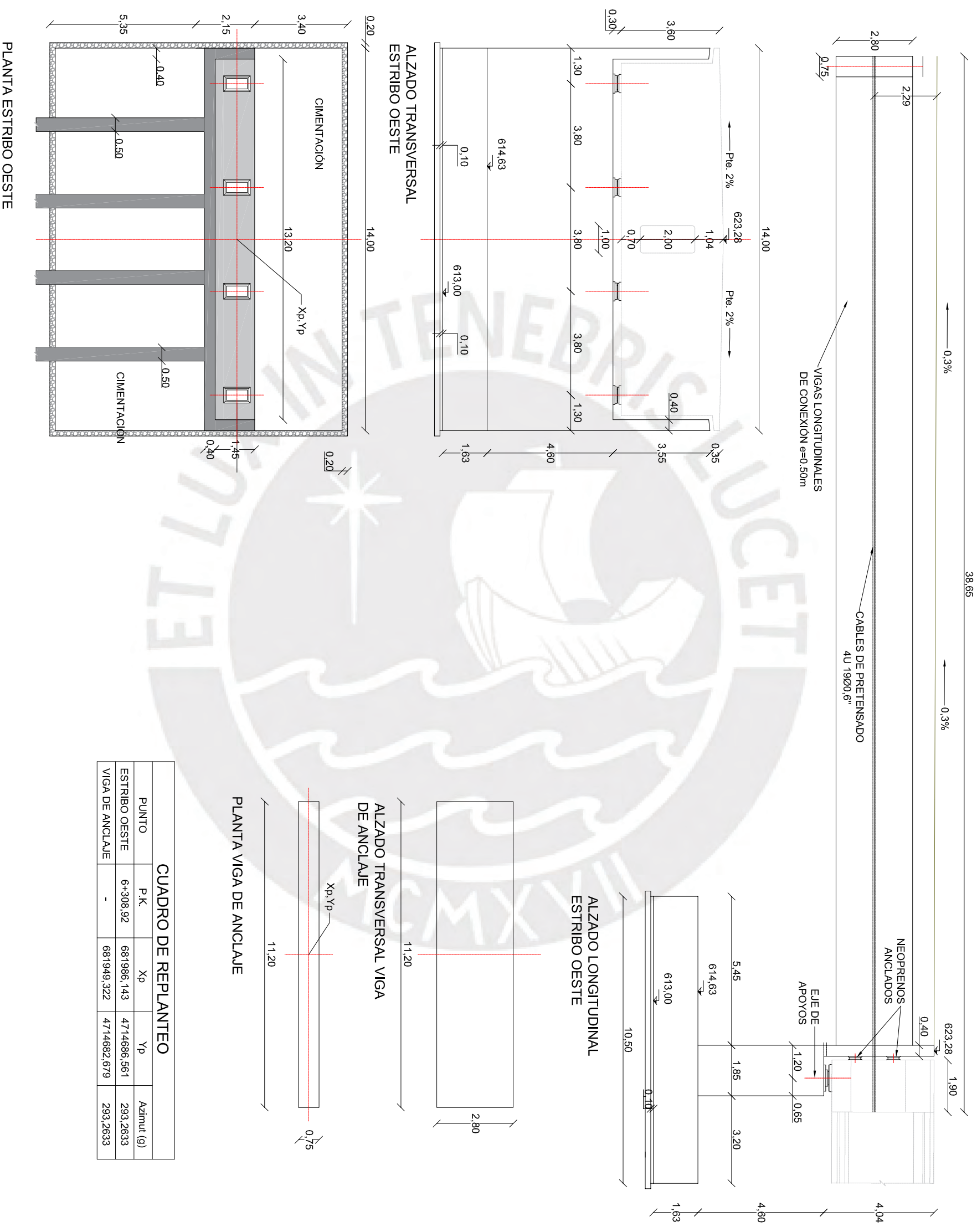
N° DE HOJA: 1 de 2

ESCALA:  
1:100

TÍTULO DEL PLANO  
Estribos. Definición Geométrica



**PUCP**



AUTOR DEL PROYECTO:

Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:

Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Rio Aragón Subordán

N° PLANO: 12

N° DE HOJA: 2 de 2

ESCALA:

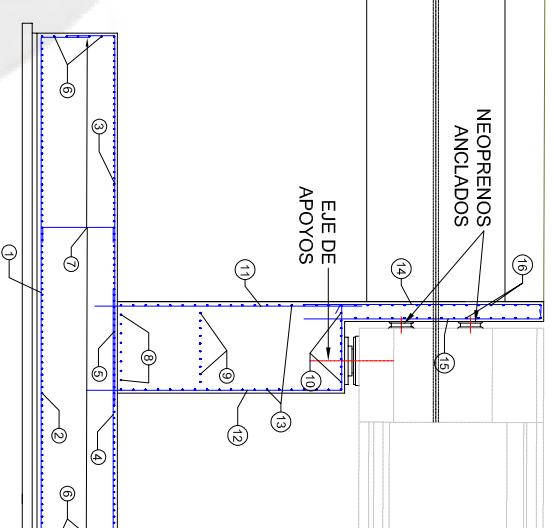
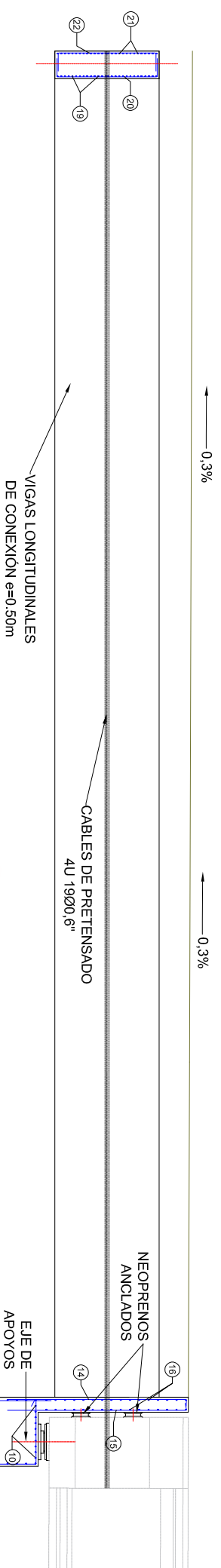
1:150

TÍTULO DEL PLANO

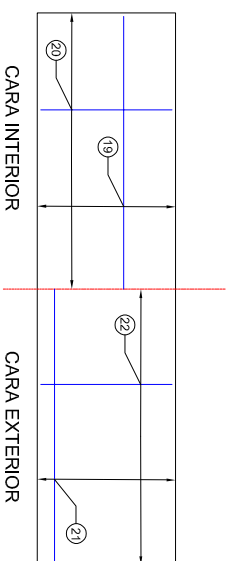
Estribos. Definición Geométrica



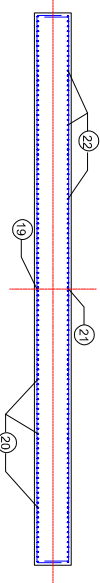
**PUCP**



ALZADO LONGITUDINAL  
ESTRIBO OESTE

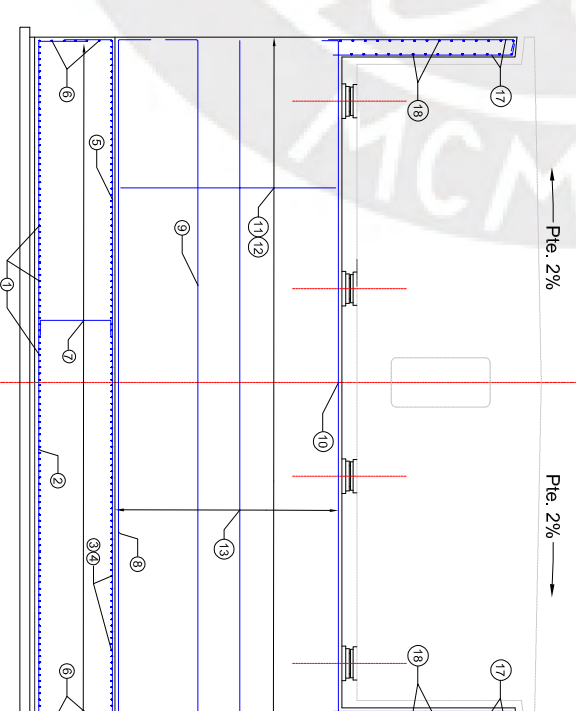


ALZADO TRANSVERSAL VIGA  
DE ANCLAJE



PLANTA VIGA DE ANCLAJE

CUADRO DE ARMADURAS DEL ESTRIBO	
1	Ø20 a 0,125 (Ls = 0,52)
2	Ø16 a 0,125 (Ls = 0,40)
3	Ø16 a 0,125 (Ls = 0,58)
4	Ø16 a 0,125 (Ls = 0,58)
5	Ø16 a 0,125 (Ls = 0,58)
6	Ø16 a 0,25 (Ls = 0,58)
7	Ø12 a 0,30 y a 0,25 (Ls = 0,30)
8	8 Ø25 (Ls = 0,82)
9	10 Ø25 (Ls = 0,82)
10	8 Ø25 (Ls = 1,14)
11	Ø25 a 0,20 (Ls = 0,82)
12	Ø16 a 0,20 (Ls = 0,40)
13	Ø16 a 0,25 (Ls = 0,58)
14	Ø12 a 0,20 (Ls = 0,30)
15	Ø12 a 0,20 (Ls = 0,30)
16	Ø16 a 0,25 (Ls = 0,58)
17	Ø12 a 0,20 (Ls = 0,30)
18	Ø16 a 0,25 (Ls = 0,58)
19	Ø25 a 0,075 (Ls = 1,14)
20	Ø25 a 0,10 (Ls = 0,82)
21	Ø20 a 0,15 (Ls = 0,73)
22	Ø16 a 0,20 (Ls = 0,40)



ALZADO TRANSVERSAL  
ESTRIBO OESTE

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril  
de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 13

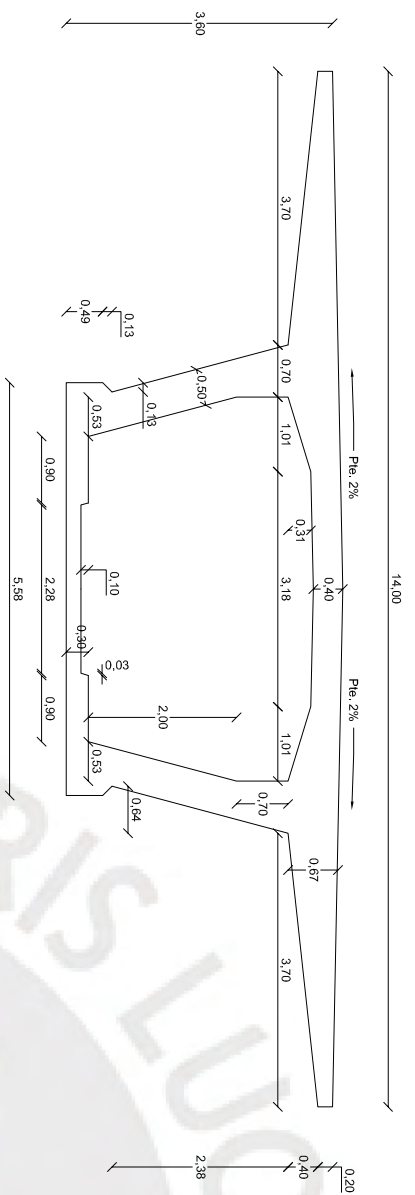
N° DE HOJA: 1 de 1

ESCALA:  
1:150

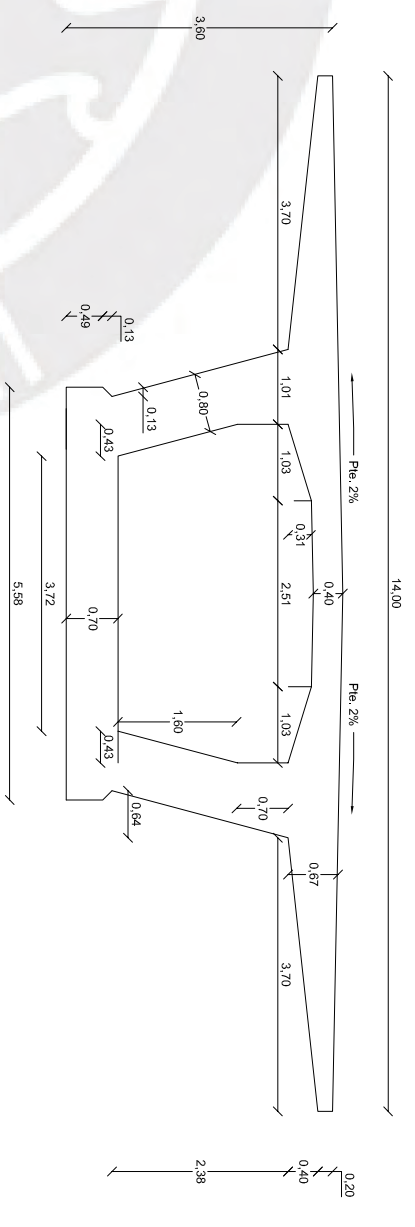
TÍTULO DEL PLANO  
Estribo Oeste. Armado



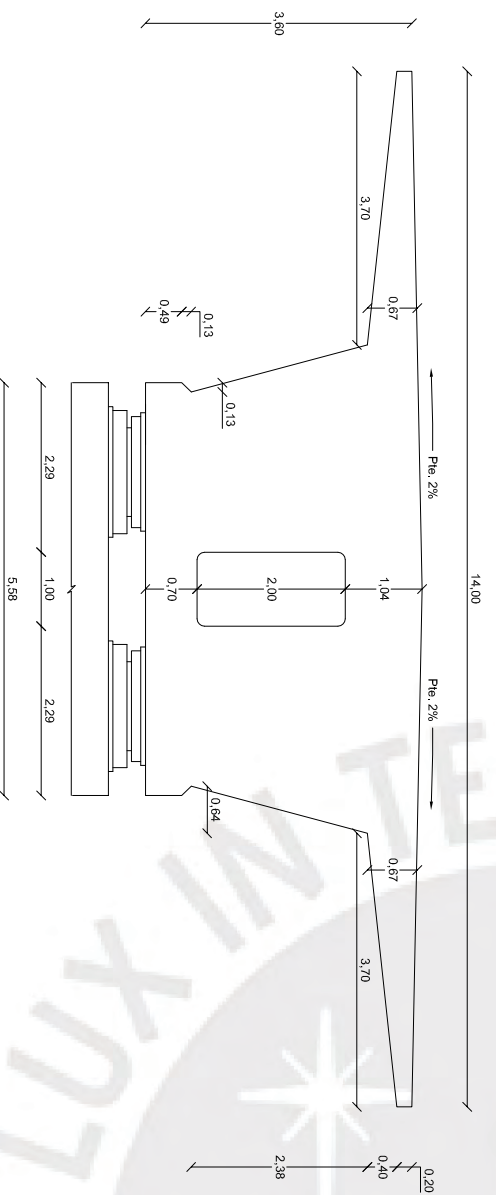
**PUCP**



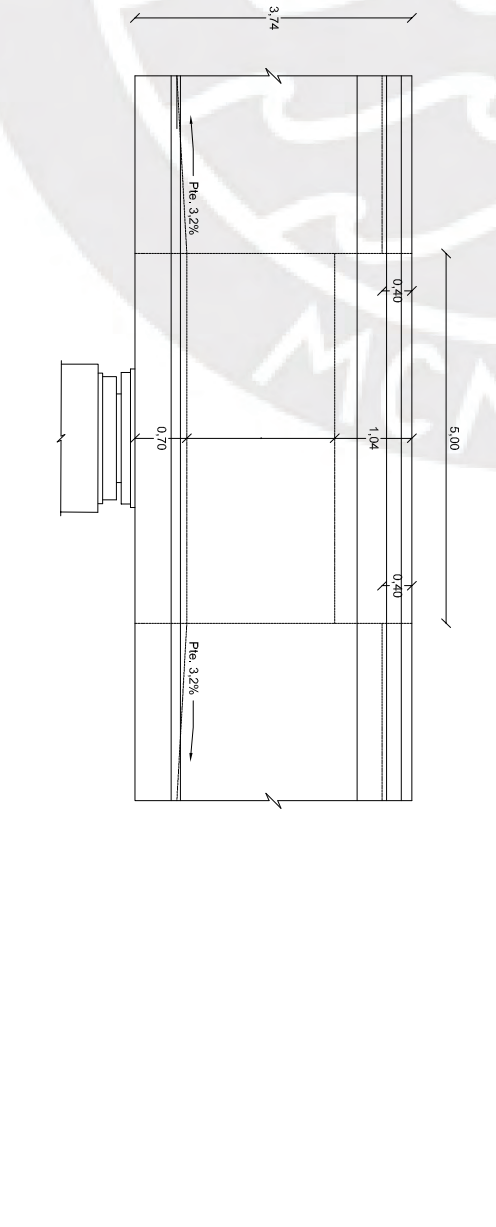
SECCIÓN DE TABLERO  
CENTRO DE VANO



SECCIÓN DE TABLERO  
SOBRE APOYOS



SECCIÓN DE TABLERO  
DIAFRAGMA SOBRE PILA



ALZADO LONGITUDINAL  
DIAFRAGMA SOBRE PILA

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril  
de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 14

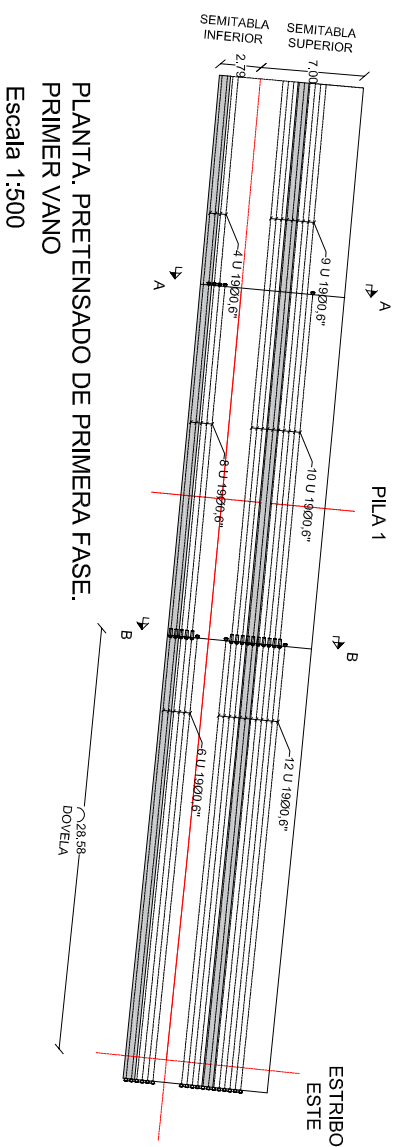
N° DE HOJA: 1 de 1

ESCALA:  
1:100

TÍTULO DEL PLANO  
Tablero. Definición Geométrica

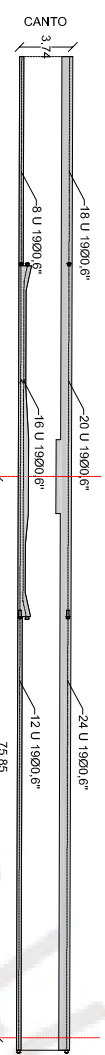


**PUCP**

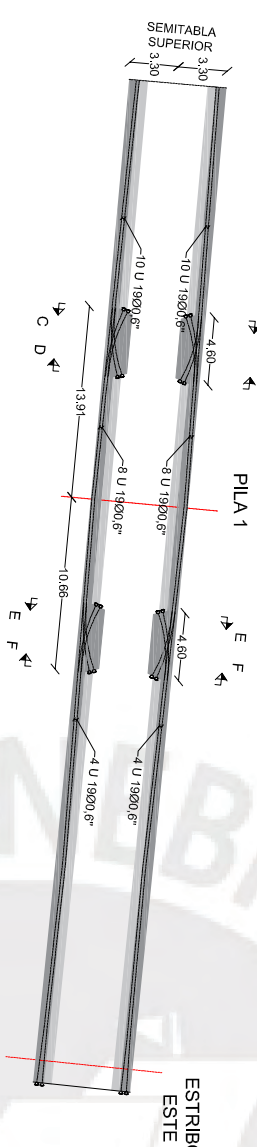


PLANTA. PRETENSADO DE PRIMERA FASE.  
PRIMER VANO  
Escala 1:500

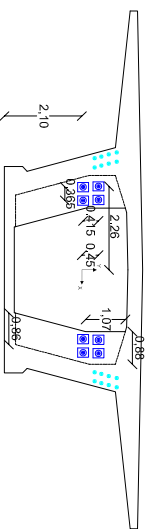
ALZADO. PRETENSADO DE PRIMERA FASE.  
PRIMER VANO  
Escala 1:500



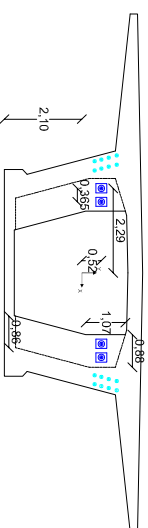
PLANTA. PRETENSADO DE SEGUNDA FASE.  
PRIMER VANO  
Escala 1:500



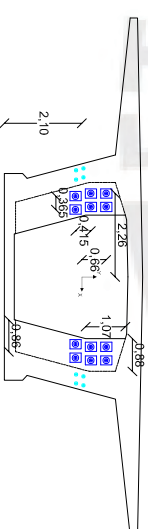
PLANTA. PRETENSADO DE SEGUNDA FASE.  
PRIMER VANO  
Escala 1:500



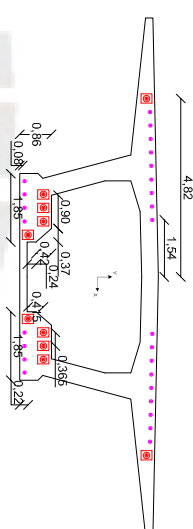
SECCIÓN D-D  
Escala 1:200



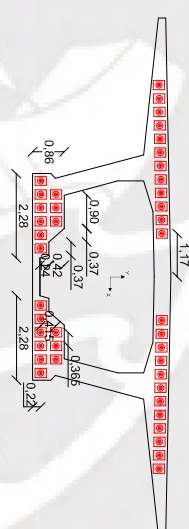
SECCIÓN E-E  
Escala 1:200



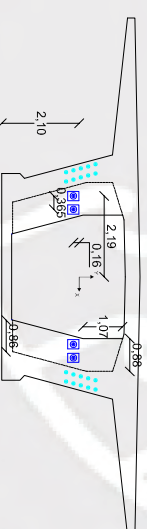
SECCIÓN F-F  
Escala 1:200



SECCIÓN A-A  
Escala 1:200



SECCIÓN B-B  
Escala 1:200



SECCIÓN C-C  
Escala 1:200

**LEYENDA**

- Anclaje Activo
- Anclaje Pasivo
- Acopladores Fijos Multicordon

EXCENTRICIDADES DE PRETENSADO DE SEGUNDA FASE. PRIMER VANO			
PUNTO	P.K.	Excentricidad (m)	Cota Ortométrica (m)
P1	5+377.70	-0.03	618.65
P2	5+381.51	-0.75	617.95
P3	5+385.32	-1.21	617.50
P4	5+389.13	-1.47	617.25
P5	5+392.94	-1.55	617.18
P6	5+396.76	-1.43	617.31
P7	5+400.57	-1.13	617.63
P8	5+404.38	-0.63	618.14
P9	5+407.45	-0.09	618.69
P10	5+377.70	-0.35	618.33
P11	5+381.51	-0.95	617.75
P12	5+385.32	-1.41	617.30
P13	5+389.13	-1.67	617.05
P14	5+392.94	-1.75	616.98
P15	5+396.76	-1.63	617.11
P16	5+400.57	-1.33	617.43
P17	5+404.38	-0.83	617.94
P18	5+408.19	-0.14	618.64
P19	5+412.00	0.42	619.21
P20	5+415.81	0.63	619.44
P21	5+421.62	0.42	619.24
P22	5+427.42	-0.21	618.63
P23	5+407.45	0.64	619.42
P24	5+412.00	1.02	619.80
P25	5+415.81	1.23	620.02
P26	5+421.62	1.02	619.83
P27	5+427.42	0.39	619.21
P28	5+432.91	-0.28	618.56
P29	5+438.61	-0.74	618.12
P30	5+444.31	-0.94	617.94

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

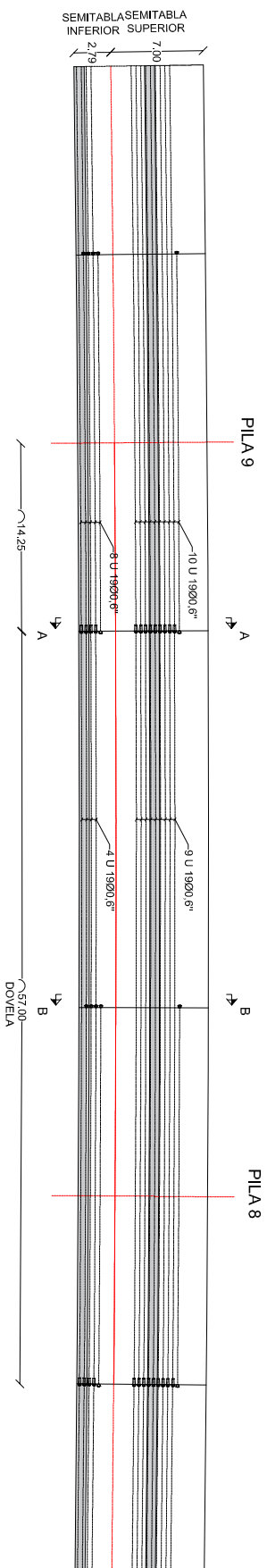
N° PLANO: 15  
N° DE HOJA: 1 de 3

ESCALA:  
Varias

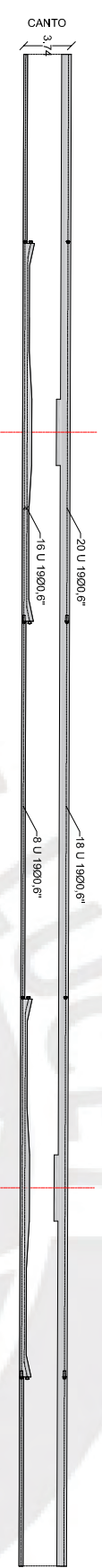
TÍTULO DEL PLANO  
Tablero. Pretensado



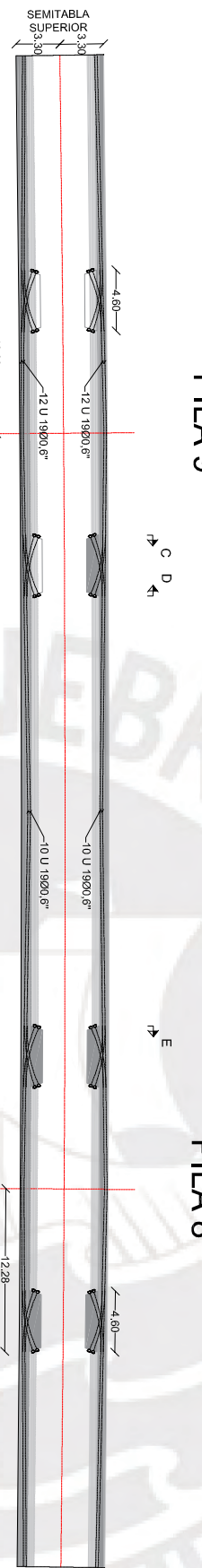




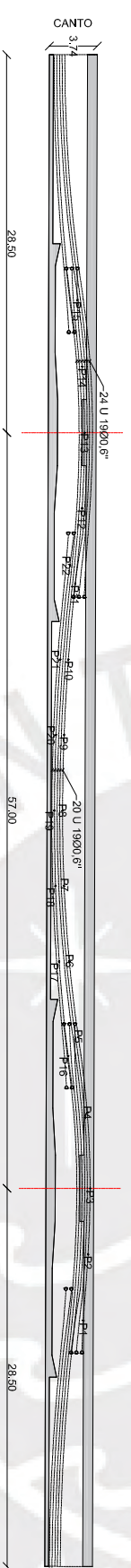
PLANTA. PRETENSADO DE PRIMERA FASE.  
VANO INTERIOR  
Escala 1:500



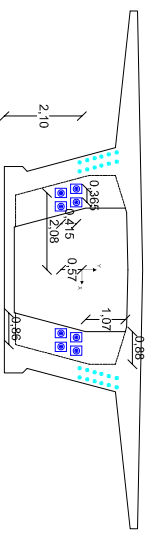
ALZADO. PRETENSADO DE PRIMERA FASE.  
VANO INTERIOR  
Escala 1:500



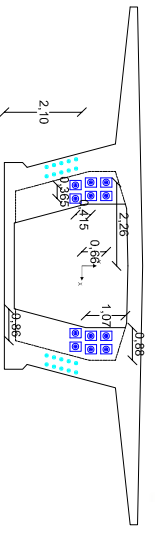
PLANTA. PRETENSADO DE SEGUNDA FASE.  
VANO INTERIOR  
Escala 1:500



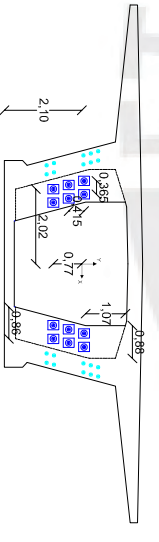
PLANTA. PRETENSADO DE SEGUNDA FASE.  
VANO INTERIOR  
Escala 1:500



SECCION C-C  
Escala 1:200



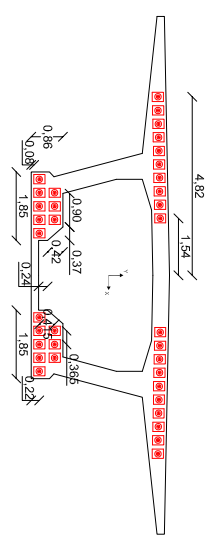
SECCION D-D  
Escala 1:200



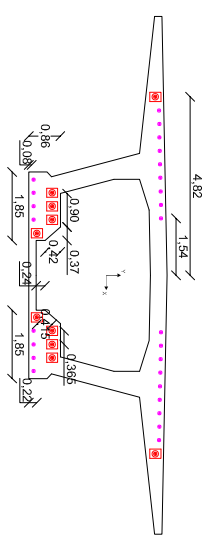
SECCION E-E  
Escala 1:200

**LEYENDA**

- Anclaje Activo
- Anclaje Pasivo
- Acopladores Fijos Multicordón



SECCION A-A  
Escala 1:200



SECCION B-B  
Escala 1:200

EXCENTRICIDADES DE PRETENSADO DE SEGUNDA FASE. VANO INTERIOR			
PUNTO	P.K.	Excentricidad (m)	Cota Ortométrica (m)
P1	5+804.83	0.75	620.79
P2	5+809.82	1.10	621.15
P3	5+814.81	1.24	621.31
P4	5+820.51	0.99	621.08
P5	5+826.21	0.33	620.44
P6	5+831.91	-0.37	619.75
P7	5+837.61	-0.80	619.34
P8	5+843.31	-0.94	619.22
P9	5+849.01	-0.83	619.35
P10	5+854.71	-0.51	619.69
P11	5+860.41	-0.01	620.20
P12	5+866.11	0.47	620.70
P13	5+871.81	0.64	620.89
P14	5+876.80	0.45	620.72
P15	5+881.79	0.05	620.33
P16	5+824.79	-0.45	619.65
P17	5+831.91	-1.15	618.97
P18	5+837.61	-1.45	618.69
P19	5+843.31	-1.54	618.62
P20	5+849.01	-1.45	618.73
P21	5+854.71	-1.15	619.05
P22	5+861.83	-0.45	619.77

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

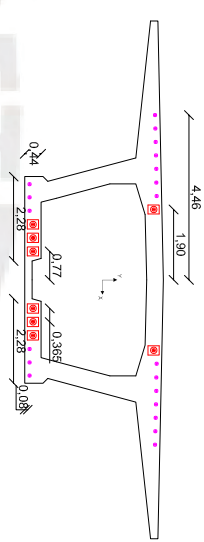
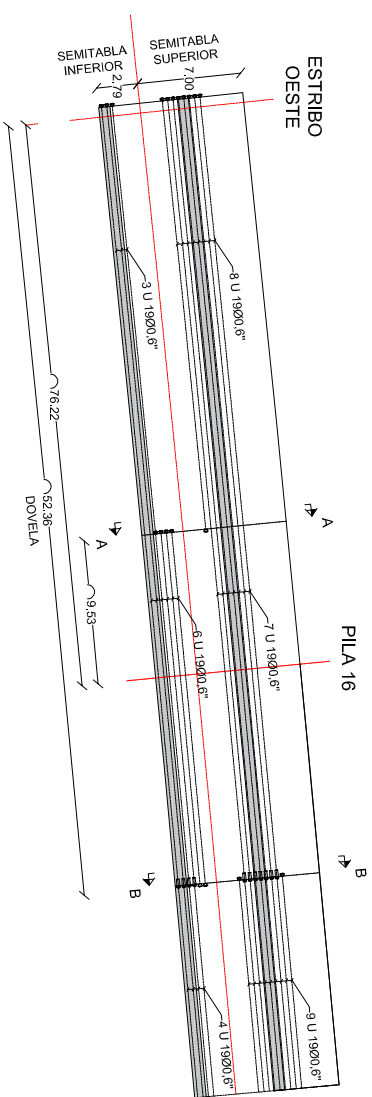
TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 15  
N° DE HOJA: 2 de 3

ESCALA:  
Varias

TÍTULO DEL PLANO  
Tablero. Pretensado

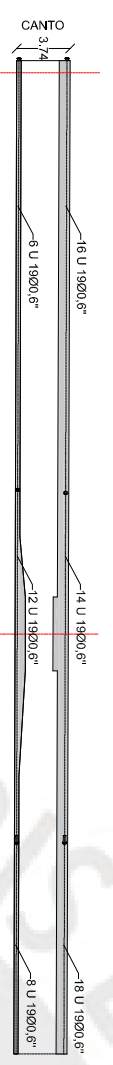




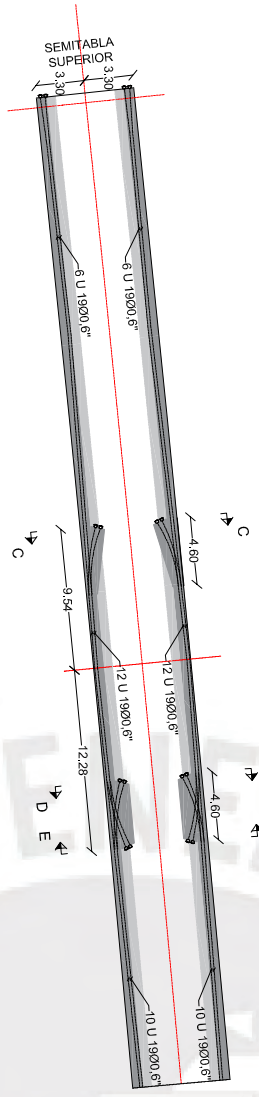
**LEYENDA**

- Anclaje Activo
- Anclaje Pasivo
- Acopladores Fijos Multicoorden

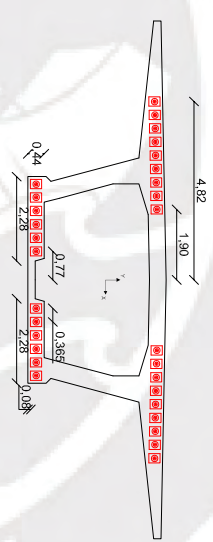
PLANTA. PRETENSADO DE PRIMERA FASE.  
ULTIMO VANO  
Escala 1:500



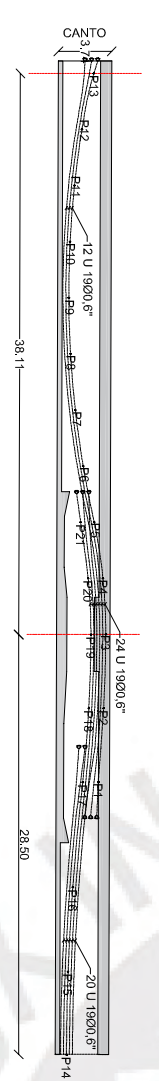
ALZADO. PRETENSADO DE PRIMERA FASE.  
ULTIMO VANO  
Escala 1:500



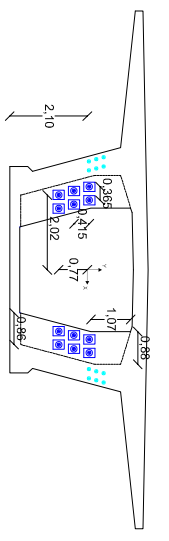
SECCION B-B  
Escala 1:200



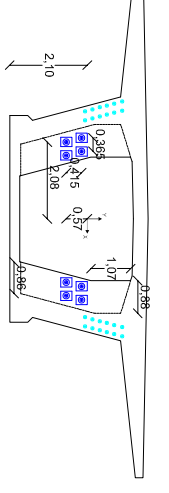
PLANTA. PRETENSADO DE SEGUNDA FASE.  
ULTIMO VANO  
Escala 1:500



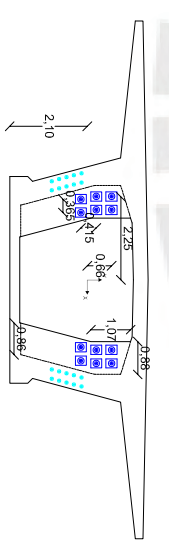
PLANTA. PRETENSADO DE SEGUNDA FASE.  
ULTIMO VANO  
Escala 1:500



SECCION C-C  
Escala 1:200



SECCION D-D  
Escala 1:200



SECCION E-E  
Escala 1:200

EXCENTRICIDADES DE PRETENSADO DE SEGUNDA FASE. ULTIMO VANO			
PUNTO	P. K.	Excentricidad (m)	Cota Ortométrica (m)
P1	6+260,83	0,76	622,24
P2	6+265,82	1,12	622,62
P3	6+270,81	1,23	622,74
P4	6+274,62	1,03	622,56
P5	6+278,43	0,42	621,96
P6	6+282,24	-0,34	621,21
P7	6+286,05	-0,88	620,68
P8	6+289,87	-1,22	620,35
P9	6+293,68	-1,35	620,24
P10	6+297,49	-1,27	620,33
P11	6+301,30	-0,99	620,62
P12	6+305,11	-0,50	621,12
P13	6+308,92	0,30	621,93
P14	6+242,31	-1,35	620,07
P15	6+248,01	-1,25	620,19
P16	6+253,71	-0,95	620,51
P17	6+260,83	-0,30	621,18
P18	6+265,82	0,12	621,62
P19	6+270,81	0,23	621,74
P20	6+274,62	0,03	621,56
P21	6+278,43	-0,50	621,04

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

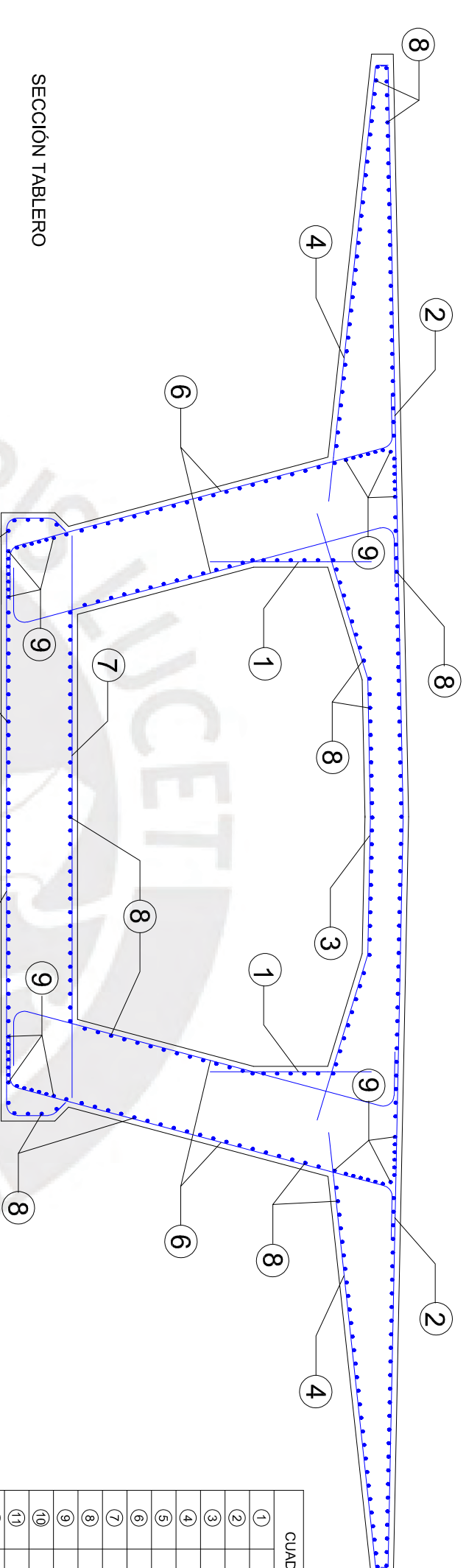
TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 15  
N° DE HOJA: 3 de 3

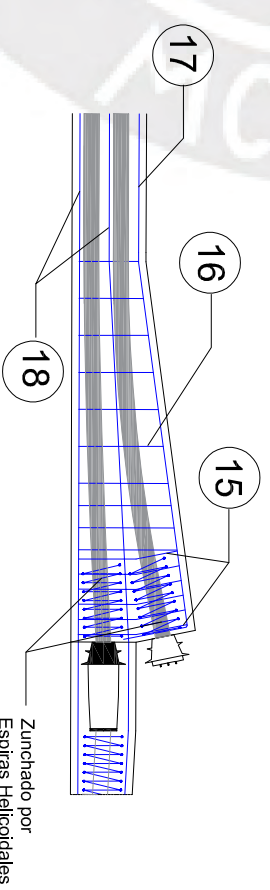
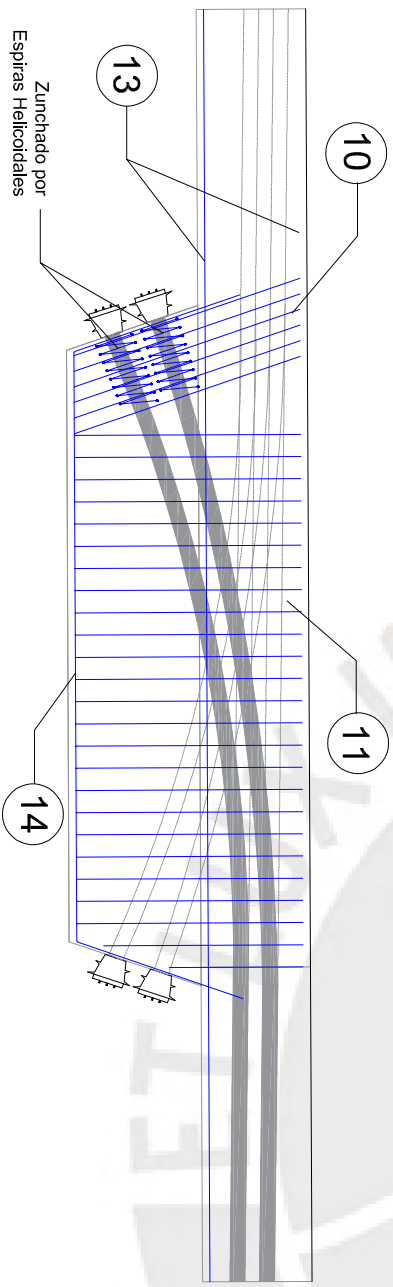
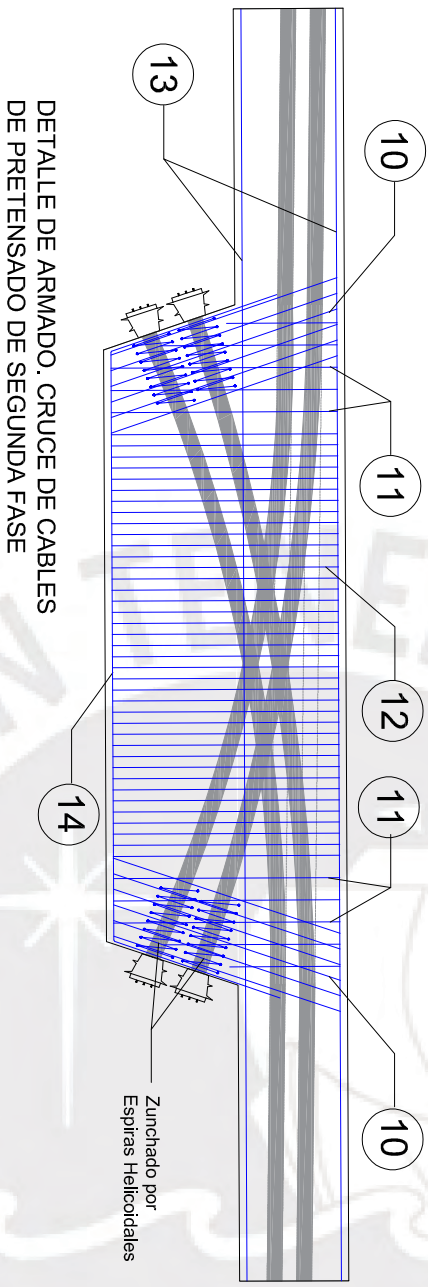
ESCALA:  
Varias

TÍTULO DEL PLANO  
Tablero. Pretensado





CUADRO DE ARMADURAS	
1	Ø16 a 0,125 (Ls = 0,40)
2	Ø25 a 0,075 (Ls = 0,90)
3	Ø20 a 0,075 (Ls = 0,50)
4	Ø16 a 0,075 (Ls = 0,40)
5	Ø20 a 0,075 (Ls = 0,50)
6	Ø16 a 0,125 (Ls = 0,40)
7	Ø20 a 0,075 (Ls = 0,72)
8	Ø12 a 0,125 (Ls = 0,43)
9	13 Ø32 (Ls = 1,44)
10	Ø16 a 0,10 (Ls = 0,40)
11	Ø16 a 0,15 (Ls = 0,40)
12	Ø16 a 0,075 (Ls = 0,40)
13	Ø32 a 0,10 (Ls = 1,03)
14	Ø12 a 0,125 (Ls = 0,30)
15	Ø16 a 0,10 (Ls = 0,40)
16	Ø16 a 0,25 (Ls = 0,40)
17	Ø12 a 0,125 (Ls = 0,43)
18	26 Ø25 (Ls = 0,90)



AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

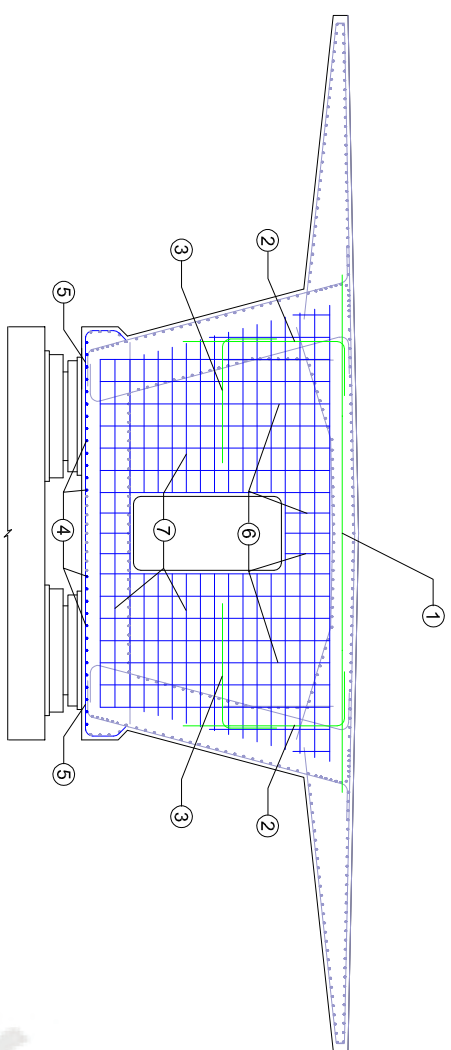
N° PLANO: 16

N° DE HOJA: 1 de 1

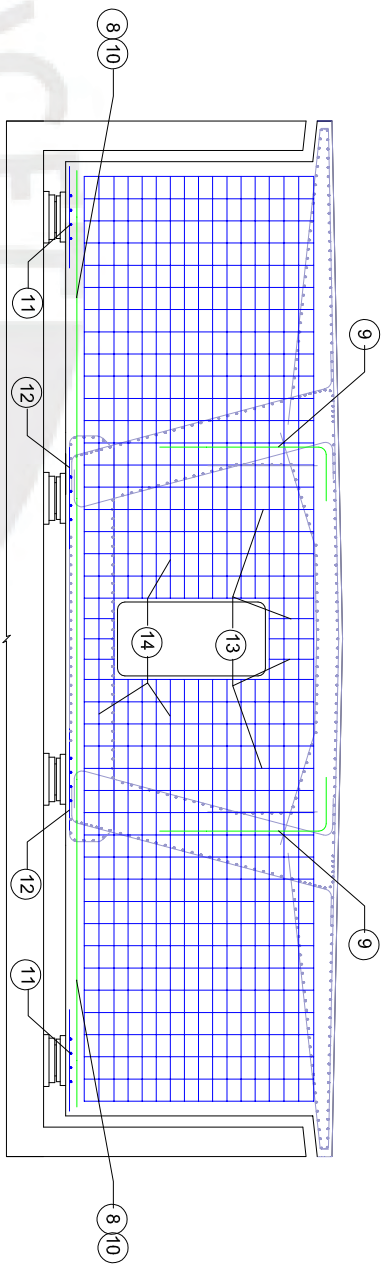
ESCALA:  
1:50

TÍTULO DEL PLANO  
Tablero. Armado

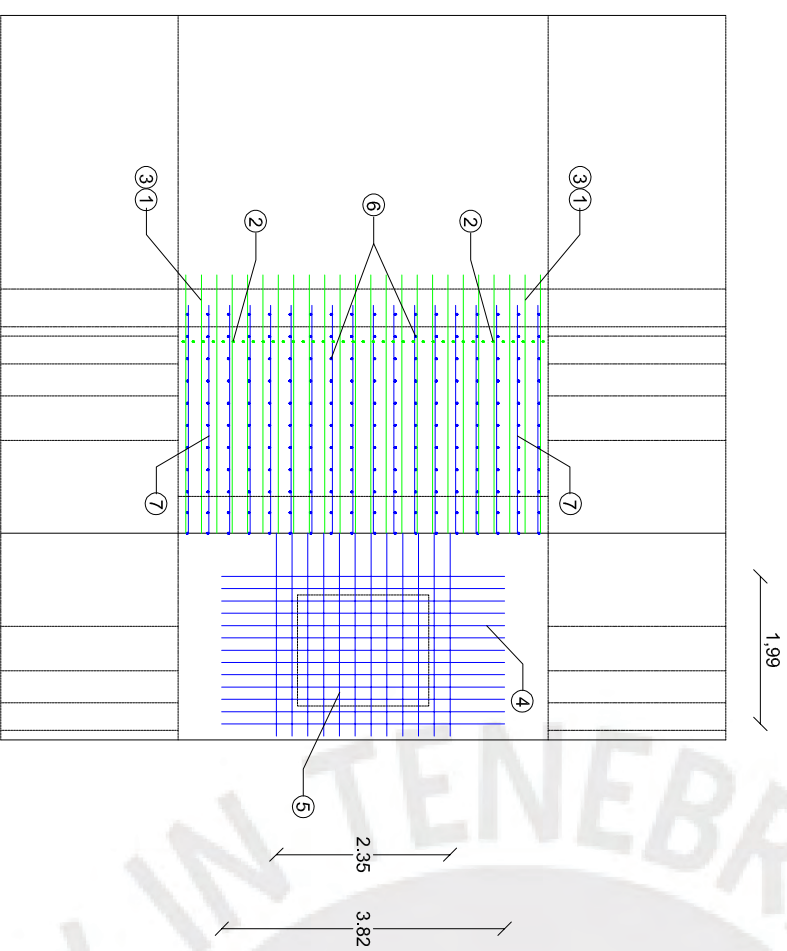




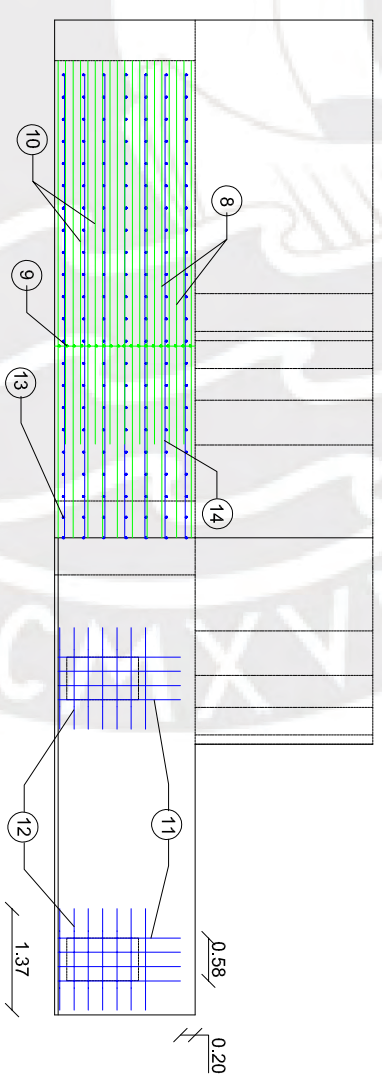
SECCIÓN DIAFRAGMA SOBRE PILAS



SECCIÓN DIAFRAGMA SOBRE ESTRIBOS



PLANTA DIAFRAGMA SOBRE PILAS



PLANTA DIAFRAGMA SOBRE ESTRIBOS

CUADRO DE ARMADURAS	
①	24 Ø25 (Ls = 0,90)
②	37 Ø25 (Ls = 0,63)
③	24 Ø25 (Ls = 0,63)
④	13 Ø25 (Ls = 0,63)
⑤	12 Ø25 (Ls = 0,63)
⑥	18 Ø12 (Ls = 0,30)
⑦	18 Ø16 (Ls = 0,58)
⑧	10 Ø25 (Ls = 0,63)
⑨	19 Ø25 (Ls = 0,63)
⑩	9 Ø25 (Ls = 0,63)
⑪	4 Ø16 (Ls = 0,40)
⑫	7 Ø12 (Ls = 0,30)
⑬	7 Ø12 (Ls = 0,30)
⑭	7 Ø16 (Ls = 0,58)

AUTOR DEL PROYECTO:  
Alegre Torres Luisangel David

TÍTULO DEL PROYECTO:  
Proyecto Constructivo de un Puente de Ferrocarril  
de Alta Velocidad sobre el Río Aragón Subordán

N° PLANO: 17

N° DE HOJA: 1 de 1

ESCALA:  
1:100

TÍTULO DEL PLANO  
Diafragmas. Armado





PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



**ANEXO B: CÁLCULO DE LAS SOLUCIONES PROPUESTAS**





## 1. Introducción

El siguiente anexo tiene como objetivo presentar los cálculos hechos sobre cada una de las soluciones estudiadas para salvar el río Aragón Subordán. Estos cálculos justificarán la elección de la alternativa más conveniente. Los cálculos son los referentes al metrado de cada una de las alternativas; así como al predimensionamiento de los elementos que conforman cada puente, todo calculado de forma aproximada.

## 2. Puente Cajón de Hormigón

### 2.1. Mediciones

- Hormigón in Situ

En 11.4 m. a cada lado de los apoyos existe un crecimiento del espesor de la losa inferior del cajón desde los 20cm hasta los 60cm

$$16 \times 5.7 \times 10.27 + 16 \times 17.1 \times 11.05 + 10.16 \times 566.42 = 9714.73m^3$$

- Balasto

$$931.21m \times 10.1m \times 0.5m = 4702.61m^3$$

- Estribos y Pilas

$$\text{Pilas} \rightarrow 8 \times 66.0 + 3 \times 51.6 + 2 \times 66.5 + 31.0 + 42.2 + 47.4 = 931.5m^3$$

$$\text{Estribos} \rightarrow 146.4m^3 + 185.9m^3 = 332.4m^3$$

- Cimentaciones

$$197.6m^3 + 8 \times 558.0m^3 + 8 \times 314.6m^3 + 239.6m^3 = 7418.0m^3$$

- Pilotes D=1.5m

$$(8 \times 9) \times 8m = 576ml$$

- Aparatos de apoyo

$$2 \times (16\text{Pilas}) + 4 \times (2\text{Estribos}) = 40und$$

### 2.2. Cálculo de la Solución

- Cargas

- Peso Propio

$$q_{pp.apoyos} = 11.71m^2 \times 25 \text{ kN}/m^3 = 292.75 \text{ kN}/m$$

$$q_{pp.cdv} = 10.16m^2 \times 25 \text{ kN}/m^3 = 254 \text{ kN}/m$$

- Carga Muerta

$$q_{balasto} = 10.1m \times 0.5m \times 18 \text{ kN}/m^3 = 90.9 \text{ kN}/m$$

$$q_{railes} = 2 \times 1.2 \text{ kN}/m = 2.4 \text{ kN}/m$$

$$q_{impostas} = 2 \times 5 \text{ kN}/m = 10 \text{ kN}/m$$

$$q_{murete} = 2 \times 0.5m \times 0.2m \times 25 \text{ kN}/m^3 = 5 \text{ kN}/m$$

$$q_{barandilla} = 2 \times 0.2 \text{ kN}/m = 0.4 \text{ kN}/m$$

- Sobrecarga de Uso



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



$$q_{sc} = 2 \times 80 \text{ kN/m} = 160 \text{ kN/m}$$

$$P_{sc} = 2 \times 4 \times 250 \text{ kN} = 2000 \text{ kN}$$

Según la IAPF el tramo de 6.4m en el que son aplicadas las cargas puntuales no existirá carga distribuida de sobrecarga de uso, esto significa una reducción aproximada de la carga puntual de 1024kN al tratarse de dos vías.

- Frenado y Arranque

$$Q_F = 1.21 \times 20 \text{ kN/m} \times 300 \text{ m} = 7260 \text{ kN}$$

$$Q_A = 1.21 \times 33 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m} = 1197,9 \text{ kN}$$

- Cimentaciones

- Zapatas

Primeras 5 Pilas con Zapata + Estribo:

$$P_{total} = P_{pp} + P_{cm} + P_{zapata} + P_{pila} + P_{sc}$$

$$P_{total} = 15\,361.5 + 6195.9 + 2255.5 + 13\,950.0 + 10\,096.0 = 47\,858.9 \text{ kN}$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6.

$$A_{zap} = \frac{47\,858.9 \text{ kN} \times 2.6}{500 \text{ kN/m}^2} = 248.9 \text{ m}^2$$

Se seleccionaron zapatas de 15.5m x 15.0m

- Pilotes

El informe geotécnico señala para este caso una carga admisible de los pilotes de 8830kN.

$$N^{\circ}_{pilotes} = \frac{44\,001.1 \text{ kN}}{8830 \text{ kN}} = 5.0 \text{ pilotes}$$

Cada pila tendrá una cimentación conformada por 9 pilotes, considerando que en el cálculo anterior no se consideran los momentos flectores transmitidos a la cimentación y buscando que la disposición de pilotes sea simétrica. El encepado será de 11.0m por 11.0m según el espaciamiento recomendado por Tomlinson.

- Estribos

La comprobación del estribo se realizará en Estado Límite Último, se comprobará, únicamente, al ser este un predimensionamiento, el modo de fallo de hundimiento, para esto se empleará el coeficiente global de seguridad recomendado por la GCOC. El análisis se realiza en ambos estribos, el caso más crítico se presentará sobre el estribo anclado al tablero, en este caso el estribo oeste, el cual recibirá las cargas de frenado y arranque.

- Estribo Este

Las cargas sobre el estribo son:



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE  
ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- Carga Permanente de la Superestructura  $\rightarrow 6928\text{kN}$
- Peso propio del Estribo  $\rightarrow 2901\text{kN}$
- Peso propio de la Zapata  $\rightarrow 4939\text{kN}$
- Empuje del Terreno  $\rightarrow 1972\text{kN}$
- Peso del Terreno  $\rightarrow 6152\text{kN}$

Para evaluar el hundimiento, se debe calcular la excentricidad de las cargas para poder calcular un área efectiva de la cimentación.

$$M = 6928 \times 1.25 + 2901 \times 0.54 + 1972 \times 2.17 + 6151.6 \times -2.51 = -942.1 \text{ mkN}$$

$$V = 6928 + 2901 + 4939 + 6152 = 20\,920 \text{ kN}$$

$$e = M/V = -0.05\text{m}$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6. Se seleccionó una zapata de 8.4m x 14.0m, que resulta en una presión de hundimiento de:

$$p_h = \frac{20\,920 \text{ kN} \times 2.6}{8.3 \times 14} = 457.6 \text{ kN/m}^2$$

- Estribo Oeste

Las cargas sobre el estribo son:

- Carga Permanente de la Superestructura  $\rightarrow 6928\text{kN}$
- Peso propio del Estribo  $\rightarrow 3465\text{kN}$
- Peso propio de la Zapata  $\rightarrow 5990\text{kN}$
- Carga de Frenado y Arranque  $\rightarrow 8458\text{kN}$
- Empuje del Terreno  $\rightarrow 3372\text{kN}$
- Peso del Terreno  $\rightarrow 12\,971\text{kN}$

Para evaluar el hundimiento, se debe calcular la excentricidad de las cargas para poder calcular un área efectiva de la cimentación. No se considera para hallar los momentos la carga entera de frenado pues el anclaje del tablero no se realizará directamente al estribo, se considera un 30% de la carga total.

$$M = 9699.2 + 3898.1 + 11\,164.6 + 9553.1 - 32\,751.8 = 1563.2 \text{ mkN}$$

$$V = 6928 + 3465 + 5990 + 12\,971 = 29\,354.3 \text{ kN}$$

$$e = M/V = 0.05\text{m}$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6. Se seleccionó una zapata de 10.5m x 14.0m, que resulta en una presión de hundimiento de:

$$p_h = \frac{29\,354.3 \text{ kN} \times 2.6}{10.4 \times 14} = 524.5 \text{ kN/m}^2$$

Las dimensiones se consideran aceptables, pues tiene el valor de presión de hundimiento es mayor, pero muy próximo al valor recomendado.





### 3. Puente Extradado

#### 3.1. Mediciones

- Hormigón in Situ

La medición se realizará por separado para cada una de las tipologías presentes en este puente. Esto es el extradado en medio y los puentes cajón en los extremos.

##### Puente Cajón

En 11m. a cada lado de los apoyos existe un crecimiento del espesor de la losa inferior del cajón desde los 25cm hasta los 75cm. Además, se considera una reducción del ancho del tablero de 17.6m a 14m.

Luz de 55m

$$11(29.17) + 2 \times 5,5(31.16) + 88 \times 14.61 + 33 \times 13.7 = 2401.39m^3$$

Luz de 37.19m

$$2 \times 5,5(14,06 + 15.11) + 52.38 \times 13.7 = 1038.51m^3$$

$$Vol_{cajón} = 2401.39 + 1038.51 = 3439.89m^3$$

##### Puentes Extradados

El crecimiento de losa se realiza desde la quinta parte de cada luz, no existe un valor común puesto que para esta parte del puente las luces varían desde los 120m hasta los 150m.

Torre de 160m

$$30m \times (17.267 + 16.009)m^2 + 100m \times 15.495m^2 = 2547.72m^3$$

Torre de 140m

$$2[13 \times (32.91) + 15 \times (33.28) + 40 \times 15.5 + 44 \times 15.17] = 4428.22m^3$$

Torre de 120m

$$2[13 \times (32.91) + 12 \times (32.84) + 36 \times 15.15 + 34 \times 15.17] = 3765.85m^3$$

$$Vol_{voladizos} = 2547.72 + 4428.22 + 3765.85 = 10741.78m^3$$

- Balasto

$$919,38m \times 10.1m \times 0.5m = 4642.87m^3$$

- Torres

$$4 \times 42.3m^3 + 4 \times 48.6m^3 + 2 \times 54.9m^3 = 473.40m^3$$

- Estribos y Pilas

$$\text{Pilas} \rightarrow 3 \times 104.9 + 51.7 + 61.7 + 80.7 + 63.7 + 38.4 + 79.1 + 104.0 = 793.99m^3$$

$$\text{Estribos} \rightarrow 117.9m^3 + 215.6m^3 = 333.5m^3$$

- Cimentaciones

$$\text{Pilas} \rightarrow 2 \times 930 + 1200 + 2 \times 2147 + 5 \times 744 = 11071.8m^3$$



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



$$\text{Estribos} \rightarrow 311.6m^3 + 229.1m^3 = 540.7m^3$$

$$Vol_{cim} = 11071.8 + 540.7 = 11612.5m^3$$

- Pilotes

$$(2 \times 20 + 25) \times 8m = 520ml$$

- Cables

$$4583.20 \times 63.5 + 8108.24 \times 57.6 + 2945.44 \times 52 = 911230.7kg$$

- Aparatos de Apoyo

$$2 \times 5Pilas + 4 \times 2Estribos = 18und$$

### 3.2. Cálculo de la Solución

- Cargas

- Peso Propio

Hormigón

$$q_{viga.cdv} = 14.61m^2 \times 25 kN/m^3 = 365.23 kN/m$$

$$q_{viga.ap} = 16.82m^2 \times 25 kN/m^3 = 420.38 kN/m$$

$$q_{viga.int} = 15.45m^2 \times 25 kN/m^3 = 386.33 kN/m$$

$$q_{extr.ap} = 18.12m^2 \times 25 kN/m^3 = 453.00 kN/m$$

$$q_{extr.cdvh=3.25} = 14.99m^2 \times 25 kN/m^3 = 374.65 kN/m$$

$$q_{extr.cdvh=3.75} = 15.39m^2 \times 25 kN/m^3 = 384.65 kN/m$$

$$q_{extr.h=4.02} = 16.13m^2 \times 25 kN/m^3 = 403.18 kN/m$$

$$q_{extr.h=4.05} = 16.18m^2 \times 25 kN/m^3 = 404.55 kN/m$$

$$q_{extr.h=4.23} = 16.41m^2 \times 25 kN/m^3 = 410.35 kN/m$$

- Carga Muerta

$$q_{balasto} = 10.1m \times 0.5m \times 18 kN/m^3 = 90.9 kN/m$$

$$q_{raíles} = 2 \times 1.2 kN/m = 2.4 kN/m$$

$$q_{imposta} = 2 \times 5 kN/m = 10 kN/m$$

$$q_{murete} = 2 \times 0.5m \times 0.2m \times 25 kN/m^3 = 5 kN/m$$

$$q_{barandilla} = 2 \times 0.2 kN/m = 0.4 kN/m$$

- Sobrecarga de Uso

$$q_{sc} = 2 \times 80 kN/m = 160 kN/m$$

$$P_{sc} = 2 \times 4 \times 250kN = 2000kN$$

Según la IAPF el tramo de 6.4m en el que son aplicadas las cargas puntuales no existirá carga distribuida de sobrecarga de uso, esto significa una reducción aproximada de la carga puntual de 1024kN al tratarse de dos vías.

- Frenado y Arranque

$$Q_A = 1.21 \times 33 kN/m \times 30m = 1197.9kN$$

Estribo Oeste

$$Q_F = 1.21 \times 20 kN/m \times 92.19m = 2231.0kN$$

Torre 120m



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



$$Q_F = 1.21 \times 20 \text{ kN/m} \times 120\text{m} = 2904\text{kN}$$

Torre 140m

$$Q_F = 1.21 \times 20 \text{ kN/m} \times 140\text{m} = 3388\text{kN}$$

Torre 160m

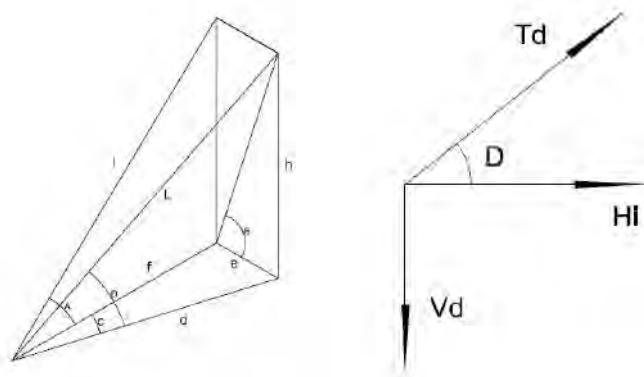
$$Q_F = 1.21 \times 20 \text{ kN/m} \times 160\text{m} = 3872\text{kN}$$

Estribo Este

$$Q_F = 1.21 \times 20 \text{ kN/m} \times 147.19\text{m} = 3562\text{kN}$$

- Tirantes

A continuación, se presenta la geometría del tirante.



FigB.1. Geometría Tipo de los Tirantes

A: Ángulo de Alzado

B: Ángulo en el Perfil Transversal

C: Ángulo en Planta

D: Ángulo en el Plano del Tirante

$$tgD = \frac{h}{d}; tgA = \frac{h}{f}; tgB = \frac{h}{e}; d^2 = e^2 + f^2; tgC = \frac{e}{f}; senD = \frac{h}{L}; senA = \frac{h}{l}$$

$$D = arctg\left(\frac{h}{d}\right) = arctg\left(\frac{h}{\sqrt{e^2 + f^2}}\right) = arctg\left(\frac{h}{\sqrt{\left(\frac{h}{tgB}\right)^2 + \left(\frac{h}{tgA}\right)^2}}\right)$$

$$D = arctg\left(\frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{tgB}\right)^2 + \left(\frac{1}{tgA}\right)^2}}\right)$$



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



$$C = \arctg\left(\frac{e}{f}\right) = \arctg\left(\frac{\frac{h}{tgB}}{\frac{h}{tgA}}\right) = \arctg\left(\frac{tgA}{tgB}\right)$$

$$L = \frac{h}{senD} = \frac{l \cdot senA}{senD}$$

$$senD = \frac{V_d}{T_d}; tgD = \frac{V_d}{H_d}$$

Se realiza un cálculo en Estado Límite de Servicio, con un límite de carga en servicio del 60% de la carga de rotura. Cada tirante recibe el axil correspondiente a su área tributaria.

$$V_{d.torre3} = d \times \left(\frac{q_{CP} + q_{SC}}{2}\right) = 6.67 \times \left(\frac{390.08 + 108.7}{2}\right) + \frac{2000}{2} = 2663.4kN$$

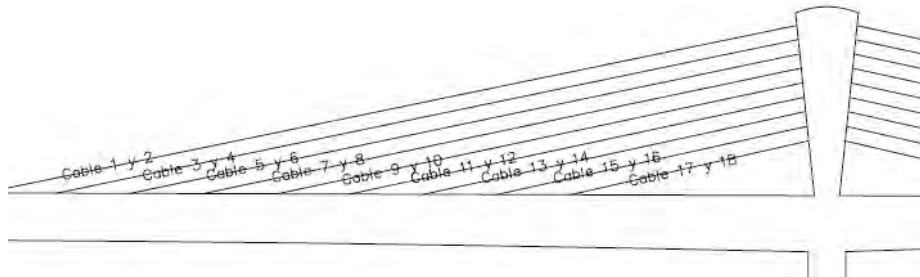
$$V_{d.torre4} = d \times \left(\frac{q_{CP} + q_{SC}}{2}\right) = 5.83 \times \left(\frac{390.08 + 108.7}{2}\right) + \frac{2000}{2} = 2453.9kN$$

$$V_{d.torre5} = d \times \left(\frac{q_{CP} + q_{SC}}{2}\right) = 5 \times \left(\frac{383.65 + 108.7}{2}\right) + \frac{2000}{2} = 2230.9kN$$

d: distancia entre tirantes

$$T_d = \frac{V_d}{senD}; T'_d = \frac{T_d}{0.6}; H_i = \frac{V_d}{tgD}; \sigma_s = \frac{T_d}{Área}$$

La numeración de los cables que se utilizará para cada una de las torres estudiadas es la siguiente. Debido a las elevadas cargas cada línea dibujada representa dos cables.



FigB.2. Numeración de Cables en los Tramos Extradados

- Torre 3 (160m de Luz)

Según con el catálogo Pfeifer de tirantes estructurales para un cable cerrado Galfan, se tiene:

Tirantes	Cables 1 y 2	Cables 3 y 4	Cables 5 y 6	Cables 7 y 8	Cables 9 y 10	Cables 11 y 12	Cables 13 y 14	Cables 15 y 16	Cables 17 y 18
A (°)	11.61	11.67	11.72	11.81	11.88	11.99	12.14	12.43	12.71
B (°)	86.19	86.41	86.63	86.86	87.08	87.31	87.54	87.79	88.03
C (°)	0.78	0.74	0.70	0.66	0.61	0.57	0.53	0.49	0.44
D (°)	11.61	11.67	11.72	11.81	11.88	11.99	12.14	12.43	12.71
Td(kN)	13230.8	13169.9	13112.5	13013.9	12941.7	12819.7	12662.2	12376.9	12103.2



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



<b>T'd(kN)</b>	22051.3	21949.9	21854.2	21689.9	21569.4	21366.2	21103.6	20628.2	20172.0
<b>T'd/2</b>	11025.7	10975.0	10927.1	10845.0	10784.7	10683.1	10551.8	10314.1	10086.0
<b>Hi(kN)</b>	12959.9	12897.8	12839.2	12738.5	12664.6	12540.0	12378.9	12087.0	11806.5
<b>σs(Mpa)</b>	858.03	854.08	850.36	843.97	839.28	831.37	821.15	802.66	865.75
<b>l(m)</b>	78.27	71.47	64.69	57.90	51.10	44.30	37.51	30.66	23.92
<b>L(m)</b>	78.27	71.47	64.70	57.90	51.10	44.30	37.51	30.67	23.93

Cables del 1 al 16

Cable PV1110, con una carga de rotura característica de 11100kN (carga admisible de 6727kN), sección transversal metálica de 7710mm<sup>2</sup>, peso de 63.5 kg/m, diámetro nominal de 105mm y 3 capas de tendones.

Cables 17 y 18

Cable PV1010, con una carga de rotura característica de 10100kN (carga admisible de 6121kN), sección transversal metálica de 6990mm<sup>2</sup>, peso de 57.6 kg/m, diámetro nominal de 100mm y 3 capas de tendones.

- Torre 4 (140m de Luz)

Según con el catálogo Pfeifer de tirantes estructurales para un cable cerrado Galfan, se tiene:

Tirantes	Cables 1 y 2	Cables 3 y 4	Cables 5 y 6	Cables 7 y 8	Cables 9 y 10	Cables 11 y 12	Cables 13 y 14	Cables 15 y 16	Cables 17 y 18
<b>A (°)</b>	11.63	11.70	11.76	11.84	11.91	12.02	12.21	12.40	12.75
<b>B (°)</b>	77.39	77.64	77.87	78.13	78.36	78.64	78.99	79.32	79.78
<b>C (°)</b>	2.64	2.60	2.56	2.52	2.49	2.45	2.41	2.37	2.34
<b>D (°)</b>	11.61	11.69	11.75	11.83	11.90	12.01	12.20	12.39	12.74
<b>Td(kN)</b>	12188.4	12112.3	12055.0	11966.2	11903.1	11793.7	11609.7	11437.8	11125.5
<b>T'd(kN)</b>	20313.9	20187.2	20091.6	19943.7	19838.5	19656.1	19349.4	19062.9	18542.6
<b>T'd/2</b>	10157.0	10093.6	10045.8	9971.8	9919.2	9828.0	9674.7	9531.5	9271.3
<b>Hi(kN)</b>	11938.8	11861.2	11802.6	11711.9	11647.4	11535.5	11347.4	11171.4	10851.6
<b>σs(Mpa)</b>	790.43	866.40	862.30	855.95	851.44	843.61	830.45	818.15	795.82
<b>l(m)</b>	68.42	62.50	56.55	50.62	44.69	38.75	32.80	26.86	20.92
<b>L(m)</b>	68.49	62.56	56.61	50.67	44.73	38.79	32.82	26.89	20.94

Cables 1 y 2 → Cable PV1110

Cables del 3 al 18 → Cable PV1010

- Torre 5 (120m de Luz)

Según con el catálogo Pfeifer de tirantes estructurales para un cable cerrado Galfan, se tiene:

Tirantes	Cables 1 y 2	Cables 3 y 4	Cables 5 y 6	Cables 7 y 8	Cables 9 y 10	Cables 11 y 12	Cables 13 y 14	Cables 15 y 16	Cables 17 y 18
<b>A (°)</b>	11.64	11.70	11.74	11.81	11.89	12.01	12.17	12.40	12.73



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



<b>B (°)</b>	70.24	70.46	70.68	70.92	71.19	71.49	71.87	72.32	72.90
<b>C (°)</b>	4.23	4.20	4.17	4.14	4.10	4.07	4.04	4.01	3.98
<b>D (°)</b>	11.61	11.67	11.71	11.78	11.86	11.98	12.14	12.37	12.70
<b>Td(kN)</b>	11086.2	11030.6	10988.1	10927.7	10850.4	10748.5	10605.8	10414.7	10146.5
<b>T'd(kN)</b>	18476.9	18384.3	18313.5	18212.9	18084.0	17914.1	17676.3	17357.8	16910.8
<b>T'd/2</b>	9238.5	9192.2	9156.8	9106.4	9042.0	8957.1	8838.2	8678.9	8455.4
<b>Hi(kN)</b>	10859.4	10802.6	10759.3	10697.6	10618.6	10514.4	10368.5	10172.9	9898.2
<b>σs(Mpa)</b>	793.00	789.03	785.99	865.91	859.78	851.70	840.40	825.25	804.00
<b>l(m)</b>	58.56	53.44	48.40	43.31	38.23	33.15	28.07	22.98	17.91
<b>L(m)</b>	58.71	53.58	48.53	43.42	38.33	33.23	28.13	23.04	17.95

Cables del 1 al 6 → PV1010

Cables del 7 al 18

Cable PV910, con una carga de rotura característica de 9110kN (carga admisible de 5521kN), sección transversal metálica de 6310mm<sup>2</sup>, peso de 52.0 kg/m, diámetro nominal de 95mm y 3 capas de tendones.

- Mástil

Se calcula en Estado Límite Último la carga axil que es soportada por el mástil. Como la sección de los mástiles es la misma para cada tramo extradadoso se calculará solamente el de mayor luz, es decir el de 160m.

$$V = 2 \times 1.35 \times Vd = 2 \times 1.35 \times 23970.6kN = 64720.6kN$$

$$\sigma_{mástil} = \frac{V}{A} = \frac{64720.6kN}{2m \times 0.9m} = 35.96Mpa < 40Mpa$$

- Cimentaciones

• Zapata (Torre Extrema)

$$P_{pp} = 13(822.9) + 12(821.0) + 34 \times 379.2 + 36 \times 378.7 = 47073.1kN$$

$$P_{cm} = 120m \times 108.7 kN/m = 13044kN$$

$$P_{sc} = 125m \times 160 kN/m + 2000kN - 1024kN = 20976kN$$

$$P_{torres} = 84.6m^3 \times 25 kN/m^3 = 2115kN$$

$$P_{pila} = 104.02m^3 \times 25 kN/m^3 = 2600.43kN$$

$$P_{zapata} = 2146.5m^3 \times 25 kN/m^3 = 53662.5kN$$

$$P_{total} = P_{pp} + P_{cm} + P_{pila} + P_{torre} + P_{zapata} + P_{sc}$$

$$P_{total} = 47\ 073 + 13\ 044 + 2115 + 2600.43 + 53\ 662.5 + 20\ 976 = 139\ 297kN$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de 5 kg/cm<sup>2</sup>, pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6.

$$A_{zap} = \frac{139\ 297 kN \times 2.6}{500 kN/m^2} = 724.3m^2$$



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE  
ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Esto significan zapatas de 27.0m x 26.5m.

a) Zapata (Sin Torre)

$$P_{total} = P_{pp} + P_{cm} + P_{pila} + P_{zapata} + P_{sc}$$

$$P_{total} = 20\,355.1 + 5978.5 + 2016.8 + 18\,594 + 9776 = 56\,483\text{kN}$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5\text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6.

$$A_{zap} = \frac{56\,483\text{ kN} \times 2.6}{500\text{ kN/m}^2} = 293.7\text{m}^2$$

Esto significan zapatas de 17.0m x 17.5m.

b) Pilotes (Con Torre) Luz del Extradosado = 160m

$$P_{pp} = 30\text{m} \times (431.7 + 400.2)\text{ kN/m} + 100\text{m} \times 387.4\text{ kN/m} = 63\,693\text{kN}$$

$$P_{cm} = 160\text{m} \times 108.7\text{ kN/m} = 17\,392\text{kN}$$

$$P_{sc} = 150\text{m} \times 160\text{ kN/m} + 2000\text{kN} - 1024\text{kN} = 24\,976\text{kN}$$

$$P_{torres} = 109.8\text{m}^3 \times 25\text{ kN/m}^3 = 2745\text{kN}$$

$$P_{pila} = 104.8\text{m}^3 \times 25\text{ kN/m}^3 = 2620\text{kN}$$

$$P_{encepado} = 1200\text{m}^3 \times 25\text{ kN/m}^3 = 30\,000\text{kN}$$

$$P_{total} = 63\,693 + 17\,392 + 2745 + 2620 + 30\,000 + 24\,976 = 141\,426\text{kN}$$

Además de esta fuerza vertical, las pilas de los tramos extradosados recibirán las cargas horizontales longitudinales de frenado y arranque, pues las mismas están empotradas al tablero. Para limitar estas fuerzas se colocaron juntas entre las torres, de modo que cada torre trabaja individualmente. El informe geotécnico señala para este caso una carga admisible de los pilotes de 8830kN.

$$N^{\circ}_{pilotes} = \frac{141\,426\text{kN}}{8830\text{kN}} = 16.0\text{ pilotes}$$

Cada pila tendrá una cimentación conformada por 25 pilotes, considerando que en el cálculo anterior no se consideran los momentos flectores transmitidos a la cimentación y buscando que la disposición de pilotes sea simétrica. El encepado será de 20.0m por 20.0m según el espaciamiento recomendado por Tomlinson.

El vuelco no se estudia, porque las cargas verticales son bastante elevadas, suficientes para compensar una fuerza horizontal no considerable.

c) Pilotes (Con Torre) Luz del Extradosado = 140m

$$P_{pp} = 13(822.9) + 15(831.9) + 40 \times 387.4 + 44 \times 379.2 = 55\,352.8\text{kN}$$

$$P_{cm} = 140\text{m} \times 108.7\text{ kN/m} = 15\,218\text{kN}$$

$$P_{sc} = 140\text{m} \times 160\text{ kN/m} + 2000\text{kN} - 1024\text{kN} = 23\,376\text{kN}$$

$$P_{torres} = 97.2\text{m}^3 \times 25\text{ kN/m}^3 = 2430\text{kN}$$

$$P_{pila} = 104.9\text{m}^3 \times 25\text{ kN/m}^3 = 2727\text{kN}$$

$$P_{encepado} = 930\text{m}^3 \times 25\text{ kN/m}^3 = 23\,250\text{kN}$$



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE  
ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



$$P_{total} = P_{pp} + P_{cm} + P_{sc} + P_{pila} + P_{torre} + P_{encepado}$$

$$P_{total} = 55\,353 + 15\,218 + 2\,430 + 2\,727 + 23\,250 + 23\,376 = 122\,354\,kN$$

Además de esta fuerza vertical, las pilas de los tramos extradados recibirán las cargas horizontales longitudinales de frenado y arranque, pues las mismas están empotradas al tablero. Para limitar estas fuerzas se colocaron juntas entre las torres, de modo que cada torre trabaja individualmente. El informe geotécnico señala para este caso una carga admisible de los pilotes de 8830kN.

$$N^{\circ}_{pilotes} = \frac{122\,354\,kN}{8830\,kN} = 13.9\,pilotes$$

Cada pila tendrá una cimentación conformada por 20 pilotes, considerando que en el cálculo anterior no se consideran los momentos flectores transmitidos a la cimentación y buscando que la disposición de pilotes sea simétrica. El encepado será de 15.5m por 20.0m según el espaciamiento recomendado por Tomlinson.

El vuelco no se estudia, porque las cargas verticales son bastante elevadas, suficientes para compensar una fuerza horizontal no considerable.

- Estribos
- Estribo Este

La comprobación del estribo se realizará en Estado Límite Último, se comprobará, únicamente, al ser este un predimensionamiento, el modo de fallo de hundimiento, para esto se empleará el coeficiente global de seguridad recomendado por la GCOC. El análisis se realiza sobre ambos estribos, ya que están anclados al tablero, por lo que recibirán las cargas de frenado y arranque. Los valores siguientes son los correspondientes al estribo este.

Las cargas sobre el estribo son:

Carga Permanente de la Superestructura → 8393kN

Peso propio del Estribo → 2348kN

Peso propio de la Zapata → 5728kN

Carga de Frenado y Arranque → 4760kN

Empuje del Terreno → 1972kN

Peso del Terreno → 9373kN

Para evaluar el hundimiento, se debe calcular la excentricidad de las cargas para poder calcular un área efectiva de la cimentación. No se considera para hallar los momentos la carga entera de frenado pues el anclaje del tablero no se realizará directamente al estribo, se considera un 30% de la carga total.

$$M = 12\,169.6 + 2\,758.5 + 3\,926.9 + 4\,271.9 - 21\,792.2 = 1334.7\,mkN$$

$$V = 8393 + 2348 + 5728 + 9373 = 25\,842\,kN$$

$$e = M/V = 0.05m$$





## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6.

Se seleccionó una zapata de  $9.8\text{m} \times 14.0\text{m}$ , que resulta en una presión de hundimiento de:

$$p_h = \frac{25\,842 \text{ kN} \times 2.6}{9.7 \times 14} = 494.9 \text{ kN/m}^2$$

- Estribo Oeste

La comprobación del estribo se realizará en Estado Límite Último, se comprobará, únicamente, al ser este un predimensionamiento, el modo de fallo de hundimiento, para esto se empleará el coeficiente global de seguridad recomendado por la GCOC. El análisis se realiza sobre ambos estribos, ya que están anclados al tablero, por lo que recibirán las cargas de frenado y arranque. Los valores siguientes son los correspondientes al estribo oeste.

Las cargas sobre el estribo son:

- Carga Permanente de la Superestructura  $\rightarrow 8393\text{kN}$
- Peso propio del Estribo  $\rightarrow 4290\text{kN}$
- Peso propio de la Zapata  $\rightarrow 7791\text{kN}$
- Carga de Frenado y Arranque  $\rightarrow 3429\text{kN}$
- Empuje del Terreno  $\rightarrow 4212\text{kN}$
- Peso del Terreno  $\rightarrow 21\,147\text{kN}$

Para evaluar el hundimiento, se debe calcular la excentricidad de las cargas para poder calcular un área efectiva de la cimentación. No se considera para hallar los momentos la carga entera de frenado pues el anclaje del tablero no se realizará directamente al estribo, se considera un 30% de la carga total.

$$M = 18\,044.5 + 8043.9 + 5915.0 + 13\,336.9 - 63\,969.7 = -18\,629.2 \text{ mkN}$$
$$V = 8393 + 4290 + 7791 + 2\,1147 = 41\,621 \text{ kN}$$
$$e = M/V = -0.45\text{m}$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6. Se seleccionó una zapata de  $14 \text{ m} \times 14 \text{ m}$ , que resulta en una presión de hundimiento de:

$$p_h = \frac{41\,621 \text{ kN} \times 2.6}{13.1 \times 14} = 518.9 \text{ kN/m}^2$$

Las dimensiones se consideran aceptables, pues tiene el valor de presión de hundimiento es mayor, pero muy próximo al valor recomendado.



#### 4. Puente Cajón Mixto

##### 4.1. Mediciones

- Hormigón in Situ

En 14.6 m. a cada lado de los apoyos existe una losa de hormigón de fondo de 0.6m para aprovechar la doble acción mixta.

$$12 \times 29.2m \times 3.065m^2 + 902m \times 6.026m^2 = 6509.43m^3$$

- Acero

$$\text{Apoyos} \rightarrow 2 \times [9.9 \times 0.332 + 24.5 \times 0.468] + 10 \times 29.2 \times 0.474 = 167.91m^3$$

$$\text{Centro de Vano} \rightarrow 2 \times 29.7 \times 0.241 + 11 \times 43.8 \times 0.317 = 167.05m^3$$

$$Vol_{AE} = 167.91 + 167.05 = 334.96m^3$$

$$Peso_{AE} = 334.96m^3 \times 7850 \text{ kg}/m^3 = 2\,629\,436 \text{ kg}$$

- Balasto

$$902m \times 10.1m \times 0.5m = 4555.1m^3$$

- Estribos y Pilas

$$\text{Pilas} \rightarrow 3 \times 53.25m^3 + 7 \times 63.05m^3 + 2 \times 63.65m^3 = 701.85m^3$$

$$\text{Estribos} \rightarrow 118.08m^3 + 197.58m^3 = 315.66m^3$$

- Cimentaciones

$$289.38m^3 + 5 \times 714.00m^3 + 7 \times 314.60m^3 + 145.32m^3 = 6206.90m^3$$

- Pilotes

$$9 \times 7 \times 8m = 504ml$$

- Aparatos de Apoyo

$$2 \times 12\text{Pilas} + 4 \times 2\text{Estribos} = 32\text{und}$$

##### 4.2. Cálculo de la Solución

- Cargas

- Peso Propio

Hormigón

$$q_{ho.cdv} = 6.03m^2 \times 25 \text{ kN}/m^3 = 150.75 \text{ kN}/m$$

$$q_{ho.ap} = 9.03m^2 \times 25 \text{ kN}/m^3 = 225.75 \text{ kN}/m$$

Acero

$$q_{ae.ap.lat} = 0.327m^2 \times 78.5 \text{ kN}/m^3 = 25.69 \text{ kN}/m$$

$$q_{ae.cdv.lat} = 0.239m^2 \times 78.5 \text{ kN}/m^3 = 18.75 \text{ kN}/m$$

$$q_{ae.ap.cent1} = 0.473m^2 \times 78.5 \text{ kN}/m^3 = 37.15 \text{ kN}/m$$

$$q_{ae.ap.centult} = 0.481m^2 \times 78.5 \text{ kN}/m^3 = 37.75 \text{ kN}/m$$

$$q_{ae.cdv.cent} = 0.315m^2 \times 78.5 \text{ kN}/m^3 = 24.69 \text{ kN}/m$$

- Carga Muerta

$$q_{balasto} = 10.1m \times 0.5m \times 18 \text{ kN}/m^3 = 90.9 \text{ kN}/m$$

Luisangel David Alegre Torres



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



$$q_{railes} = 2 \times 1.2 \text{ kN/m} = 2.4 \text{ kN/m}$$

$$q_{imposta} = 2 \times 5 \text{ kN/m} = 10 \text{ kN/m}$$

$$q_{murete} = 2 \times 0.5\text{m} \times 0.2\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5 \text{ kN/m}$$

$$q_{barandilla} = 2 \times 0.2 \text{ kN/m} = 0.4 \text{ kN/m}$$

- Sobrecarga de Uso

$$q_{sc} = 2 \times 80 \text{ kN/m} = 160 \text{ kN/m}$$

$$P_{sc} = 2 \times 4 \times 250\text{kN} = 2000\text{kN}$$

Según la IAPF el tramo de 6.4m en el que son aplicadas las cargas puntuales no existirá carga distribuida de sobrecarga de uso, esto significa una reducción aproximada de la carga puntual de 1024kN al tratarse de dos vías.

- Cimentaciones

- Zapatas

$$P_{total} = P_{pp} + P_{cm} + P_{pila} + P_{zapata} + P_{sc}$$

$$P_{total} = 15\,378.5 + 7935.1 + 3681.7 + 18\,594 + 12\,656 = 56\,819\text{kN}$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6.

$$A_{zap} = \frac{56\,819 \text{ kN} \times 2.6}{500 \text{ kN/m}^2} = 295.5\text{m}^2$$

Esto significan zapatas de 17.0m x 17.5m.

- Pilotes

El informe geotécnico señala para este caso una carga admisible de los pilotes de 8830kN.

$$N^{\circ}_{pilotes} = \frac{48917.3\text{kN}}{8830\text{kN}} = 5.5 \text{ pilotes}$$

Cada pila tendrá una cimentación conformada por 9 pilotes, considerando que en el cálculo anterior no se consideran los momentos flectores transmitidos a la cimentación y buscando que la disposición de pilotes sea simétrica. El encepado será de 11.0m por 11.0m según el espaciamiento recomendado por Tomlinson.

- Estribos

La comprobación del estribo se realizará en Estado Límite Último, se comprobará, únicamente, al ser este un predimensionamiento, el modo de fallo de hundimiento, para esto se empleará el coeficiente global de seguridad recomendado por la GCOC. El análisis se realiza en ambos estribos, el caso más crítico se presentará sobre el estribo anclado al tablero, en este caso el estribo oeste, el cual recibirá las cargas de frenado y arranque.

- Estribo Este

Las cargas sobre el estribo son:



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE  
ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- Carga Permanente de la Superestructura → 6987kN
- Peso propio del Estribo → 2352kN
- Peso propio de la Zapata → 3996kN
- Empuje del Terreno → 1680kN
- Peso del Terreno → 3864kN

Para evaluar el hundimiento, se debe calcular la excentricidad de las cargas para poder calcular un área efectiva de la cimentación.

$$M = 6987 \times 0.85 + 2352 \times 0.25 + 1680 \times 2.00 + 3864 \times -2.15 = 1579.2 \text{ mkN}$$

$$V = 6987 + 2352 + 3996 + 3864 = 17\ 199 \text{ kN}$$

$$e = M/V = 0.09\text{m}$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6. Se seleccionó una zapata de 6.6m x 14.0m, que resulta en una presión de hundimiento de:

$$p_h = \frac{17\ 199 \text{ kN} \times 2.6}{6.42 \times 14} = 497.8 \text{ kN/m}^2$$

- Estribo Oeste

Las cargas sobre el estribo son:

- Carga Permanente de la Superestructura → 6987kN
- Peso propio del Estribo → 3840kN
- Peso propio de la Zapata → 7235kN
- Carga de Frenado y Arranque → 8458kN
- Empuje del Terreno → 3780kN
- Peso del Terreno → 18 018kN

Para evaluar el hundimiento, se debe calcular la excentricidad de las cargas para poder calcular un área efectiva de la cimentación. No se considera para hallar los momentos la carga entera de frenado pues el anclaje del tablero no se realizará directamente al estribo, se considera un 30% de la carga total.

$$M = 12\ 925.6 + 6047.2 + 12\ 687.0 + 11\ 340.0 - 52\ 702.7 = -9702.9 \text{ mkN}$$

$$V = 6987 + 3840 + 7235 + 18\ 018 = 36\ 079 \text{ kN}$$

$$e = M/V = -0.27\text{m}$$

De acuerdo con el informe geotécnico se recomienda una resistencia del terreno para las cimentaciones superficiales de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , pero el valor calculado es mucho mayor. El factor de seguridad global será de 2.6. Se seleccionó una zapata de 13.0m x 14.0m, que resulta en una presión de hundimiento de:

$$p_h = \frac{36\ 079 \text{ kN} \times 2.6}{12.46 \times 14} = 494.9 \text{ kN/m}^2$$



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



**ANEXO C: ESTUDIO GEOTÉCNICO**





## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



### 1. Introducción

El estudio geotécnico que se presenta a continuación fue realizado para el puente de carretera que actualmente se está construyendo sobre el Río Aragón Subordán. Se le encargó a ENSAYA S.A. En el presente apéndice se presentará un resumen del informe elaborado por esta empresa, así como los perfiles de sondeo realizados.

Del estudio geotécnico de la estructura y del estudio geotécnico del corredor se han analizado los datos geotécnicos, basados principalmente en la realización de 10 sondeos que alcanzan la roca en todos los casos (SE-8 a SE-17) y que se considera que aportan información suficiente.

En síntesis, se encuentran gravas aluviales cuaternarias sobre margas terciarias, siendo el espesor de gravas entre 1.5 y 4.0m en los márgenes y superior a 7-8 m en la zona del cauce.

### 2. Planteamiento General de Cimentación

El tipo de estructura, en este caso hiperestática, condiciona en buena medida las posibilidades de cimentación, ya que limita la distorsión angular. Una distorsión admisible de forma indiscutible para una estructura hiperestática sería de 1/2500, lo cual en vanos de 50m permitirá asientos diferenciales entre apoyos de 2.0cm.

Como hay apoyos en los que el asiento sería prácticamente nulo por producirse en roca, resulta que el asiento total en un apoyo contiguo que pudiera ir sobre grava tendría que ser menor de 2.0cm para vanos de unos 50m, lo cual desaconseja claramente una cimentación superficial con unos apoyos sobre roca y otros sobre gravas cuaternarias.

Por tanto, la cimentación debe ir apoyada en roca, bien mediante zapatas en los apoyos donde la roca esté próxima y la excavación no sea dificultosa o bien mediante pilotes en aquellos apoyos donde la excavación hasta la roca sea muy complicada por su profundidad y por estar varios metros bajo el nivel freático. No hay inconveniente para prever unos apoyos por zapatas y otros por pilotes dado que el asiento tanto en un caso como en otro será prácticamente despreciable.

### 3. Cimentación de Apoyos en Márgenes

Todos los apoyos de los márgenes, dado que el sustrato terciario se encuentra a profundidad moderada pueden cimentarse de forma directa mediante zapatas sobre sustrato sano. La presión admisible del sustrato para cimentación por zapatas o pozos es muy elevada, aunque prudentemente puede limitarse a 5  $kg/cm^2$ , considerando los asientos despreciables. Aplicando lo indicado en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera:

$$P_{adm} = P_o \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \sqrt{\frac{q_u}{p_o}} = 0,8 - 1,1 \text{ Mpa} \cong 8 - 11 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



$P_{adm}$ : Presión admisible

$P_o$ : Presión de referencia  $P_o = 1Mpa$

$qu$ : Resistencia a compresión simple de la roca sana  $qu \cong 20Mpa$

$\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3$ : Parámetros que dependen del tipo de roca, de su alteración y del espaciamiento de litoclasas.  $\alpha_1 \cong 0.4$ ,  $\alpha_2 \cong 0.5$  (Moderadamente meteorizada) -  $0.7$  (Ligeramente meteorizada),  $\alpha_3 \cong 0.9$

La excavación puede hacerse con retroexcavadora en el cuaternario y sustrato alterado y mediante retroexcavadora provista de martillo rompedor en el sustrato sano. A priori pueden considerarse taludes provisionales entre 3H:2V y 1H:1V en el cuaternario.

### 4. Cimentación de Apoyos en el Cauce del Río

Para las pilas que se ubican sobre el cauce del río no sirve la cimentación superficial, ya que el sustrato se encuentra a profundidades superiores a 8m, con espesores saturados de hasta 5-6 m, pudiendo ser la socavación local bastante considerable.

Para que la perforación sea más sencilla conviene emplear pilotes de diámetro grande, del orden de 1.5m, sujetándolas paredes de la perforación mediante tubería de revestimiento en las gravas cuaternarias.

Para el cálculo de los pilotes puede considerarse el siguiente perfil del terreno:

De cara baja de encepado hasta 5.0m	Material sin resistencia por ser susceptible de socavarse
De 5.0 a 9.0m	Gravas Aluviales $C' = 0$ $\varphi' = 38^\circ$ $\gamma_{sum} = 1.1 t/m^3$ $E = 600 - 700 kg/cm^2$ $q_f = \text{resistencia unitaria por fuste} = 8 t/m^2$
> 9.0m	Margas. Sustrato Terciario sano $qu \geq 200 kg/cm^2$ $E \geq 10\,000 kg/cm^2$

Por motivos de socavación y de posibles esfuerzos horizontales es preciso que los pilotes se consideren empotrados, para lo cual deben estar introducidos en el terreno al menos tres veces la longitud elástica media. Considerando:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{E/3}}$$

$E_p$ : Módulo de elasticidad del pilote

$I_p$ : Momento de inercia del pilote  $= \frac{\pi \cdot D^4}{64}$

$E$ : Módulo de elasticidad del terreno



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Para gravas  $L_e = 397\text{cm}$ . Como hay 4m de gravas no socavables, dichas gravas contribuyen a una longitud hincada equivalente a una vez la longitud elástica y por tanto en roca se debe introducir el pilote dos veces la longitud elástica correspondiente a dicha roca. Para roca  $L_e = 196\text{cm}$ . Por tanto, en roca debe introducirse un mínimo de 4m.

El planteamiento de la Guía de Cimentaciones en obras de carretera para determinar la carga de hundimiento de un pilote apoyado en roca resulta excesivamente conservador cuando la resistencia a compresión de la roca es relativamente baja. Por tanto, para el cálculo que nos ocupa consideramos lo indicado por Rodríguez Ortiz (Curso aplicado de Cimentaciones)

$$q_p \cong \frac{q_u}{2} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; q_f = \frac{q_u}{20} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

No obstante, la resistencia unitaria por fuste ( $q_f$ ) parece demasiado elevado, siendo razonable considerar un máximo de  $4-5 \text{ kg/cm}^2$ .

Por tanto, un pilote de 1.5m de diámetro, empotrando 4m en roca y despreciando el fuste correspondiente a las gravas, tendrá una carga admisible:

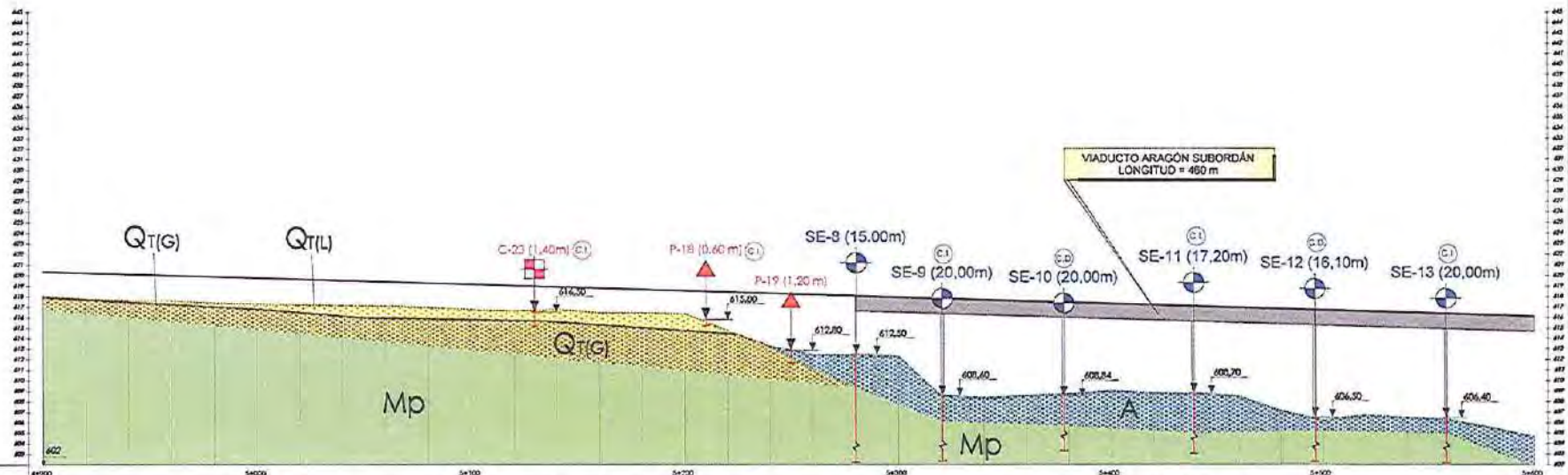
$$Q_{adm} = \frac{A_p \cdot q_p}{3} + \frac{A_f \cdot q_f}{2.5} = \frac{\frac{\pi \cdot 1.5^2}{4} \cdot 1000}{3} + \frac{4 \cdot \pi \cdot 1.5 \cdot 40}{2.5} = 589 + 301 = 890t$$

Tomando un tope estructural de  $50 \text{ kg/cm}^2$ , la carga admisible por este motivo sería como máximo:

$$Q_{adm.tope\ est} = \frac{1.5^2 \cdot \pi}{4} \cdot 500 = 883t$$

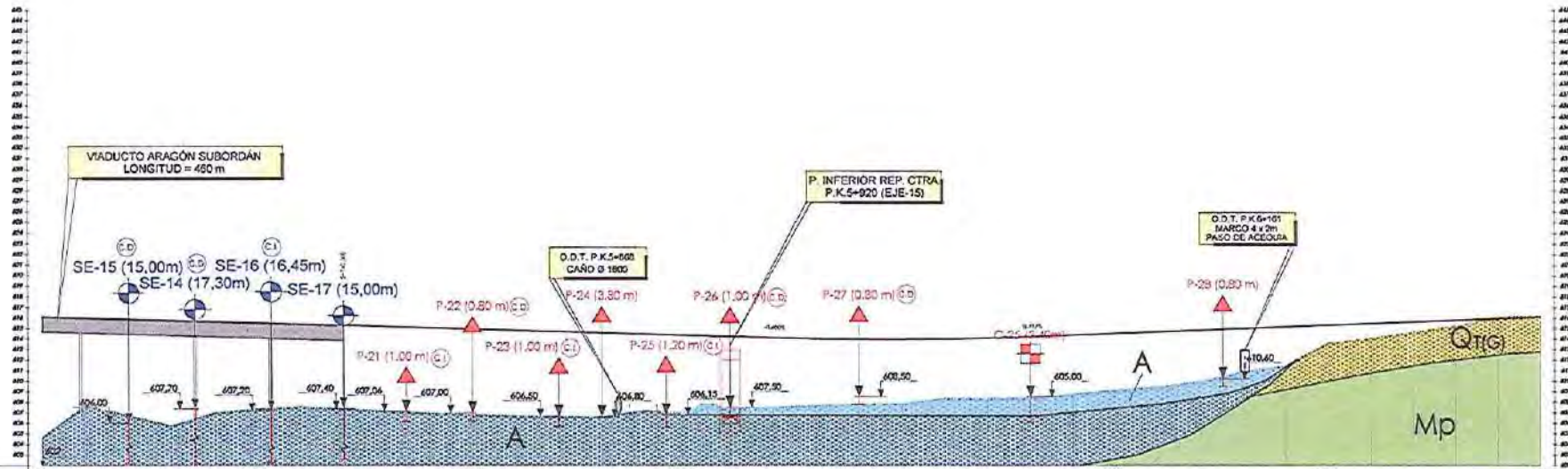
Para determinar el coeficiente de balasto horizontal puede aplicarse a los tramos no socavables la siguiente expresión:  $K_H = \frac{0.75 \cdot E}{D}$ , siendo E el módulo de deformación del terreno y D el diámetro del pilote.





P.F.	4+900	5+000	5+100	5+200	5+300	5+400	5+500	5+600
CODAS	602.00	602.00	602.00	602.00	602.00	602.00	602.00	602.00

SUELOLOGÍA	GRANULOMÉTRICA Y ORGANICA De 0,00 m a 0,50 m: arena vegetal De 0,50 m a 0,60 m: arena gruesa (GR) A partir de 0,60 m: arcilla (AR)		GRANULOMÉTRICA Y ORGANICA Gravales con arena (GCA) con 40% de arena vegetal Gravales con arena (GA) con 10,00 m (A) Arcilla (AR)	
	T.V.	0,50 m		-
SECCIONES	TALUD	3H/2V		
	EXCAVACIÓN	De 0,00 m a 4,00 m: Escarpado De 4,00 m a 7,00 m: Talud A partir de 7,00 m: Vertical		
	REVESTIMIENTO	De 0,00 m a 0,50 m: Indefinido De 0,50 m a 0,60 m: Escarpado A partir de 0,60 m: Talud		
	OBSERVACIONES	-		
FELD-O	TALUD	3H/2V		
	SUSTITUCIÓN	0,50 m	1,00 m	
	TRATAMIENTO	Compactación mecánica		Compactación mecánica de la base.
	ESTRUCTURA	Viaducto Construcción Pública		



P.K.	5+800	5+900	5+920	5+940	5+960	5+980	5+990	6+000	6+100	6+200	6+300							
ODIAS	604.00	604.74	605.14	605.54	606.28	607.04	607.26	607.40	607.00	606.50	606.80	606.15	607.50	608.50	605.00	606.00		
IRROGIA	Columna Derecha e Izquierda Carroz de gran ancho (conoc. del s/d). Separar desde los 3.00 m - 0.40 m (A)						Columna Derecha e Izquierda De 0.00 m a 0.50 m. Banco vegetal. De 0.50 m a 2.00 m. Banca ordinaria (A). De 2.00 m a 3.00 m. Banca ordinaria (A)						Columna Derecha e Izquierda De 0.00 m a 0.40 m. Banco vegetal. De 0.40 m a 2.00 m. Banca ordinaria (A). A partir de 2.00 m. Banca ordinaria (A)					
T.V.	Vialidad						0.50 m						0.40 m					
SEÑALIZ.	TABLO													312V				
	EXCAVACIÓN													Excavación				
	REPLANTACIÓN													De 0.00 m a 0.40 m. Inocuosos. De 0.40 m a 0.50 m. Substituir a partir de 3.00 m. Todo uno.				
	OBSERVACIONES																	
CALLEO	TABLO													312V				
	DISTRIBUCIÓN													1.00 m				
	TRATAMIENTO							Composición mecánica de la base. Abarcando las particiones y las banquetas. Disposición de encostrado en su colocación del templeón. (Ver estudio detallado)						0.40 m				
ESTRUCTURA	Viaducto Ornamentación Prelecho						Paso Inferior Ornamentación Directa						Composición mecánica					



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



**ANEXO D: ANÁLISIS DINÁMICO**





## 1. Introducción

El siguiente anexo está escrito de acuerdo con lo establecido en los apéndices B y C de la Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de Ferrocarril (IAPF), respecto al cálculo dinámico en puentes sometidos a cargas móviles.

En puentes con tránsito de ferrocarriles de alta velocidad se presentarán fenómenos dinámicos, las causas de estos se explican en la IAPF, además, en esta normativa, se detalla la influencia de la resonancia en este tipo de estructuras

Los resultados de este anexo serán utilizados para el cálculo estructural y para verificar el cumplimiento de los estados límite.

### 1.1. Cálculos Dinámicos

#### 1.1.1. Método Empleado

El objetivo final de cualquier método de evaluación de los efectos dinámicos será, de acuerdo a la IAPF, obtener el coeficiente de impacto  $\varphi$ , valor que permitirá mejorar los resultados del cálculo estático.

Debido a que se toma en cuenta el efecto de la resonancia, el procedimiento que se sigue en este tipo de análisis es el de simular el paso de los trenes más desfavorables a distintas velocidades de paso, desde la mínima de 20 km/h (cuasiestática), hasta la máxima  $V_{max} = 1.2 \cdot V$ , donde  $V$  es la velocidad de proyecto, por lo que  $V_{max} = 300 \text{ km/h}$  para este puente. El incremento de velocidades entre los distintos cálculos fue de 10 km/h.

Mediante el cálculo dinámico se determinarán los siguientes valores:

- $\delta_{din,real}^{ideal}$ : Flecha máxima, producida sobre vía ideal sin irregularidades, en el rango de velocidades entre 20 km/h y  $V_{max}$ .
- $A_v^{ideal}$ : Aceleración vertical máxima del tablero, producida sobre la vía ideal sin irregularidades, en el rango de velocidades entre 20 km/h y  $V_{max}$ .
- Coeficiente de impacto:

$$\varphi = \frac{\delta_{din,real}^{ideal}}{\delta_{est,tipo}} \cdot (1 + r\varphi'')$$

Donde:

$\delta_{est,tipo}$ : flecha máxima obtenida del cálculo estático con el tren tipo

$\varphi''$ : coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las irregularidades de la vía

$r$ : coeficiente definido como 0.5 para velocidades  $v > 220 \text{ km/h}$

$$\varphi'' = a \left[ 0.56 \cdot e^{-\left(\frac{L\varphi}{10}\right)^2} + 0,50 \left( \frac{f_0 L\varphi}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L\varphi}{20}\right)^2} \right] \quad (\varphi'' \geq 0)$$

Donde:



$a = \min\left(\frac{v}{22}; 1\right)$ . Para este caso 1

$L_\varphi$ : Longitud determinante [m]. Para este caso  $L_\varphi = 171m$

$f_0$ : Primera frecuencia propia de flexión del puente [Hz].  $f_0 = 1.868$

Con estos valores se obtiene  $\varphi'' \approx 0$ , por lo que se despreciará su efecto en el cálculo del coeficiente de impacto.

- Aceleraciones y desplazamientos máximos en el tablero

$$A_v = A_v^{ideal} \cdot (1 + r\varphi'')$$

$$\delta_v = \delta_{din,real}^{ideal} \cdot (1 + r\varphi'')$$

Así como para el coeficiente de impacto, el efecto de las irregularidades de vía se despreciará para la obtención de las máximas aceleraciones y desplazamientos del tablero, pues  $\varphi'' \approx 0$ .

### 1.1.2. Proporcionalidad entre Solicitaciones y Flechas para el Cálculo del Coeficiente de Impacto $\varphi$

Según la IAPF, en condiciones normales se puede considerar que los desplazamientos y las sollicitaciones del puente tienen una relación proporcional.

$$\frac{\delta_{din,real}}{\delta_{est,tipo}} = \frac{S_{din,real}}{S_{est,tipo}}$$

Donde:

$\delta_{est,tipo}$ ,  $S_{est,tipo}$ : Son respectivamente la flecha máxima y la sollicitación estática máxima para el tren tipo

$\delta_{din,real}$ ,  $S_{din,real}$ : Son respectivamente la flecha máxima y la sollicitación dinámica máxima para el tren de cargas real en el rango de velocidades de circulación, incluyendo el efecto de las irregularidades de la vía

Por lo tanto, se puede calcular el coeficiente de impacto con la siguiente expresión:

$$\varphi = \frac{\max \delta_{din,real}}{\delta_{est,tipo}} \quad (\text{con } \varphi \geq 1)$$

### 1.1.3. Otras consideraciones

La IAPF además señala que, para puentes de dos vías, solo es necesario simular el paso de un tren por una única vía de modo que se obtengan los resultados más desfavorables.

Así mismo, es importante para el cálculo dinámico la obtención del valor de amortiguamiento, para el presente proyecto este valor es del 2%, obtenido del cuadro B.1. de la IAPF.



## 2. Método para el Cálculo

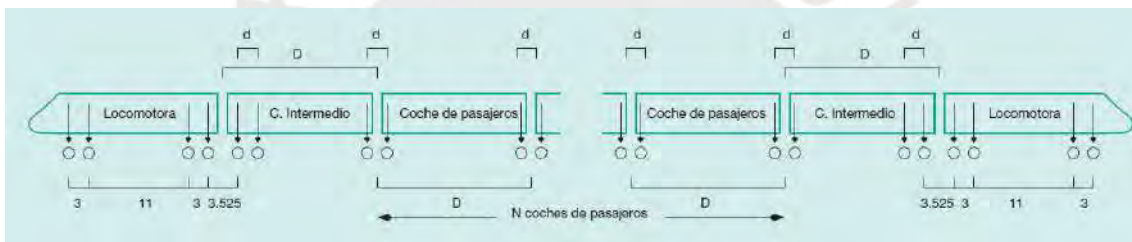
### 2.1. Cálculo Dinámico Mediante Integración Directa en el Tiempo con Cargas Móviles

Existen variados procedimientos para realizar este cálculo. Para el presente proyecto se emplea un método de elementos finitos, en donde se realizó una integración directa en el tiempo del modelo completo.

### 3. Tren de Cargas para el Cálculo Dinámico

El tren a emplear en el cálculo dinámico de puentes por los que transitan líneas interoperables de alta velocidad es el modelo HSLM (High Speed Load Model), definido en la norma UNE-EN 1991-2.

Sin embargo, para el presente proyecto, al tener carácter académico, se utilizará únicamente, uno de estos trenes. Se selecciona el tren A1 con 18 coches de pasajeros y cargas de 170kN por eje.



FigD.1. Definición Gráfica del Tren Dinámico Universal-A (Distancias en Metros)

Tren	Número de Coches de Pasajeros N	Longitud del Coche [m]	Distancia entre Ejes de un Bogie d [m]	Carga Nominal por Eje P [kN]
A1	18	18	2.0	170

## 4. Resultados del Cálculo Dinámico

### 4.1. Coeficiente de Impacto

Para el cálculo del coeficiente de impacto, como se mencionó en apartados anteriores, se realizaron tres análisis estructurales. un análisis estático con el empleo del tren tipo de cargas ferroviarias, un análisis estático con el tren dinámico universal A y un análisis dinámico mediante integración directa en el tiempo con el tren dinámico universal A móvil. Ejecutados los modelos estáticos y dinámicos se obtuvieron los siguientes resultados para las deformaciones verticales del tablero.

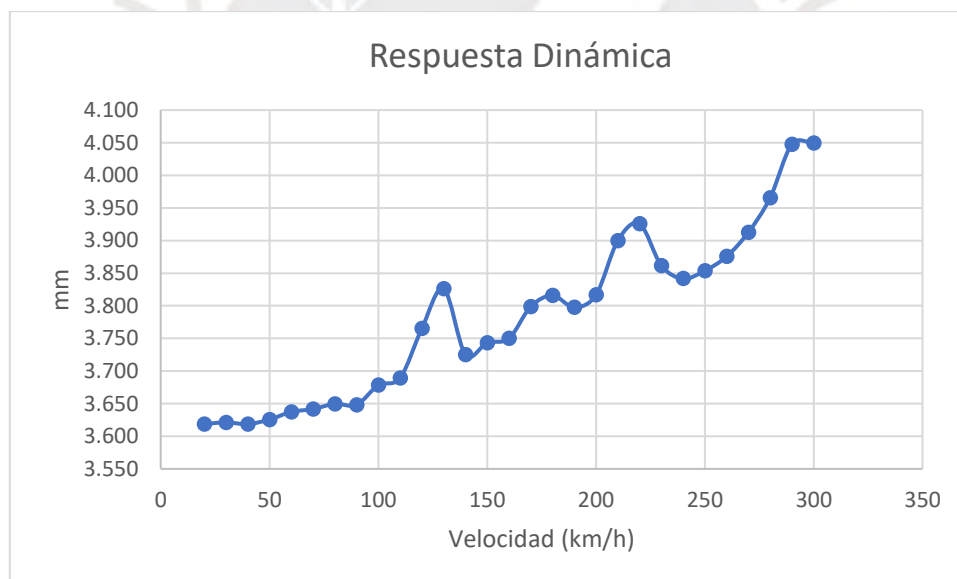
- Deformación Estática Tipo  $\delta_{est,tipo} = 20,37 \text{ mm}$
- Deformación Estática Real  $\delta_{est,real} = 3,62 \text{ mm}$
- Deformación Dinámica Máxima ( $\delta_{din,real}$ )



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Velocidad (km/h)	Flecha (mm)	Velocidad (km/h)	Flecha (mm)
20	3.619	170	3.799
30	3.621	180	3.816
40	3.619	190	3.798
50	3.626	200	3.817
60	3.637	210	3.900
70	3.642	220	3.926
80	3.650	230	3.862
90	3.648	240	3.842
100	3.678	250	3.854
110	3.689	260	3.876
120	3.765	270	3.913
130	3.826	280	3.966
140	3.725	290	4.048
150	3.743	300	4.049
160	3.750		



FigD.2. Desplazamientos Máximos del Tablero para Diferentes Velocidades de Paso del Tren de Cargas Real.

#### 4.1.1. Coeficiente de Impacto Positivo

El coeficiente de impacto se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\varphi = \frac{\max \delta_{din,real}}{\delta_{est,tipo}} \quad (\text{con } \varphi \geq 1)$$

Como se puede observar, en el presente proyecto, la flecha máxima tras el análisis dinámico con el tren universal A (4,05 mm) no es superior a la flecha estática generada con el tren tipo (20,37 mm), por lo que se tomará como coeficiente de impacto positivo  $\varphi = 1,0$ .



#### 4.1.2. Coeficiente de Impacto Negativo

El coeficiente de impacto negativo se calcula como con la siguiente formula:

$$\varphi_{neg} = 2f_e - \varphi_r \quad (\text{con } \varphi_{neg} \leq 0)$$

Donde:

$f_e$ :  $\max S_{est,real}/S_{est,tipo}$  Como valor conservador puede tomarse  $f_e = 0.25$ .

$S_{est,real}$ : Solicitación estática del tren de cargas real de alta velocidad.

$S_{est,tipo}$ : Solicitación estática debido al tren tipo

$\varphi_r$ : Valor real del coeficiente de impacto, es decir  $\varphi_r = \max S_{din,real}/S_{est,tipo}$  (sin la limitación impuesta de que sea mayor o igual a 1.

Cálculo del Coeficiente de Impacto Negativo	
$S_{est,real}$	-0.00362 m
$S_{est,tipo}$	-0.02037 m
$S_{din,real}$	-0.00405 m
$f_e$	0.1778
$\varphi_r$	0.1988
$\varphi_{neg}$	0.1567

#### 4.2. Aceleraciones Verticales en el Tablero

Tras el análisis dinámico se obtuvieron los siguientes valores de aceleraciones verticales del tablero.

Velocidad (km/h)	Aceleración Vertical Máxima (m/s <sup>2</sup> )	Velocidad (km/h)	Aceleración Vertical Máxima (m/s <sup>2</sup> )
20	0.0539	170	0.1011
30	0.0472	180	0.1843
40	0.0621	190	0.2564
50	0.0891	200	0.3519
60	0.0869	210	0.3647
70	0.0403	220	0.5897
80	0.0545	230	0.3498
90	0.0667	240	0.6131
100	0.1091	250	0.4260
110	0.2344	260	0.4643
120	0.1615	270	0.6685
130	0.1235	280	0.4086
140	0.2593	290	0.6042
150	0.0930	300	0.3750
160	0.1403		

La aceleración máxima vertical se dará para la velocidad de 270 km/h y será de 0.6685 m/s<sup>2</sup>. Este valor se empleará en las comprobaciones del viaducto por seguridad del tráfico y por confort de los usuarios.





PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



**ANEXO E: COEFICIENTES DE FLUENCIA Y RETRACCIÓN**





## 1. Introducción

A lo largo del tiempo las deformaciones de una estructura de hormigón irán evolucionando debido a los efectos reológicos. Es fundamental, en este sentido, conocer los valores de los coeficientes de fluencia y retracción en determinados momentos de la estructura. Otro aspecto del diseño que se verá condicionado por los efectos reológicos es el diseño del pretensado

En el siguiente anexo se mostrarán los cálculos realizados para hallar los coeficientes de fluencia y retracción para dos tiempos, el tiempo infinito y el tiempo luego del empuje del tablero, cuando este es ubicado en su posición final ( $t = 96 \text{ días}$ ). Se ha tomado como día cero el día del hormigonado del vano intermedio del puente (vano 9).

## 2. Fluencia

Es aquel efecto reológico que genera deformaciones en el hormigón en el tiempo, que dependen de las cargas aplicadas sobre la estructura. El coeficiente de fluencia será:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t - t_0)$$

Donde:

$\varphi_0$ : Coeficiente Básico de fluencia, dado por la expresión:

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

Siendo:

$\varphi_{HR}$ : Coeficiente de Influencia de la Humedad Relativa (HR)  $\varphi_{HR} = 1,198$

$\beta(f_{cm})$ : Factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia.  $\beta(f_{cm}) = 2,308$

$\beta(t_0)$ : Factor de influencia de la edad de carga ( $t_0$ ) en el coeficiente básico de fluencia.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

$\beta_c(t - t_0)$ : Función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo.

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3}$$

Siendo:

$$\beta_H = 1242,21$$

$t$ : Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días.

$t_0$ : Edad del hormigón en el instante de aplicación de la carga, en días.

Los valores de coeficiente de fluencia utilizados en el proyecto se presentan a continuación.

Carga	$t$	$t_0$ (días)	$\beta(t_0)$	$\beta_c(t - t_0)$	$\varphi_0$	$\varphi(t - t_0)$
Pretensado de Primera Fase Peso Propio del Tablero	Infinito (10000 días)	3	0,7431	0,9661	2,0542	1,9845
		10	0,5935	0,9661	1,6407	1,5850



<b>Pretensado de Segunda Fase</b>		101	0,3821	0,9658	1,0564	1,0202
<b>Carga Muerta</b>		111	0,3753	0,9657	1,0373	1,0018
<b>Pretensado de Primera Fase</b>	Tablero en Posición	3	0,7431	0,4520	2,0542	0,9286
<b>Peso Propio del Tablero</b>	Final (96 días)	10	0,5935	0,4423	1,6407	0,7256

Fueron resultados calculados para el tablero en centro de vano

### 3. Retracción

La retracción, por otra parte, es un efecto reológico que consiste en la pérdida de volumen de la estructura por el secado del hormigón. La retracción total esta compuesta por la retracción autógena, que se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón, y la retracción por secado, la que se desarrolla lentamente a través del tiempo.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Donde:

$\varepsilon_{cd}$ : Deformación de retracción por secado

$\varepsilon_{ca}$ : Deformación de retracción autógena

La componente del secado se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) k_e \varepsilon_{cd,\infty}$$

Donde:

$t$ : Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días.

$t_s$ : Edad del hormigón en el comienzo de la retracción, en días  $t_s = 0$  días.

$\beta_{ds}$ : Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04\sqrt{e^3}}$$

$e$ : Espesor medio.  $e = 654mm$

$k_e$ : Coeficiente que depende del espesor medio  $k_e = 0,7$  según la EHE-08

$\varepsilon_{cd,\infty}$ : Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Para este caso  $\varepsilon_{cd,\infty} = -0,000469$

Por otro lado, la componente autógena se calcula:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,\infty}$$

Donde:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5})$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -0,000088$$

Los valores empleados en el proyecto se muestran a continuación.

$t$	$\beta_{ds}(t - t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$
<b>Infinito (10000 días)</b>	0,937	-0,000308	1,000	-0,000087
<b>Tablero en Posición Final (96 días)</b>	0,125	-0,000041	0,859	-0,000075



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



**ANEXO F: PÉRDIDAS DEL PRETENSADO**





## 1. Introducción

El diseño del pretensado en un tablero estará condicionado por las pérdidas de la fuerza transmitida que se desarrollarán durante el tesado y a lo largo de la vida útil de la estructura. El presente apéndice tiene como objeto el encontrar el valor de estas pérdidas para el trazado de pretensado dispuesto en el proyecto.

## 2. Pretensado Projectado

El viaducto sobre el río Aragón Subordán es construido empujado; por lo tanto, se requieren dos fases de pretensado; uno que será recto y que estará dispuesto específicamente para soportar los esfuerzos generados durante el proceso de empuje, y el de segunda fase que tendrá un trazado curvo y será el definitivo para resistir los esfuerzos definitivos. Ambas fases del pretensado serán consideradas en el presente apéndice

### 2.1. Pretensado de Primera Fase

Son cables rectos colocados sobre las losas inferior y superior del cajón. Se distinguen dos secciones, aquellas que, cuando el puente esté en su posición definitiva, se ubicarán en centro de vano, y aquellas que tendrán su ubicación sobre los apoyos. Se hace esta distinción pues, en las secciones cercanas a los apoyos las almas y la losa inferior suelen aumentar en su espesor, lo que cambia la geometría de la sección y por tanto el pretensado necesario, aun cuando los esfuerzos a los que serán sometidos durante el empuje serán exactamente los mismos que los de las secciones de centro de vano.

En este apéndice se analizará el caso más desfavorable, que será el de un vano interior, por la longitud de los cables requeridos principalmente. En este vano se observa que para la sección de centro de vano se emplean 26 cables, 8 en la losa inferior y 18 en la superior; mientras que para la sección en el apoyo se disponen 36 cables, 16 en la losa inferior y 20 en la losa superior. Por lo que, en el tablero, los 26 cables de centro de vano se colocarán a lo largo de todo el vano (57.0m) y se agregarán los restantes 10 cables alrededor de la sección del apoyo, como se muestra en la siguiente imagen.

El pretensado de primera fase se tensará desde un extremo. Por tanto, en el otro extremo se instalarán anclajes pasivos para los cables agregados en las secciones de apoyos, y acopladores fijos para aquellos cables que se dispondrán a lo largo de todo el tablero.

### 2.2. Pretensado de Segunda Fase

Estos cables tienen un trazado curvo, para hacer frente a los esfuerzos de flexión generados por las solicitaciones de carga muerta y las solicitaciones variables. Al igual que en el caso anterior, estos cables se colocarán de forma diferente en las secciones de centro de vano y en las secciones de apoyo, pues en centro de vano existirán momentos flectores positivos que demandarán cables cercanos a la losa inferior y en el apoyo, momentos flectores negativos que requerirán a los cables su disposición cercana a la losa superior.



El caso más desfavorable, para las pérdidas de la fuerza de tesado se presentará en el centro de vano, debido a la mayor longitud del vano, a los mayores esfuerzos en esta zona y a que los cables proyectados tendrán un trazado con mucha variación angular. En los siguientes cálculos se considerarán dos grupos de cables, el primero de 12 unidades que recorre el centro de vano y los apoyos a cada lado; y el segundo de 8 unidades ubicado únicamente en el centro de vano como se muestra en la imagen.

Con el fin de hacer más sencillo el cálculo, el trazado de los cables se considerará como si se tratará de uno solo que pasa por el centroide del pretensado dispuesto en cada sección. Además, el trazado curvo seguirá una trayectoria parabólica.

Finalmente, es importante mencionar que el tesado de estos cables se realizará desde ambos extremos, es decir solo se dispondrán de anclajes activos.

### 3. Pérdidas del Pretensado

El cálculo de estos valores se realizará como se indica en el catalogo de pretensado de MK4 Innovative Solutions y en la norma EHE-08.

$$P_x = P_0 - \Delta P_i$$

Donde:

$P_x$ : Fuerza del Pretensado en el punto x del tendón

$P_0$ : Fuerza del Pretensado en el punto de aplicación

$\Delta P_i$ : Pérdidas del Pretensado

#### 3.1. Pérdidas Instantáneas

Son aquellas que se producen durante el tesado de los cables.

##### 3.1.1. Rozamiento entre los Cables y la Vaina

Las pérdidas por rozamiento se calculan con la fórmula de Coulomb.

$$\Delta P_1 = P_0 (1 - e^{-(\mu\alpha + kx)})$$

Donde:

$\Delta P_1$ : Pérdida del pretensado por rozamiento entre los cables y la vaina

$\mu$ : Coeficiente de fricción angular

$\alpha$ : Variación angular total del trazado del tendón desde 0 a x (en radianes)

$k$ : Coeficiente de fricción parásito

Los valores de los coeficientes de fricción dependen de varios factores, tales como la naturaleza y estado de la superficie de la vaina y acero de pretensado, instalación y tipo de tendón.

Coeficiente de Fricción	$\mu$ ( $rad^{-1}$ )	$k$ ( $10^{-3}m^{-1}$ )
Tendones sin lubricar	0.15	1.8



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- Pretensado de la Primera Fase

Se calcula la mayor pérdida de fuerza por rozamiento entre cables y vaina. Esta es la pérdida que se produce en la posición más alejada del anclaje activo, es decir en los anclajes pasivos o en los acopladores fijos según el grupo de cables que se está analizando.

- Cables que recorren todo le vano

26 Cables		
Po	96478,2	kN
$\alpha$	0.0000	rad
x	57.0	m
$\Delta P1$	9407.8	kN
%Pérdidas	0.098	

Pérdidas en el extremo (anclaje pasivo)

26 Cables		
Po	96478,2	kN
$\alpha$	0.0000	rad
x	14.3	m
$\Delta P1$	2443,2	kN
%Pérdidas	0.025	

Pérdidas en el centro del vano

- Cables adicionales en las secciones de apoyo

10 Cables		
Po	37107.0	kN
$\alpha$	0.0000	rad
x	28.5	m
$\Delta P1$	1855.6	kN
%Pérdidas	0.050	

- Pretensado de la Segunda Fase

A diferencia de los cables de la primera fase, estos tienen trazado curvo, por lo que la variación angular hasta el punto x será distinta de cero. Asimismo, como se mencionó anteriormente, el tesado se realizará desde ambos extremos por lo que la posición con mayor pérdida por rozamiento será en medio del cable y no en un extremo.

Como en estos tendones entra en juego la variación angular, es importante definir la geometría de la parábola que seguirán en su trazado, esto es la curvatura de las parábolas, así como la ubicación de los cables en su cota máxima y mínima. Estos valores se resumen a continuación.

VANO INTERIOR		
Distancia al cdg del pretensado superior ( $y_{ps}$ )	0.726	m
Distancia al cdg del pretensado inferior ( $y_{pi}$ )	-1.347	m
Distancia entre los pretensados superior e inferior	2.073	m



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Longitud del Vano ( $x$ )	57	m
Distancia del cambio de curvatura a apoyo ( $x_{sup}$ )	9.98	m
Distancia del cambio de curvatura al cdv ( $x_{inf}$ )	18.52	m

Se considera la ubicación del pretensado con respecto el centro de gravedad de la sección que se dispone en apoyos

Parábola Superior		
<b>k</b>	0.00729	
Pendiente en el Cambio de Curvatura		
<b>y'</b>	0.14547	
<b><math>\delta</math></b>	0.14446	rad
<b><math>\delta</math></b>	8.27697	°

- Pretensado Principal (12 tendones)

12 Cables		
<b>Po</b>	44528.4	kN
<b>A</b>	0.4334	rad
<b>X</b>	38.5	m
<b><math>\Delta P1</math></b>	5594.9	kN
<b>%Pérdidas</b>	0.126	

La variación angular  $\alpha = 3\delta$

- Pretensado Complementario (8 tendones)

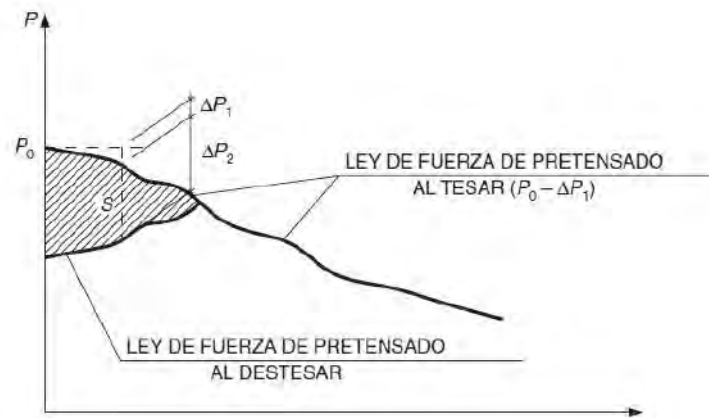
8 Cables		
<b>Po</b>	29 685.6	kN
<b><math>\alpha</math></b>	0.1445	rad
<b>x</b>	18.5	m
<b><math>\Delta P1</math></b>	1588.7	kN
<b>%Pérdidas</b>	0.054	

La variación angular  $\alpha = \delta$

### 3.1.2. Penetración de Cuñas

Se produce durante el clavado hidráulico de cuñas, encajando en posición las cuñas a cierta presión. Tras el clavado de cuñas, el gato se relaja y transmite la fuerza del tesado a las cuñas de la placa de anclaje. Dichas cuñas, al tomar la fuerza de presión, se introducen unos milímetros más adentro de sus alojamientos, hasta lograr un equilibrio de tensiones y deformaciones. Dicho desplazamiento se conoce como 'penetración de cuñas' y en este proyecto toma un valor de 6mm. La pérdida por penetración de cuña solo afecta al tendón en los alrededores de esta, como se muestra en la siguiente figura.





FigF.1. Pérdida de Penetración por Cuñas

Se calculará mediante la siguiente expresión recogida de la EHE-08:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} E_p A_p$$

Donde:

$a$ : Penetración de la cuña

$L$ : Longitud total del tendón recto

$E_p$ : Modulo de deformación longitudinal de la armadura activa (195 000 Mpa)

$A_p$ : Sección de la Armadura Activa

- Pretensado de la Primera Fase
- Cables que recorren todo el vano

26 Cables		
$A_p$	74100.00	mm <sup>2</sup>
$L$	57.0	m
$a$	0.006	m
$\Delta P_2$	1521.0	kN
%Pérdidas	0.016	

- Cables adicionales en las secciones de apoyo

10 Cables		
$A_p$	102 600.00	mm <sup>2</sup>
$L$	28.5	m
$a$	0.006	m
$\Delta P_2$	4212.0	kN
%Pérdidas	0.032	

- Pretensado de la Segunda Fase
- Pretensado Principal (12 tendones)



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



12 Cables		
Ap	34 200.00	mm <sup>2</sup>
L	77.0	m
a	0.006	m
ΔP2	519.9	kN
%Pérdidas	0.012	

- Pretensado Complementario (8 tendones)

8 Cables		
Ap	22 800.00	mm <sup>2</sup>
L	37.0	m
a	0.006	m
ΔP2	720.2	kN
%Pérdidas	0.024	

### 3.1.3. Acortamiento Elástico del Hormigón

Asumiendo que las tensiones de compresión a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas en fase de tesado sean apreciables, y admitiendo que todos los tendones (n) experimentan un acortamiento medio uniforme y que se tesan sucesivamente, las pérdidas se calculan con la siguiente fórmula:

$$\Delta P_3 = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{cj}} A_p \sigma_{cp}$$

Donde:

$\sigma_{cp}$ : Tensión provocada por  $P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2$  y acciones en el momento de tesado.

$E_{cj}$ : Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad j.

$E_p$ : Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas

$$\sigma_{cp} = \frac{P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_c} + \frac{(P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2)e^2 - M_{cp} \cdot e}{I_c}$$

Con:

e: Excentricidad del tendón

$I_c$ : Momento de Inercia de la Sección de Hormigón

Antes de mostrar resultados, se detallan los valores de las propiedades geométricas y mecánicas de las secciones que se evalúan

Resistencia característica del hormigón	45	Mpa
Módulo de deformación del hormigón	31 928	Mpa
Área de la sección sobre los apoyos	11.113	m <sup>2</sup>
Área de la sección en centro de vano	11.020	m <sup>2</sup>
Momento de inercia de la sección sobre los apoyos	17.918	m <sup>2</sup>
Momento de inercia de la sección en centro de vano	17.954	m <sup>2</sup>



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



- Pretensado de la Primera Fase

Durante el momento del tesado, estas acciones no están sometidas a ningún otro tipo de sollicitación. A continuación, se muestra el cálculo de las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón que se producen en la sección de apoyo y en la sección de centro de vano.

	Apoyo	Centro de Vano
<b>Ap</b>	102 600 mm <sup>2</sup>	74 100 mm <sup>2</sup>
<b>yp.sup</b>	1.433 m	1.024 m
<b>yp.inf</b>	-1.947 m	2.356 m
<b>σcp.sup</b>	-10 003.2 kN/m <sup>2</sup>	-8310.7 kN/m <sup>2</sup>
<b>σcp.inf</b>	-11 549.9 kN/m <sup>2</sup>	-8589.3 kN/m <sup>2</sup>
<b>ΔP3.sup</b>	3047 kN	1808 kN
<b>ΔP3.inf</b>	3518 kN	1869 kN
<b>%Perd.sup</b>	0.023	0.019
<b>%Perd.inf</b>	0.026	0.019

La ubicación de los tendones de pretensado se establece con respecto al centro de gravedad de la sección correspondiente.

- Pretensado de la Segunda Fase

Durante el momento de tesado, estos tendones están sometidos al peso propio de la estructura y a la fuerza axial ejercida por el pretensado de la primera fase

	Pretensado Principal Apoyo Izquierda	Pretensado Principal Centro de Vano	Pretensado Principal Apoyo Derecha	Pretensado Complementario
<b>Ap</b>	34 200 mm <sup>2</sup>	34 200 mm <sup>2</sup>	34 200 mm <sup>2</sup>	22 800 mm <sup>2</sup>
<b>Mpp</b>	-73 607 mkN	29 102 mkN	-73 607 mkN	29 102 mkN
<b>Pf1</b>	-133 585 kN	-96 478 kN	-133 585 kN	-96 478 kN
<b>Mf1</b>	-9247 mkN	-1544 mkN	-9247 mkN	-1544 mkN
<b>yp</b>	0.426 m	-1.556 m	1.026 m	-2.056 m
<b>σcp</b>	-13 896.5 kN/m <sup>2</sup>	-15 032.4 kN/m <sup>2</sup>	-12 989.7 kN/m <sup>2</sup>	-14 528.9 kN/m <sup>2</sup>
<b>ΔP3</b>	1330 kN	1439 kN	1244 kN	885 kN
<b>%Perd</b>	0.030	0.032	0.028	0.030

### 3.1.4. Resumen Pérdidas Instantáneas

En el siguiente cuadro se resumen los valores de pérdidas instantáneas de la fuerza de tesado

Pérdidas	Pretensado de la Primera Fase		Pretensado de la Segunda Fase	
	Sección de Apoyo	Sección de Centro de Vano	Pretensado Principal	Pretensado Complementario
<b>Rozamiento con Vainas</b>	9.8 %	2.5 %	12.6 %	5.4 %



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUNTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



Penetración de Cuñas	1.6 %	1.6 %	1.2 %	2.4 %
Acort. Elást. Hormigón	2.6 %	1.9 %	3.2 %	3.0 %
<b>TOTAL</b>	<b>12.4 %</b>	<b>4.4 %</b>	<b>15.8 %</b>	<b>8.4 %</b>

### 3.2. Pérdidas Diferidas

Son aquellas que se producen en el tiempo en el cable de pretensado ya instalado. Estas pérdidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras. Se realizó un cálculo aproximado utilizando la siguiente expresión.

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \varphi(t, t_0) \sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t - t_0) + 0.80 \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c}\right) (1 + \chi \varphi(t, t_0))} A_p$$

Donde:

$$n = E_p / E_c$$

$\varphi(t - t_0)$ : Coeficiente de fluencia para edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado.

$\sigma_{cp}$ : Tensión provocada por  $P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2 - \Delta P_3$  y acciones en el momento de servicio

$\varepsilon_{cs}$ : Deformación de retracción tras tesado.

$\Delta \sigma_{pr}$ : Pérdida por relajación del acero a longitud constante.

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \frac{P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2 - \Delta P_3}{A_p}$$

$\rho_f$ : Valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito. Se asume para el proyecto un valor de 7.25%

$I_c$ : Momento de inercia de la sección de hormigón.

$y_p$ : Distancia c.d.g. armadura activa a c.d.g. sección.

$\chi = 0.8$ : Coeficiente de envejecimiento.

- Pretensado de la Primera Fase
- Pretensado en la Sección de Apoyo

Sección de Apoyo	
$\varphi(t, t_0)$	1.944
$\xi_{cs}(t, t_0)$	-0.000 386
$\Delta \sigma_{pr. sup}$	-81 549 kN/m <sup>2</sup>
$\Delta \sigma_{pr. inf}$	-81 216 kN/m <sup>2</sup>
Mels	-196 176 mkN
Pf2.inf	-37 083 kN
Pf2.sup	-37 170 kN
Mf2.inf	15 797 mkN
Mf2.sup	38 136 mkN



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBTE DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



$\sigma_{cp.sup}$	$-5023.9 \text{ kN/m}^2$
$\sigma_{cp.inf}$	$-33 \ 360.0 \text{ kN/m}^2$
$\Delta P_{dif.sup}$	$-15 \ 465 \text{ kN}$
$\Delta P_{dif.inf}$	$-37 \ 103 \text{ kN}$
%Perd.sup	0.116
%Perd.inf	0.278

- Pretensado en la Sección de Centro de Vano

Sección de Centro de Vano	
$\varphi(t,t_0)$	1.985
$\xi_{cs}(t,t_0)$	-0.000 396
$\Delta\sigma_{pr.sup}$	$-88 \ 747 \text{ kN/m}^2$
$\Delta\sigma_{pr.inf}$	$-88 \ 688 \text{ kN/m}^2$
Mels	107 274 mkN
Pf2.pr	-36 974 kN
Pf2.compl	-26 492 kN
Mf2.pr	-57 532 mkN
Mf2.compl	-54 467 mkN
$\sigma_{cp.sup}$	$-13 \ 635.2 \text{ kN/m}^2$
$\sigma_{cp.inf}$	$-14 \ 797.8 \text{ kN/m}^2$
$\Delta P_{dif.sup}$	$-19 \ 782 \text{ kN}$
$\Delta P_{dif.inf}$	$-16 \ 526 \text{ kN}$
%Perd.sup	0.205
%Perd.inf	0.171

- Pretensado de la Segunda Fase

	Pretensado Principal Apoyo Izquierda	Pretensado Principal Centro de Vano	Pretensado Principal Apoyo Derecha	Pretensado Complementario
$\varphi(t,t_0)$	1.020	1.020	1.020	1.020
$\xi_{cs}(t,t_0)$	-0.000 386	-0.000 396	-0.000 386	-0.000 396
$\Delta\sigma_{pr}$	$-78 \ 612 \text{ kN/m}^2$	$-78 \ 381 \text{ kN/m}^2$	$-78 \ 796 \text{ kN/m}^2$	$-84 \ 238 \text{ kN/m}^2$
Mels	-196 176 mkN	107 274 mkN	-196 176 mkN	107 274 mkN
Pf1	-115 170 kN	-90 675 kN	-115 170 kN	-90 675 kN
Pf2	-37 170 kN	-26 492 kN	-37 083 kN	-36 974 kN
Mf1	-7972 mkN	-1451 mkN	-7972 mkN	-1451 mkN
Mf2	38 136 mkN	-54 467 mkN	15 797 mkN	-57 532 mkN
$y_p$	0.426 m	-1.556 m	1.026 m	-2.056 m
$\sigma_{cp}$	$-13 \ 473.9 \text{ kN/m}^2$	$-14 \ 522.6 \text{ kN/m}^2$	$-8430.9 \text{ kN/m}^2$	$-14 \ 694.6 \text{ kN/m}^2$
$\Delta P_{dif}$	$-7893 \text{ kN}$	$-8413 \text{ kN}$	$-6410 \text{ kN}$	$-5457 \text{ kN}$
%Perd	0.177	0.189	0.144	0.184



## PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUEBLO DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



### 3.3. Resumen de Pérdidas del Pretensado

Por tanto, para el cálculo de la armadura activa de la estructura cuando se le apliquen las acciones de servicio se realizará con las pérdidas totales del pretensado, esto es, la suma de las pérdidas instantáneas y las diferidas. A continuación, se muestra una tabla resumen con los valores utilizados en el proyecto.

Pérdidas	Pretensado de la Primera Fase				Pretensado de la Segunda Fase	
	Sección de Apoyo		Centro de Vano		Sección de Apoyo	Centro de Vano
	Zona de Mayor Compresión	Zona de Menor Compresión	Zona de Mayor Compresión	Zona de Menor Compresión		
<b>Pérdidas Instantáneas</b>	12.4 %	12.4 %	4.4 %	4.4 %	15.8 %	15.8 %
<b>Acort. Elást. Hormigón</b>	27.8 %	11.6 %	20.5 %	17.1 %	17.7 %	18.9 %
<b>TOTAL</b>	40.2 %	24.0 %	24.9	21.5	33.5 %	34.7 %

La zona de mayor compresión se refiere a la zona de la sección en donde se encuentran las mayores tensiones de compresión, en otras palabras, en apoyos sería la zona próxima a la losa inferior, mientras que, en centro de vano, la que se ubica alrededor de la losa superior.

La zona de menor compresión se refiere a la zona de la sección en donde se encuentran las menores tensiones de compresión, en otras palabras, en apoyos sería la zona próxima a la losa superior, mientras que, en centro de vano, la que se ubica alrededor de la losa inferior.

Los valores del pretensado de segunda fase corresponden únicamente al caso más crítico, que es el del acero activo principal.

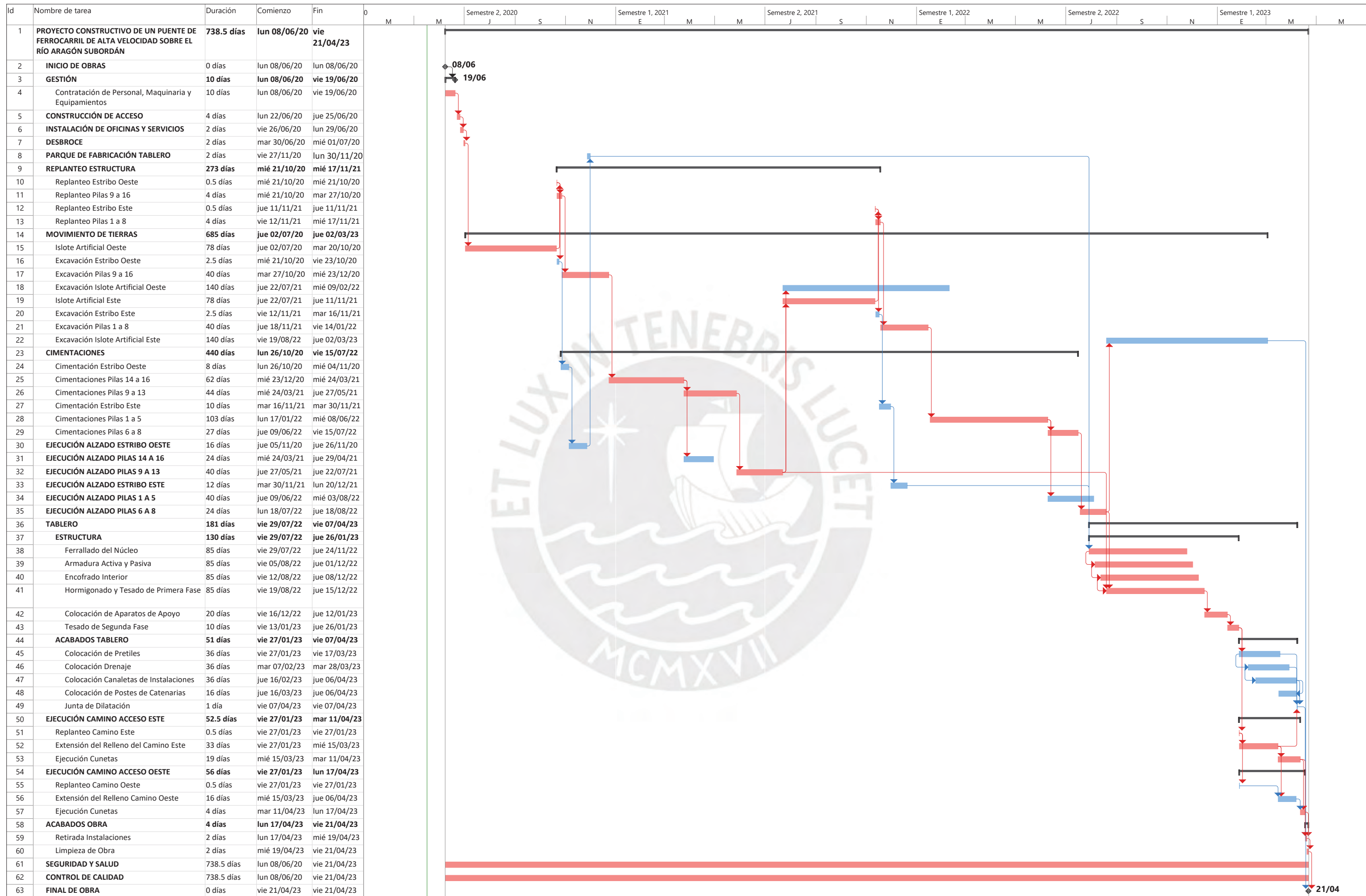


PROYECTO CONSTRUCTIVO DE UN PUENTE DE FERROCARRIL  
DE ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO ARAGÓN SUBORDÁN



**ANEXO G: DIAGRAMA DE GANTT**





Proyecto: Viaducto sobre el Río  
 Fecha: dom 17/05/20

Tarea	Resumen	Hito inactivo	solo duración	solo el comienzo	Hito externo	División crítica	Progreso manual
División	Resumen del proyecto	Resumen inactivo	Informe de resumen manual	solo el fin	Fecha límite	Progreso	Progreso
Hito	Tarea inactiva	Tarea manual	Resumen manual	Tareas externas	Tareas críticas	Progreso manual	Progreso