

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
Carrera de Ingeniería Civil

PRÁCTICA SUPERVISADA

*“Cálculo de la superestructura de un
puente sobre Ruta 20 – Obra Boulevard de
Enlace”*

BARROS, Cristian Ezequiel

TUTOR:
Ing. HUNICKEN, Diego Ricardo

SUPERVISOR EXTERNO:
Ing. HAULET, Alberto Carlos

Año 2018

RESUMEN

El presente informe constituye el marco de referencia teórico, desarrollo, resultados y conclusiones personales de la práctica profesional realizada: *“Cálculo estructural de la superestructura de un puente sobre Ruta 20 – Obra Boulevard Enlace”*; llevada a cabo por el alumno Cristian Ezequiel Barros, en el estudio de ingeniería HAULET, bajo supervisión del Ing. Alberto Carlos Haulet, durante principios del año 2018.

El Ing. Diego Ricardo Hünicken, profesor de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Departamento de Estructuras, ha guiado al alumno en el desarrollo del trabajo y la confección del presente Informe Técnico Final.

La práctica supervisada, se centró en el diseño, cálculo y verificación estructural de la superestructura de un puente sobre Ruta 20, para el proyecto del Bv. de enlace entre Av. Circunvalación y Ruta 20, en el marco de obras del cierre de Circunvalación. Para llegar a un prediseño de la estructura, se analizó la documentación proveniente del proyecto vial, se estudiaron los reglamentos actuales y criterios de diseño de puentes exigido por el ente de aprobación, y se comparó con antecedentes de estructuras similares.

En base a lo planteado se realizó un modelo numérico de vigas principales y tablero, para someterlo a las combinaciones de carga que produzcan los esfuerzos más desfavorables, solicitudes de diseño.

El alcance del trabajo realizado consistió en el cálculo y verificación estructural de los elementos componentes de la superestructura del puente, en cumplimiento con reglamentos vigentes. Complementariamente se confeccionaron los planos generales y de detalle, acompañados de memorias de cálculo para avalar lo realizado, dichos documentos se anexan al final de este informe.

ÍNDICE GENERAL:

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	5
CAPÍTULO 2. DESCRIPCION GENERAL	6
2.1. UBICACIÓN	6
2.2. REQUERIMIENTOS.....	7
2.3. TIPOLOGÍA PROPUESTA.....	8
2.4. MATERIALES	11
2.5. BASES DE DISEÑO	12
2.5.1. Reglamentos y Normas de aplicación	12
2.5.2. Análisis de cargas	13
2.5.3. Combinaciones de cargas.....	18
2.6. MODELO NUMÉRICO.....	19
CAPÍTULO 3. VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS.....	23
3.1. LOSA DE TABLERO	23
3.1.1. Losa de tramo.....	23
3.1.2. Losa en voladizo	25
3.1.3. Losa de continuidad	26
3.2. VIGAS PRINCIPALES	27
3.2.1. Definición del tablero y sus componentes.....	27
3.2.2. Geometría de las vigas principales.....	28
3.2.3. Solicitaciones.....	29
3.2.4. Cables de pretensado y armadura pasiva	31
3.2.5. Verificación tensional.....	31
3.2.6. Pérdidas de pretensado	35
3.2.7. Verificación a rotura.....	38
3.2.8. Armaduras pasivas complementarias	41
3.2.9. Verificación de flechas	42
CAPÍTULO 4. CONCLUSION	44
CAPÍTULO 5. BIBLIOGRAFÍA.....	45

ÍNDICE DE FIGURAS:

Figura 2.1. Vista aérea de la ciudad de Córdoba y ubicación del viaducto sobre Ruta Nacional N°20.....	6
Figura 2.2. Vista aérea de la Ruta Nacional N°20 y ubicación del viaducto.....	6
Figura 2.3. Gráfico de las trazas “Boulevard Enlace”, “Avenida Circunvalación” y “Ruta 20”. (Fuente: Municipalidad de Córdoba).....	7
Figura 2.4. Planta del plano de proyecto vial de la intersección Ruta 20 – Boulevard Enlace.	8
Figura 2.5. Altimetría de la Rasante del viaducto respecto al corte transversal de la Autopista Córdoba – Villa Carlos Paz.	8
Figura 2.6. Vista longitudinal del puente.	9
Figura 2.7. Corte transversal del tablero.	10
Figura 2.8. Emparrillado formado por las vigas principales y transversales	10
Figura 2.9. Detalle de losa de continuidad	11
Figura 2.10. Detalle de junta de dilatación.	11
Figura 2.11. Dimensiones de la aplanadora según D.N.V.....	14
Figura 2.12. Mapa de zonificación sísmica.	17
Figura 2.13. Definición del perfil transversal del tablero en el software usado.....	20
Figura 2.14. Malla de la superestructura del puente modelado.	20
Figura 2.15. Vista plana del modelo numérico.	21
Figura 2.16. Vista tridimensional del modelo numérico.	21
Figura 2.17. Vista tridimensional del modelo numérico con las secciones definidas. ..	21
Figura 2.18. Definición del vehículo de diseño en el modelo numérico.	22
Figura 2.19. Ejemplo del diagrama envolvente de momentos de servicio dados por el modelo numérico en las vigas del puente modelado.....	22
Figura 3.1. Armadura reticulada tipo Trilogic adoptada.	24
Figura 3.2. Prelosa con Trilogic y armadura inferior adicional.	24
Figura 3.3. Detalle de losa en voladizo.	25
Figura 3.4. Corte constructivo de la Losa de continuidad.....	27
Figura 3.5. Secciones típicas de la viga principal.....	29
Figura 3.6. Vista lateral de la viga pretensada hasta sección central, con escala vertical aumentada.	29
Figura 3.7. Vista en planta de la viga pretensada.	29
Figura 3.8. Diagramas de tensión y deformación esquemáticos en una sección de viga pretensada al momento de rotura.	39
Figura 3.9. Diagramas de momentos solicitantes y resistentes en las vigas principales.	40
Figura 3.10. Armadura de corte necesaria y adoptada en las vigas principales.	41

ÍNDICE DE TABLAS:

Tabla 2.1. Elementos y calidades de Hormigón.	11
Tabla 2.2. Cargas de la Aplanadora A-30 según reglamento de la D.N.V.....	13
Tabla 2.3. Coeficientes de impacto para la sobrecarga móvil en puentes según bases de la D.N.V.	15
Tabla 2.4. Coeficientes de impacto adoptados.....	15
Tabla 3.1. Características del tablero para el análisis de la Losa.....	23
Tabla 3.2. Características geométricas del tablero para el análisis de las vigas principales.	27
Tabla 3.3. Análisis de cargas y sobrecargas permanentes.	30

<i>Tabla 3.4. Solicitaciones en estado puro para las secciones de diseño.</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 3.5. Solicitaciones en estado límite de servicio para las secciones de diseño... 30</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 3.6. Solicitaciones en estado límite último para las secciones de diseño.</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 3.7. Tensiones admisibles.....</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 3.8. Verificación tensional de Sección 1.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 3.9. Verificación tensional de Sección 2.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 3.10. Verificación tensional de Sección 3.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 3.11. Verificación tensional de Sección 4.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 3.12. Verificación tensional de Sección 5.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 3.13. Valores básicos de relajación para elementos tensores usuales.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 3.14. Pérdidas al momento de hormigonar la losa.</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 3.15. Pérdidas a tiempo infinito.</i>	<i>38</i>

ANEXO 1: MEMORIA DE CÁLCULO.

ANEXO 2: PLANOS.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde a la Práctica Profesional Supervisada del alumno Cristian Ezequiel Barros, llevada a cabo en el estudio de ingeniería Haulet, en el campo del cálculo estructural.

La misma se realizó bajo la modalidad de Pasante No Rentado (PNR).

El trabajo realizado corresponde al cálculo estructural de la superestructura de un puente - viaducto sobre Ruta 20 dentro del tramo Córdoba - Villa Carlos Paz, perteneciente a la obra: "Boulevardde enlace entre Avenida Circunvalación y Ruta 20". Las actividades fueron realizadas entre los meses de enero a abril de 2018.

Por parte del estudio de ingeniería en el que se llevó a cabo la Práctica, el tutor externo fue el Ingeniero Alberto Carlos Haulet. Por otro lado, el tutor académico fue el Ingeniero Diego Ricardo Hünicken, profesor del Departamento de Estructuras de la FCEFyN.

Objetivos de la Práctica Supervisada

El objetivo principal fue llegar a un diseño estructural de la superestructura del puente de tal forma que presente resistencia, rigidez y estabilidad adecuadas frente a las solicitaciones que experimente durante las etapas de su vida útil (construcción, uso, etc.).

Como objetivo adicional, se pretendía poner en práctica los conocimientos académicos adquiridos durante los años de estudio de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, buscando una integración de los mismos.

Las tareas involucradas en la presente práctica consistieron en:

- Recopilación de antecedentes, normas y criterios de diseño de puentes.
- Descripción y justificación del diseño de la superestructura del puente a proyectar.
- Estudio y análisis de las cargas que afectan a la superestructura del puente.
- Análisis y dimensionamiento de la losa de tablero y la viga principal del puente.
- Confección de la memoria de cálculo y planos de acuerdo a los requerimientos del ente de aprobación.
- Elaboración de un Informe Técnico Final.

CAPÍTULO 2. DESCRIPCION GENERAL

2.1. UBICACIÓN

El viaducto en estudio está ubicado sobre la Ruta Nacional N°20, en la Provincia de Córdoba, tramo Autopista Córdoba – Villa Carlos Paz. En la Figura 2.1 se muestra una vista aérea de la ciudad de Córdoba, con la ubicación del puente, y en la Figura 2.2 una vista aérea de la autopista sobre la que se proyecta, con su ubicación sobre la misma.

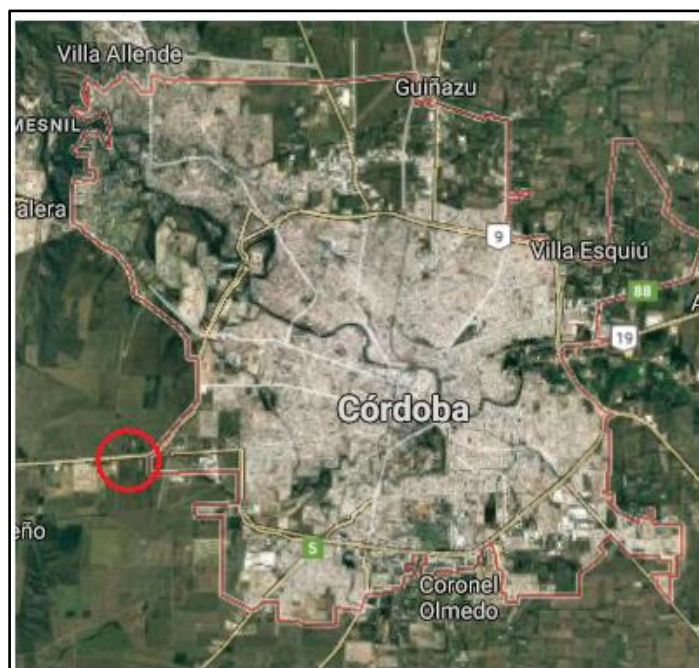


Figura 2.1. Vista aérea de la ciudad de Córdoba y ubicación del viaducto sobre Ruta Nacional N°20.

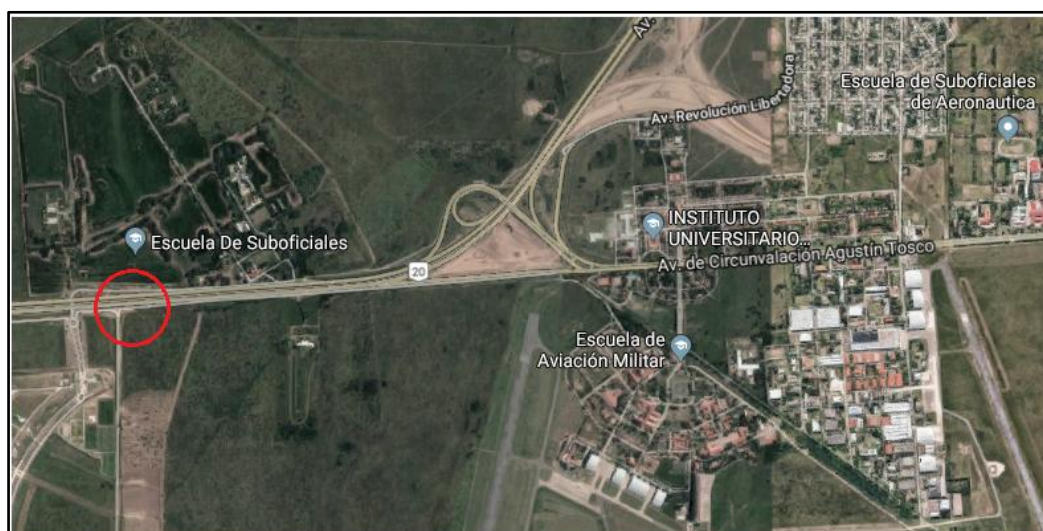


Figura 2.2. Vista aérea de la Ruta Nacional N°20 y ubicación del viaducto.

La estructura corresponde a la obra “Boulevard de enlace entre Avenida Circunvalación y Ruta Nacional N°20”, detrás de la Escuela de Aviación Militar de Córdoba. Se trata de un Boulevard que anteriormente era uno de los tramos que daban cierre a la Avenida Circunvalación, si bien actualmente dicho tramo se modificó, la trazase lleva a cabo porque se veían afectados miles de lotes que el municipio habilitó en ese sector. En la Figura 2.3 se muestra un gráfico de la futura traza del Boulevard, y su intersección con Ruta 20 y el futuro tramo 4 de Av. Circunvalación.

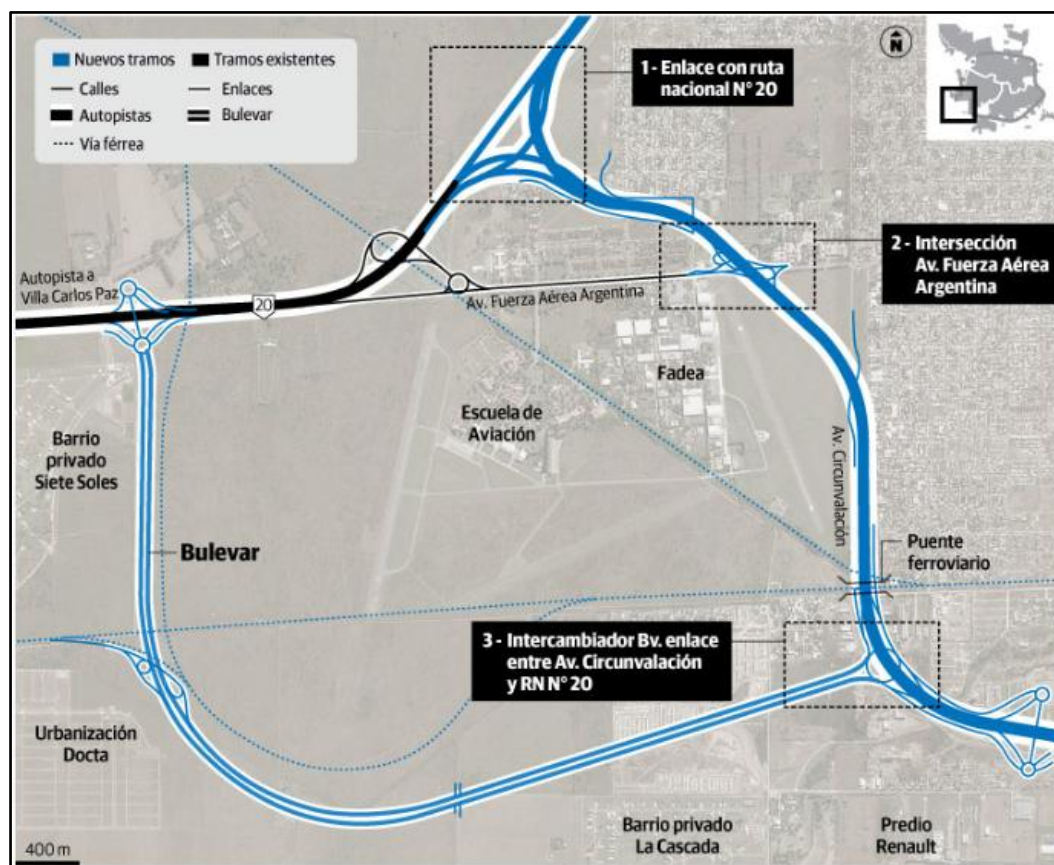


Figura 2.3. Gráfico de las trazas “Boulevard Enlace”, “Avenida Circunvalación” y “Ruta 20”. (Fuente: Municipalidad de Córdoba)

2.2. REQUERIMIENTOS

El obstáculo (Autopista Córdoba-Villa Carlos Paz) tiene una longitud total de aproximadamente 50,00m en sentido transversal, con un espacio libre intermedio de separación entre carriles de 5,00m. Este espacio total, más un retiro o revancha, hacen una longitud de 53,70m de luz a salvar por el puente a proyectar, y es uno de los requerimientos principales a tener en cuenta.

Por otro lado, el diseño geométrico de la traza del Boulevard nos impuso otros requerimientos: un ancho suficiente para abordar dos carriles por sentido de circulación, una configuración que copie lo mejor posible la altimetría de la rasante (pendientes longitudinales y transversales), y el ángulo respecto al obstáculo (ángulo de esvío). Además, respetar un gálibo mínimo de 5,00 m.

En la Figura 2.4 puede verse en planta el diseño geométrico vial del nudo de la traza del Boulevard en el que se encuentra el viaducto. En la Figura 2.5 se muestra un corte transversal de la Autopista (obstáculo), con la altimetría de la rasante.

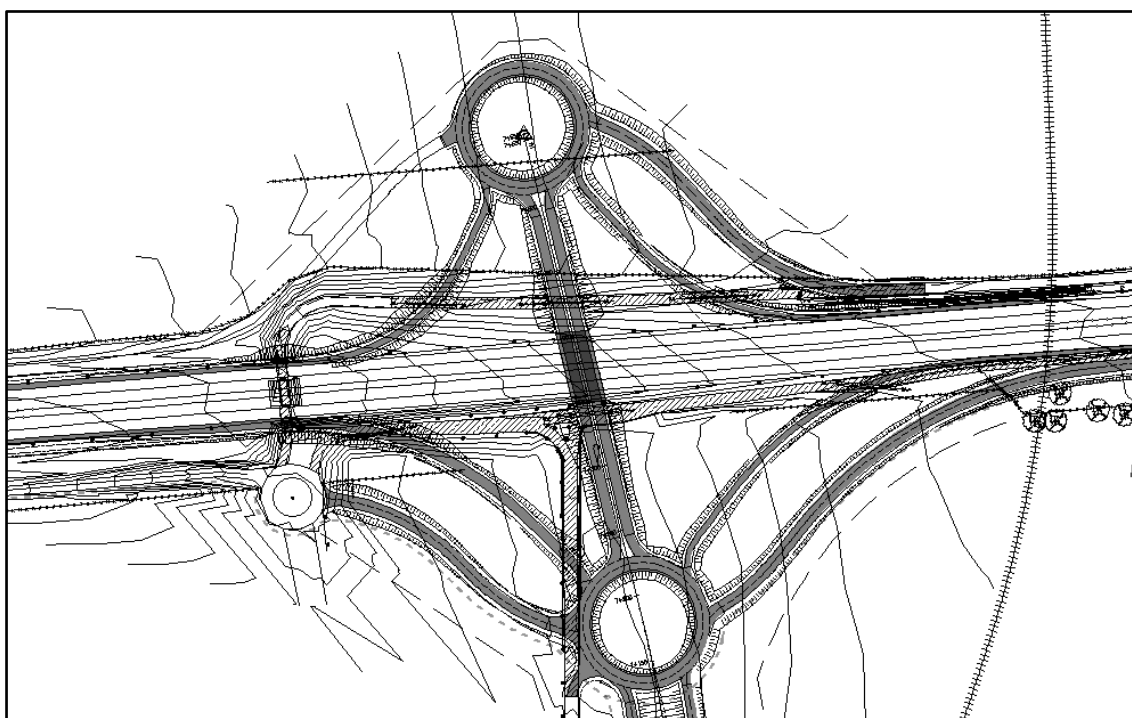


Figura 2.4. Planta del plano de proyecto vial de la intersección Ruta 20 – Boulevard Enlace.

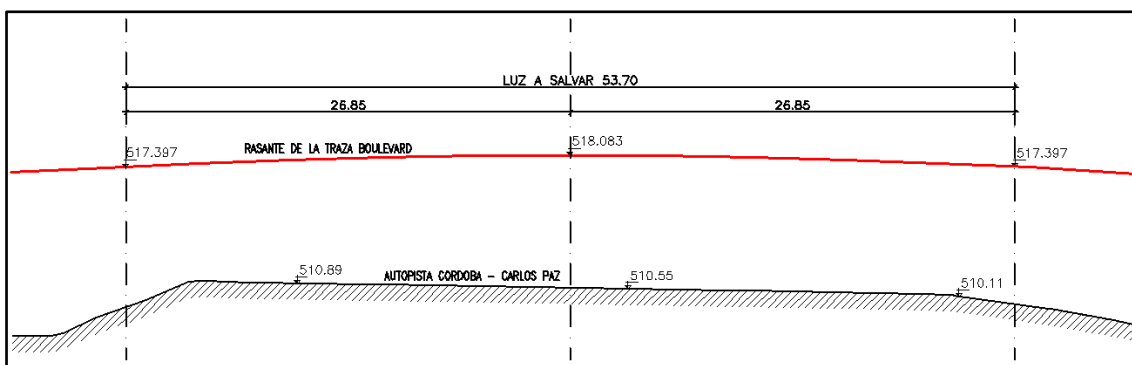


Figura 2.5. Altimetría de la Rasante del viaducto respecto al corte transversal de la Autopista Córdoba – Villa Carlos Paz.

2.3. TIPOLOGÍA PROPUESTA

En virtud de los requerimientos se proyectó un puente con una longitud total de 55,60m, compuesto por 2 tramos isostáticos de 27,80m cada uno, y en los accesos losas de aproximación de 6,00m cada una. En la Figura 2.6 puede verse a modo de esquema, una vista longitudinal del puente a proyectar.

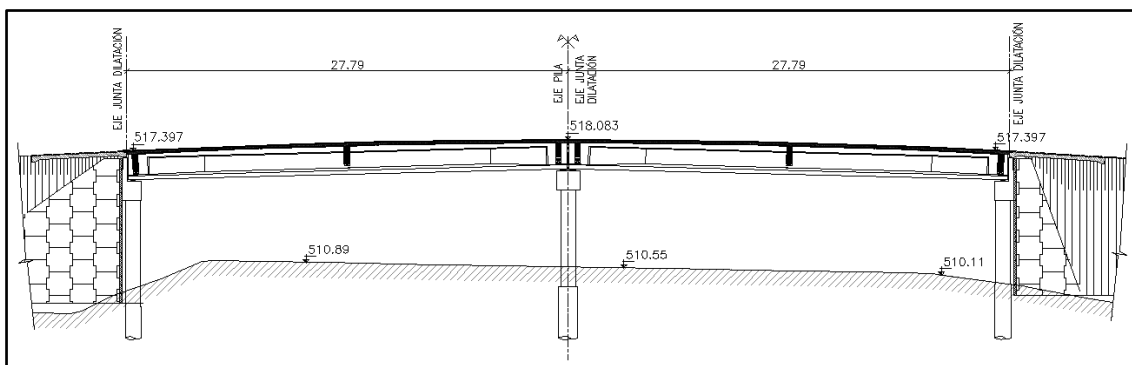


Figura 2.6. Vista longitudinal del puente.

El tablero tiene un ancho total de 24,60m, de los cuales 7,30m corresponden a la calzada para cada sentido de circulación (14,60m en total), 2,50 m a las banquetas (5,00m en total), y 0,50m a los retiros en cada borde, y los restantes 4,00m a una mediana de separación entre carriles de distintos sentidos.

La estructura del tablero se resolvió mediante 9 vigas prefabricadas pretensadas de 27,65m para cada tramo y sección transversal doble TE, con una separación inter-eje de 2,80m y voladizos de 1,10m a cada lado. Como la traza del puente se encuentra en una curva vertical, a modo de copiar la misma sin incorporar mucha carga permanente, se optó por vigas facetadas con una altura de 1,60m en extremos y 1,78m en el centro.

Sobre las vigas se construye una losa de hormigón armado de 0,18m de espesor, con una carpeta de desgaste de 0,05m. Las losas “de tramo” (entre vigas longitudinales) se ejecutan con pre-losas de 0,05m de espesormás trilogic (reticulado metálico) que permite su utilización como encofrado del hormigón en segunda etapa para completar la losa total, y contienen la armadura inferior de la misma. Los voladizos se hormigonan in-situ, por lo que se dejan pases en las vigas pretensadas para fijar el encofrado.

Sobre los retiros de 0,50m se realizan barreras de protección tipo New Jersey ejecutadas in-situ.

La mediana es una especie de vereda o recercamiento de 0,20m de espesor, ejecutado in-situ.

En la Figura 2.7 se muestra el corte transversal del tablero.

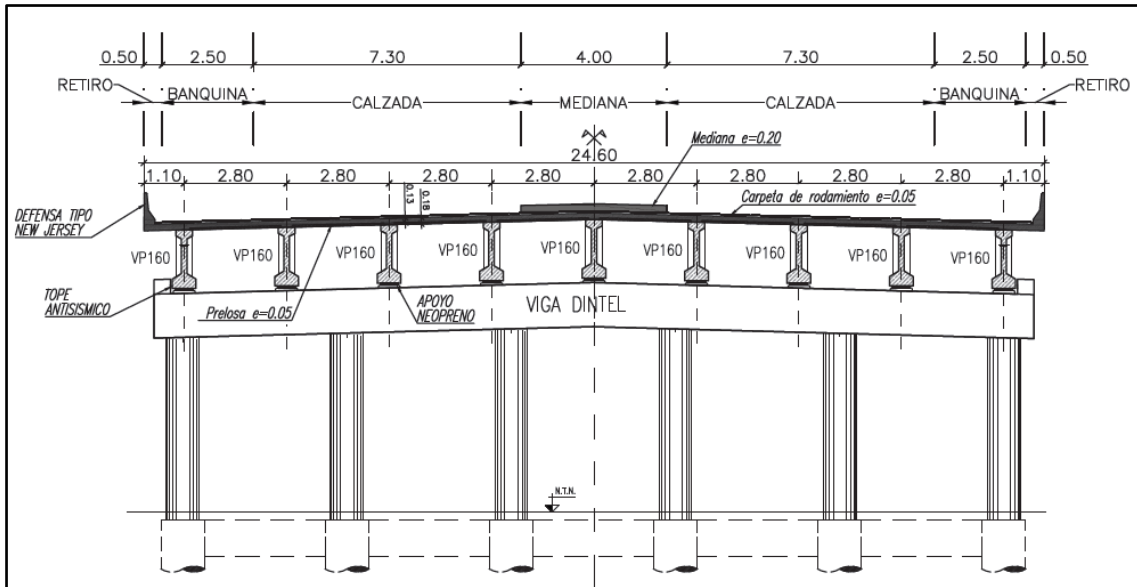


Figura 2.7. Corte transversal del tablero.

Se completa con la ejecución in-situ de 3 vigas transversales en cada tramo: dos extremas y una en el centro. Estas permiten la vinculación de las 9 vigas longitudinales, colaborando con la estabilidad transversal del tablero, y la distribución de cargas concentradas. En la figura se muestra en planta el emparrillado resultante.

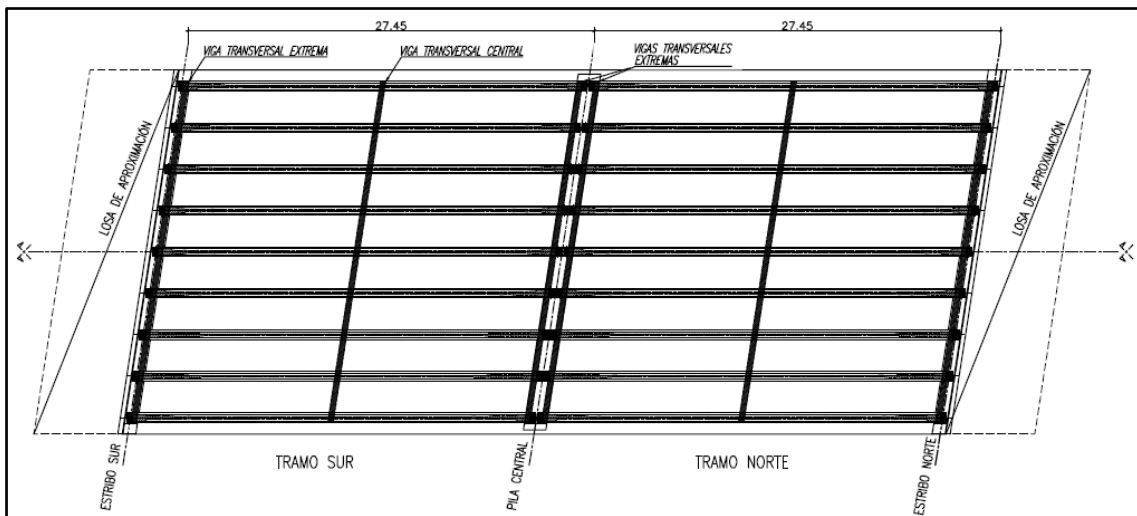


Figura 2.8. Emparrillado formado por las vigas principales y transversales

Los tramos se apoyan sobre neoprenos armados de 100mm de espesor, y se vinculan entre sí mediante una losa de continuidad ejecutada sobre planchas de poliestireno expandido a modo de aumentar su longitud de empotramiento y disminuir su rigidez. Para mejor entendimiento, en la Figura 2.9 se observa un detalle de la losa de continuidad.

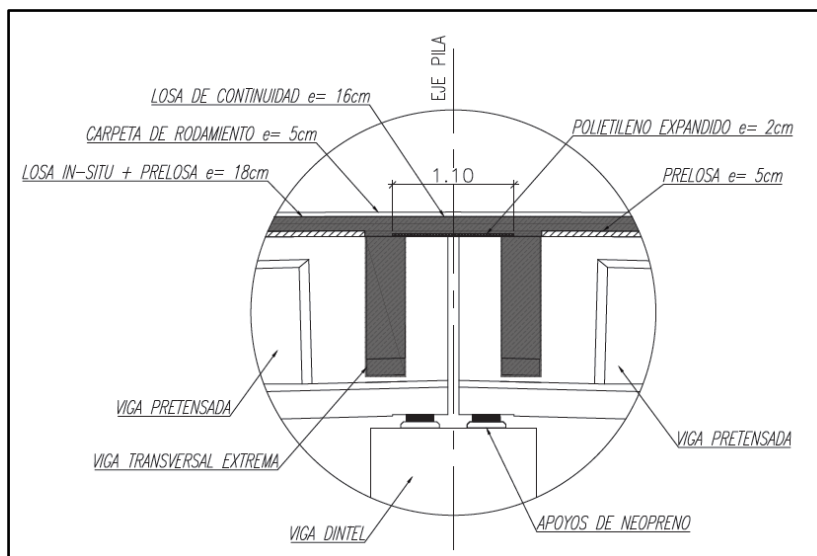


Figura 2.9. Detalle de losa de continuidad

Las juntas de dilatación son de tipo elástica a base de asfaltos modificados, y se disponen simétricamente respecto al eje central del puente. Ubicadas en los extremos entre tablero y losas de aproximación. Se muestra un detalle de las juntas en la Figura 2.10.

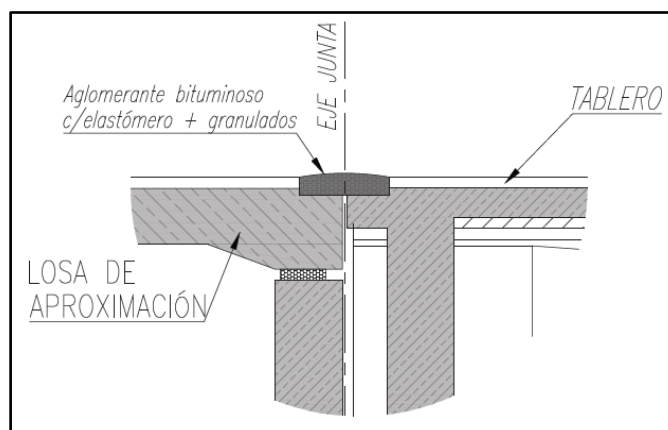


Figura 2.10. Detalle de junta de dilatación.

2.4. MATERIALES

Hormigón

La calidad hormigón utilizado se diferenció en elementos ejecutados in-situ, incluyendo losas prefabricadas, por un lado, y elementos prefabricados pretensados por otro lado. A continuación, en la Tabla 2.1 se detalla el tipo de hormigón según elemento:

Tabla 2.1. Elementos y calidades de Hormigón.

Elemento	Hormigón
Pilotes	H-25

Estribos y Pilas	H-25
Vigas Longitudinales	H-40
Vigas Transversales	H-25
Prelosas	H-25
Losa de tablero en 2° etapa	H-25
Losas de aproximación y continuidad	H-25

Acero para Hormigón Armado

Los elementos estructurales se diseñaron con barras conformadas de dureza natural ADN 420 en conformidad con IRAM-IAS U500-528, con una tensión de fluencia de 420 MPa y un módulo de elasticidad $E_s = 210000$ MPa.

Las prelosas premoldeadas disponen de vigas reticuladas electrosoldadas formadas de alambres designación ATR-500 según norma IRAM-IAS U500-26, con una tensión de fluencia de 500 MPa.

Acero para Pretensado

Para el pretensado de las vigas longitudinales prefabricadas se utilizó cordones de $\frac{1}{2}$ " de diámetro nominal de acero de baja relajación, designación C1900 grado 270, conforme a norma IRAM-IAS U500-03, con una tensión de fluencia de 1700 MPa (1% de alargamiento), una tensión de rotura de 1900 MPa y un módulo de elasticidad $E_{ps} = 195000$ MPa.

La tensión de tesado no será mayor al 80% de la tensión de rotura, e inmediatamente después de la transferencia del pretensado no será mayor al 74% de la tensión de rotura, acorde a las especificaciones del reglamento CIRSOC 201-05.

2.5. BASES DE DISEÑO

2.5.1. Reglamentos y Normas de aplicación

Las cargas de diseño y requerimientos de la estructura se determinaron según:

- Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado de la Dirección Nacional de Vialidad (D.N.V.)
- Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC:
 - Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras – CIRSOC 101-05
 - Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes (Parte I y II) – INPRES-CIRSOC 103-05
 - Reglamento argentino de estructuras de hormigón (Tomos 1 y 2) – CIRSOC 201-05
 - Proyecto de reglamento para defensas y barandas (Basado en AASHTO LRFD Design Specifications Sección 13) – CIRSOC 804

Para los casos, materiales, procedimientos o sistemas no contemplados totalmente en las normas y especificaciones mencionadas, se aplicaron normas de validez y crédito internacional (DIN, ASTM, AASHTO, etc.).

2.5.2. Análisis de cargas

La determinación de armaduras, o diseño y verificación seccional de los distintos componentes del puente se llevó a cabo teniendo en cuenta la peor combinación de acciones actuantes durante la puesta en servicio del puente y etapas constructivas.

Las solicitaciones consideradas se describen a continuación:

Cargas y Sobrecargas Permanentes

Son aquellas originadas por el peso propio de los elementos componentes: Vigas principales y transversales, tablero, estribos, etc.

También se consideró en esta categoría elementos que permanezcan por tiempo indefinido sobre la estructura (sobrecargas permanentes): Baranda o defensa de hormigón armado, mediana, carpeta de rodamiento, etc.

Los pesos unitarios de los principales materiales que componen los elementos mencionados que se adoptaron para el cálculo son:

- Hormigón Armado Presforzado y Convencional..... 25 kN/m³
- Mezcla Asfáltica para pavimentos..... 24 kN/m³

Sobrecargas Móviles (debidas al tránsito)

En base al reglamento de la D.N.V. citado en el apartado precedente, el tren de cargas adoptado consiste en una multitud compacta sobre la calzada y un vehículo tipo, denominado aplanadora.

La sobrecarga móvil adoptada para el diseño de este puente en particular se encuentra dentro de la definición de “Categoría A-30”, y consiste en:

- 1) Aplanadoras A-30
- 2) Sobrecarga distribuida, por multitud compacta sobre calzada (MCSC)

Ambas tipologías se combinaron de manera que provoquen los esfuerzos máximos en cada elemento estructural.

Aplanadoras A-30

Se deberá colocar una aplanadora en cada faja de circulación prevista, asignando a cada carril de circulación un ancho de 3,00m. De acuerdo a la especificación de la D.N.V. para el diseño de puentes de hormigón armado, el dimensionado se realizará con la sobrecarga ubicada en la posición más desfavorable para cada elemento del puente. En la Figura 2.11 se presenta un esquema de la aplanadora a considerar, y en la Tabla 2.2 las cargas por eje y totales.

Tabla 2.2. Cargas de la Aplanadora A-30 según reglamento de la D.N.V.

Descripción	Cantidad	Carga [kN]	Área de Aplicación
Rodillo delantero (Rd)	1	130	1,20 m x 0,10 m
Rodillo trasero (Rt)	2	85	0,50 m x 0,10 m
Peso total de aplanadoras A-30		300	2,50 m x 6,00 m

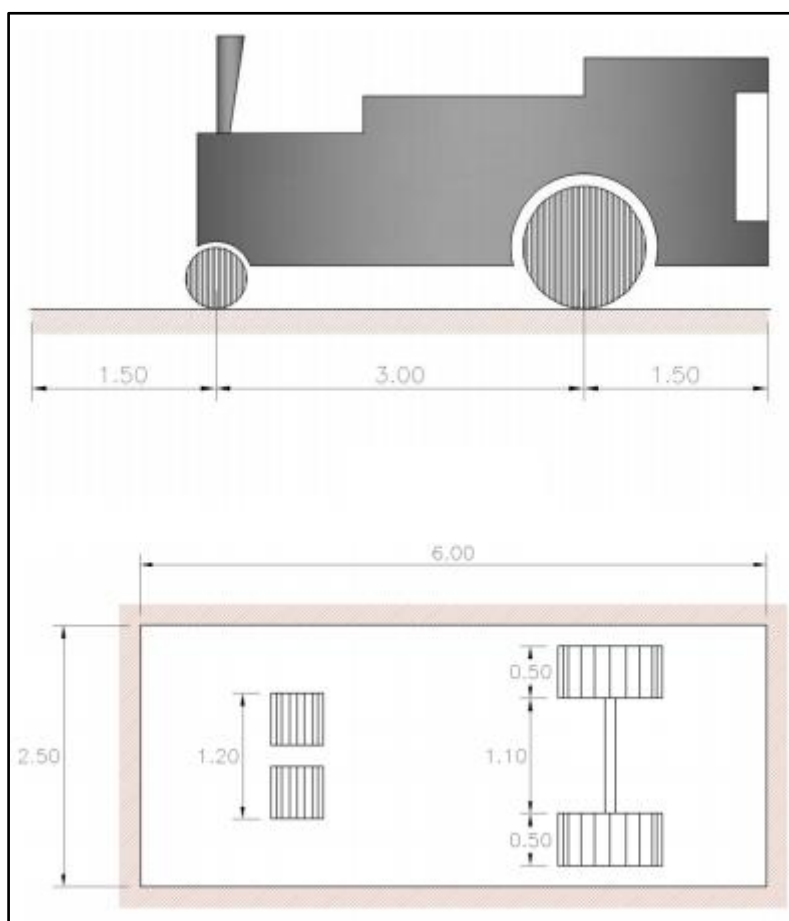


Figura 2.11. Dimensiones de la aplanadora según D.N.V.

El reglamento de la D.N.V. permite utilizar un factor de reducción por simultaneidad de aplanadoras. Este es igual a 1 cuando se colocan en el puente una o dos aplanadoras, igual a 0,95 para tres aplanadoras, para cuatro se reduce a 0,90 y para más vehículos tipo se permite reducir a 0,85. Por otro lado, para el diseño de la losa de tablero en puentes vigas la reglamentación permite utilizar un coeficiente de reducción igual a 0,80, independiente del número de aplanadoras que se considere.

En base a lo mencionado en el párrafo anterior, y debido al ancho que posee la calzada del puente en estudio, se consideraron 3 vehículos de diseño por sentido de circulación, lo que da un total de 6 aplanadoras, ya que cada una debe abarcar una franja de 3,00m dentro del ancho de la calzada (se excluye la zona de la mediana).

En el proceso de cálculo se analizaron dos casos de sobrecarga móvil, uno con las 6 aplanadoras ubicadas simétricamente y otro con sólo uno de los sentidos de circulación cargados, o sea 3 aplanadoras ubicadas asimétricamente.

Multitud Compacta sobre Calzada

Esta se refiere a la carga uniformemente distribuida aplicada fuera de la zona ocupada por las aplanadoras. El valor de la misma se obtuvo del reglamento de la D.N.V. en base a la categoría del puente, en nuestro caso se utilizaron 6 kN/m^2 .

Coeficiente de Impacto

Para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga móvil, se afectó por un coeficiente de impacto correspondiente a las características y luz de la estructura en estudio. En la Tabla 2.3, extraída del reglamento de la D.N.V., se muestran valores de coeficientes de impacto para distintas luces. Cabe aclarar que este coeficiente sólo afecta a los elementos de la superestructura.

Tabla 2.3. Coeficientes de impacto para la sobrecarga móvil en puentes según bases de la D.N.V.

Tipo de Estructura	Coeficiente de Impacto
1. Tablero de la calzada.	1,40
2. Vigas principales que parcial o íntegramente formen parte de la estructura del tablero o que estén directamente vinculadas a ésta:	
L < 10 m	1,40
L = 10 m	1,30
L = 30 m	1,20
L = 50 m	1,10
L ≥ 70 m	1,00

En la Tabla 2.4 se detallan los coeficientes de impacto adoptados para los elementos estructurales del puente en estudio.

Tabla 2.4. Coeficientes de impacto adoptados.

Elemento	Coeficiente de Impacto
Losa de Tablero	1,40
Viga Longitudinal	1,25
Pilas y Estribos	Sin impacto
Pilotes	Sin impacto

Fuerzas debidas al Frenado de Vehículos

El frenado de los vehículos que circulan por el puente origina fuerzas horizontales longitudinales sobre los apoyos del puente. Las bases de diseño estipulan que se tome como fuerza de frenado el mayor de los valores siguientes:

- El 15% del peso total de todas las aplanadoras en la calzada sin impacto.
- El 4% del peso total de la multitud compacta sin impacto sobre toda la superficie en donde está aplicada.

Fuerzas debidas al Viento

Para las fuerzas debidas al viento se consideran dos estados de funcionamiento del puente: cargado o vacío. En el primer caso de carga se adopta una presión horizontal de 150 kg/m² (1,5 kN/m²), y para el segundo caso una presión de 250 kg/m² (2,5 kN/m²).

Para el caso de puente cargado se aplica la presión del viento a una superficie que abarca la longitud total del puente en una altura igual a la distancia comprendida entre el fondo de las vigas longitudinales del tablero y la carpeta de rodamiento, más una faja de 2,00m de alto por encima de la carpeta de rodamiento.

Para el estado de funcionamiento del puente vacío se considera una superficie igual a la proyección vertical de las vigas longitudinales, más la altura de la defensa de tránsito.

Como criterio de cálculo se consideró la superestructura del puente de gran rigidez en el sentido de empuje del viento, por lo que no se aplicaron las fuerzas debidas al viento en el cálculo de la superestructura, ya que bajo este supuesto las solicitaciones se transmiten desde el diafragma rígido a los estribos y pilas por medio de los apoyos de neopreno.

Fuerzas debidas a Retracción

Los efectos generados por la retracción se determinaron siguiendo las indicaciones del Reglamento CIRSOC 201-05. Se adoptó como valor básico de retracción $2,5 \times 10^{-5}$ a tiempo infinito, con un coeficiente de 0,6 para tener en cuenta la variación de la retracción en el tiempo.

Fuerzas debidas a Fluencia

Las fuerzas generadas por la acción de fluencia lenta se determinaron siguiendo el procedimiento escrito en el Reglamento CIRSOC 201-05. Adoptándose un factor de fluencia igual a 2,0.

Fuerzas debidas a Temperatura

Para obtener las solicitaciones por efecto de la temperatura, se consideró un salto térmico de $\pm 20^{\circ}\text{C}$ con respecto a la temperatura de montaje. El coeficiente de dilatación/contracción térmica adoptado para los elementos de hormigón fue de 1×10^{-5} (valor usual).

Fuerzas Sísmicas

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del territorio nacional establecido en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103-91, el lugar de emplazamiento de la estructura se encuentra en Zona Sísmica 1, o zona de reducida peligrosidad sísmica, esto puede verse en la Figura 2.12. Además, teniendo en cuenta el tipo de construcción y el tipo de suelo, se pueden definir los siguientes coeficientes y características:

- Construcción tipo Grupo A: vía principal de comunicación.
 - Factor de Riesgo (γ) = 1,30
- Suelo Tipo II (intermedio)
- Ductilidad (μ):
 - Transversal = 5
 - Longitudinal = 3

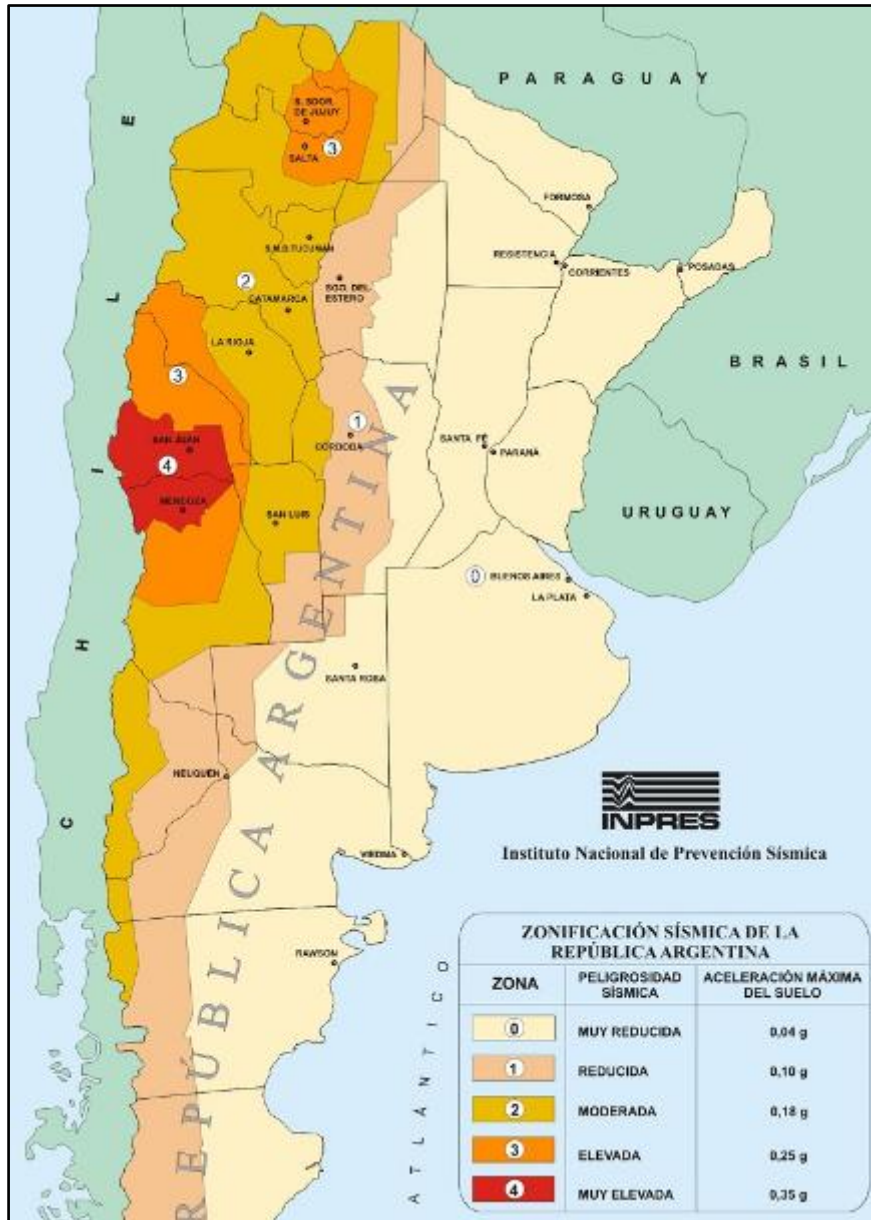


Figura 2.12. Mapa de zonificación sísmica.

A partir de estos valores se determinó el espectro de diseño a utilizar para definir las cargas sísmicas, siendo este:

- $a = 0,09$
- $T_1 = 0,3$ seg.
- $b = 0,27$
- $T_2 = 0,8$ seg.

Los períodos fundamentales de vibración de la estructura se determinaron a partir del modelo numérico, para las direcciones longitudinal y transversal del puente, considerando el tablero como diafragma rígido.

Se obtuvieron entonces dos coeficientes sísmicos en direcciones normales entre sí (longitudinal y transversal), mediante la expresión siguiente:

$$C_i = \frac{S_{ai} * \gamma}{R} \quad (1)$$

Donde C_i es el coeficiente sísmico en dirección i ; S_{ai} la pseudo aceleración en dirección i ; γ el factor de riesgo; y R el factor de reducción.

Los coeficientes obtenidos fueron:

- Coeficiente Sísmico longitudinal = 0,08
- Coeficiente Sísmico transversal = 0,06

Las fuerzas sísmicas totales se determinan mediante la ecuación:

$$F_i = C_i * W_t \quad (2)$$

Donde F_i es la fuerza sísmica total en dirección i ; y W_t es la carga gravitatoria total.

2.5.3. Combinaciones de cargas

En este apartado se presentan las combinaciones de carga consideradas para el dimensionado de los elementos que constituyen la superestructura del puente. Esta se compone por las vigas principales y la losa de tablero, y estos elementos no resisten esfuerzos provenientes del sismo y viento, sino que transmiten dichas fuerzas a la infraestructura.

Por ello, la carga con la que se dimensionan los elementos del puente será la proveniente de su peso propio y el tránsito. Cargas descritas en el apartado anterior.

Vigas Longitudinales

Acorde a lo especificado por el Reglamento CIRSOC 201, se definieron combinaciones de cargas en estado de servicio, para verificación de tensiones y deformaciones, y combinaciones en estado límite último para verificación a rotura.

Las combinaciones de estados de carga para la verificación de tensiones contemplan las etapas que sufre el elemento desde su fabricación hasta su puesta en servicio, y se enumeran a continuación:

- 1) Pretensado inicial + Peso propio de Viga (para S.S.)
- 2) Pretensado inicial + Peso propio de Viga + Carga de Losa de Tablero + Pérdidas parciales (para S.S.)
- 3) Pretensado inicial + Peso propio de Viga + Carga de Losa de Tablero + Sobrecarga permanente + Pérdidas totales (para S.C.)
- 4) Pretensado inicial + Peso propio de Viga + Carga de Losa de Tablero + Sobrecarga permanente + 60% Sobrecarga móvil + Pérdidas totales (para S.C.)
- 5) Pretensado inicial + Peso propio de Viga + Carga de Losa de Tablero + Sobrecarga permanente + 100% Sobrecarga móvil + Pérdidas totales (para S.C.)

Las dos primeras combinaciones se calculan sobre la sección simple de la viga (S.S.), y las restantes sobre la sección compuesta viga-losa (S.C.).

Para la verificación a rotura se utilizó la combinación: $1,2 D + 1,6 LM$. Siendo D las cargas y sobrecargas permanentes, y LM la sobrecarga móvil evaluada simétrica y asimétricamente.

Losa de Tablero

Para la losa del tablero se tuvo en cuenta dos etapas, una constructiva y otra durante la puesta en servicio. La primera para verificar las prelosas, que deben soportar no sólo su propio peso, sino también el espesor de losa hormigonado en segunda etapa más una sobrecarga de trabajo. Y la segunda para verificar la losa completa frente a las cargas móviles.

En resumen, se consideraron dos etapas:

- 1) Etapa Constructiva: Se usó la combinación $1,2 D + 1,6 L$. Donde D corresponde a las cargas por peso propio de prelosa y espesor de hormigón fresco, y L a la sobrecarga de trabajo.
- 2) Etapa de Servicio: Se usó la combinación $1,2 D + 1,6 LM$. Donde D corresponde a las cargas por peso propio de la losa completa más la carpeta de rodamiento y LM a la sobrecarga móvil.

Vigas Transversales

Para estas también se consideraron dos etapas, una durante servicio y otra durante recambio de apoyos de neopreno.

En la primer situación actúan cargas y sobrecargas permanentes (D) más sobrecargas móviles (LM), la combinación determinante es $1,2 D + 1,6 LM$, y las solicitaciones se dan producto de la interacción de la viga con el tablero como rigidizador. En la segunda situación sólo actúan cargas y sobrecargas permanentes (D), pero no por eso es de menor importancia, ya que en ésta la viga debe levantar el tablero completo, la combinación determinante es $1,4 D$, y las solicitaciones se dan producto de la acción del tablero completo sobre la viga.

2.6. MODELO NUMÉRICO

Para determinar los esfuerzos sobre los elementos estructurales que componen el tablero se realizó un modelo numérico a través de un programa destinado al cálculo estructural, y más precisamente al cálculo de puentes. Se confeccionó un único modelo en el cual se representaron todos los elementos estructurales, con sus dimensiones geométricas y características antes mencionadas.

Como el uso de este software fue nuevo para el estudio en el que se llevó a cabo la práctica profesional, previo a su uso se estudió el funcionamiento del mismo y en todo momento se comparó resultados con modelos simplificados, cálculos manuales y antecedentes.

Se optó por el uso de este software por la simpleza que presenta para cualquier configuración de puente, y la forma en que analiza la sobrecarga móvil. Básicamente se define un perfil transversal y las condiciones de contorno, y el programa genera automáticamente el emparillado del tablero y sus apoyos. En la Figura 2.13 se observa una captura de la entrada de datos para la definición del perfil transversal del viaducto en el software usado.

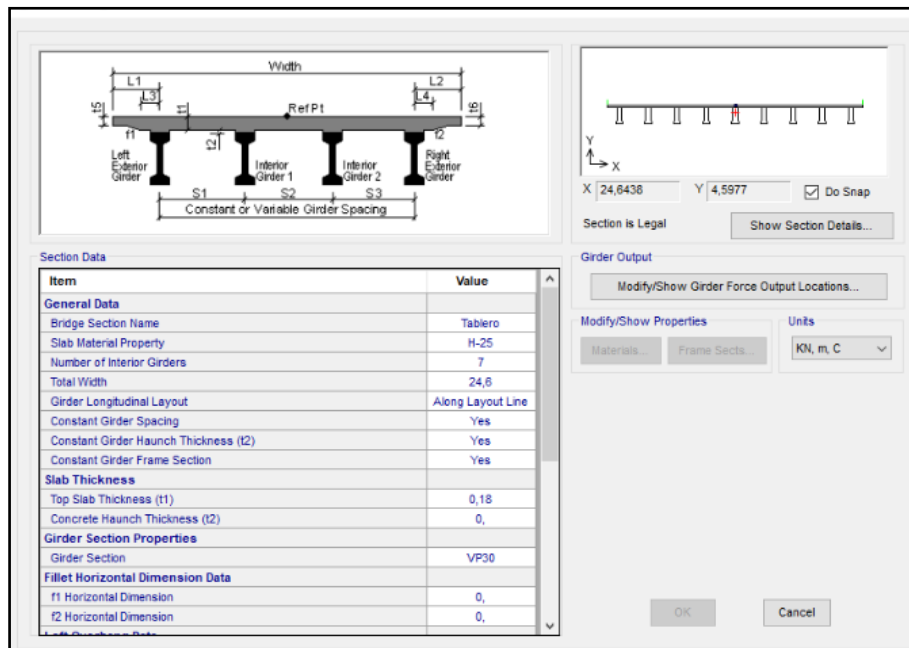


Figura 2.13. Definición del perfil transversal del tablero en el software usado.

En la figura se muestra en planta la malla o emparrillado creado por el programa en base a lo definido, en la figura, una vista lateral, donde se ven luces y apoyos. En la figura el modelo en vista tridimensional y finalmente en la figura se muestra el modelo con las secciones definidas.

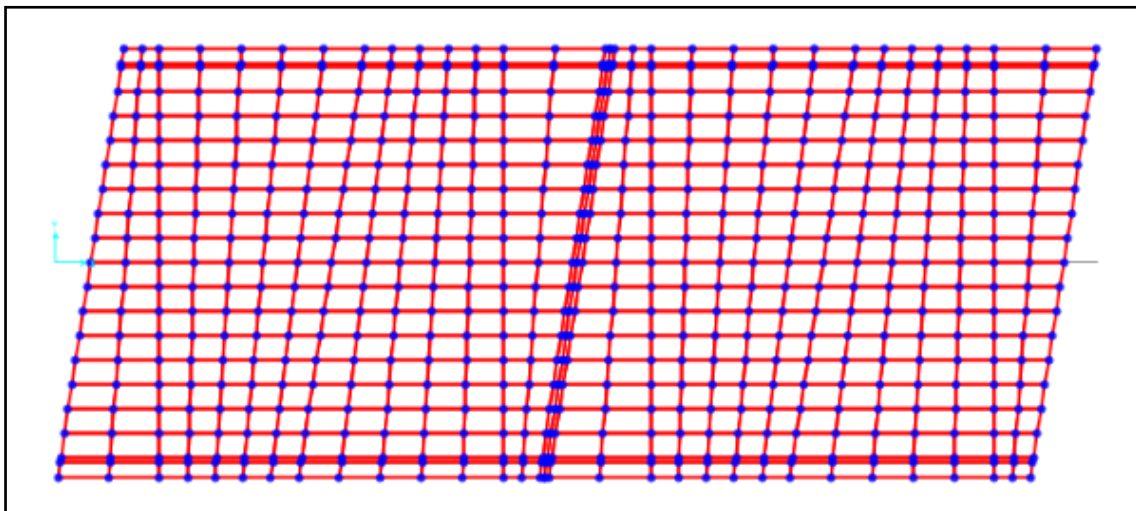


Figura 2.14. Malla de la superestructura del puente modelado.

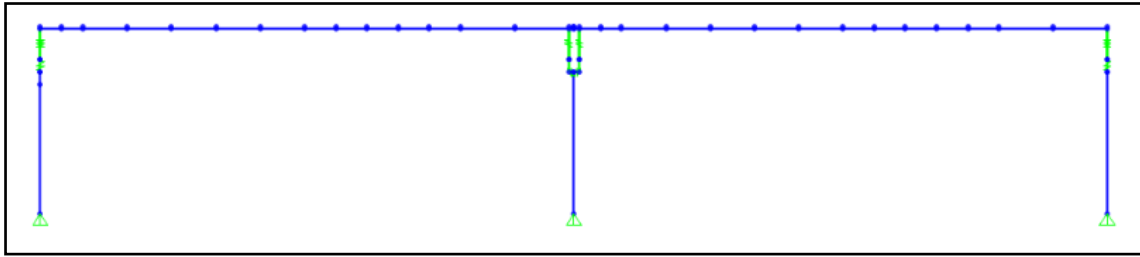


Figura 2.15. Vista plana del modelo numérico.

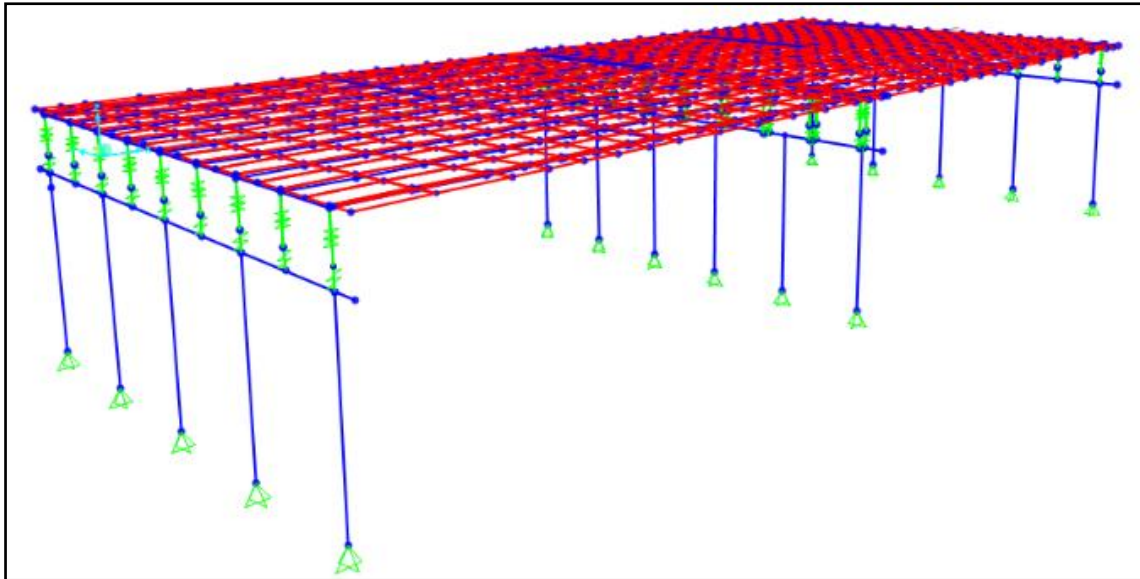


Figura 2.16. Vista tridimensional del modelo numérico.

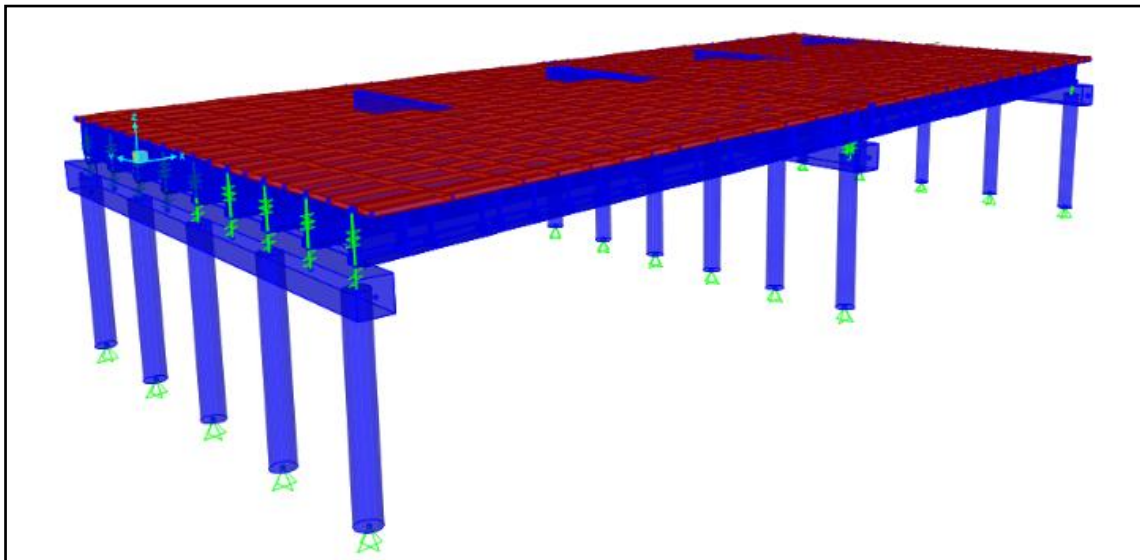


Figura 2.17. Vista tridimensional del modelo numérico con las secciones definidas.

Por otro lado, el programa de cálculo usado permite definir un vehículo de diseño, y carriles por donde correr dichos vehículos. Luego analiza los efectos sobre el puente en cada posición del vehículo en los carriles definidos y determina una envolvente de

los diagramas de solicitaciones. En la figura se muestra el vehículo definido, y en la figura, a modo de ejemplo, el diagrama de momentos obtenido en una de las vigas debido a la sobrecarga móvil.

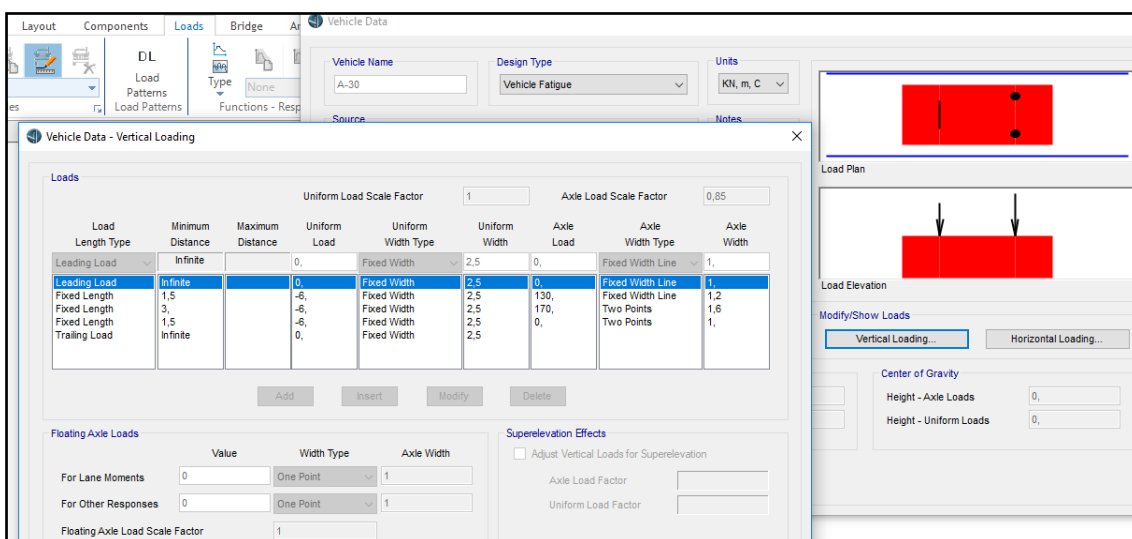


Figura 2.18. Definición del vehículo de diseño en el modelo numérico.

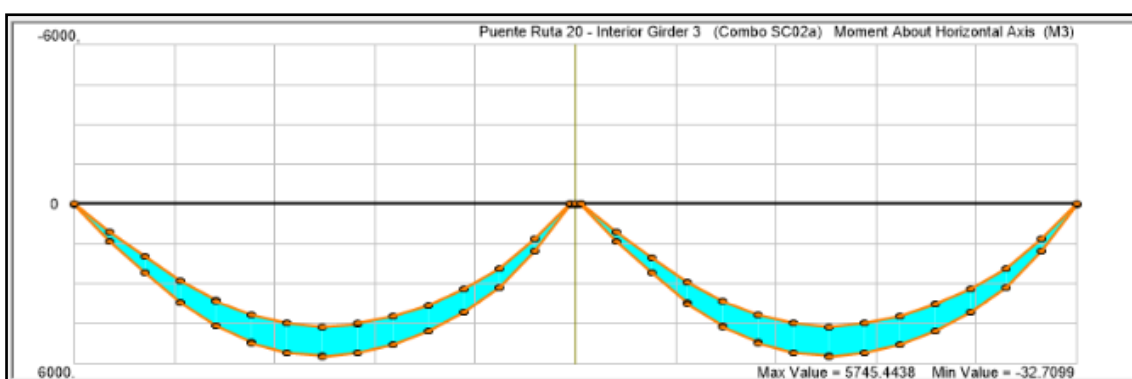


Figura 2.19. Ejemplo del diagrama envolvente de momentos de servicio dados por el modelo numérico en las vigas del puente modelado.

CAPÍTULO 3. VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS

En el presente capítulo se describen los criterios de cálculo adoptados para cada elemento estructural de la superestructura del puente. Se detallan los cálculos y verificaciones realizadas para justificar el correcto funcionamiento de la solución planteada, y se complementa con el Anexo 1, que corresponde a la memoria de cálculo realizada durante la práctica profesional, y el Anexo 2, que incluye los planos generales y de detalle elaborados.

3.1. LOSA DE TABLERO

Se distinguen tres casos distintos:

- Losa de tramo
- Losa en voladizo
- Losa de continuidad

Cada caso corresponde a una solución particular, a modo de resumen, en la Tabla 3.1 se muestra las características geométricas del tablero:

Tabla 3.1. Características del tablero para el análisis de la Losa.

Distancia entre eje de vigas:	2,80 m
Ancho de cabeza superior de vigas:	0,43 m
Distancia entre borde de vigas:	2,37 m
Longitud en voladizo (de borde a eje de viga):	1,10 m
Categoría del puente:	A-30

3.1.1. Losa de tramo

Se optó por una losa de 18 cm de espesor, de los cuales 5 cm constituyen a prelosaspremoldeadas. Estas contienen la armadura inferior necesaria y se colocan en primera instancia sobre las vigas longitudinales, luego en segunda etapa se hormigonan los 13cm faltantes para completar la losa total, previo colocado de armaduras restantes.

Las prelosas son elementos prefabricados de hormigón armado ejecutados a pie de obra o en fábrica. Su objeto es simplificar el proceso constructivo de la losa de tablero, eliminando encofrados, andamios y puntales. Además proveen al tablero de la armadura principal resistente, mediante vigas reticuladas parcialmente inmersas, llamadas comercialmente “trilogic”, y de ser necesario adicionando armaduras.

Los trilogic se fabrican con armadura T-500 soldable, y se proveen por catálogo o especificación particular. Se diseña su altura, diámetro de barras y diagonales, y paso, de acuerdo a las necesidades del proyecto. En la Figura 3.1 se muestra la armadura tipo trilogic adoptada, y en la Figura 3.2 un corte esquemático de las prelosas con la de trilogic y armadura inferior incorporada.

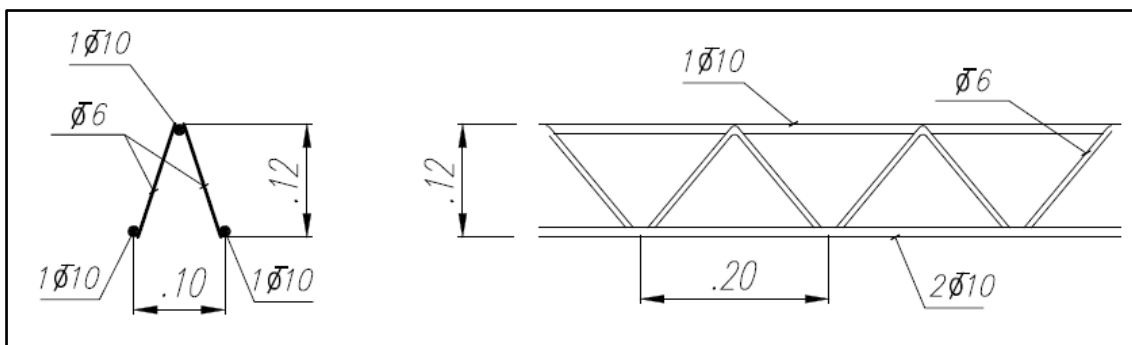


Figura 3.1. Armadura reticulada tipo Trilogic adoptada.

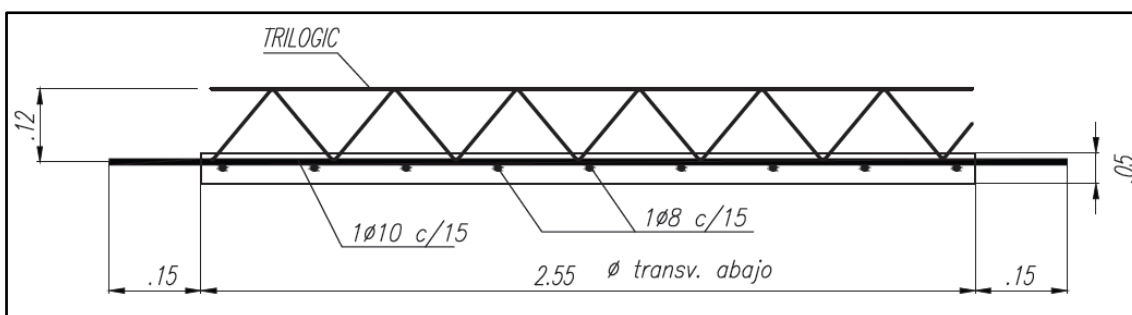


Figura 3.2. Prelosa con Trilogic y armadura inferior adicional.

Análisis de cargas ysolicitaciones

Tanto en la etapa constructiva, como de servicio, los cálculos de sollicitaciones se realizaron suponiendo una viga de ancho unitario, por lo que el análisis de cargas consistió en determinar los pesos propios de las prelosaspremoldeadas, de la losa hormigonada en segunda etapa, de la carpeta de rodamiento y de la carga distribuida equivalente de los rodillos de aplanadora por metro de losa.

Para el puente en servicio, el esquema estático adoptado fue el de una viga continua de ancho unitario, y en la obtención de sollicitaciones se evaluó la combinación de pesos propios actuando simultáneamente con los rodillos de la aplanadora o la multitud compacta en ese sector. Por otro lado, durante la etapa constructiva el esquema estático consistió en una viga de ancho unitario simplemente apoyada en las cabezas de las vigas adyacentes, y en este caso fueron críticas las cargas por peso propio de prelosas y hormigón en segunda etapa más la sobrecarga constructiva.

Un aspecto importante a tener en cuenta es que los valores de sollicitación debidos a las sobrecargas móviles (aplanadoras) se afectaron por un coeficiente de minoración de 0,80. Esto está permitido por las bases de cálculo de la D.N.V., debido a que la losa está considerada como un elemento estructural secundario.

Verificaciones a realizar

En la etapa constructiva se encuentran montadas las prelosas sobre las cabezas de las vigas longitudinales, y al hormigonarse la losa faltante en segunda etapa, la misma no provee resistencia hasta que no haya fraguado, además debe considerarse a esto una sobre carga de trabajo de 150 kg/m². Bajo esta condición se analizan las barras

que conforman el Trilogic, verificando las tensiones máximas por tracción para las barras inferiores, y las tensiones máximas por compresión para las barras superiores y diagonales, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden.

Para la etapa de servicio se verificarán las armaduras superior e inferior complementarias de la losa, contemplando la influencia de la armadura inferior provista inicialmente por el Trilogic, no así de la superior, porque los momentos negativos son máximos en los apoyos, en este caso sobre las vigas principales, y dicha armadura no tiene continuidad, se corta junto con el Trilogic.

También se verifica las tensiones de corte en la losa completa, y el corte horizontal entre prelosa y hormigón de segunda etapa.

La armadura dispuesta se muestra en los planos del Anexo 2.

3.1.2. Losa en voladizo

Al igual que en el tramo, se optó por un espesor de 18 cm, con la diferencia de que la misma se hormigona in-situ en su totalidad, para lo cual se previeron pases de 1" en las vigas longitudinales de borde para agarrar el encofrado de la losa en voladizo.

Además, sobre la losa se ejecuta una barrera o defensa tipo New Jersey, también hormigonada in-situ.

En la Figura 3.3 se ve un corte transversal de la losa en voladizo.

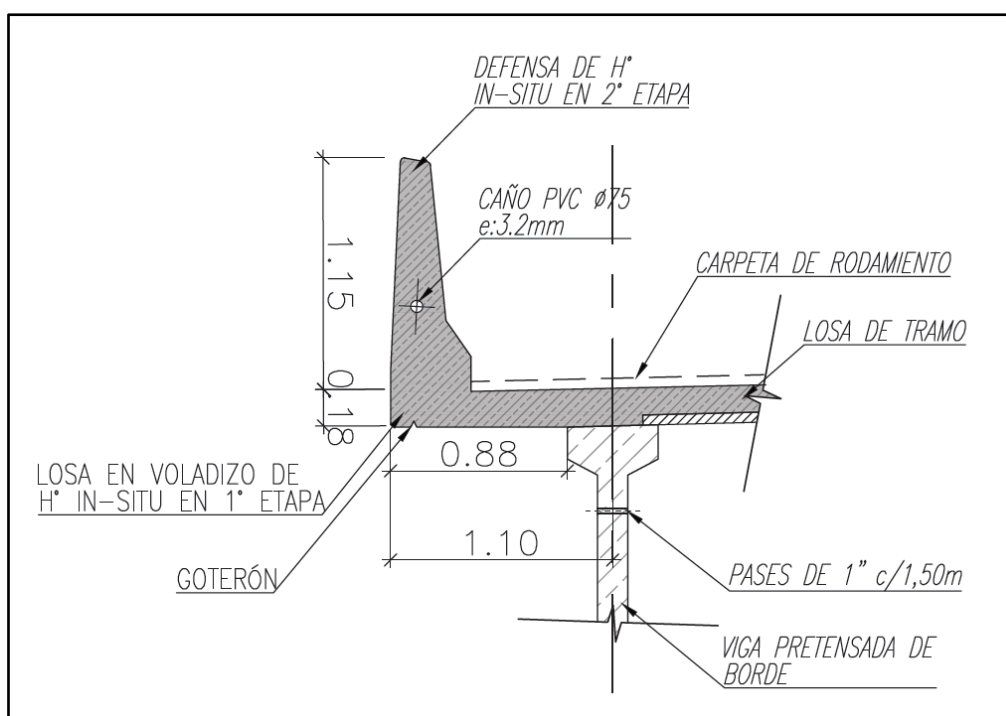


Figura 3.3. Detalle de losa en voladizo.

Análisis de cargas y solicitaciones

El análisis de cargas consistió en determinar los pesos propios de la losa en voladizo, de la carpeta de rodamiento, de la barrera y de los rodillos traseros de la sobrecarga móvil de diseño (aplanadora A-30) pasando lo más cerca posible de la defensa vehicular.

El esquema estático adoptado fue el de una viga en voladizo (viga empotrada), y la sección crítica o de análisis para la que se obtuvieron las solicitaciones es la sección de empotramiento, sección próxima a la cabeza superior de la viga principal de borde.

Para el cálculo de solicitaciones debido a la sobrecarga móvil, se calcularon los anchos activos debidos a flexión y corte, y con estos la sobrecarga distribuida aplicada. También se consideró el momento adicional debido a choque del vehículo de diseño de la defensa, acorde al Reglamento CIRSOC 804, que si bien aún no está en vigencia, se basa en las especificaciones sobre barandas y defensas de "AASHTO LRFD Design Specifications Sección 13", usualmente usado para el diseño de barreras.

Verificaciones a realizar

Las verificaciones se hicieron en la etapa de servicio, porque es cuando actúan cargas más importantes: sobrecargas móviles. Se compararon las siguientes combinaciones:

- Cargas y sobrecargas permanentes + Sobrecargas móviles
- Cargas y sobrecargas permanentes + Evento extremo de choque

En nuestro caso se diseñó la losa en voladizo con la segunda combinación de cargas, con sus respectivos coeficientes de mayoración, por ser la que mayores solicitaciones generó.

La armadura dispuesta se muestra en los planos del Anexo 2.

3.1.3. Losa de continuidad

Se optó por la ejecución de una losa de continuidad entre tramos en lugar de una junta de dilatación. Esta genera un impedimento a desplazamiento y rotación de un tramo respecto al otro, por lo que la misma debe ser diseñada para resistir las solicitaciones debidas a desplazamientos y rotaciones relativas, además de cargas por peso propio y cargas puntuales por paso de la sobrecarga móvil. Las solicitaciones debidas a desplazamientos y rotaciones inducidas serán mayores cuanto más corta sea la luz libre de la losa de continuidad, debido a que a menor luz de empotramiento, mayor rigidez frente a deformaciones. Para resolver esto, se planteó hormigonar la losa sobre placas de poliestirenoexpandido, a modo de alejar las secciones de empotramiento. En la Figura 3.4 se ve un corte constructivo de la losa de continuidad.

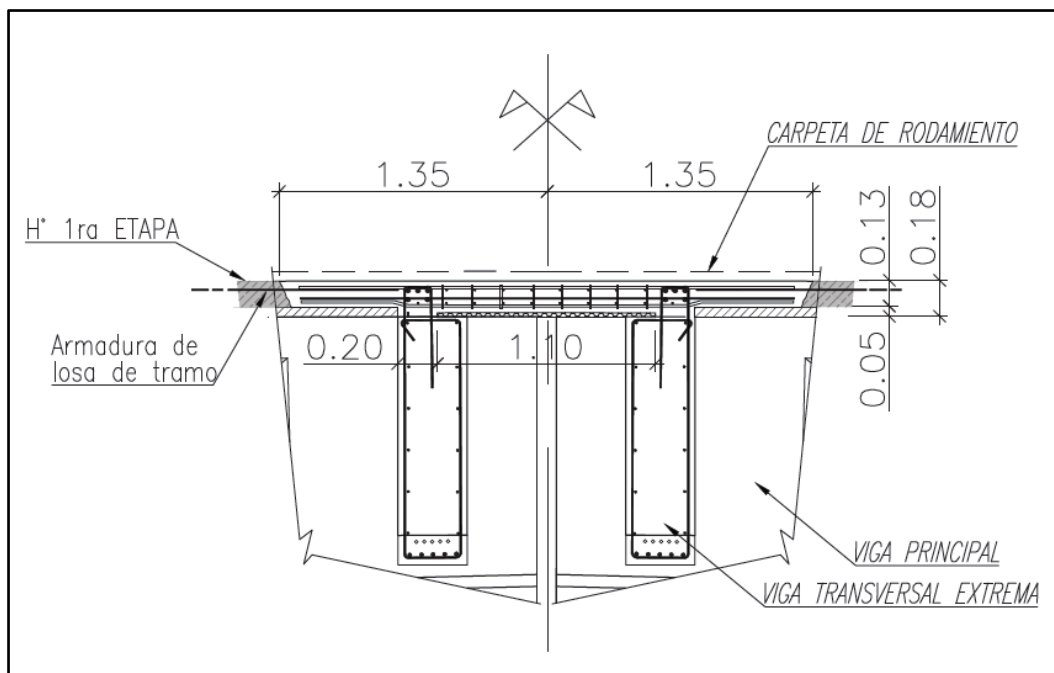


Figura 3.4. Corte constructivo de la Losa de continuidad.

Como la losa de continuidad se hormigona en una etapa posterior a la losa de tramo, en el momento de hacerlo ya se han producido los asentamientos instantáneos en los apoyos de neopreno debidos al peso propio de las vigas principales y la losa de tablero, así como también las rotaciones debidas a esas cargas. Entonces la rotación máxima en los extremos de la losa de continuidad se debe al peso de la carpeta de rodamiento, la sobrecarga móvil, y las deformaciones debidas a fluencia lenta del hormigón. Por otro lado los asentamientos relativos de un lado de la losa respecto al otro se consideraron cargando uno de los tramos con la sobrecarga móvil y dejando el otro desprovisto de dicha carga.

Una vez calculados los momentos y esfuerzos de corte máximos se diseñaron las armaduras superiores e inferiores, y los estribos de corte del elemento.

La armadura dispuesta se muestra en los planos del Anexo 2.

3.2. VIGAS PRINCIPALES

3.2.1. Definición del tablero y sus componentes

La tipología propuesta ya fue descrita en apartados anteriores, en la Tabla 3.2 se muestran los datos geométricos más importantes del tablero para el análisis de las vigas principales.

Tabla 3.2. Características geométricas del tablero para el análisis de las vigas principales.

Longitud de vigas:	27,65 m
Longitud entre apoyos:	27,05 m
Ancho total del puente:	24,60 m

Distancia entre ejes de vigas:	2,80 m
Longitud del voladizo:	1,10 m
Ancho de cada calzada:	7,30 m
Ancho de banquetas:	2,50 m
Ancho de separación entre calzadas:	4,00 m
Ancho de retiro:	0,50 m
Espesor de losa:	0,18 m
Espesor medio de carpeta de rodadura:	0,05 m
Cantidad de vigas pretensadas:	9 Un.

3.2.2. Geometría de las vigas principales

La geometría de la viga se definió en base a la experiencia del estudio en elementos prefabricados pretensados, antecedentes de estructuras similares y de manera que corresponda a moldes usuales de las empresas que fabrican estas vigas.

El tipo de viga adoptada fue de sección doble T, con un espesor de alma de 13 cm en el tramo central, donde los esfuerzos más importantes son debidos a flexión y el mayor aporte de inercia está dado en la cabeza y talón de la misma, y un abocinado y macizado de alma en las secciones extremas para soportar los esfuerzos de corte, que toman mayor importancia. Se la definió como VP160/13, donde las siglas iniciales hacen referencia a "Viga Pretensada", y los números siguientes a la altura nominal, 160 cm, y el espesor de alma, 13 cm.

Como se mencionó en apartados anteriores, el puente se proyectó sobre una curva vertical, por lo que para reducir sobrecargas permanentes, se realizó un facetado en las vigas, a modo de copiar las curvas verticales. Finalmente también se planteó una pendiente de la cabeza superior de un 2%, pendiente de bombeo, esto pensando en un mejor apoyo de las losetas premoldeadas.

En la Figura 3.5 se muestran las secciones típicas de la viga principal, con sus respectivas medidas y la ubicación de los pases para vigas transversales. En la Figura 3.6 se puede ver en vista lateral el facetado de la viga desde el extremo hasta la sección central. Por último, en la Figura 3.7 se puede apreciar las zonas de macizado y abocinado de la viga en una vista en planta.

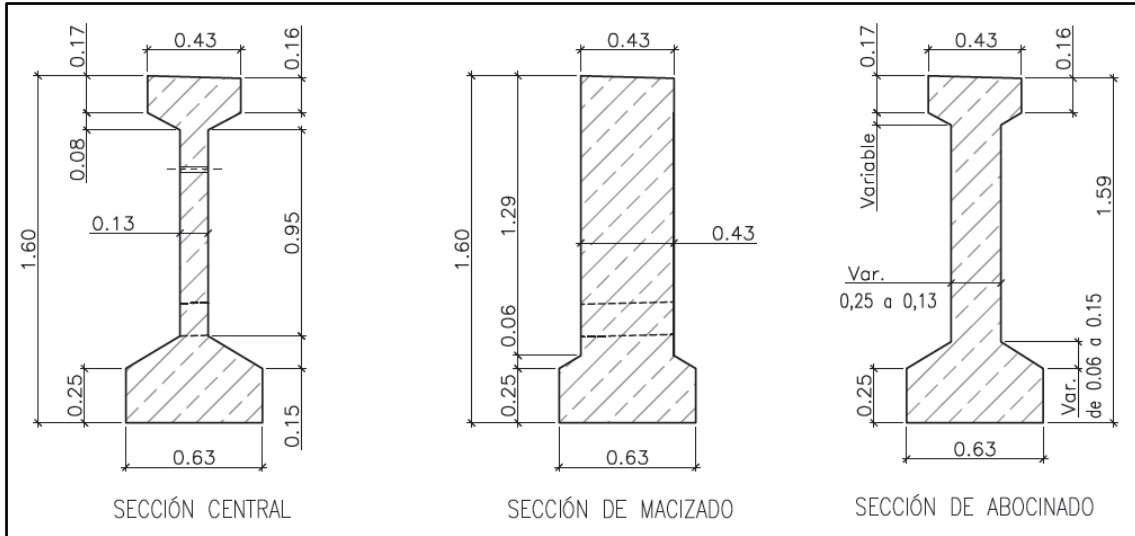


Figura 3.5. Secciones típicas de la viga principal.

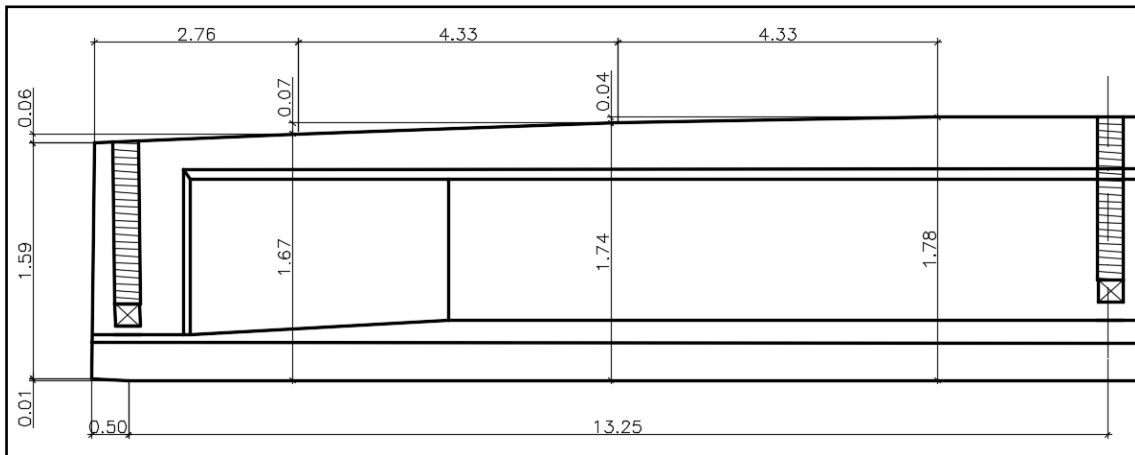


Figura 3.6. Vista lateral de la viga pretensada hasta sección central, con escala vertical aumentada.

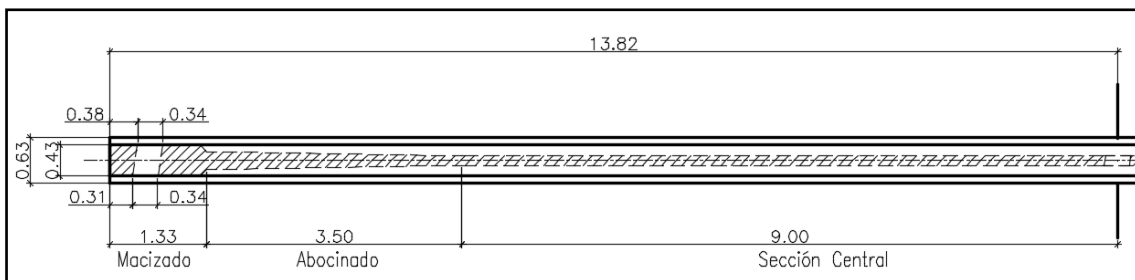


Figura 3.7. Vista en planta de la viga pretensada.

3.2.3. Solicitaciones

Las solicitaciones para diseño seccional a rotura y verificación de tensiones y deformaciones en servicio, se obtuvieron a través del modelo numérico detallado en su respectivo apartado. Como el esquema estático adoptado es el de viga simplemente

apoyada, se verificaron los momentos y cortes máximos dados por el software de cálculo, con las ecuaciones:

$$M_i \max = q_i * \frac{l^2}{8} \quad (3)$$

$$V_i \max = q_i * \frac{l}{2} \quad (4)$$

(Donde q_i es la carga distribuida que genera los esfuerzos M_i y V_i , y L es la distancia entre apoyos)

Del análisis de cargas y sobrecargas permanentes se obtienen los valores que se muestran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Análisis de cargas y sobrecargas permanentes.

	Carga unitaria por viga
Peso propio de vigas principales	13,75 kN/m
Peso propio de losa + vigas transversales	15,15 kN/m
Sobrecarga permanente del tablero	3,36 kN/m

Con las cargas se calcularon las solicitaciones como viga simplemente apoyada para verificar con las obtenidas por el modelo numérico, las cuales se muestran en la Tabla 3.4. Dónde:

- M1 y V1 corresponden al peso propio de las vigas pretensadas
- M2 y V2 al peso propio de la losa más vigas transversales
- M3 y V3 a la sobrecarga permanente del tablero
- M4 y V4 a la sobrecarga móvil

Tabla 3.4. Solicitaciones en estado puro para las secciones de diseño.

Secc.	Dist. [m]	M [kNm] por acción:					V [kN] por acción:				
		M1	M2	M3	M4a	M4b	V1	V2	V3	V4a	V4b
Apoyo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	185,97	204,90	45,44	507,00	495,00
1	1,60	279,95	308,45	68,41	1113,00	932,00	163,97	180,66	40,07	444,00	432,00
2	3,38	550,21	606,23	134,45	1861,00	1739,00	139,48	153,68	34,08	361,00	350,00
3	6,76	943,21	1039,25	230,49	2503,00	2502,00	92,98	102,45	22,72	244,00	236,00
4	10,14	1179,01	1299,06	288,11	2796,00	2995,00	46,49	51,23	11,36	139,00	139,00
Central	13,53	1257,61	1385,66	307,32	3062,00	3358,00	0,00	0,00	0,00	205,00	176,00

En la Tabla 3.5 se muestran las solicitaciones en estado límite de servicio, y en la Tabla 3.6 en estado límite último:

Tabla 3.5. Solicitaciones en estado límite de servicio para las secciones de diseño.

Sección	Dist. [m]	Ms [kNm] por combinación:			Ms Máx [kNm]	Vs [kN] por combinación:			Vs Máx [kN]
		SC01	SC02a	SC02b		SC01	SC02a	SC02b	

Apoyo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	436,32	943,32	931,32	943,32
1	1,60	656,81	1769,81	1588,81	1769,81	384,70	828,70	816,70	828,70
2	3,38	1290,88	3151,88	3029,88	3151,88	327,24	688,24	677,24	688,24
3	6,76	2212,94	4715,94	4714,94	4715,94	218,16	462,16	454,16	462,16
4	10,14	2766,18	5562,18	5761,18	5761,18	109,08	248,08	248,08	248,08
Central	13,53	2950,59	6012,59	6308,59	6308,59	0,00	205,00	176,00	205,00

Tabla 3.6. Solicitaciones en estado límite último para las secciones de diseño.

Sección	Dist. [m]	Mu [kNm] por combinación:			MuMáx [kNm]	Vu [kN] por combinación:			VuMáx [kN]
		DC01	DC02a	DC02b		DC01	DC02a	DC02b	
Apoyo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	610,84	1334,78	1315,58	1334,78
1	1,60	919,54	2568,98	2279,38	2568,98	538,58	1172,04	1152,84	1172,04
2	3,38	1807,24	4526,66	4331,46	4526,66	458,13	970,28	952,68	970,28
3	6,76	3098,12	6660,33	6658,73	6660,33	305,42	652,19	639,39	652,19
4	10,14	3872,65	7793,01	8111,41	8111,41	152,71	353,29	353,29	353,29
Central	13,53	4130,83	8439,91	8913,51	8913,51	0,00	328,00	281,60	328,00

3.2.4. Cables de pretensado y armadura pasiva

La cantidad de cables se estimó, en principio, con un análisis simplificado, dimensionando para el momento máximo y el límite de fluencia del acero de pretensado, luego con lo definido se calcularon las pérdidas, y finalmente se hizo la verificación tensional. Esto consiste en un proceso iterativo, donde se varía cantidad y posición de cordones buscando el diseño más óptimo, finalmente se vuelve a verificar las secciones a rotura, adicionando la cantidad de armaduras pasivas necesarias.

En los apartados siguientes se describen estas verificaciones.

3.2.5. Verificación tensional

Con las solicitaciones obtenidas, resta hacer la verificación tensional de la viga. Como se dijo en el apartado de combinaciones de cargas, estas verificaciones constan de 5 estados. Se determinaron las tensiones en la sección simple o compuesta de la viga según sea el caso, y se verificaron con tensiones admisibles según especificaciones del Reglamento CIRSOC 201-05, las mismas dependen de la resistencia característica del hormigón al momento de aplicarse las cargas y se detallan a continuación en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7. Tensiones admisibles.

Tipo de Esfuerzo	A tiempo inicial, $t = 0$		A tiempo infinito, $t = \infty$	
	Para sección:		Para cargas:	
	En extremo	En resto de viga	Semi-permanentes	Totales

Hormigón H-40 (Viga)			
Compresión [MPa]	0,6 f'ci = 16,8		0,45 f'c = 18,0
Tracción [MPa]	0,5 √f'ci = -2,6	0,25 √f'ci = -1,3	0,7 √f'c = -4,4
Hormigón H-25 (Losa)			
Compresión [MPa]			0,45 f'c = 11,25 0,60 f'c = 15,0
Tracción [MPa]			0,7 √f'c = -3,5

El tiempo inicial hace referencia al momento de transferencia de las tensiones de tesado, el mismo bajo especificación de Reglamento, no debe ocurrir antes de que el hormigón haya adquirido un 70% de la resistencia a 28 días. También es la etapa en que las tensiones de pretensado son máximas, porque aún no han ocurrido las pérdidas (sólo el acortamiento elástico).

El tiempo infinito hace referencia a aquel para el que puede suponerse que ya se produjeron todas las pérdidas reológicas, y el hormigón ya adquirió su resistencia especificada a 28 días.

A continuación, en las Tablas Tabla 3.8 aTabla 3.12 se muestran las tensiones resultantes para cada una de las 5 etapas o combinaciones de estados de cargas a considerar, y su verificación para cada una de las secciones.

Tabla 3.8. Verificación tensional de Sección 1.

	Etapa	Fibra de viga	Tensión [Mpa]	Tensión admisible [Mpa]	
Sección 1 (Sección extrema, a 1,60m)	1 (en S.S.)	Superior	-1,5	> -2,6	Verifica
		Inferior	7,0	< 16,8	Verifica
	2 (en S.S.)	Superior	0,3	> -2,6	Verifica
		Inferior	5,2	< 16,8	Verifica
	3 (en S.C.)	Superior	0,4	< 18,0	Verifica
		Inferior	4,5	> -4,4	Verifica
	4 (en S.C.)	Superior	1,3	< 18,0	Verifica
		Inferior	2,7	> -4,4	Verifica
	5 (en S.C.)	Superior	1,8	< 24,0	Verifica
		Inferior	1,5	> -4,4	Verifica

Tabla 3.9. Verificación tensional de Sección 2.

	Etapa	Fibra de viga	Tensión [Mpa]	Tensión admisible [Mpa]	
Sección 2 (a 3,38m)	1 (en S.S.)	Superior	-1,0	> -1,3	Verifica
		Inferior	9,3	< 16,8	Verifica
	2 (en S.S.)	Superior	2,3	> -1,3	Verifica
		Inferior	6,2	< 16,8	Verifica
	3 (en S.C.)	Superior	2,5	< 18,0	Verifica
		Inferior	5,1	> -4,4	Verifica
	4 (en S.C.)	Superior	3,9	< 18,0	Verifica
		Inferior	2,1	> -4,4	Verifica
	5 (en S.C.)	Superior	4,8	< 24,0	Verifica
		Inferior	0,1	> -4,4	Verifica

Tabla 3.10. Verificación tensional de Sección 3.

	Etapa	Fibra de viga	Tensión [Mpa]	Tensión admisible [Mpa]	
Sección 3 (a 6,76m)	1 (en S.S.)	Superior	-0,1	> -1,3	Verifica
		Inferior	11,4	< 16,8	Verifica
	2 (en S.S.)	Superior	5,0	> -1,3	Verifica
		Inferior	6,6	< 16,8	Verifica
	3 (en S.C.)	Superior	5,3	< 18,0	Verifica
		Inferior	5,1	> -4,4	Verifica
	4 (en S.C.)	Superior	7,1	< 18,0	Verifica
		Inferior	1,3	> -4,4	Verifica
	5 (en S.C.)	Superior	8,3	< 24,0	Verifica
		Inferior	-1,3	> -4,4	Verifica

Tabla 3.11. Verificación tensional de Sección 4.

	Etapa	Fibra de viga	Tensión [Mpa]	Tensión admisible [Mpa]	
Sección 4 (a 10,14m)	1 (en S.S.)	Superior	-0,2	> -1,3	Verifica
		Inferior	13,8	< 16,8	Verifica
	2 (en S.S.)	Superior	5,8	> -1,3	Verifica
		Inferior	8,0	< 16,8	Verifica
	3 (en S.C.)	Superior	6,2	< 18,0	Verifica
		Inferior	6,1	> -4,4	Verifica
	4 (en S.C.)	Superior	8,3	< 18,0	Verifica
		Inferior	1,7	> -4,4	Verifica
	5 (en S.C.)	Superior	9,6	< 24,0	Verifica
		Inferior	-1,3	> -4,4	Verifica

Tabla 3.12. Verificación tensional de Sección 5.

	Etapa	Fibra de viga	Tensión [Mpa]	Tensión admisible [Mpa]	
Sección 5 (Sección central, a 13,53m)	1 (en S.S.)	Superior	0,1	> -1,3	Verifica
		Inferior	13,5	< 16,8	Verifica
	2 (en S.S.)	Superior	6,3	> -1,3	Verifica
		Inferior	7,5	< 16,8	Verifica
	3 (en S.C.)	Superior	6,8	< 18,0	Verifica
		Inferior	5,6	> -4,4	Verifica
	4 (en S.C.)	Superior	9,0	< 18,0	Verifica
		Inferior	0,6	> -4,4	Verifica
	5 (en S.C.)	Superior	10,6	< 24,0	Verifica
		Inferior	-2,7	> -4,4	Verifica

3.2.6. Pérdidas de pretensado

Las pérdidas de pretensado son la diferencia entre la fuerza medida en el gato en el momento de tesado y la fuerza efectiva en un punto y momento cualquiera del cable de tesado. Estas se determinaron de acuerdo a lo especificado por el reglamento CIRSOC 201-05, que resume las principales causas de pérdidas en elementos pretensados en dos grupos: Pérdidas Instantáneas y Pérdidas diferidas.

Las primeras son aquellas que se originan durante el proceso de tesado de los elementos, como el acortamiento elástico del hormigón, y las segundas son aquellas que se desarrollan a través del tiempo, los llamados fenómenos reológicos: la relajación de los cables de acero, y la contracción y fluencia lenta del hormigón.

Las expresiones usadas para calcular las pérdidas aportan una aproximación a los valores reales. Estos pueden variar mucho debido a la composición del hormigón, condiciones ambientales, etc. Además los fenómenos reológicos interactúan entre sí, por lo que su cálculo es muy complejo. Las propuestas desarrolladas en el reglamento calculan los efectos de estos fenómenos separadamente y luego los suman.

En lo que sigue se describirá cada pérdida y cómo se la consideró.

Pérdidas por acortamiento elástico (ES)

Cuando se alcanza la edad adecuada en el hormigón (70% de su resistencia especificada), se cortan los cables anclados en los estribos del banco de tesado, y su adherencia con el elemento pone en tensión al hormigón. Esta tensión produce un acortamiento de la viga, y dicho acortamiento una pérdida de tensión en el acero que es igual al producto de la relación de módulos de elasticidad entre el acero y el hormigón y la tensión que el pretensado y las cargas externas actuantes, al momento del tesado, producen a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores.

La expresión de cálculo es la siguiente:

$$ES = K_{es} * f_{cir} * \frac{E_s}{E_{Ci}} \quad (5)$$

Donde E_s es el módulo de elasticidad de los elementos tensores, E_{Ci} es el módulo de elasticidad del hormigón en el momento del tesado, f_{cir} es la tensión de compresión neta en el hormigón a nivel de centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del pretensado, y K_{es} es un factor de corrección que para elementos pretensados vale 1.

En la ecuación (5), f_{cir} se calcula como la diferencia entre la compresión dada por la fuerza de pretensado, y la tracción debida a las solicitaciones por peso propio de la viga (momento M1).

Pérdidas por retracción (SH)

Es la deformación que sufre una pieza de hormigón por movimientos del agua no fijada químicamente al gel de cemento. Y como la mayoría de los elementos pretensados son puestos en tensión a edades muy tempranas, los efectos de la contracción son más importantes que en elementos postesados.

Si bien las variables que intervienen en la retracción son muchas, la bibliografía propuesta por el reglamento considera las que se muestran en la expresión de cálculo siguiente:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} * K_{sh} * E_S * \left(1 - 0,024 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH) \quad (6)$$

Donde K_{sh} tiene en cuenta el tiempo transcurrido desde la finalización del curado húmedo hasta la puesta en tensión, para elementos pretensados se adopta 1, V/S es la relación entre la sección transversal de la pieza y su perímetro, RH es la humedad media del ambiente que rodea al elemento.

Para el cálculo de la relación V/S se usó un valor aproximado entre la sección simple y la sección compuesta, y RH se tomó correspondiente a aire libre, un 70%.

Con la ecuación (6) se obtienen las pérdidas por retracción a tiempo infinito, pero como se es necesario estimarlas al momento de hormigonar la losa, se calcula las mismas para una edad efectiva del hormigón de 60 días, y la fórmula usada se tomó de bibliografía dada por la cátedra de Hormigón Armado y Pretensado de la FCEFyN, y corresponde a:

$$SH_t = SH * \left(\frac{t}{35+t}\right) \quad (7)$$

Donde t , son los 60 días de edad efectiva del hormigón.

Pérdidas por fluencia lenta del Hormigón (CR)

Se incluyen en estas todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. Y si esta tensión no es demasiado elevada, puede suponerse la deformación de fluencia proporcional a la deformación elástica instantánea.

La fluencia lenta se ve afectada por prácticamente los mismos factores que la retracción, pero la bibliografía recomendada por el CIRSOC hace un abordaje más simplificado con la siguiente expresión:

$$CR = K_{cr} * (f_{cir} - f_{cds}) * \frac{E_S}{E_C} \quad (8)$$

Donde f_{cds} es la tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debida a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado, E_C es el módulo de elasticidad del hormigón a 28 días y K_{cr} es un factor de corrección que para elementos pretensados adopta el valor de 2.

En la ecuación (8) f_{cds} se debe a las solicitaciones por peso propio de la losa, vigas transversales y sobrecargas permanentes (momentos M2 y M3).

Al igual que en el punto anterior, también se calculan estas pérdidas al momento de hormigonar la losa, y la expresión usada para su estimación también se extrajo de bibliografía dada por la cátedra de Hormigón Armado y Pretensado de la FCEFyN, y es:

$$CR_t = CR * \left(\frac{t^{0,6}}{10+t^{0,6}}\right) \quad (9)$$

Pérdidas por relajación de los cables

Es la única pérdida significativa que presenta el acero en el tiempo, la relajación es la pérdida de tensión a deformación constante, y su valor depende del tipo de acero, de la tensión de tesado, del tiempo transcurrido desde la puesta en tensión y de la temperatura. Además depende de la interrelación con las otras pérdidas.

Se la estima con la siguiente expresión:

$$RE = [K_{re} - J * (SH + CR + ES)] * C \quad (10)$$

Donde K_{re} son valores básicos de relajación según el tipo de elemento tensor, J es un factor de interacción para la reducción de tensión debido a otras pérdidas, y C es un coeficiente por nivel de tensión.

En la Tabla 3.13 se muestran valores de K_{re} y J para distintos tipos de elementos tensores:

Tabla 3.13. Valores básicos de relajación para elementos tensores usuales.

Tipo de elemento tensor	Relevado de tensiones	K_{re} [MPa]	J
Cordón de 3 alambres C-1950	Térmico (Relajación Normal – RN)	144	0,16
Cordón de 3 alambres C-1800		133	0,15
Cordón de 3 alambres C-1750		130	0,14
Cordón de 3 alambres C-1650		122	0,13
Alambre de acero APL-1700	Termomecánico (Baja relajación – BR)	31	0,04
Cordón de 7 alambres C-1900		35	0,04

Pérdidas iniciales, parciales y totales adoptadas

Las pérdidas por acortamiento elástico se presentan instantáneamente al momento de tesado, por lo que se considera que la tensión inicial de pretensado es igual a la tensión dada en el banco de tesado menos dichas pérdidas:

$$fp_0 = 1400 \text{ MPa} - ES \quad (11)$$

El resto de pérdidas de relaciona porcentualmente a esta tensión inicial de pretensado, en nuestro caso los valores obtenidos se muestran en las Tablas Tabla 3.14 y Tabla 3.15.

Tabla 3.14. Pérdidas al momento de hormigonar la losa.

Pérdidas parciales	
Retracción, SH =	23,3 MPa

Fluencia Lenta, CR =	44,3 MPa
Relajación, RE =	14,1 MPa
% de pérdidas parciales	6,13 %
% Adoptado	7,00 %

Tabla 3.15. Pérdidas a tiempo infinito.

Pérdidas totales	
Retracción, SH =	36,9MPa
Fluencia Lenta, CR =	82,2MPa
Relajación, RE =	26,2MPa
% de pérdidas parciales	10,90 %
% Adoptado	14,00 %

3.2.7. Verificación a rotura

Flexión

Acorde al reglamento CIRSOC 201-05, se verifica la expresión:

$$M_u \leq \phi * M_n \quad (12)$$

Donde M_u corresponde al momento máximo en estado límite último, M_n es el momento nominal resistente, y ϕ es un coeficiente de minoración del momento nominal, para flexión el mismo se adopta 0,9.

El momento nominal se calcula de la forma:

$$M_n = T * z = C * z \quad (13)$$

Donde T es la fuerza resultante de tracción, principalmente dada por el acero ya que el hormigón no hace gran aporte a dicho esfuerzo, C es la fuerza resultante de compresión en la zona comprimida, y z es el brazo de palanca o distancia entre las resultantes.

En la Figura 3.8 se esquematiza los diagramas de tensión y deformación correspondientes a una sección pretensada en el momento de rotura.

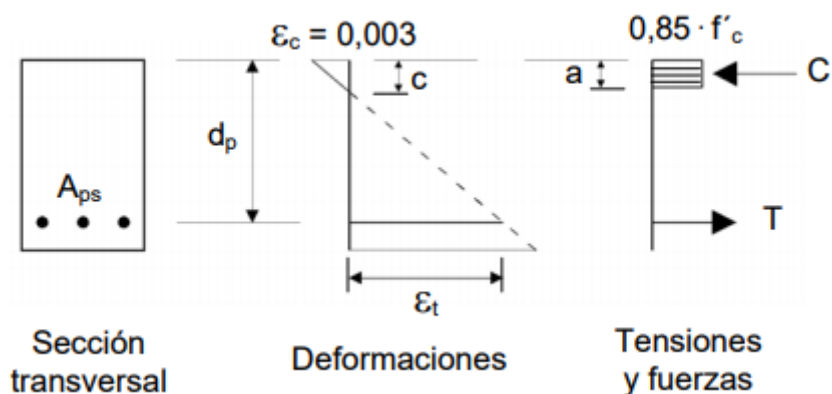


Figura 3.8. Diagramas de tensión y deformación esquemáticos en una sección de viga pretensada al momento de rotura.

La fuerza de pretensado T , se calculó como:

$$T = n * f_y * A_n \quad (14)$$

Donde n es el número de barras, f_y es la tensión de fluencia del acero, y A_n es la sección nominal de cada barra.

De manera simplificada se supuso sección controlada por tracción, y el brazo z como la distancia desde el eje de cada barra al centro de la losa, ya que la verificación a rotura se realiza con la sección compuesta. Bajo estos supuestos, y verificando iterativamente con las tensiones en servicio, se fue buscando el armado más adecuado. Finalmente se verificó que este supuesto sea cierto, para lo cual la posición del eje neutro no debe estar por debajo de la losa, la expresión para el cálculo de la posición del eje neutro respecto al borde superior es:

$$a = \frac{T}{0,85 * f'c * b} \quad (15)$$

Donde b es el ancho efectivo de losa en la sección compuesta, y $f'c$ es la resistencia especificada a compresión del hormigón de la losa.

Por último, como el diagrama de momento flector varía en cada posición, siendo máximo en el centro de la viga y nulo en los extremos, se fueron anulando cables de pretensado para que el diagrama de momentos resistentes copie lo mejor posible al de momentos últimos solicitantes, considerando el fenómeno de decalaje.

En la Figura 3.9 se muestra el diagrama de cobertura a flexión de la viga según el armado y anulado de cordones propuesto, y los diagramas solicitantes en estado límite último.

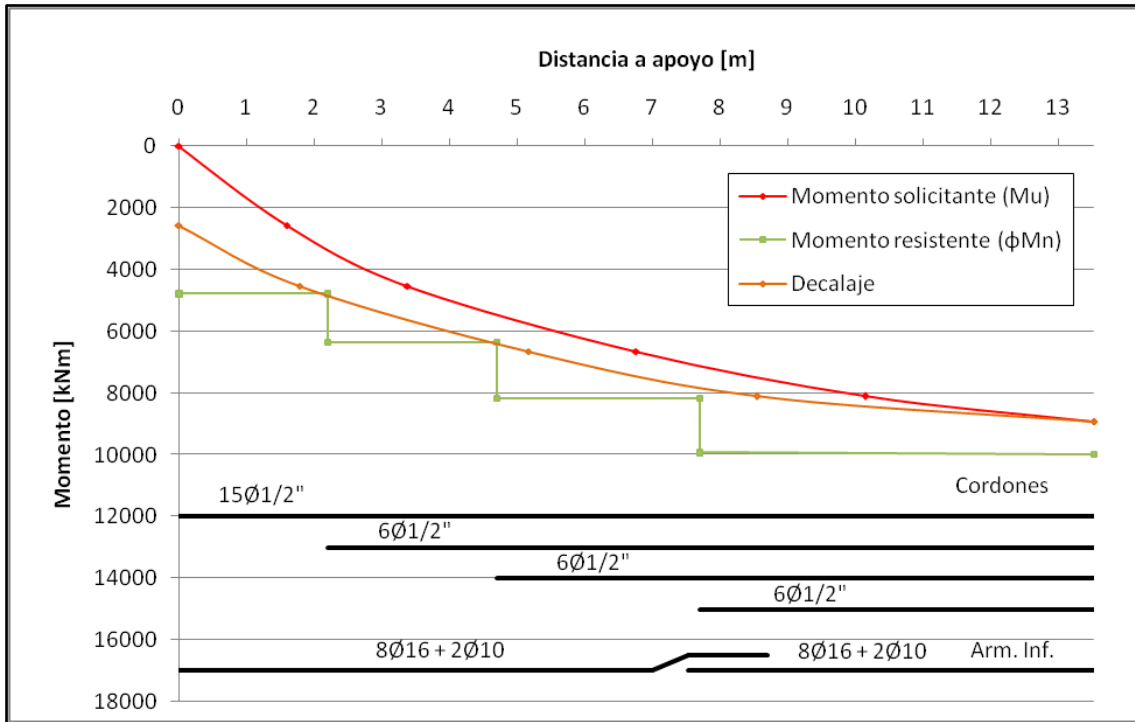


Figura 3.9. Diagramas de momentos solicitantes y resistentes en las vigas principales.

Corte

Acorde al reglamento, se verifica:

$$V_u \leq \phi * V_n \quad (16)$$

Donde V_u corresponde al corte máximo en estado límite último, V_n es el corte nominal resistente, y ϕ es un coeficiente de minoración del corte nominal, para corte el mismo se adopta 0,75.

La resistencia al corte nominal está proporcionada en parte por el hormigón y en parte por los estribos de la viga. Como se trata de un elemento pretensado, la resistencia al corte proporcionado por el hormigón se calcula como:

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5 * \frac{V_u * d}{M_u} \right) * b_w * d \quad (17)$$

Donde d es la distancia entre el baricentro de las armaduras de pretensado y el borde superior de la sección, y b_w corresponde al ancho del alma de la sección.

Una vez calculado V_c , se despeja la resistencia a corte necesario a proporcionar por la armadura (V_s), de la expresión:

$$V_u = \phi * (V_c + V_s) \quad (18)$$

Luego, se calcula la armadura necesaria, y se propone armadura suficiente que cumpla con la de cálculo y la mínima especificada por el reglamento.

En la Figura 3.10 se muestra la armadura necesaria y adoptada a lo largo de la viga.

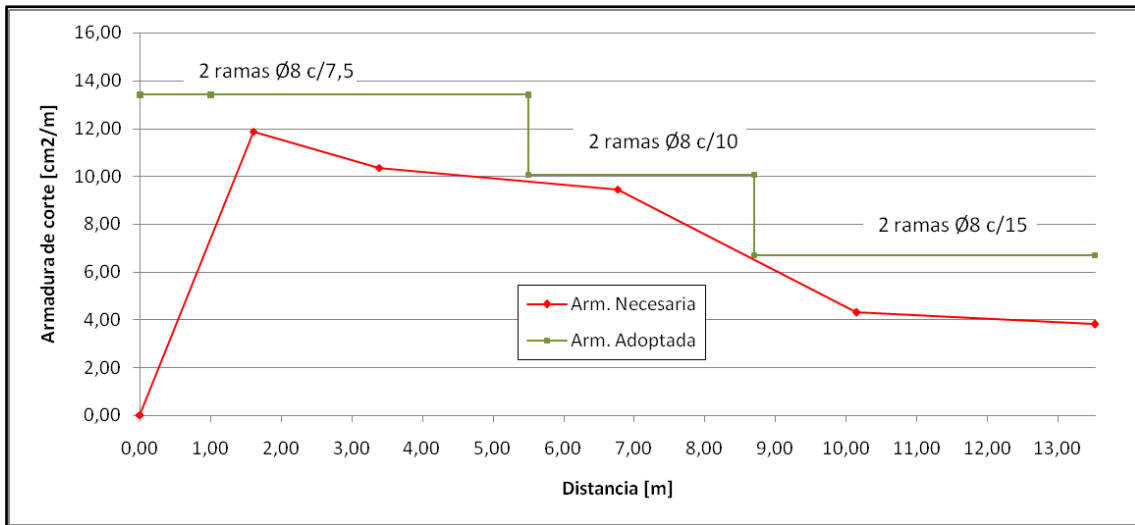


Figura 3.10. Armadura de corte necesaria y adoptada en las vigas principales.

3.2.8. Armaduras pasivas complementarias

Conectores de corte entre viga y losa

La función de los conectores de corte es soportar las acciones de retracción diferencial entre viga y losa, los efectos térmicos por diferencia de temperatura entre la losa de tablero y las vigas principales, y los esfuerzos rasantes entre viga y losa generados por la flexión del tablero.

La fuerza de retracción se calculó como:

$$Fr = \frac{\varepsilon_s}{\frac{1}{(AE)_{losa}} + \frac{y_{sup}}{(Wsup E)_{viga}} + \frac{1}{(AE)_{viga}}} \quad (19)$$

Donde ε_s es la retracción diferencial a tiempo infinito; $(AE)_{losa}$ es el producto del área efectiva de la losa y el módulo de elasticidad de la misma; y_{sup} es la distancia de la interface viga-losa al baricentro de la sección simple; $(Wsup E)_{viga}$ es el producto entre el módulo resistente de la viga y su módulo de elasticidad a tiempo infinito, y $(AE)_{viga}$ es el producto del área de la viga y su módulo de elasticidad.

La fuerza de corte a nivel de interface por efectos térmicos se calculó mediante la expresión:

$$Ft = \frac{\alpha \times \Delta T}{\frac{1}{(AE)_{losa}} + \frac{y_{sup}}{(Wsup E)_{viga}} + \frac{1}{(AE)_{viga}}} \quad (20)$$

Donde α es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón, y ΔT es la diferencia de temperaturas.

Una vez obtenidos estos valores, se calculó la armadura necesaria por efectos de coacción, considerando que la fuerza de corte en la interface se transfiere aproximadamente en un tercio de la longitud de la viga en cada extremo. Luego, la armadura total necesaria es la suma entre la obtenida por esfuerzo rasante y la calculada por efectos de coacción.

Armadura pasiva en apoyo

En la zona extrema de la viga se concentran tensiones por la desviación del flujo de tensiones de corte en forma diagonal, que deberá ser equilibrado por un esfuerzo de tracción en la base de la viga en las secciones de apoyo. Esta tracción puede provocar el arrancamiento del extremo de la viga, por lo que se refuerza calculando armaduras adicionales a partir de los esfuerzos de corte en la sección crítica, considerando una diagonal a 45°. Por lo general se usan barras en forma de U (horquillas) y L.

Armadura para zunchado de cordones

Según estudios experimentales de elementos pretensados, al momento de anclarse los cordones en el hormigón, se producen tensiones de tracción transversal, con un valor aproximado a:

$$Z = 0,26 * P \quad (21)$$

Donde P es la fuerza de pretensado inicial.

Esta expresión se tomó de los estudios de M. Sergious citados en el libro “Hormigón Pretensado” (Dr. Ing. Fritz Leonhardt, 1972).

Se calcula entonces la armadura de zunchado necesaria a colocar para resistir dichos esfuerzos en cada punto de introducción de fuerzas de pretensado, y abarcando una longitud de aproximadamente 90 cm, que es la longitud de desarrollo de dichas tensiones.

Armadura superior por transporte y montaje

La peor de las condiciones se da durante el transporte, donde queda un voladizo de 5 m. Se calculó el momento negativo considerando un coeficiente de impacto de 1,5, y en base a lo calculado se adicionaron armaduras superiores para cubrir dicho esfuerzo.

3.2.9. Verificación de flechas

Para el cálculo de la contra flecha y flecha se siguió las recomendaciones del ACI 318-2002, capítulo 10. La expresión de cálculo es:

$$\Delta u = -\Delta p_o + \Delta o - \left[\frac{\Delta P u}{P_o} + (k r * C u) \left(1 - \frac{\Delta P u}{2 P_o} \right) \right] \Delta p_o + (k r * C u) \Delta o + \Delta s + (\beta s * k r * C u) \Delta s + \Delta l + (\Delta c p)_i \quad (22)$$

Donde se observa que la flecha última se obtiene como la suma de 8 términos:

- **Término 1:** Contra flecha inicial debida al momento de pretensado inicial luego de las pérdidas elásticas.
- **Término 2:** Corresponde a la flecha inicial debida al peso propio de la viga

- Término 3: Es la contra flecha adicional de la viga a largo plazo debida al momento de pretensado. Este término incluye los efectos de la fluencia lenta y la pérdida de pretensado.
- Término 4: Es la flecha adicional a largo plazo debida al peso propio de la viga.
- Término 5: Considera la flecha inicial de la viga bajo una carga permanente impuesta.
- Término 6: Es la flecha adicional a largo plazo de la viga provocada por una carga permanente impuesta.
- Término 7: Es la flecha inicial de la viga provocada por la sobrecarga.
- Término 8: Es la flecha adicional a largo plazo de la viga provocada por la sobrecarga.

Luego, la flecha última y la flecha inicial por sobrecarga obtenida se comparó con los límites dados por el Reglamento CIRSOC 201-05.

CAPÍTULO 4. CONCLUSION

Lo expuesto a lo largo de este informe permite justificar y comprender los resultados a los que se aborda en los documentos elaborados para el ente de aprobación: Memoria de Cálculo y Planos (los mismos pueden verse en los Anexos 1 y 2). Consta de un resumen de la ejecución de la práctica supervisada, metodología de trabajo, razonamientos y conclusiones a las que se abordaron.

Según lo desarrollado, se concluye en el cumplimiento del objetivo principal, llegando a un diseño que cumple con las condiciones de resistencia, estabilidad y rigidez requeridas.

Es importante destacar el estudio de antecedentes, siempre con una mirada crítica frente a las soluciones observadas. También el conocimiento de los procesos de construcción, para determinar las etapas críticas de los elementos estructurales, como la verificación de las armaduras de los trilogic en las prelosas premoldeadas, para evitar diseños deficientes o complejos de realizar en la práctica, y considerar todos los aspectos que hagan falta para la ejecución de lo planteado, como fue el caso de los pases dejados en las vigas principales para el encofrado de las losas en voladizo. También es importante reconocer las limitaciones técnicas y económicas en las etapas intervinientes, son ejemplo de esto: la adopción del ancho de las prelosas debido al ancho de transporte en caso de que se elaboren en fábricas de premoldeados, el control del peso de las vigas principales, para que no supere el máximo o se acerque a valores críticos de las grúas de izaje.

Por otro lado, se han adquirido conocimientos en el uso de software destinados al cálculo estructural, limitaciones del modelado e interpretación crítica de los resultados obtenidos.

Finalmente, el desarrollo de la práctica supervisada ha permitido el refuerzo e integración de conocimientos académicos adquiridos durante la carrera, y la inserción en el ejercicio de la profesión.

CAPÍTULO 5. BIBLIOGRAFÍA

DNV (1952), *“Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado”* – Dirección Nacional de Vialidad.

CIRSOC (2005), *“Reglamento CIRSOC 201. Reglamento argentino de estructuras de hormigón”*.

CIRSOC (2016), *“Proyecto de reglamento CIRSOC 804. Reglamento argentino para el diseño de puentes carreteros”*.

Leonhardt, Fritz (1972), *“Hormigón pretensado”*.

ACI (2002), *“Código ACI 318-02, capítulo 10. Control de Flechas”*.

Apuntes de las cátedras de *“Mecánica de las estructuras I”*, *“Hormigón armado y pretensado”*, *“Diseño de estructuras de hormigón armado y pretensado”*, de la carrera de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Córdoba.

ANEXO 1

MEMORIA DE CÁLCULO

ANEXO 2

PLANOS