



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FISICAS Y NATURALES

Practica Supervisada

**Cálculo e Ingeniería de Detalle de la viga longitudinal
del Puente Intercambiador acceso a la ciudad de Santa
Ana, Provincia de Misiones**

Alumno:

Rosales, Jeremías Agustín

Tutor:

Ing. Federico, Pinto

Supervisor Externo:

Ing. Emiliano, Macchione

Noviembre de 2018



ÍNDICE DE CONTENIDO

ÍNDICE DE CONTENIDO	2
INDICE DE TABLAS	3
INDICE DE FIGURAS	4
1 INTRODUCCIÓN	5
1.1 LUGAR DE DESARROLLO	5
1.2 PLAN DE ACTIVIDADES	5
2 OBJETIVOS	6
2.1 OBJETIVOS GENERALES	6
2.2 OBJETIVOS PARTICULARES	6
3 DESCRIPCION DEL PROYECTO	7
3.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO	7
3.2 CONDICIÓN ACTUAL	8
3.3 ANALISIS DE LA DOCUMENTACION EXISTENTE	9
3.4 OBSERVACIONES DE SUBGERENCIA DE PUENTES DE LA D.N.V. AL ANTEPROYECTO	11
4 PROYECTO EJECUTIVO	12
4.1 SUPERESTRUCTURA	12
4.1.1 Vigas Postensadas	13
4.2 ESQUEMA ESTÁTICO	13
4.3 MATERIALES	13
4.3.1 Hormigones	13
4.3.2 Aceros	14
5 BASES DE DISEÑO	14
5.1 MARCO NORMATIVO DE REFERENCIA	14
5.2 CARGAS	15
5.2.1 Cargas Reglamentarias de Servicio	15
Cargas Permanentes.....	15
Sobrecargas Debidas al Tránsito	16
Fuerzas Longitudinales Debidas al Frenado de los Vehículos.....	19
Fuerzas Sísmicas.....	19
Fuerzas Debidas al Viento.....	20
Reemplazo de los Apoyos.....	20
Retracción.....	20
Fluencia	20
Temperatura.....	20
5.2.2 Combinaciones de Carga	21
Superestructura.....	21
6 METODOLOGÍA DE CÁLCULO	22
6.1 VIGAS PRINCIPALES	22
7 CALCULO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES	29
7.1 DEFINICIÓN DEL TABLERO Y SUS COMPONENTES	29
7.2 GEOMETRÍA DE LAS VIGAS PRINCIPALES	30
7.3 CALCULO DE SOLICITACIONES	31
7.4 MODELO NUMÉRICO.....	32
7.4.1 Cargas en el modelo numérico	36
7.4.2 Coeficiente de mayoración por cargas excéntricas	40
7.4.3 Cables de pretensado y armadura pasiva.....	44
7.4.4 Verificación a Rotura en Estado Limite Último	47
7.5 CALCULO DE PÉRDIDAS DE PRETENSADO	49
7.5.1 Perdidas de pretensado por retracción	49
7.5.2 Perdidas de pretensado por fluencia lenta (CREEP).....	50
7.5.3 Perdidas de pretensado por relajación del acero.....	50



7.5.4	<i>Perdidas combinadas</i>	50
7.5.5	<i>Perdidas de pretensado por acortamiento elástico</i>	51
7.5.6	<i>Pérdidas Totales (sin acortamiento elástico)</i>	51
7.6	ARMADURAS PASIVAS COMPLEMENTARIAS	52
7.6.1	<i>Armadura pasiva en apoyo</i>	52
7.6.2	<i>Conectores de corte entre viga y losa</i>	52
7.7	DIAGRAMAS ENVOLVENTES DE ESFUERZOS	53
7.7.1	<i>Verificación de cobertura del diagrama de corte</i>	53
7.7.2	<i>Verificación de cobertura del diagrama de momentos</i>	54
8	INGENIERIA DE DETALLE	56
8.1	DATOS DE PRETENSADO	56
8.2	ARMADURA DE PIEL	56
8.3	PLANOS DE ENCOFRADO Y ARMADURA	56
8.4	PLANILLAS DE DOBLADO DE HIERROS	57
8.5	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES	57
9	CONCLUSIONES	58
10	BIBLIOGRAFIA	59

ANEXO 1: Memoria de Calculo

ANEXO 2: Planos

ANEXO 2: Planilla de Hierros

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Cargas distribuidas por multitud compacta para verificación de elementos estructurales	18
Tabla 2.	Coeficientes de impacto	19
Tabla 3.	Tensiones de verificación.	26
Tabla 4.	Geometría del perfil transversal del tablero.	29
Tabla 5.	Análisis de cargas.	31
Tabla 6.	Solicitaciones debido a la distribución uniforme de la sobrecarga móvil.	32
Tabla 7.	Solicitaciones incrementadas por sobrecarga móvil excéntrica. (s/modelo).....	41
Tabla 8.	Tensiones de verificación.	42
Tabla 9.	Secciones de verificación.....	42
Tabla 10.	Verificación de sección 1 (apoyo L=1.00m).....	42
Tabla 11.	Verificación de sección 2 (apoyo L=3.88m).....	43
Tabla 12.	Verificación de sección 3 (apoyo L=7.76m).....	43
Tabla 13.	Verificación de sección 4 (apoyo L=11.64m).....	44
Tabla 14.	Verificación de sección 5 (apoyo L=15.53m).....	44
Tabla 15.	Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 1.....	45
Tabla 16.	Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 2.....	46
Tabla 17.	Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 3.....	46
Tabla 18.	Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 4.....	47
Tabla 19.	Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 4.....	47
Tabla 20.	Verificación en Estado Limite Último en Sección de Apoyo.	48
Tabla 21.	Verificación en Estado Limite Último en Sección 1.....	48
Tabla 22.	Verificación en Estado Limite Último en Sección 2.....	48
Tabla 23.	Verificación en Estado Limite Último en Sección 3.....	48
Tabla 24.	Verificación en Estado Limite Último en Sección 4.....	49
Tabla 25.	Verificación en Estado Limite Último en Sección 5.....	49
Tabla 26.	Pérdidas de postesado combinadas	50
Tabla 27.	Pérdidas totales calculadas y adoptadas.....	51
Tabla 28.	Armadura de corte en interfase.	53
Tabla 29.	Esfuerzo de corte y armadura necesaria.....	53
Tabla 30.	Armadura de corte e interfase adoptadas.	54



Tabla 31. Momentos últimos y decalados.....	55
Tabla 32. Momentos resistentes.....	55

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ruta Nacional N°12	7
Figura 2: Intersección Ruta Provincial N°103 y Ruta Nacional N°12	7
Figura 3: Cruce en Intersección Ruta Provincial N°103 y Ruta Nacional N°12.....	8
Figura 4: Perfil tipo obra basica.....	9
Figura 5: Perfil Transversal del puente – Anteproyecto	9
Figura 6: Geometría de las secciones de la Viga Longitudinal.....	10
Figura 7: Recomendaciones del Informe Geotécnico	10
Figura 8: Vista Lateral del Puente - Anteproyecto	10
Figura 9: Perfil Transversal del puente – Posterior a las observaciones	11
Figura 10: Vista Lateral del Puente - Posterior a las observaciones	11
Figura 11: Esquema de la aplanadora a considerar como parte de la sobrecarga móvil, según reglamento de la D.N.V.	17
Figura 12: Arrancamiento del extremo de viga y fisuración por corte en la zona de apoyo.	27
Figura 13: Perfil Transversal del puente – Posterior a las observaciones	29
Figura 14: Geometría de las secciones de la Viga Longitudinal.....	30
Figura 15: Esquema de disposición de vigas longitudinales y transversales	30
Figura 16: Coeficiente de impacto.....	31
Figura 17: Propiedades de la viga principal.....	33
Figura 4: Factores de ajuste para modelar el conjunto viga-losa.	33
Figura 19: Propiedades de las vigas transversales extremas.	34
Figura 20: Propiedades de la viga transversal central.....	34
Figura 21: Propiedades de los elementos de losa.....	34
Figura 22: Modelo numérico de emparrillado	35
Figura 23: Peso de carpeta de rodamiento	36
Figura 24: Peso de cordones, veredas, defensas	36
Figura 25: Multitud compacta sobre calzada	37
Figura 26: Multitud compacta sobre mitad de calzada	37
Figura 27: Aplanadora centrada en $L/2$	38
Figura 28: Aplanadora excéntrica en $L/2$	38
Figura 29: Aplanadora centrada en $L=0$	39
Figura 30: Aplanadora excéntrica en $L=0$	39
Figura 31: Máximo momentos flectores – Estado de aplanadora excéntrica en $L/2$ y multitud en mitad de calzada.	40
Figura 32: Máximo esfuerzo de corte – Estado de aplanadora excéntrica en $L=0$ y multitud en mitad de calzada.	40
Figura 33: coeficientes de mayoración.	41
Figura 34: Cobertura del diagrama de corte. Armadura necesaria y adoptada.	54
Figura 35: Cobertura del diagrama de momentos flectores. Armadura necesaria y adoptada.	55
Figura 36: Esquema del trazado del cable medio.	56
Figura 37: Corte de la viga indicando armaduras dispuestas.	56



1 INTRODUCCIÓN

El presente documento tiene por objeto desarrollar el cálculo e Ingeniería de detalle de la Viga Longitudinal del **Puente Intercambiador Acceso a Santa Ana**, sobre la ruta Nacional N° 12, en la Provincia de Misiones, lo cual pertenece a la Obra: Duplicación Ruta Nacional N°12.

Se trabajó en instancia de Proyecto Ejecutivo, el cual trata de un puente de un tramo de 32,00 m de longitud. El tablero del puente tiene un ancho total de 16,06 m, con una calzada bidireccional de 7,30 m, banquetas y veredas peatonales en ambos lados.

La infraestructura del puente se resuelve mediante estribos del tipo cerrado. La fundación del puente es de tipo superficial, apoyando directamente sobre un enrocado que a su vez descansa en el techo de roca del sitio.

La superestructura del puente se compone de 7 vigas prefabricadas postensadas, vigas transversales en coincidencia con los ejes de apoyo de las mismas, mas una intermedia y la losa de tablero de 0,20 m de espesor total. La carpeta de rodamiento es de concreto asfáltico de 0,05 m de espesor.

El puente se encuadra dentro de la categoría A-30 establecida por la Dirección Nacional de Vialidad.

1.1 LUGAR DE DESARROLLO

Las tareas correspondientes a la Practica Supervisada se desarrollaron en la Consultora CELTOMAC S.A. Esta empresa se dedica a la realización de Proyectos de obras Civiles.

1.2 PLAN DE ACTIVIDADES

Para la realización de la Practica Supervisada se propusieron las siguientes actividades:

- Recopilacion y análisis de la documentación existente
- Lectura y análisis de la normativa vigente
- Diseño del puente
- Análisis de cargas y predimensionado
- Modelo numérico
- Diseño de la viga longitudinal
- Análisis de resultados
- Desarrollo del informe técnico final



2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVOS GENERALES

Se ha planteado que durante el desarrollo de la práctica, el alumno pudiera alcanzar los siguientes objetivos académicos y profesionales:

- Completar su formación integral, al tener la oportunidad de actuar en el medio laboral de su profesión, antes de terminar sus estudios en la Universidad.
- Adquirir una experiencia teórico-práctica complementaria, íntimamente relacionada con la formación elegida, que le facilite y mejore su inserción profesional, ya sea en la especialidad elegida como práctica, o en cualquiera de las ramas de la Ingeniería Civil.
- Integrarse a un grupo de trabajo conformado por profesionales y técnicos de distintas especialidades, en el desarrollo de un proyecto de ingeniería específico.
- Aplicar y profundizar los conocimientos durante el cursado de las distintas materias de la carrera de Ingeniería Civil, en particular temas referidos al Diseño de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- Aprender a trabajar en equipo en un ambiente profesional, a fines de reconocer la importancia del desarrollo individual y su correlación con el desarrollo profesional durante su actividad de trabajo.
- Comprender la responsabilidad que implica el desarrollo de una actividad profesional y toda decisión tomada en cada paso de un proyecto.
- Ser capaz de elaborar informes de ingeniería de nivel técnico, para defender y justificar los resultados obtenidos durante un proyecto de ingeniería, con base teórica.

2.2 OBJETIVOS PARTICULARES

Se ha planteado para el desarrollo de la presente práctica cumplir con los siguientes objetivos mediante la aplicación de los conceptos adquiridos durante el desarrollo de la carrera de grado Ingeniería Civil en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

- Describir el diseño de la viga longitudinal del Puente Intercambiador acceso a Santa Ana.
- Recopilar antecedentes, normas, y criterios de diseño de puentes.
- Desarrollar y conocer en profundidad cuáles son las cargas que afectan al elemento desarrollado.
- Analizar y dimensionar la viga principal del puente.
- Confeccionar la memoria de cálculo de la viga longitudinal, de acuerdo a los requerimientos del Ente de aprobación.
- Familiarizarse con la forma de trabajo de la Empresa Consultora, comprendiendo sus alcances y responsabilidades profesionales.
- Conocer la relación con el cliente, los proveedores y el ente de aprobación del proyecto.



3 DESCRIPCION DEL PROYECTO

3.1 Ubicación del Proyecto

El puente a proyectar se ubica sobre la Ruta Provincial 103, en la Provincia de Misiones, como parte de la obra: Duplicación de la Ruta Nacional N°12, Tramo: Santa Ana – San Ignacio.

La Ruta Nacional N°12 atraviesa el noreste del país arrancando desde la Provincia de Buenos Aires hasta Brasil, pasando por las provincias de Entre Ríos, Corrientes y finalmente atraviesa la provincia de Misiones casi en paralelo con el Río Paraná.



Figura 1: Ruta Nacional N°12

El Puente Intercambiador se ubica sobre la Ruta Provincial N°103 en intersección con la Ruta Nacional N°12, como acceso a la ciudad de Santa Ana, Provincia de Misiones.

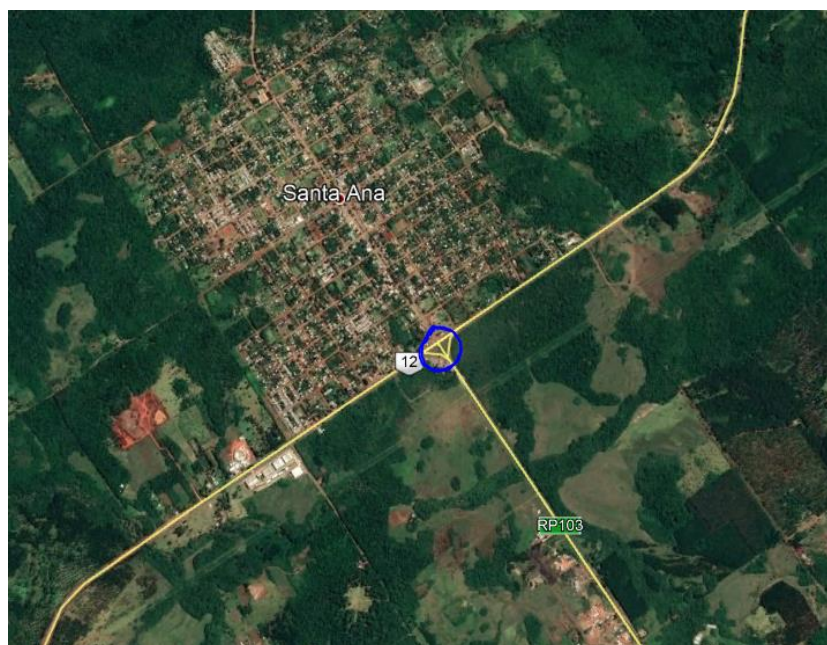


Figura 2: Intersección Ruta Provincial N°103 y Ruta Nacional N°12



3.2 Condición Actual

Se puede observar una intersección a un solo nivel con carriles de incorporación tanto a la Ruta Provincial N°103 como a la Ruta Nacional N°12. Este es un cruce peligroso ya que la interferencia está muy expuesta, el tránsito es de gran volumen y existe gran porcentaje de vehículos pesados.

Con la obra “Duplicación de la Ruta Nacional N°12” se pretende re categorizar dicha ruta solucionando además todos los puntos conflictivos a lo largo de la traza.



Figura 3: Cruce en Intersección Ruta Provincial N°103 y Ruta Nacional N°12



3.3 ANALISIS DE LA DOCUMENTACION EXISTENTE

La empresa constructora SACDE nos cedió la documentación del proyecto vial, los perfiles tipo de obra básica, el perfil transversal del puente diseñado en el anteproyecto, la geometría de la viga longitudinal y el estudio geotécnico.

De dicha documentación se empezó a definir la longitud del puente, ancho del tablero del puente, verificación del galibo mínimo (entre rasante de la Ruta Nacional N°12 y la cota de fondo de Viga), Cota de fundación, tipo de fundación, altura de estribos.

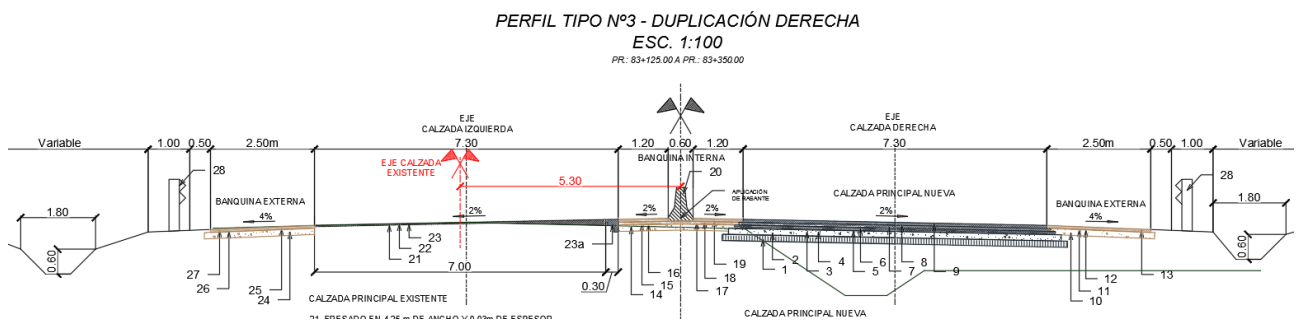


Figura 4: Perfil tipo obra básica

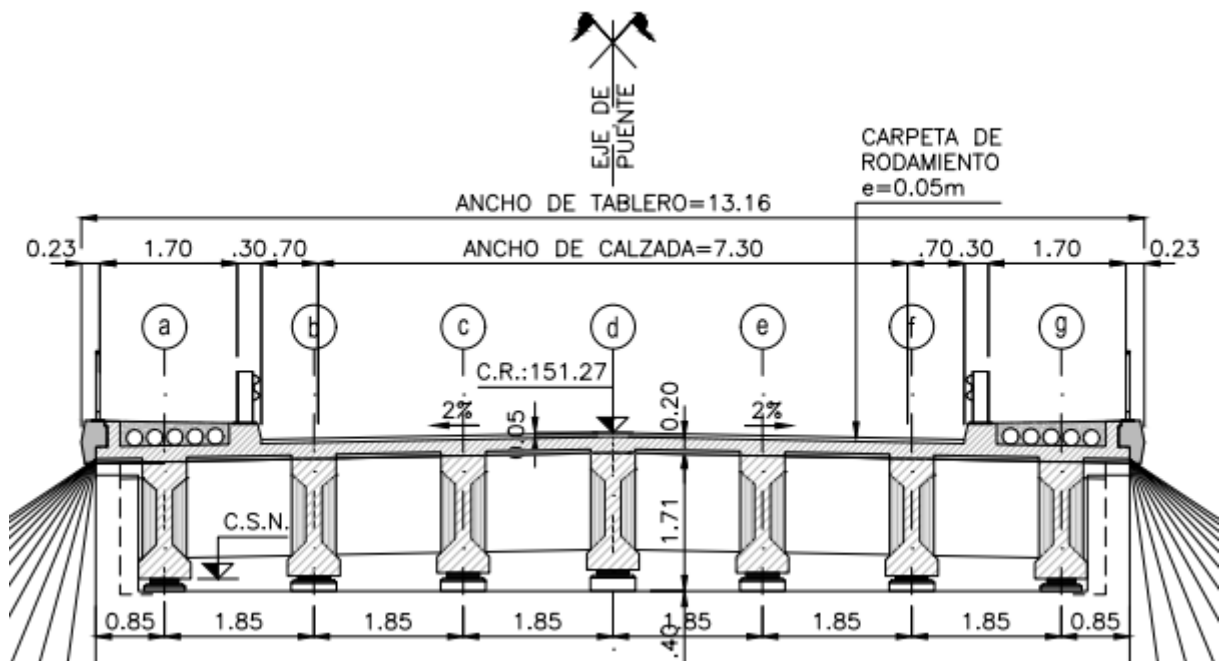
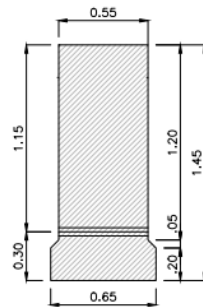


Figura 5: Perfil Transversal del puente – Anteproyecto



CORTE A-A
ESCALA: 1:20



CORTE B-B
ESCALA: 1:20

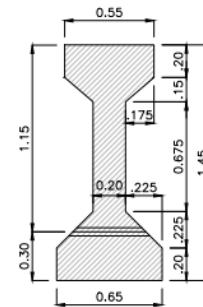


Figura 6: Geometría de las secciones de la Viga Longitudinal

3. Recomendaciones

Se recomienda que las fundaciones directas apoyen a las siguientes cotas:

Ubicación	Sondeo	Cota (msnm)	Material	Tensión admisible
Estribo izquierdo	Nº 3	debajo de +140,2	rechazo	3,5 kg/cm ²
Estribo derecho	Nº 4	debajo de +135,7	rechazo	3,5 kg/cm ²

En el estribo derecho puede adoptarse un nivel de fundación superior, si se procede al reemplazo del suelo existente por encima de la cota +135,7 m hasta dicho nivel, con material granular grueso o enrocado.

Figura 7: Recomendaciones del Informe Geotécnico

Entonces se definió en base a la documentación brindada por la constructora un puente de un tramo de 32 mt de longitud y un ancho total de tablero de 13.16 m. Los Estribos se definieron de diferentes alturas sobre un enrocado a partir del techo de roca, según recomendaciones del Informe Geotécnico y lo definido en el anteproyecto.

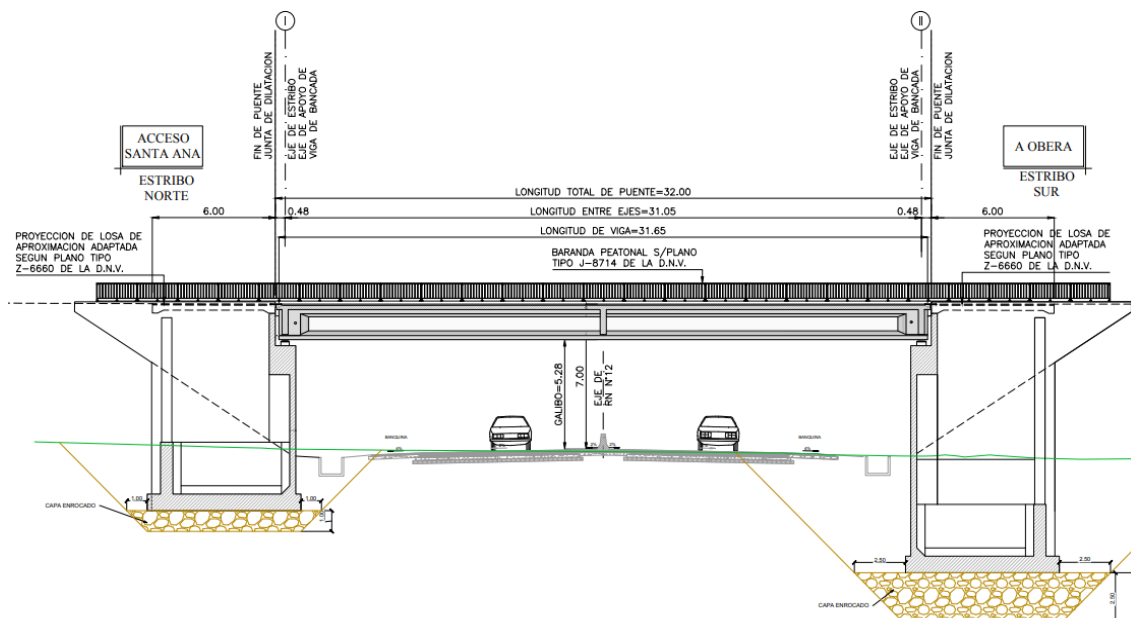


Figura 8: Vista Lateral del Puente - Anteproyecto



3.4 OBSERVACIONES DE SUBGERENCIA DE PUENTES DE LA D.N.V. AL ANTEPROYECTO

De parte de la subgerencia pidieron modificar dimensiones de banquetas y veredas, además de modificar alturas de los estribos en conjunto con los espesores de enrocado exigiendo un nuevo estudio geotécnico mas profundo.

Se aumentó el ancho de las banquetas en ambos lados a 1.50 mt.

Se aumento el ancho de las veredas peatonales en ambos lados a 2.10 mt.

Estas modificaciones aumentan el ancho total del tablero y por ende aumentan también las cargas que llegan a las vigas longitudinales.

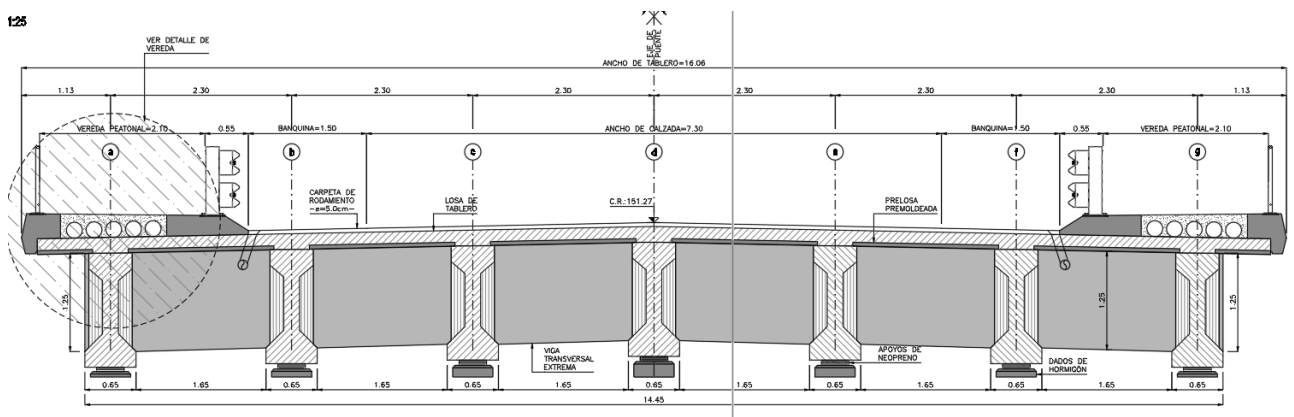


Figura 9: Perfil Transversal del puente – Posterior a las observaciones

En cuanto a los estribos se acordó disminuir la altura del estribo Lado Este hasta la misma cota de fundación que el estribo Lado Oeste, aumentando el espesor del enrocado.

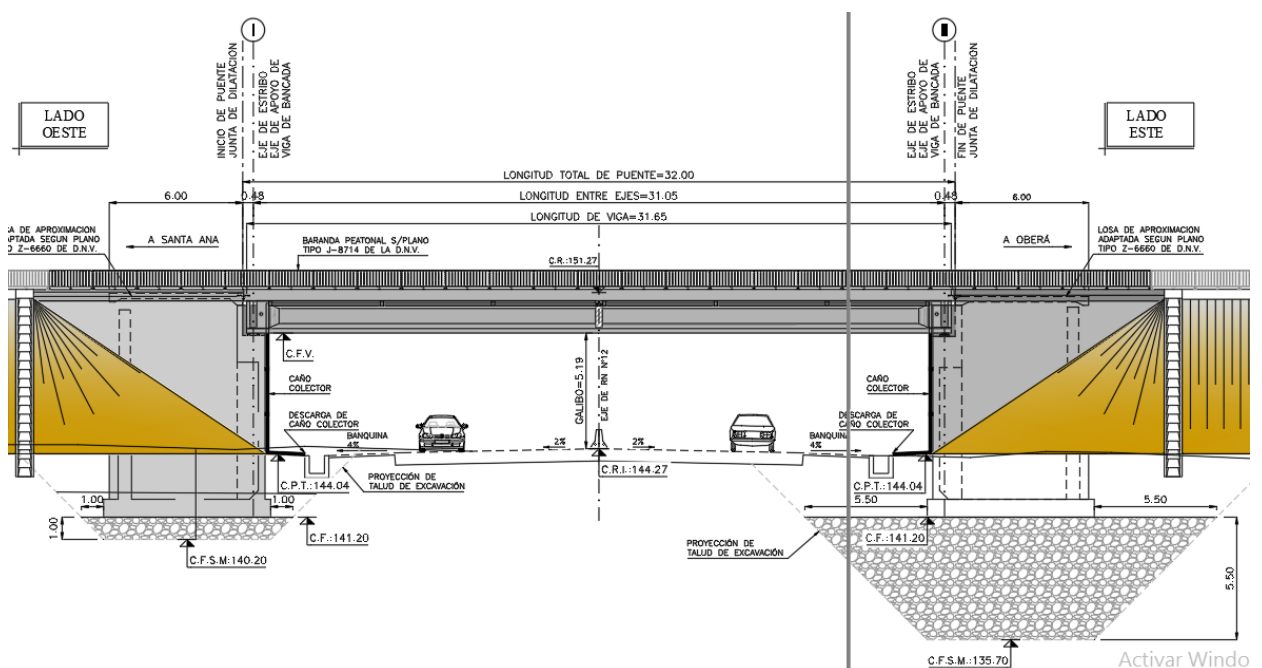


Figura 10: Vista Lateral del Puente - Posterior a las observaciones



4 PROYECTO EJECUTIVO

4.1 Superestructura

El tablero del puente se compone de **7** vigas prefabricadas postensadas. Las mismas poseen **42** cables de **1/2"** de baja relajación C-1900, y un volumen de hormigón de **15,57 m³**. Todas las vigas son de sección "I" y de 1,45 m de altura. El hormigón de las vigas es de calidad "**H-35**".

Para la utilización del método de postesado al pie de obra, previamente se debe disponer de las vainas metálicas. Estas vainas se posicionan dentro del encofrado (molde) formando una línea curva definida en la memoria de cálculo de la viga longitudinal que se presenta en el presente informe.

Dicha curvatura queda definida por la función de la forma de la pieza y de las cargas a las que estará sometida a lo largo de su vida útil.

La operación de tesado de los cables se realizará una vez que el hormigón adquiera una resistencia características especificada en la memoria de cálculo. El encargado de tesar las vigas deberá realizar un protocolo de tesado donde se exprese claramente el orden de tesado y la tensión de anclaje de cada tendón. Los espacios necesarios para la ubicación de los cajetines, trompetas y los distintos elementos de anclajes de las vigas deberán correr por cuenta de la persona encargada de proveer los sistemas de tesado.

Las vigas postensadas distan entre sí **2,30 m**, y serán montadas sobre apoyos de neopreno armado, cuyas dimensiones son **250 mm x 350 mm**, y su espesor total de **67 mm**. El espesor de cada capa de neopreno es de **10 mm**.

El diseño del tablero del puente contempla la ejecución de vigas transversales situadas en coincidencia con los ejes de apoyos de las vigas longitudinales y al medio del tramo. Las mismas serán coladas "in-situ" con un hormigón calidad "**H-21**".

La losa del tablero tendrá un espesor total de **0,20 m**. Dicha losa se compone de prelosas de **0,05 m** de espesor que sirven de encofrado perdido y contienen la armadura inferior de la misma. Estas prelosas poseen armadura reticulada tipo "Trilogic".

El espesor final de la losa de tablero se logra mediante un hormigonado en segunda etapa de **0,15 m** de espesor. Previo al hormigonado en segunda etapa se coloca la armadura complementaria superior de la losa de tablero. Tanto las prelosas como el hormigón de segunda etapa serán construidas con hormigón "**H-21**".

Las juntas de dilatación son de tipo elástica a base de asfaltos modificados, y se ubicarán en ambos extremos del puente.

Para el diseño de los elementos del tablero del puente se procedió a elaborar un modelo numérico. A partir de este modelo se determinaron las solicitaciones que se utilizan para el



dimensionado de los elementos componentes y armaduras, tal como figura en los planos del proyecto.

El **Anexo 1** del presente informe se desarrolla la memoria de cálculo de la Viga Longitudinal; en el **Anexo 2**, se muestran los planos de encofrado y armadura; y en el **Anexo 3**, las lista de hierro correspondiente.

4.1.1 Vigas Postensadas

Para el diseño de las vigas se deberán tener presente las siguientes consideraciones:

- 1- El espesor mínimo del alma será de 18 cm.
- 2- La cantidad mínima por tramo será igual a la del proyecto oficial, no aceptándose alternativa alguna en lo referente a la cantidad.
- 3- La altura entre rasante y borde inferior de vigas no será mayor a la indicada en el proyecto oficial.
- 4- Todas las vigas deberán tener macizados en sus extremos con la siguiente premisa: la longitud del macizado extremo de vigas, independiente de la zona de transición, no será inferior a $\frac{3}{4}$ de la altura de las mismas.
- 5- La transición entre el alma y el macizado tendrá una pendiente no inferior a 1:3.
- 6- La calidad del hormigón a utilizar no podrá ser inferior a H-30.
- 7- El recubrimiento mínimo será de 2,0 cm.
- 8- La distancia entre eje de apoyo de las vigas y el borde extremo de las mismas no será inferior a 0,25 m.
- 9- Ningún espesor de las vigas podrá ser menor a 0,10 m.
- 10- No se podrán utilizar armaduras menores a $\varnothing 8$ mm, independientemente del tipo o calidad del acero que se utilice.

4.2 Esquema Estático

El esquema estático del puente corresponde al de un tramo con vigas simplemente apoyadas para las cargas verticales, mientras que existe comportamiento monolítico en la dirección longitudinal entre las juntas de dilatación debido a que la losa de tablero, en esta dirección, posee gran rigidez.

Se prevé juntas de dilatación al ingreso y egreso del puente. Las juntas serán eficaces en cuanto a suavidad para el tránsito y durabilidad probada en otros puentes en servicio. Se proyecta junta de dilatación de asfalto modificado, dicho sistema deberá permitir el recambio en forma suficientemente sencilla, como para ser considerado un trabajo de mantenimiento preventivo estándar.

4.3 Materiales

4.3.1 Hormigones

Para la realización del proyecto del puente se utilizaron las calidades que se detalla a continuación:



Elemento	Hormigón
Prelosas premoldeadas	H-21
Vigas Longitudinales	H-35
Losa de Tablero	H-21
Estribos	H-21

4.3.2 Aceros

- Barras de Acero para Hormigón Armado

La verificación de los elementos estructurales se realizará con barras conformadas de dureza natural ADN420 de conformidad con IRAM-IAS 500-528 (límite de fluencia característico $f_s = 420 \text{ MN/m}^2$).

Las prelosas premoldeadas llevarán armadura reticulada electrosoldada de acero tipo T-500 según norma IRAM-IAS U 500-26 con tensión de fluencia de 500 MN/m^2 .

- Acero para Pretensado

Para la verificación de las vigas prefabricadas se utilizará acero ASTM 416 grado 270 “baja relajación”, cuyas principales características son: módulo de elasticidad de $19,5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ y límite de fluencia de 17.000 t/m^2 .

Las tensiones definitivas en los aceros de pre-compresión, una vez producidas las pérdidas no sobrepasarán los siguientes valores:

- 80 % de la tensión de fluencia del acero con $E = 0,2 \%$ de alargamiento.
- 60 % de la tensión de rotura del acero.

5 BASES DE DISEÑO

5.1 Marco Normativo de Referencia

En este apartado se indica el marco normativo de referencia para el diseño de las estructuras y fundaciones del puente.

Las cargas del proyecto y los requerimientos de la estructura se determinarán según:

- Bases para el Cálculo de Puentes de la D.N.V. (aplanadora A-30)
- Reglamentos CIRSOC

En los temas, casos, materiales, procedimientos o sistemas no totalmente contemplados en las normas y especificaciones antedichas, serán aplicadas normas de validez y crédito internacional (DIN, ASTM, AASTHO, BS, etc.).

Como documentación de referencia se adoptará lo siguiente:



- Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la D.N.V.
- Reglamento CIRSOC 201 y Anexos – Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- Normas Antisísmicas Argentinas (NAA), edición 1980. Revisión 1984.
- AASHTO – LRFD Bridges Design Specifications.

La lista de reglamentos indicados arriba da lugar al marco normativo de referencia para el diseño de las obras.

Para el proyecto de cada estructura se considerará la totalidad de los documentos de incumbencia y estudios básicos especificados.

5.2 Cargas

5.2.1 Cargas Reglamentarias de Servicio

Las cargas que se describen en este apartado son aquellas que corresponden a un estado en servicio del puente. Por ello, la determinación de las armaduras o verificación seccional de los distintos componentes del puente se llevará a cabo teniendo en cuenta la combinación de las cargas de servicio más desfavorable para la estructura.

Las solicitudes consideradas se describen en los párrafos que se presentan a continuación.

Cargas Permanentes

Se consideran como cargas permanentes en la superestructura aquellas originadas por el peso propio de los elementos componentes del puente: Vigas principales, vigas transversales, tablero del puente, vereda, baranda, estribos, etc.

También se consideran en esta categoría cualquier elemento que permanezca por tiempo indefinido sobre la estructura.

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

- Hormigón Armado Preesforzado.....2.50 t/m³
- Hormigón Armado Convencional.....2.40 t/m³
- Peso de Barandas Metálicas.....0.08 t/m
- Mezcla Asfáltica para Pavimentos.....2.40 t/m³



Sobrecargas Debidas al Tránsito

Según el reglamento de la D.N.V. para caracterizar las sobrecargas debidas al tránsito consiste en una muchedumbre compacta sobre la calzada y un vehículo tipo, denominado aplanadora. Además se prevé la existencia de una sobrecarga de vereda en los espacios del puente destinados a la circulación peatonal.

La sobrecarga móvil adoptada en este trabajo se encuadra dentro de la definición de “Categoría A-30” del Reglamento de Puentes de la D.N.V.

La sobrecarga total móvil adoptada en el diseño, resulta entonces de la suma de tres tipologías de cargas:

- 1) Aplanadoras A-30
- 2) Multitud compacta sobre la calzada
- 3) Sobrecargas en las veredas

Estas tipologías deben combinarse 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 en el puente, 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 11 se presenta un esquema de la aplanadora a considerar como parte de la sobrecarga móvil en el puente.

Rodillo	Cantidad	Carga	Área de aplicación
Rodillo delantero (Rd)	1	13 t	1.20 m x 0.10 m
Rodillo trasero (Rt)	2	8.5 t	0.50 m x 0.10 m
Peso total de Aplanadoras A-30		30 t	2.50 m x 6.00 m

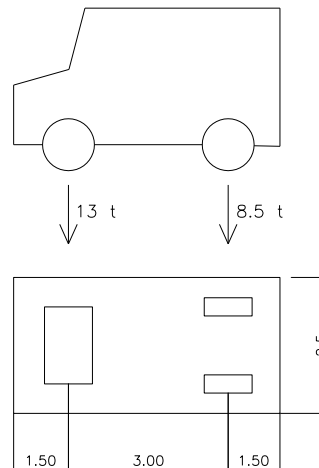


Figura 11: Esquema de la aplanadora a considerar como parte de la sobrecarga móvil, según reglamento de la D.N.V.

El reglamento de la D.N.V. permite utilizar un factor de reducción por simultaneidad de aplanadoras. Este factor es igual a 1 cuando se colocan en el puente una o dos aplanadoras. Para tres aplanadoras, el coeficiente es igual a 0.95 y se reduce a 0.90 para cuatro o más vehículos tipo. Para el diseño de la losa de tablero la reglamentación permite utilizar un coeficiente de reducción igual a 0.80, para cualquier número de aplanadoras que se considere.

Multitud Compacta sobre Calzada:

Esta carga se refiere a la carga uniformemente distribuida aplicada fuera de la zona ocupada por las aplanadoras. El valor de esta carga se obtendrá con la aplicación de la siguiente fórmula:

$$p = 0.365 + \frac{80 \times 10^6}{(L^3 + 50L^2 + 334000) \times 10^3} \left[\frac{tn}{m^2} \right]$$

Donde: L es la longitud de la zona cargada.

En la Tabla 1 se presentan los resultados de la expresión anterior para determinar la multitud compacta sobre la calzada para luces de distinta longitud.



Tabla 1. Cargas distribuidas por multitud compacta para verificación de elementos estructurales

Elemento	Luz de Apoyo	Sobrecarga Móvil Distribuida
Losa de tablero	Pequeña	0.600 t/m ²
Viga longitudinal	L = 18.9 m	0.588 t/m ²
	L = 20 m	0.586 t/m ²
	L = 25 m	0.575 t/m ²
	L = 30 m	0.562 t/m ²
	L = 35 m	0.548 t/m ²

Sobrecarga en las Veredas:

La sobrecarga a colocar en las veredas del puente será la siguiente:

$$p = 0.40 \text{ t/m}^2$$

El coeficiente de impacto que se aplicará a aplanadoras y a la multitud compacta sobre calzada se obtiene con la siguiente expresión:

$$I = 1 + [0.3 - 0.005 \times (L_{\text{tramo}} - 10)]$$

Donde L es la luz de apoyo del elemento estructural considerado. En la Tabla 2, se muestran ejemplos de valores del coeficiente de impacto para distintas luces. El coeficiente de impacto sólo afecta a los elementos de la superestructura.



Tabla 2. Coeficientes de impacto

Elemento	Luz de apoyo	Coefficiente de impacto
Losa de tablero	Pequeña	1.40
Viga longitudinal	L = 18.90m	1.26
	L = 20.00m	1.25
	L = 25.00m	1.225
	L = 30.00m	1.20
	L = 35.00m	1.175
	L = 70.00m	1.00
Pilotes y cabezales de fundación		Sin impacto

Fuerzas Longitudinales Debidas al Frenado de los Vehículos

El frenado de los vehículos que circulan por el puente origina fuerzas horizontales de dirección longitudinal sobre los apoyos del puente. El reglamento de diseño estipula que se tomará como fuerza longitudinal debido al frenado de los vehículos el mayor de los siguientes valores:

- 1) El 15 % del peso total de todas las aplanadoras en la calzada.
- 2) El 4 % del peso total de la muchedumbre compacta sobre toda la superficie en donde está aplicada.

Fuerzas Sísmicas

Para la determinación de las fuerzas sísmicas se seguirán los lineamientos generales establecidos en la Norma NAA-80.

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del territorio nacional, el lugar de emplazamiento de las obras se encuentra en **Zona Sísmica 0**.

- Coeficiente Sísmico Zonal..... $C_0 = 0.00$
- Coeficiente de Destino..... $\gamma_d = 1.50$
- Coeficiente de Estructura..... $\gamma_e = 1.40$
- Coeficiente de Suelo..... $\gamma_s =$ (Según tipo de suelo)



Fuerzas Debidas al Viento

Se considera también la acción del viento sobre los elementos estructurales. Para cuantificar la fuerza originada por el viento se adoptan dos estados de funcionamiento del puente. Puente cargado o puente vacío. Para el primer caso de carga, se adopta una presión de viento igual a **150kg/m²**, mientras que para el segundo caso se adopta una presión de **250kg/m²**.

Para el caso del puente cargado se aplicará la presión del viento a una superficie que abarca toda la longitud del puente en una altura igual a la distancia comprendida entre el fondo de vigas de tablero y la carpeta de rodamiento más una faja de 2.00m de alto por encima de la carpeta de rodamiento.

En el estado con el tablero del puente vacío, se considerará una superficie expuesta igual a la proyección vertical de las vigas longitudinales, más la altura de la defensa de tránsito.

Reemplazo de los Apoyos

Se deberán hacer todas las provisiones para el reemplazo de apoyos considerando además un desplazamiento impuesto en la viga principal donde se cambia el apoyo de al menos 10mm o lo que resulte del aparato de apoyo adoptado.

Retracción

Para la determinación de los efectos generados por la retracción se seguirán las indicaciones contenidas en el reglamento CIRSOC 201, se adoptará para el valor básico de la retracción 25×10^{-5} a tiempo infinito mientras que el coeficiente que contempla la variación en el tiempo de la retracción tomará un valor de 0.6.

Fluencia

Para determinar las fuerzas generadas por la acción de fluencia lenta se utilizará el procedimiento descrito en el Reglamento CIRSOC 201. Adoptándose un factor de fluencia igual a 2.0.

Temperatura

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



5.2.2 Combinaciones de Carga

El reglamento para diseño de puentes de Hormigón Armado de la D.N.V. indica que los elementos estructurales se dimensionarán para la situación más desfavorable representada por las cargas móviles provenientes del tránsito. Además, el puente se encuentra sometido a diversas cargas como viento, sismos, etc., tal como se describiera en el apartado precedente.

En este apartado se presentan las combinaciones de carga consideradas para el dimensionado de los elementos estructurales del puente.

Superestructura

El tablero del puente se encuentra compuesto por las vigas principales y la losa de tablero. Estos elementos no resisten esfuerzos provenientes de sismo y viento por cuanto su función es transmitir la acción de estas fuerzas a la infraestructura.

Por ello, la carga con la que se dimensionan los elementos del puente será la proveniente del tránsito en el puente y su peso propio. Estas cargas son las descritas en el apartado 5.2 afectadas por un coeficiente de impacto. La sobrecarga móvil se coloca en la posición más desfavorable para los elementos del tablero.

Vigas Longitudinales:

Las combinaciones de estado de cargas que se adoptarán para la verificación de las vigas longitudinales coinciden con lo especificado por el Reglamento CIRSOC 201, a continuación se enumeran las combinaciones de estados de cargas:

- 1) Pretensado inicial (Pr.1) + Peso Propio Viga (PpV)
- 2) (Pr.1) + (Ppv) + Pérdidas 1^{era} Etapa (Per 1°) + Cargas de Losa (CL)
- 3) (Pr.1) + (PpV) + (Per.1°) + (CL) + Pretensado 2^{da} Etapa (Pr.2°)
- 4) (Pr.1) + (PpV) + (Per.1°) + (CL) + (Pr.2°) + Pérdidas de 2° Etapa (Per 2°) + Sobrecargas Permanentes (SP)
- 5) Pr.1) + (PpV) + (Per.1°) + (CL) + (Pr.2°) + (Per 2°) + (SP) + 60% Sobrecarga Móvil (SM)
- 6) Pr.1) + (PpV) + (Per.1°) + (CL) + (Pr.2°) + (Per 2°) + (SP) + 100% (SM)

Las combinaciones 1) y 2) se calcularán sobre la sección simple de la viga, mientras que las combinaciones 3) a 6) se realizarán sobre las secciones compuestas viga – Losa.

En relación a las tensiones admisibles en el hormigón se aplicarán las previstas en el Reglamento CIRSOC 201 (Tomo II, Cap 26, Tabla 47).



6 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

6.1 Vigas Principales

Definición geométrica del tablero y sus componentes

En este primer apartado se definirán las propiedades geométricas del tablero y sus componentes que son de interés para comenzar el predimensionado de la viga longitudinal. Una vez definido el perfil transversal del puente, sus dimensiones y componentes, se procede a la obtención de los siguientes valores:

Parámetros geométricos de la viga principal

Se debe lograr en la definición geométrica de la viga un balance entre sección y altura, logrando de esta manera una pieza económica viable. Se adoptará una sección en base a la experiencia y con una geometría conveniente a los efectos de su fabricación.

Calculo de las solicitaciones

Para la obtención de los valores de solicitaciones que someten a la viga a los estados de cargas en servicio, el proceso de cálculo contempla dos etapas principales:

- a) Distribución de sobre carga móvil uniforme.
- b) Distribución de sobre carga móvil asimétrica.

Las solicitaciones que se desean calcular son las correspondientes a flexión y corte, para los siguientes estados de cargas:

1. Peso propio de la viga pretensada.
2. Carga permanente de la losa de tablero
3. Sobrecarga de vereda, ducto y defensa.
4. Sobrecarga móvil según reglamento de la D.N.V.

Debido al ancho que posee la calzada de los puentes en estudio, y según el reglamento de la D.N.V., se deberían considerar tres vehículos de diseño (aplanadora A-30), ya que cada uno de estos vehículos, deben abarcar una franja de 3,00m correspondiente al ancho de la calzada.

D.N.V exige para el cálculo la cantidad de aplanadoras que entren en el ancho total de calzada.



Coefficiente de Impacto

El coeficiente de impacto es un valor que contempla la excitación dinámica que produce el tren de carga "Aplanadora A-30" y la multitud compacta sobre la calzada, a los componentes del tablero, viga y losa. Dicho coeficiente varia linealmente con la luz del tramo del puente, aumentado su valor conforme disminuye la luz del tramo. El coeficiente de impacto se obtiene de la fórmula que fue definida en las bases de diseño.

Modelo numérico de emparrillado

Para determinar los esfuerzos sobre los diferentes elementos estructurales que componen el tablero del puente se realiza un modelo de elementos finitos. Sobre dicho modelo se aplican los diferentes estados de carga y combinaciones antes enumerados y se determinan las sollicitaciones sobre las vigas y sobre la losa.

Las variables que intervienen en el modelo son las que se enumeran y explican seguidamente.

En el modelo de elementos finitos realizados se definieron:

- Materiales.
- Secciones.
- Condiciones de Borde.
- Estados de Carga.
- Combinaciones de Carga.

Estados de cargas y combinaciones

El modelo numérico en estudio se ha cargado con los siguientes estados de carga, para luego de esto, someterlos a las combinaciones más desfavorables a las que pueda estar solicitada la estructura a lo largo de su vida útil.

1. Peso propio de la carpeta de rodamiento.
2. Peso propio de los cordones.
3. Multitud compacta total.
4. Multitud compacta en la mitad de la calzada (del mismo lado de la aplanadora excéntrica).
5. Aplanadora centrada ($Luz = L/2$).
6. Aplanadora excéntrica ($Luz = L/2$).
7. Aplanadora centrada ($Luz = 0$).
8. Aplanadora excéntrica ($Luz = 0$).



Como se dijo anteriormente para obtener los esfuerzos más desfavorables de los distintos componentes de la estructura se han realizado las siguientes combinaciones a las que se han sometido los anteriores estados de carga. Cabe destacar que la distribución transversal inicial de las cargas sobre las vigas se hizo en forma isostática. En el anexo1 se muestra la planilla donde se calcularon dichos valores.

- Combinación 1: Multitud compacta (total) + Aplanadora centrada ($Luz = L/2$).
- Combinación 2: Multitud compacta (total) + Aplanadora excéntrica ($Luz = L/2$).
- Combinación 3: Multitud compacta (mitad) + Aplanadora excéntrica ($Luz = L/2$).
- Combinación 4: Peso de los cordones + Peso de la carpeta de rodamiento.
- Combinación 5: Multitud compacta (total) + Aplanadora central ($Luz = 0$).
- Combinación 6: Multitud compacta (mitad) + Aplanadora excéntrica ($Luz = 0$).

Calculo del coeficiente de mayoración por aplanadora excéntrica

Se deberá calcular el coeficiente de mayoración por aplanadora excéntrica. Para esto se debe obtener el máximo valor de momento flector arrojado por el modelo y el máximo valor del esfuerzo de corte. El proceso de cálculo del coeficiente, consta de realizar el cociente entre el valor obtenido por el modelo numérico, con el valor que arrojo el cálculo considerando la estructura de manera que las vigas reciben todas las mismas cargas, es decir:

$$\text{Coeficiente de mayoración} = \text{Dist. asimétrica de cargas móviles} / \text{Dist. de cargas móviles uniformes}$$

Secciones de verificación

En la etapa de verificación se procederá a realizar todos los cálculos correspondientes, en las diferentes secciones. Se verificarán primeramente dos secciones de la viga (sección en apoyo y sección central) para luego de estas dos secciones, verificar otras 3 secciones intermedias. Esto se debe a que se necesitan conocer los valores de tensión de flexión y corte, como así también saber con exactitud dónde se pueden disminuir las secciones de armadura, conforme el valor del momento flector reduce su valor, de la misma manera se procede con el esfuerzo de corte, se aumenta el espacio de los estribos a medida que dicho valor de esfuerzo pierde importancia. Cabe destacar que en la totalidad de las secciones de verificación se realizarán los mismos cálculos de tensiones y cálculo de armaduras de flexión y corte.

Etapas de análisis para la verificación de tensiones en los elementos postensados

El proceso de pretensado se divide en seis etapas para su análisis y cálculo. Dichas etapas consisten en contemplar los distintos estados de carga que sufre la estructura desde su fabricación, hasta la puesta en servicio. A continuación, se realizará la descripción de cada



una de las etapas, describiendo los estados de carga y las consideraciones que se tienen en cuenta.

· Etapa 1: Contempla la etapa inmediatamente después de la construcción y el tesado inicial de la viga. Por lo tanto la misma, estará sometida a su peso propio y a la fuerza de tesado. Esta etapa suele ser crítica para la viga, ya que se producen fuertes tensiones de compresión en el talón inferior, que si no son tenidas en cuenta y verificadas, puede terminar produciendo el estallido del hormigón en dicha zona por compresión. Además, pueden producirse tensiones elevadas de tracción en la cabeza de la viga para las secciones extremas.

· Etapa 2: Se deben considerar las pérdidas que se produjeron en el Etapa 1 debido a la fuerza de tesado. También en esta etapa se contempla el peso de la losa de tablero hormigonada in situ. Considerando la viga en sección simple, es decir, sin la colaboración de la losa.

· Etapa 3: Esta etapa en particular se tiene en cuenta cuando por razones constructivas o de proyecto se debe realizar un pretensado en segunda etapa. Dicha operación consta de que una vez que se encuentra montada la estructura y con el primer tesado correspondiente, se procede a tesar nuevamente los cables o bien la fuerza de tesado total se aplica en 2 oportunidades.

· Etapa 4: Se tiene en cuenta la totalidad de la sobrecarga permanente sobre la estructura y se consideran por completo las pérdidas de pretensado, es decir, para tiempo infinito.

· Etapa 5: La sobrecarga móvil (aplanadora A-30) en esta etapa se considera sólo en un 60%. Las cargas de servicio aplicadas en esta etapa se denominan "sobrecarga máxima frecuente".

· Etapa 6: Se considera la aplicación de la "carga total" o "sobrecarga extraordinaria", es decir, la totalidad de las pérdidas, de la sobrecarga permanente y el 100% de la sobrecarga móvil.

Las Etapas 1 y 2 se calcularán sobre la sección simple de la viga, mientras que las Etapas 3 a 6 se calcularán sobre la sección compuesta viga – losa.

Las tensiones de verificación serán las indicadas en la siguiente tabla.



Tabla 3. Tensiones de verificación.

	Tensiones de Verificación [Kg/cm ²]			
	Viga (H-35)		Losa (H-21)	
	Traccion	Compresión	Traccion	Compresión
Etapa 1	23,5	170	-	-
Etapa 2	23,5	170	-	-
Etapa 3	23,5	170	20	-
Etapa 4	38	150	-	100
Etapa 5	38	150	-	100
Etapa 6	3,8	150	-	100

Verificación del cable de postesado y armadura activa

Se definirá en primera instancia la sección de pretensado para la sección de máximo momento y sus posibles estados tensionales. El diagrama de momento flector tiene una variación que va desde cero en los apoyos a un máximo en el centro del tramo. Se verificarán las tensiones de tracción y compresión en cada etapa según las exigencias del reglamento. Se tiene en cuenta que en las primeras etapas tracciona la cabeza de la viga y comprime en la zona inferior, siendo al revés (cambia de signo) en las etapas finales.

Verificación de la armadura a flexión y corte

La armadura pasiva resistente en un elemento postesado colabora en conjunto con la armadura de tesado para absorber los esfuerzos de flexión producido en servicio, como así también en la etapa de construcción. Se realiza primeramente el cálculo para la sección de apoyo y la sección central. Se debe realizar un cálculo de armadura tanto inferior como superior de la viga longitudinal. Los valores de tensión para obtener de armadura se obtienen de la etapa de servicio de la viga, utilizando las tensiones inferiores y superiores de la viga respectivamente. Cabe destacar que estas armaduras longitudinales se desarrollan a lo largo de toda la viga, aumentando su diámetro conforme crece el esfuerzo de momento flector, es decir que poseerán su mayor diámetro en la parte central de la viga. Finalmente se optimizan los valores obtenidos para las secciones extrema y central y se realiza el cálculo para cada sección de verificación intermedia. Para el cálculo de la armadura resistente al corte, se obtendrán los valores de las solicitaciones para la sección de apoyo, que es la más crítica, se dimensionarán los diámetros y separación de los estribos. Luego se variarán su diámetro y/o separación conforme vayan disminuyendo los esfuerzos de corte hacia la sección central de la viga.

Verificación a Rotura (E.L.U.)

Se debe realizar la verificación a rotura en estado limite último (E.L.U.). Para esto, se deberán comparar los momentos resistentes a partir de la armadura calculada (postensada y pasiva)



con el momento de diseño multiplicado por un coeficiente de seguridad de 1,75. Esta condición se debe cumplir en cada una de las secciones de verificación.

Calculo de las pérdidas de postensado

En el apartado 7.3 se puede observar la secuencias de pasos a seguir para el cálculo de porcentaje de pérdidas de pretensado. En ese mismo apartado se enuncian todas las posibles pérdidas que se pueden encontrar en el proceso de postensado, se describirán y formularán las ecuaciones que se usan para la obtención del valor final de pérdida de tensiones.

Armadura pasiva complementaria

En este apartado se debe ejecutar el cálculo para obtener las armaduras correspondientes al:

- Armadura pasiva en apoyo por aplastamiento.
- Arrancamiento del extremo de viga.
- Conexión de la interfaz entre la viga y la losa del tablero.

Como se mencionó en párrafos anteriores, en el extremo de la viga se producen los esfuerzos mayores de corte, por lo tanto, se debe verificar que el mismo sea absorbido por las armaduras pasivas, tanto en la etapa de construcción, tesado y puesta en servicio.

En la transferencia de esfuerzos de la viga hacia el apoyo se produce una desviación del flujo de tensiones en forma diagonal, que deberá ser equilibrada por un esfuerzo de tracción en la base de la viga en las secciones de apoyo. Esta tracción puede provocar el cedimiento del anclaje por deslizamiento de la armadura y tener como consecuencia una rotura por corte en el alma como se muestra en la Figura 12.

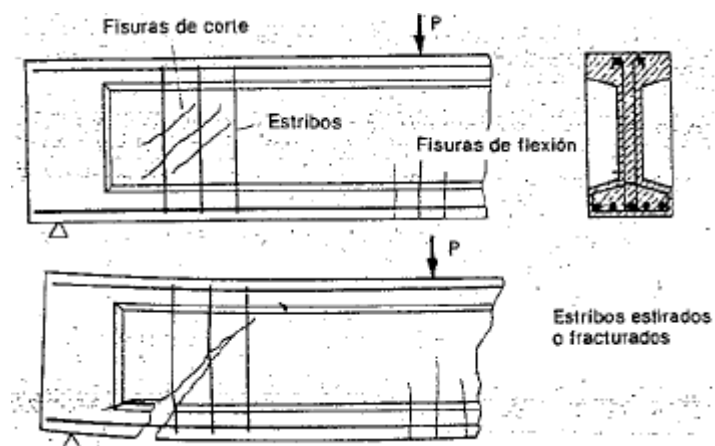


Figura 12: Arrancamiento del extremo de viga y fisuración por corte en la zona de apoyo.



Para absorber esta tracción se refuerza la zona de apoyo calculando las armaduras por arrancamiento del extremo de la viga, que por lo general suelen ser barras en forma de U (horquillas) y L. En lo que respecta a la conexión de la interfaz entre la viga y la losa, cabe destacar que en dicha interfaz, se producen esfuerzos rasantes debido a los siguientes efectos:

- Retracción diferencial de la losa de tablero.
- Efectos térmicos.
- Efectos de flexión y coacción.

La retracción diferencial se produce en la etapa de fraguado y curado de la losa de tablero, ya que la misma se contrae conforme el hormigón pierde el agua de amasado que se utilizó para su elaboración. Este fenómeno produce esfuerzos de corte que se deben absorber mediante la colocación de conectores de interfaz.

Por otro lado también, en la superficie del tablero existe una temperatura ambiente distinta a la que se encuentra en la parte posterior del tablero. Debido a este salto térmico, como es sabido, se produce una flexión por diferencias de temperaturas, lo cual induce una curvatura que genera una fuerza rasante en la unión de la viga con el tablero.

Se considera la acción conjunta de las fuerzas producidas por retracción y temperatura mediante la independencia de acciones y la superposición de efectos, lo que arroja como resultado los efectos de coacción. Este fenómeno físico no se considera que actúe en la totalidad de la longitud de la viga, ya que el diagrama de corte, al ser de variación lineal, tiene escasa influencia en el centro de la viga, lo cual y en particular para este proyecto de verificación se ha tomado una longitud en la cual se considera que actúa la coacción igual a un tercio de la longitud de la viga.



7 CALCULO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES

7.1 Definición del tablero y sus componentes

El perfil transversal del puente viene definido por el perfil de obra básica vial en lo que respecta a los anchos de calzada y banquetas. El ancho de vereda se especifica de 0,60m mínimo para alojar la defensa vehicular. Se muestran los datos en la Tabla 4 y se esquematiza en la Figura 13.

Tabla 4. Geometría del perfil transversal del tablero.

Definición Geométrica

Longitud de Vigas:	31,65 m
Longitud entre apoyos:	31,05 m
Ancho total del puente:	16,06 m
Distancia entre ejes de vigas:	2,30 m
Longitud del voladizo:	1,25 m
Ancho de calzada:	7,30 m
Ancho de vereda total:	4,38 m
Ancho de vereda de cálculo:	2,10 m
Espesor losa de calzada:	0,20 m
Espesor losa de vereda:	0,30 m
Espesor medio carpeta de rodamiento:	0,05 m
Cantidad de vigas postesadas:	7 Un
Peso propio de vigas postesada:	1,41 t/m
Ancho ala superior de viga postesada:	0,55 m
Altura total de viga postesada:	1,45 m
Longitud del macizado:	1,05 m
Longitud de la transición:	0,55 m
Volumen de hormigón de una viga postesada:	17,83 m ³
Peso Total de una viga postesada:	44,57 t

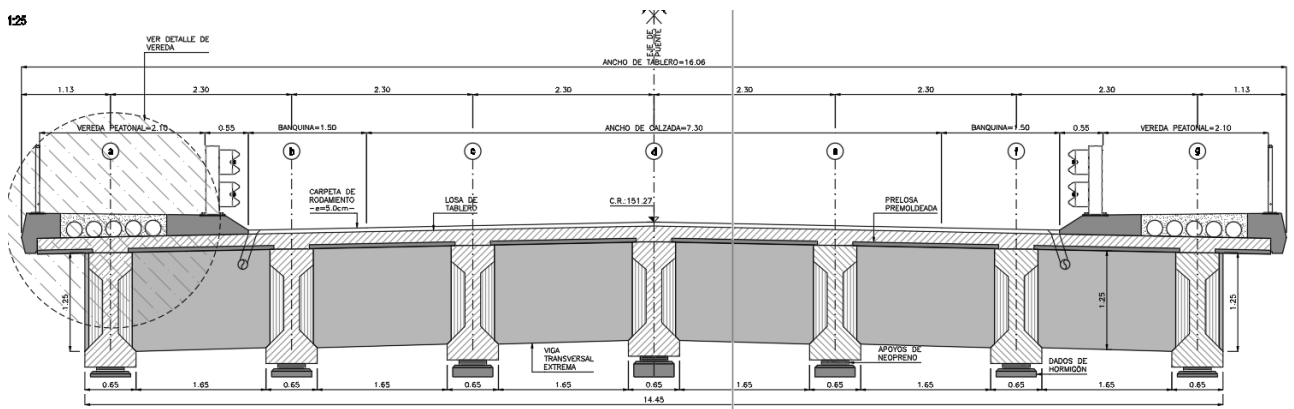


Figura 13: Perfil Transversal del puente – Posterior a las observaciones



7.2 GEOMETRÍA DE LAS VIGAS PRINCIPALES

Se definió a partir de la experiencia de la consultora en puentes de similar longitud de tramo, y que corresponda a moldes utilizados por la empresa constructora.

En la Figura 14 se muestran las secciones típicas de la viga principal. La sección de tramo es una doble T que concentra la inercia en la cabeza y en el talón de la misma, reduciéndose el espesor en el alma, ya que no aporta significativa inercia. En la zona cercana a los apoyos se define una sección de macizado para soportar los elevados esfuerzos de corte en los extremos.

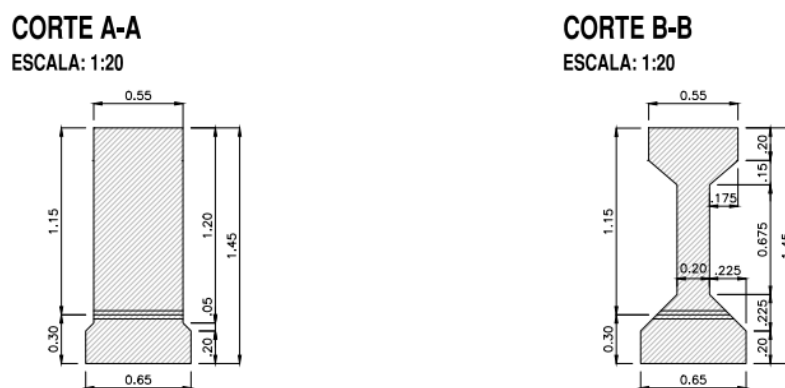


Figura 14: Geometría de las secciones de la Viga Longitudinal

El cálculo se realizó en primera instancia para las vigas longitudinales extremas, ya que son las más solicitadas debido al estado de sobrecarga móvil excéntrica. En la Figura 15 se muestra un esquema de la disposición de vigas.

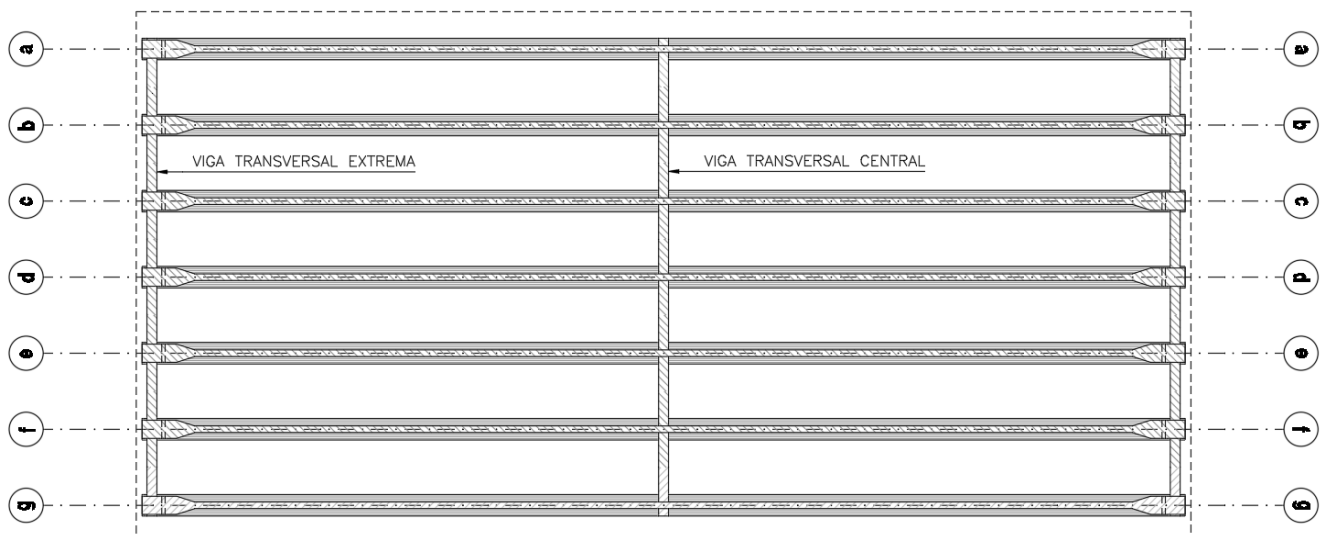


Figura 15: Esquema de disposición de vigas longitudinales y transversales



7.3 CALCULO DE SOLICITACIONES

Para la obtención de los valores de solicitaciones que someten a la viga a los estados de cargas en servicio, se realiza el análisis de cargas calculando los pesos y sobrecargas que actuarán sobre el tablero. Se muestran en la tabla 5.

Tabla 5. Análisis de cargas.

	Carga total por tablero	Carga unitaria por viga
Peso propio de vigas principales:	9,86 t/m	1,41 t/m
Peso propio de losa + viga transversal central:	8,18 t/m	1,17 t/m
Sobrecarga permanente:	1,85 t/m	0,26 t/m
Sobrecarga Movil:		
Sobrecarga en vereda:	0,400 t/m ²	
Multitud compacta en calzada:	0,559 t/m ²	
Aplanadora tipo: A-30	Cantidad: 3	
Coefficiente de Impacto:	1,195	
Coefficiente de reducción de aplanadoras:	0,95	
Rodillo trasero reducido (Rt):	42,86 t	
Rodillo delantero reducido (Rd):	29,24 t	
Sobrecarga distribuida en tablero:	5,72 t/m ²	
Longitud de cálculo de viga:	31,05 m	

Para la determinación del coeficiente de impacto se graficó en la figura 16 la formula definida en las bases de diseño y se obtuvo el valor correspondiente para una luz de 32 m. De esta manera se obtuvo el valor de 1.195 para el coeficiente de impacto.

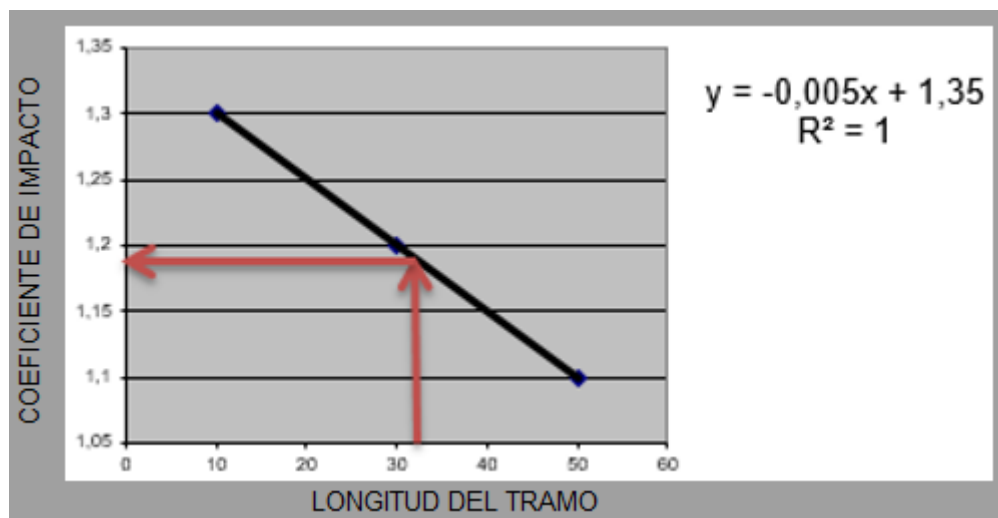


Figura 16: Coeficiente de impacto.



Una vez obtenidas las cargas se realizó el análisis estructural correspondiente a una distribución de cargas uniformes, arrojando los resultados que se muestran en la tabla 6.

Tabla 6. Solicitaciones debido a la distribución uniforme de la sobrecarga móvil.

Momentos Flectores

Sección	Dist. [m]	M1 [tm]	M2 [tm]	M3 [tm]	M4 [tm]	Mtotal [tm]
Apoyo	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	1,00	21,2	17,6	4,0	21,8	64,5
2	3,88	74,2	61,6	14,0	76,5	226,3
3	7,76	127,3	105,6	23,9	130,6	387,4
4	11,64	159,1	132,0	29,9	162,5	483,5
5	15,53	169,7	140,8	31,9	172,1	514,5

Esfuerzo de Corte

Sección	Dist. [m]	Q1 [t]	Q2 [t]	Q3 [t]	Q4 [t]	Qtotal [t]
Apoyo	0,00	21,9	18,1	4,1	22,6	66,7
1	1,00	20,5	17,0	3,8	21,4	62,7
2	3,88	16,4	13,6	3,1	18,1	51,2
3	7,76	10,9	9,1	2,1	13,7	35,7
4	11,64	5,5	4,5	1,0	9,2	20,2
5	15,53	0,0	0,0	0,0	4,7	4,7

Referencias:

Q1, M1: Peso Propio de la viga postesada

Q2, M2: Carga permanente de la losa del tablero

Q3, M3: Sobrecarga permanente de vereda, cenefa y defensa

Q4 M4: Sobrecarga móvil s/Replanteo DNV

7.4 MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico del tablero se realizó mediante un emparrillado plano de barras. Las barras correspondientes se definieron a partir de la geometría de las vigas longitudinales, afectando la inercia alrededor de su eje principal, la constante torsional y el área de corte en virtud del comportamiento conjunto viga-losa.



Section Name		VLO-h=1.45-	
Properties			
Cross-section (axial) area	0,5269	Section modulus about 3 axis	0,1682
Torsional constant	0,0138	Section modulus about 2 axis	0,0321
Moment of Inertia about 3 axis	0,1292	Plastic modulus about 3 axis	0,2379
Moment of Inertia about 2 axis	0,0104	Plastic modulus about 2 axis	0,0598
Shear area in 2 direction	0,2963	Radius of Gyration about 3 axis	0,4952
Shear area in 3 direction	0,4819	Radius of Gyration about 2 axis	0,1408

Figura 17: Propiedades de la viga principal.

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1,143
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1,798
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	2,763
Mass	1
Weight	0

Figura 18: Factores de ajuste para modelar el conjunto viga-losa.

El emparrillado plano queda arriostrado transversalmente mediante tres elementos de barra. Son las vigas transversales y se ubican una en cada extremo como elemento rectangular y una en el centro del tramo como viga T invertida. Sus propiedades geométricas y de inercia se indican en las Figuras 19 y 20 a continuación.

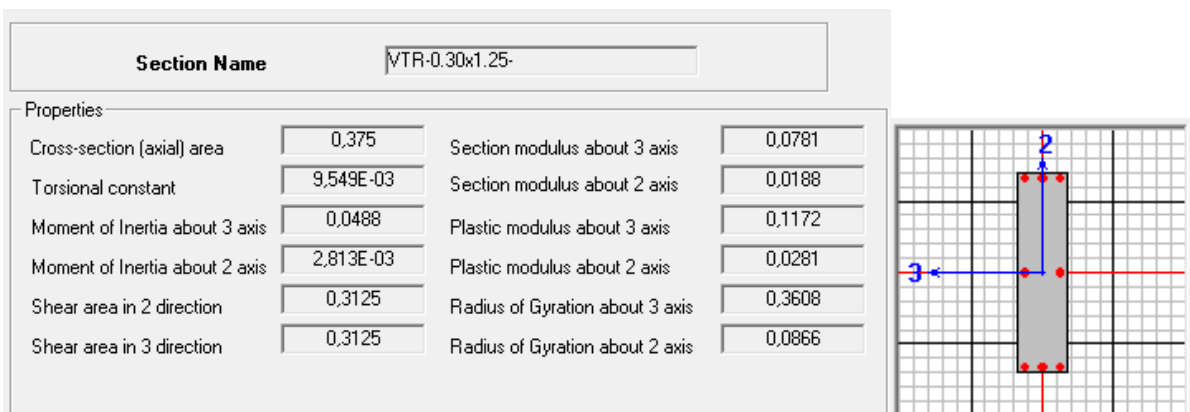


Figura 19: Propiedades de las vigas transversales extremas.

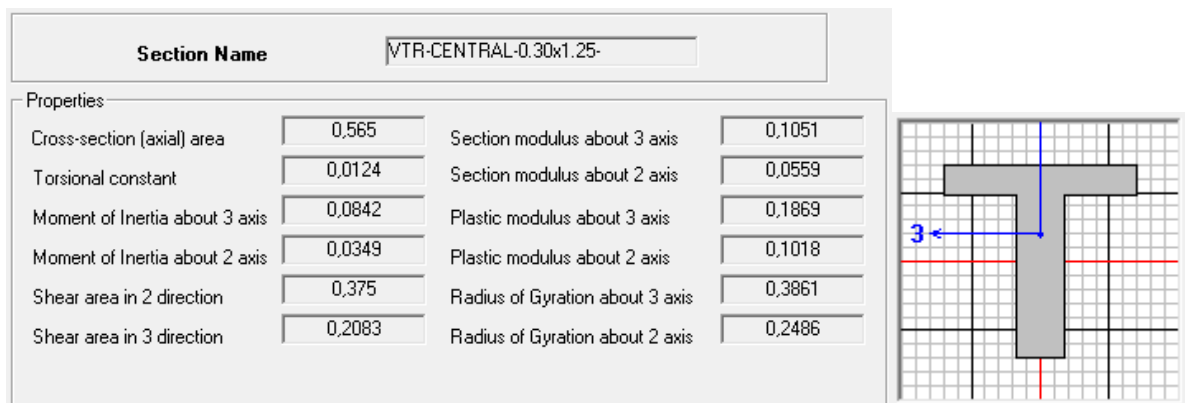


Figura 20: Propiedades de la viga transversal central.

En forma complementaria se disponen de elementos transversales de barra de inercia reducida que modelan la losa de tablero. La cantidad y dimensiones de estos elementos resultan de dividir al tramo en partes iguales. Sus propiedades de se indican en la Figura 21.

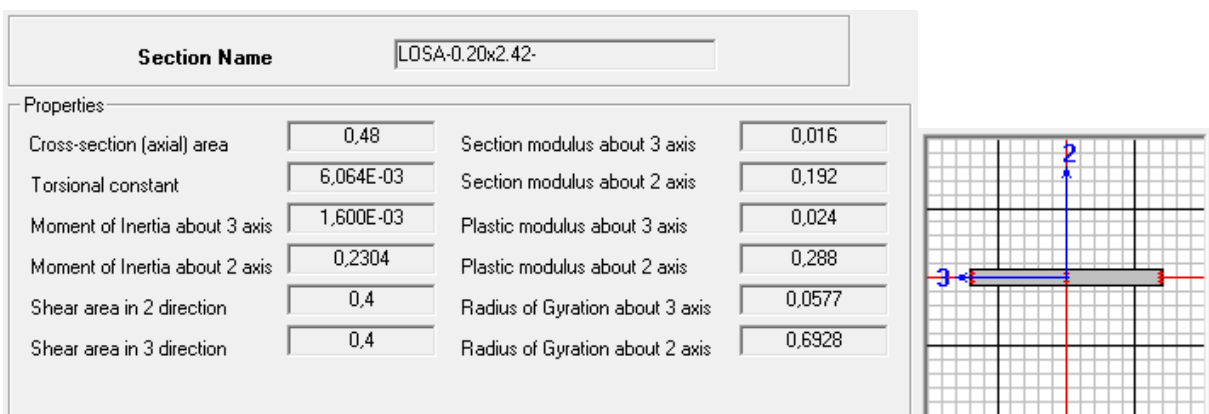


Figura 21: Propiedades de los elementos de losa



Con todos estos elementos queda definido el modelo numérico, representado en la Figura 22. Al adoptar un esquema estático para el tramo, los nudos extremos de las vigas principales deben tener restringidos sus desplazamientos.

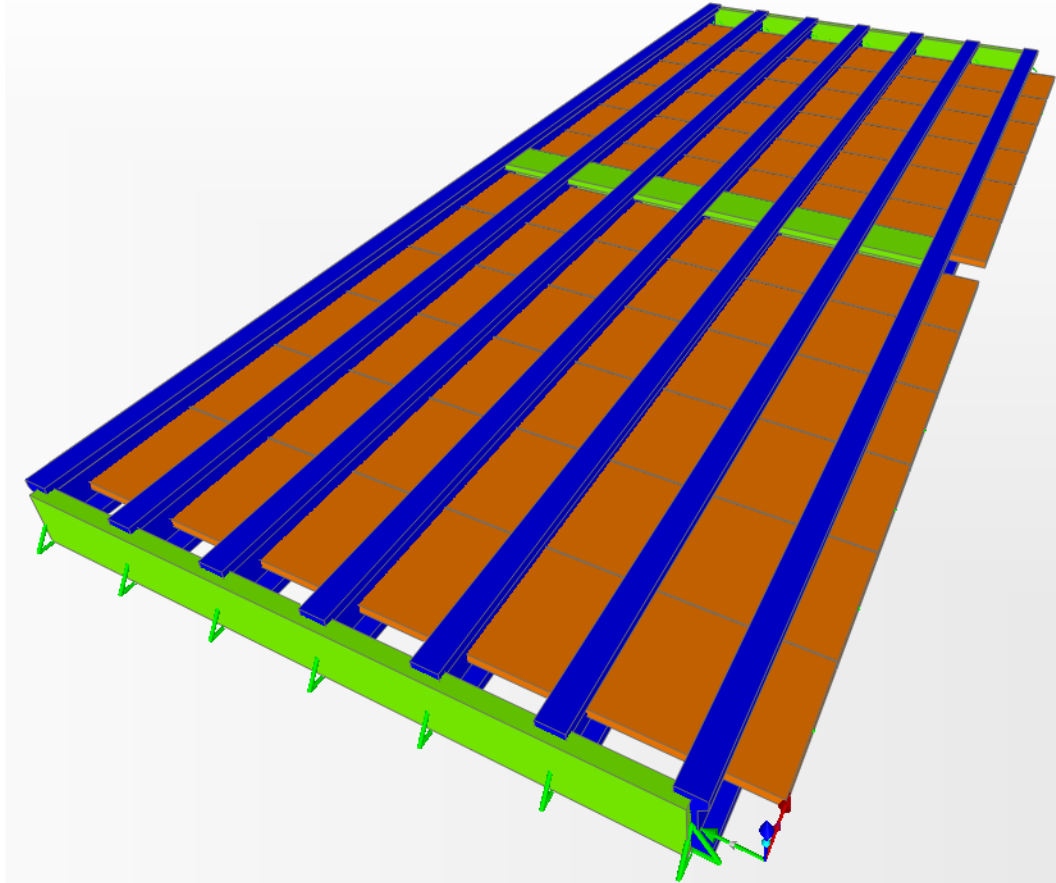


Figura 22: Modelo numérico de emparrillado



7.4.1 Cargas en el modelo numérico

De acuerdo a lo definido anteriormente, se cargó el modelo con los distintos estados de carga en servicio del puente.

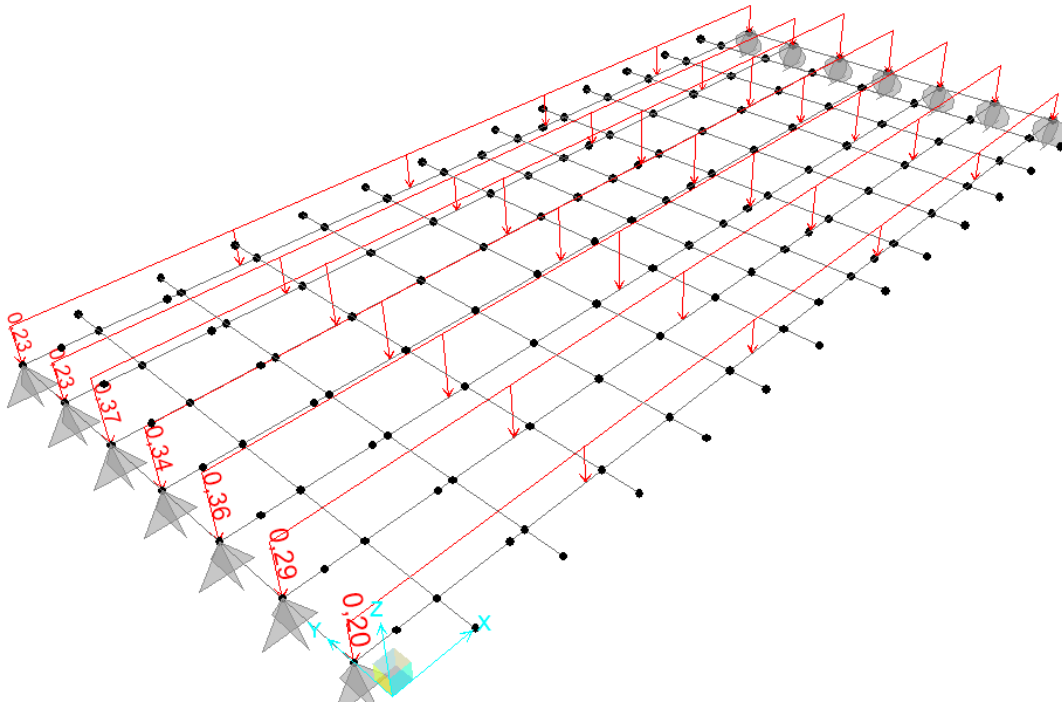


Figura 23: Peso de carpeta de rodamiento

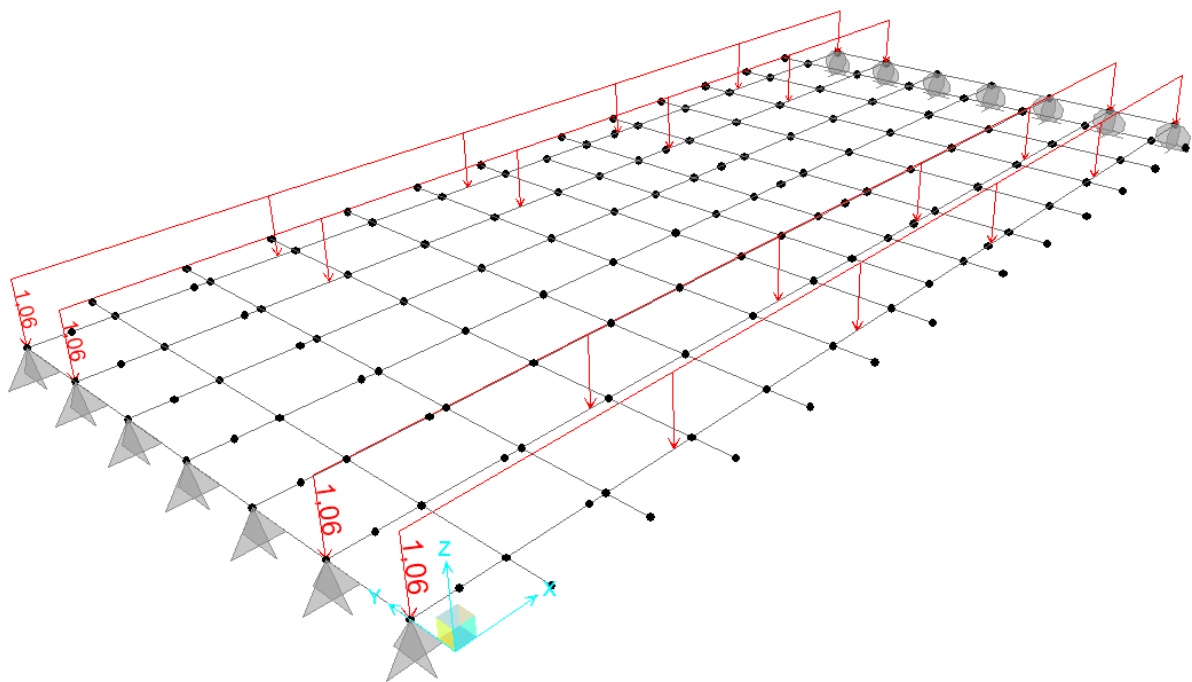


Figura 24: Peso de cordones, veredas, defensas

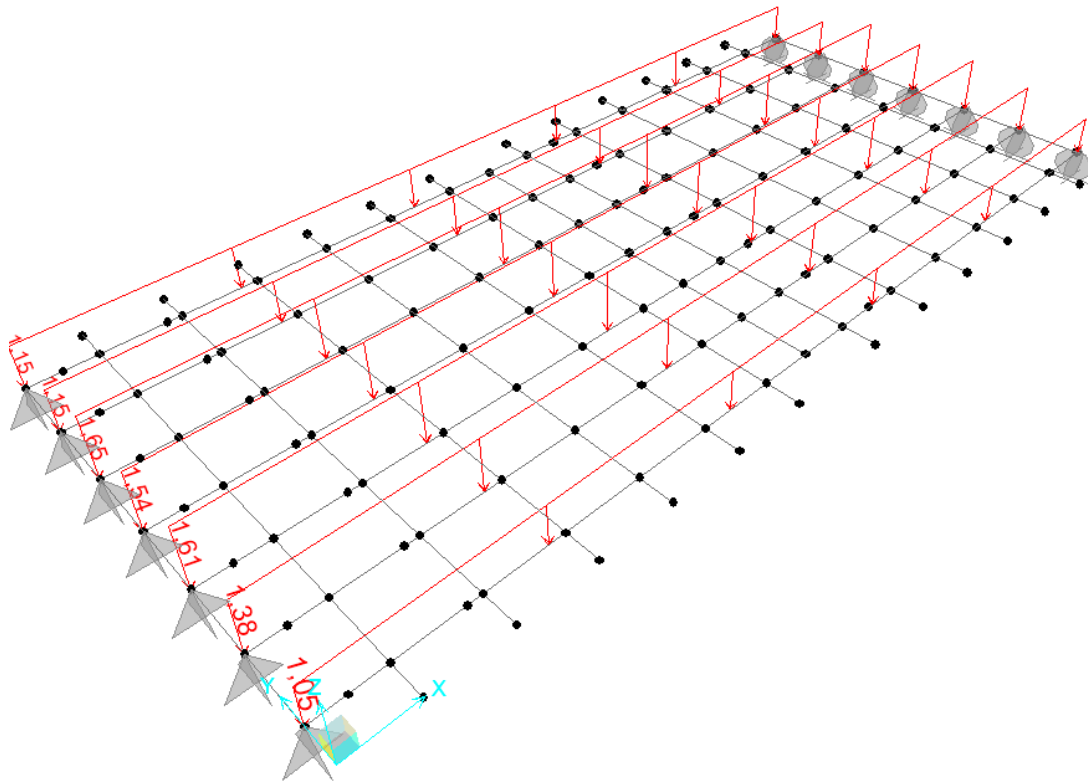


Figura 25: Multitud compacta sobre calzada

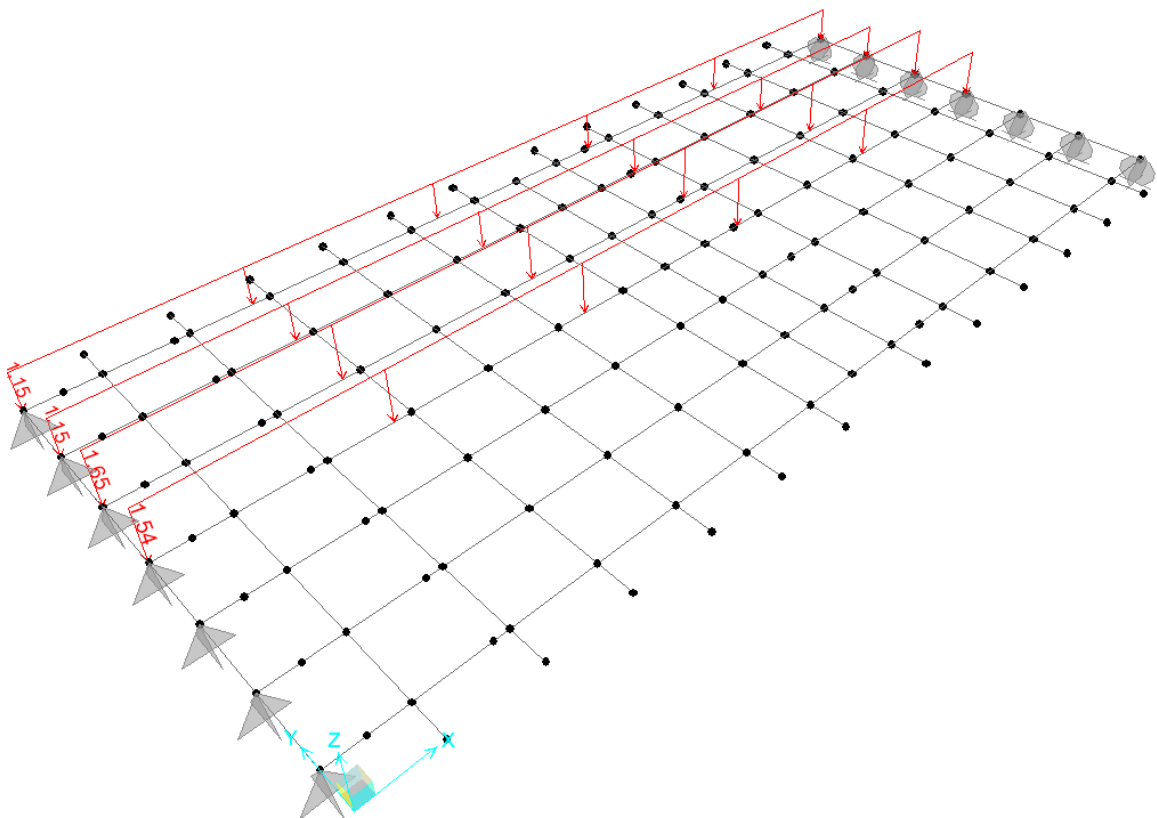


Figura 26: Multitud compacta sobre mitad de calzada

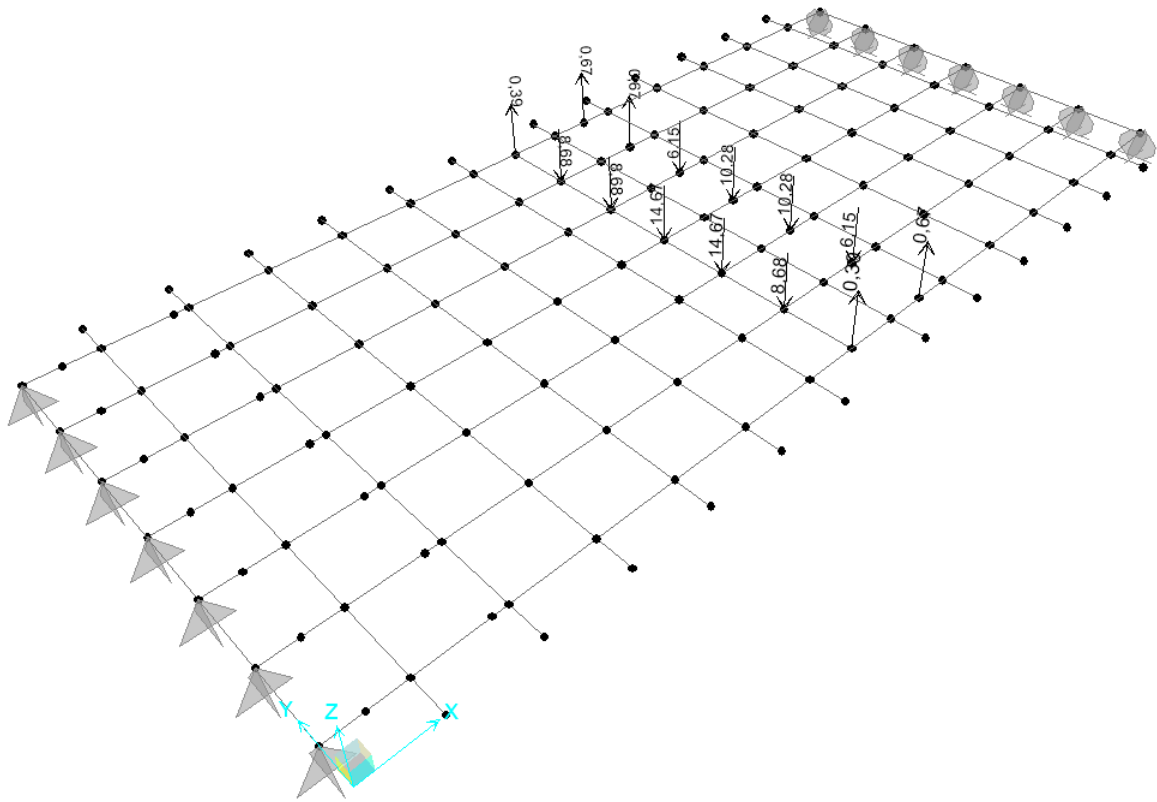


Figura 27: Aplanadora centrada en L/2

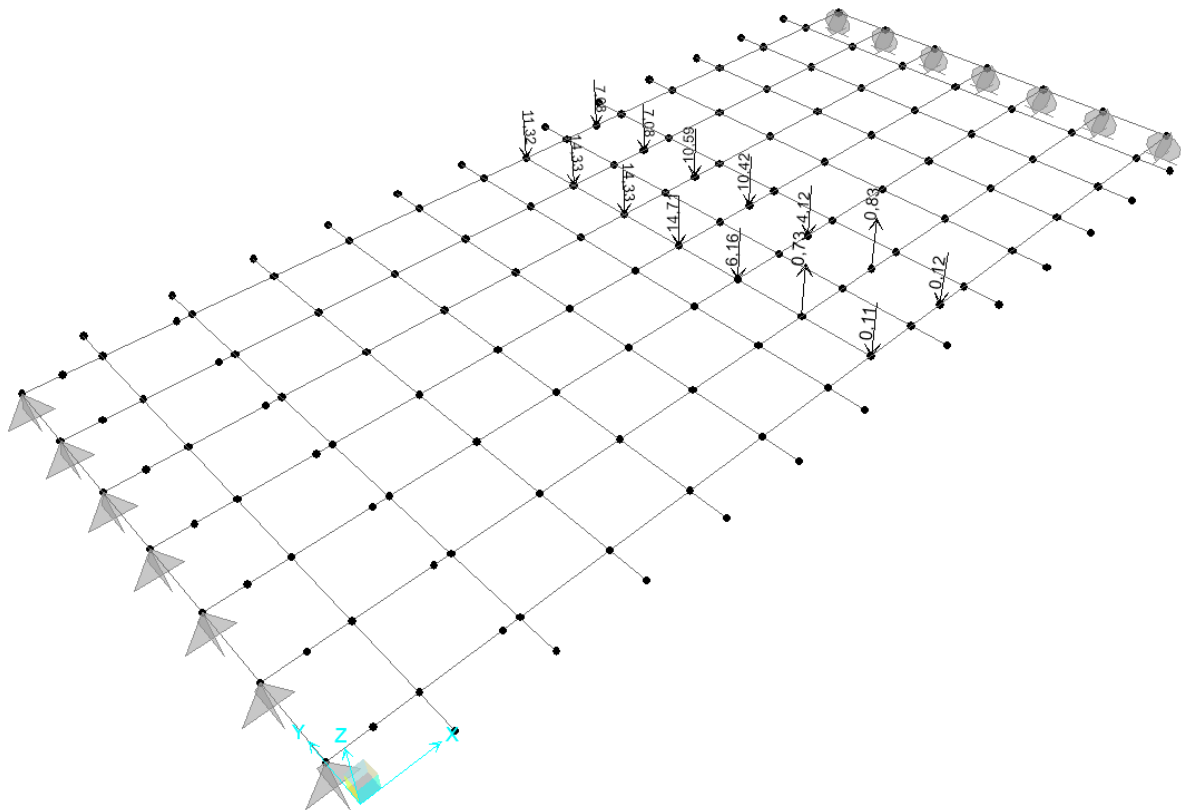


Figura 28: Aplanadora excéntrica en L/2

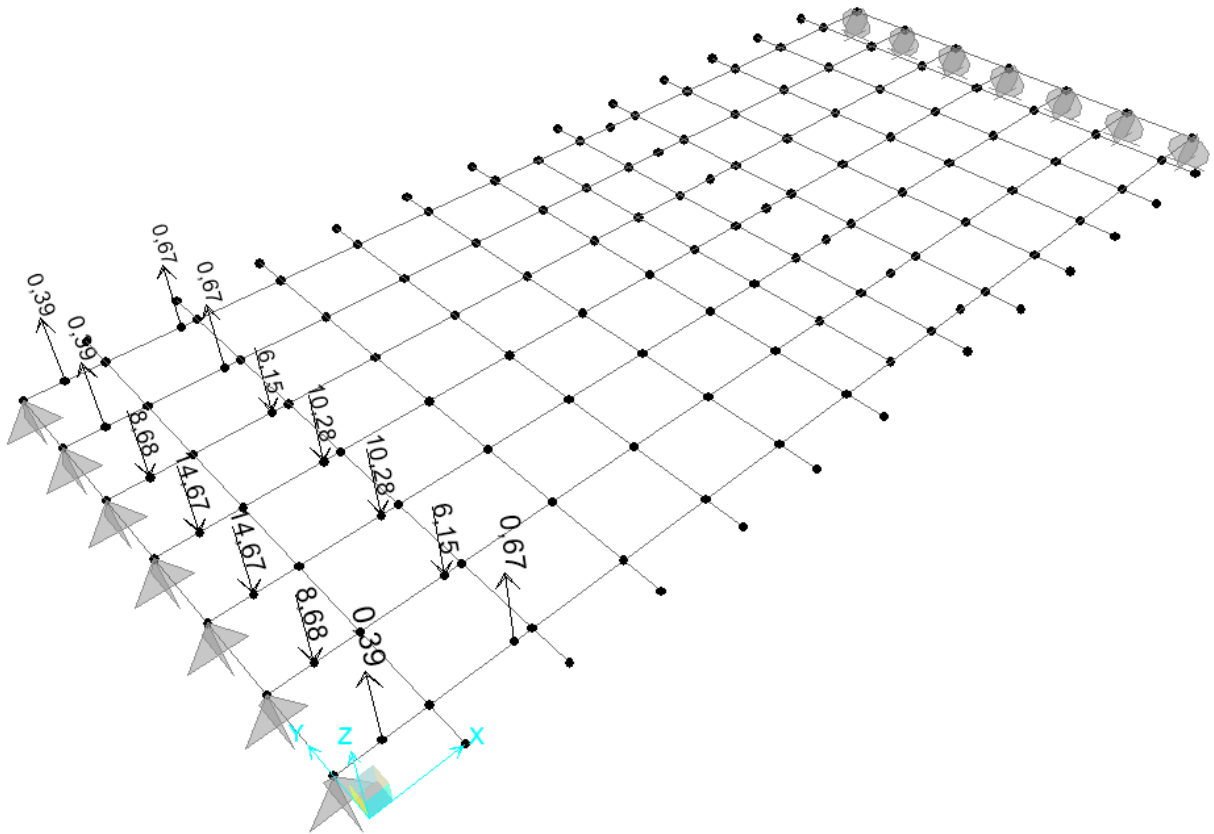


Figura 29: Aplanadora centrada en L=0

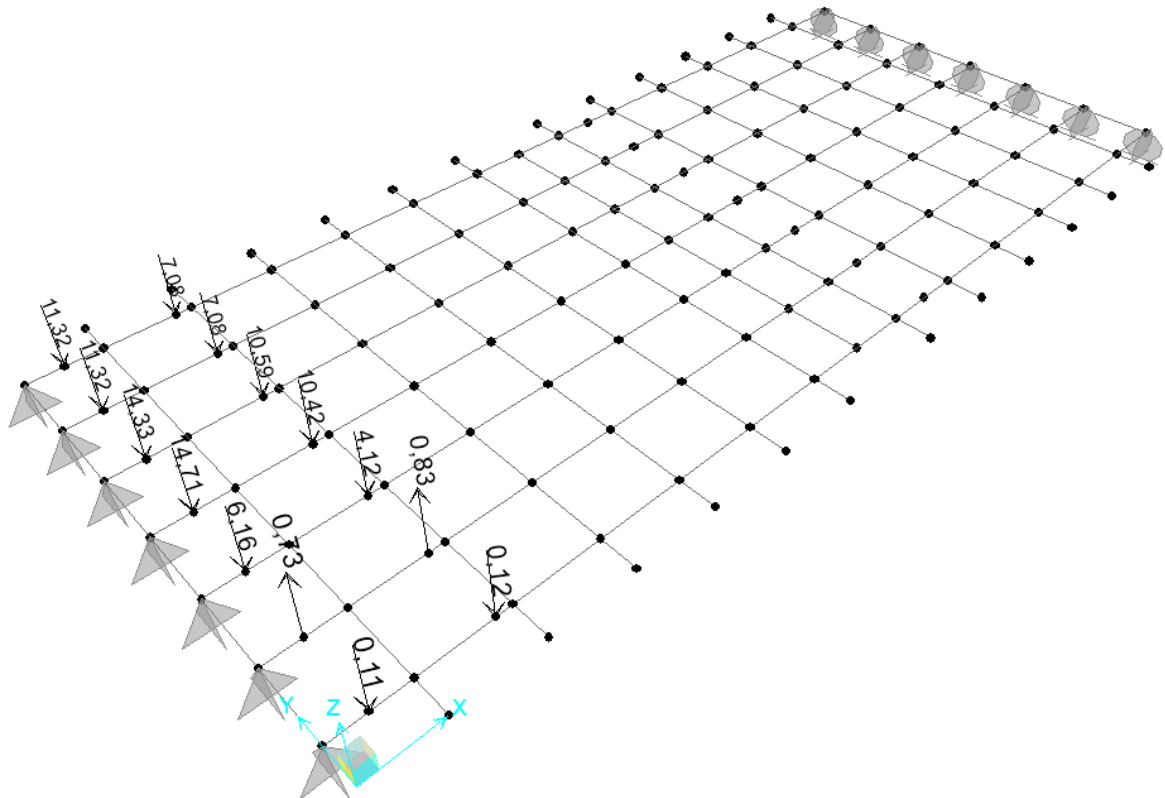


Figura 30: Aplanadora excéntrica en L=0



7.4.2 Coeficiente de mayoración por cargas excéntricas

Para esto se extraen del modelo los valores de máximo momento y corte para las combinaciones de carga que producen las máximas sollicitaciones, y se las compara con los valores obtenidos de la distribución uniforme. Los diagramas se muestran a continuación.

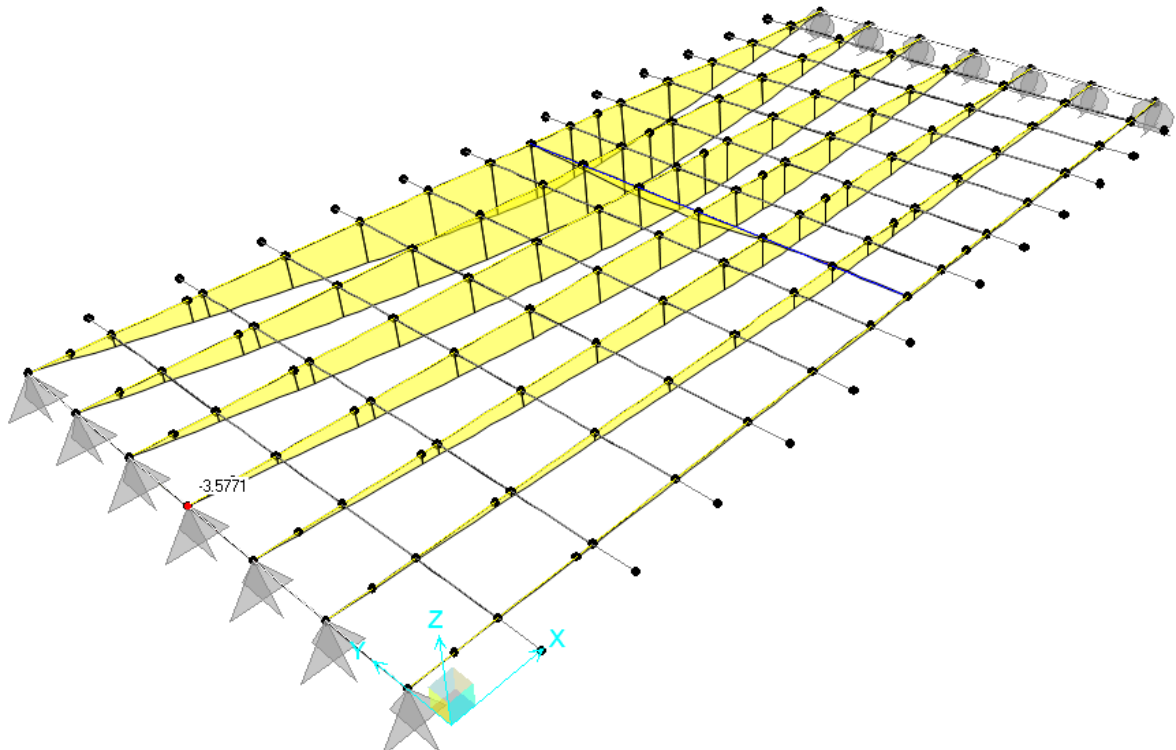


Figura 31: Máximo momentos flectores – Estado de aplanadora excéntrica en $L/2$ y multitud en mitad de calzada.

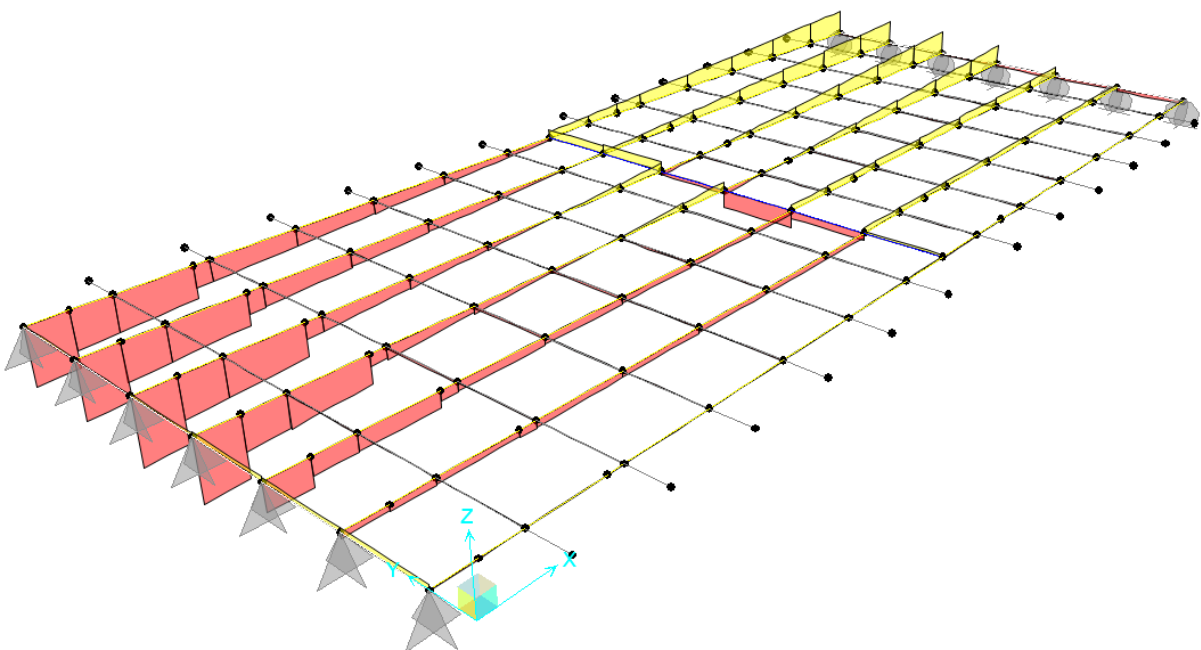


Figura 32: Máximo esfuerzo de corte – Estado de aplanadora excéntrica en $L=0$ y multitud en mitad de calzada.



De este modo los coeficientes quedan según la siguiente figura

M3	Momento Flector Máximo obtenido de modelo (SAP)	50,00	1,57
	Momento Flector obtenido de distribución uniforme	31,89	
M4	Momento Flector Máximo obtenido de modelo (SAP)	318,00	1,85
	Momento Flector obtenido de distribución uniforme	172,09	
Q3	Esfuerzo de Corte Máximo obtenido de modelo (SAP)	6,60	1,61
	Esfuerzo de Corte obtenido de distribución uniforme	4,11	
Q4	Esfuerzo de Corte Máximo obtenido de modelo (SAP)	39,00	1,73
	Esfuerzo de Corte obtenido de distribución uniforme	22,57	

Figura 33: coeficientes de mayoración.

Referencias:

Q1, M1: Peso propio de la viga pretensada

Q2, M2: Carga permanente de la losa del tablero

Q3, M3: Sobrecarga permanente de vereda, cenefa y defensa

Q4, M4: Sobrecarga móvil según Reglamento D.N.V.

Los valores de momento y corte, de distribución uniforme, quedan incrementados como se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 7. Solicitaciones incrementadas por sobrecarga móvil excéntrica. (s/modelo)

Momentos Flectores

Sección	Dist. [m]	M1 [tm]	M2 [tm]	M3 [tm]	M4 [tm]	Mtotal [tm]
Apoyo	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	1,00	21,2	17,6	6,2	40,3	85,3
2	3,88	74,2	61,6	21,9	141,3	299,0
3	7,76	127,3	105,6	37,5	241,4	511,8
4	11,64	159,1	132,0	46,9	300,3	638,3
5	15,53	169,7	140,8	50,0	318,0	678,5

Esfuerzo de Corte

Sección	Dist. [m]	Q1 [t]	Q2 [t]	Q3 [t]	Q4 [t]	Qtotal [t]
Apoyo	0,00	21,9	18,1	6,6	39,0	85,6
1	1,00	20,5	17,0	6,2	37,0	80,6
2	3,88	16,4	13,6	5,0	31,3	66,3
3	7,76	10,9	9,1	3,3	23,6	46,9
4	11,64	5,5	4,5	1,7	15,9	27,6
5	15,53	0,0	0,0	0,0	8,2	8,2



Habiendo obtenido los resultados del análisis por sobrecarga uniforme y su incremento por excentricidad, se procede a realizar la verificación tensional de la viga. Se toman como tensiones de verificación del hormigón las que especifican en el Reglamento CIRSOC 201-82. Estas tensiones admisibles se listan en la Tabla 8 y son las correspondientes al Hormigón H-35 de las vigas para las Etapas 4 a 6, y un Hormigón con resistencia equivalente al 70% de la resistencia de H-35 a 28 días para las Etapas 1 a 3 (esfuerzos temporarios durante la compresión). Se verificarán las mismas en 5 secciones, listadas en la Tabla 9.

Tabla 8. Tensiones de verificación.

ESTADO		Tensión admisible [Kg/cm ²]
Compresión	Bajo la acción de cargas permanentes, móviles y adicionales	150
	Para esfuerzos temporarios producidos durante la compresión	170
Tracción por Flexión	Bajo la acción de cargas permanentes, móviles y adicionales	38
	Para esfuerzos temporarios producidos durante la compresión	23,5

Tabla 9. Secciones de verificación.

Sección	Dist. [m]
Apoyo	0
1	1
2	3,88
3	7,76
4	11,64
5	15,53

A continuación, se muestran las tablas con las tensiones resultantes y su verificación para cada una de las secciones.

Tabla 10. Verificación de sección 1 (apoyo L=1.00m).

Etapas	Borde de Viga	Tensión Resultante [kg/cm ²]	Tensión Admisible [kg/cm ²]	Verificación
1	Superior	52,7	> -23,5	Verifica
	Inferior	81,3	< 170	Verifica
2	Superior	57,9	> -23,5	Verifica
	Inferior	69,7	< 170	Verifica
3	Superior	57,9	> -23,5	Verifica
	Inferior	69,7	< 170	Verifica
4	Superior	56,8	> 150	Verifica
	Inferior	58	< -38	Verifica
5	Superior	60,1	> 150	Verifica
	Inferior	51,7	< -38	Verifica
6	Superior	62,3	> 150	Verifica
	Inferior	47,4	< -38	Verifica



Tabla 11. Verificación de sección 2 (apoyo L=3.88m).

Etapa	Borde de Viga	Tensión Resultante [kg/cm ²]	Tensión Admisible [kg/cm ²]	Verificación
1	Superior	67,3	> -23,5	Verifica
	Inferior	143,3	< 170	Verifica
2	Superior	99,3	> -23,5	Verifica
	Inferior	104,7	< 170	Verifica
3	Superior	99,3	> -23,5	Verifica
	Inferior	104,7	< 170	Verifica
4	Superior	100,6	> 150	Verifica
	Inferior	79,6	< -38	Verifica
5	Superior	112,1	> 150	Verifica
	Inferior	52,1	< -38	Verifica
6	Superior	119,8	> 160	Verifica
	Inferior	33,7	< -40	Verifica

Tabla 12. Verificación de sección 3 (apoyo L=7.76m).

Etapa	Borde de Viga	Tensión Resultante [kg/cm ²]	Tensión Admisible [kg/cm ²]	Verificación
1	Superior	36,7	> -23,5	Verifica
	Inferior	167,2	< 170	Verifica
2	Superior	95,1	> -23,5	Verifica
	Inferior	105,9	< 170	Verifica
3	Superior	95,1	> -23,5	Verifica
	Inferior	105,9	< 170	Verifica
4	Superior	100	> 150	Verifica
	Inferior	72,9	< -38	Verifica
5	Superior	119,5	> 150	Verifica
	Inferior	26,8	< -38	Verifica
6	Superior	132,5	> 150	Verifica
	Inferior	-4	< -38	Verifica



Tabla 13. Verificación de sección 4 (apoyo L=11.64m).

Etapa	Borde de Viga	Tensión Resultante [kg/cm ²]	Tensión Admisible [kg/cm ²]	Verificación
1	Superior	20	> -23,5	Verifica
	Inferior	179	< 170	Verifica
2	Superior	94	> -23,5	Verifica
	Inferior	105	< 170	Verifica
3	Superior	94	> -23,5	Verifica
	Inferior	105	< 170	Verifica
4	Superior	101	> 150	Verifica
	Inferior	67	< -38	Verifica
5	Superior	125	> 150	Verifica
	Inferior	11	< -38	Verifica
6	Superior	141	> 150	Verifica
	Inferior	-27	< -38	Verifica

Tabla 14. Verificación de sección 5 (apoyo L=15.53m).


Etapa	Borde de Viga	Tensión Resultante [kg/cm ²]	Tensión Admisible [kg/cm ²]	Verificación
1	Superior	15	> -23,5	Verifica
	Inferior	179	< 170	Verifica
2	Superior	94	> -23,5	Verifica
	Inferior	102	< 170	Verifica
3	Superior	94	> -23,5	Verifica
	Inferior	102	< 170	Verifica
4	Superior	102	> 150	Verifica
	Inferior	63	< -38	Verifica
5	Superior	127	> 150	Verifica
	Inferior	4	< -38	Verifica
6	Superior	144	> 150	Verifica
	Inferior	-36	< -38	Verifica

7.4.3 Cables de pretensado y armadura pasiva

Para calcular (predimensionado) la cantidad de cables se hará un análisis simplificado, dimensionando para el momento máximo y el límite de fluencia del acero de pretensado.

$$M_n = 1,75 M_u = 1,75 \cdot 678 \text{ tm} = 1186 \text{ tm}$$

$$F = M_n / h_{\text{viga}} = 1186 \text{ tm} / 1,45 \text{ m} = 818 \text{ t}$$

	Universidad Nacional de Córdoba – Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales Practica Supervisada: Informe Técnico Final Cálculo e Ingeniería de Detalle de Viga Longitudinal del Puente Intercambiador Acceso a la Ciudad Santa Ana, Provincia de Misiones Obra: Duplicación Ruta Nacional N°12
--	---

$$A_{nec} = F / s_f = 818 \text{ t} / 17 \text{ t/cm}^2 = 48 \text{ cm}^2$$

$$N = A_{nec} / \phi_{cord} = 48 \text{ cm}^2 / 0,987 \text{ cm}^2/\text{cordón } 1/2'' = 48 \text{ cordones } 1/2''$$

donde M_n es el momento nominal; M_u el momento último correspondiente al centro del tramo para la etapa de servicio; F es la fuerza debida al momento máximo; A_{nec} es el área necesaria de pretensado; s_f es la tensión de fluencia del acero de pretensado; N es el número resultante de cordones.

Como se indicó anteriormente, la armadura pasiva colabora en conjunto con la armadura de tesado para absorber los esfuerzos de flexión. Se muestran a continuación los valores finales de armadura de flexión, y la armadura correspondiente a absorber los esfuerzos de corte. Se realizó un cálculo para cada sección de verificación, que se muestra en las siguientes Tablas.

Tabla 15. Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 1.

Etapa 6: Post. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Post. 2ª Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-Losa	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 5,2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_x = 59,2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_y = -0,5 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{II} = 59,6 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 12,28 \text{ kg/cm}^2$ $\text{tg } \delta = 0,40$ $r_{est} = 6,42 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\tau_{int} = 4,36 \text{ kg/cm}^2$ $F_{est} = 10,37 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Za_{inf} = 0,00 \text{ t}$ $Asp_{inf} = 0,00 \text{ cm}^2$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$ $Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: Ø 10 c/ 10,0 Adicional: Ø 0 c/ 20 (2 Estribos)	Se adopta: Ø 10 c/ 10,0 Adicional: Ø 0 c/ 20 (2 Estribos)	Se adopta: 8 Ø 16	Se adopta: 8 Ø 16
$F_{est \text{ nec}} = 6,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ $F_{est \text{ adop}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$	$F_{est \text{ nec}} = 10,37 \text{ cm}^2/\text{m}$ $F_{est \text{ adop}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$ $AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$	$AS_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$ $AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$
<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>



Tabla 16. Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 2.

Etapa 6: Post. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Post. 2º Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-Losa	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 11,5 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 27,83 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{int} = 5,75 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 0,00 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 95,7 \text{ kg/cm}^2$	$tg \delta = 0,59$	$Fe_{int} = 8,89 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Asp_{inf} = 0,00 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_I = -1,4 \text{ kg/cm}^2$	$r^{eest} = 7,82 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 97,1 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: $\text{Ø } 10 \text{ c/ } 10,0$	Se adopta: $\text{Ø } 10 \text{ c/ } 10,0$	Se adopta: $8 \text{ Ø } 16$	Se adopta: $8 \text{ Ø } 16$
Adicional: $\text{Ø } 0 \text{ c/ } 20,0$ (2 Estribos)	Adicional: $\text{Ø } 0 \text{ c/ } 20,0$ (2 Estribos)		
$Fe_{est \text{ nec}} = 7,82 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est \text{ nec}} = 8,89 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$	$AS_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$
$Fe_{est \text{ adop}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est \text{ adop}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$	$AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$
<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>

Tabla 17. Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 3.

Etapa 6: Post. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Post. 2º Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-Losa	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 8,8 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 20,26 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{int} = 4,26 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 0,56 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 94,5 \text{ kg/cm}^2$	$tg \delta = 0,44$	$Fe_{int} = 6,59 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Asp_{inf} = 0,23 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_I = -0,8 \text{ kg/cm}^2$	$r^{eest} = 4,22 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 95,3 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: $\text{Ø } 10 \text{ c/ } 12,5$	Se adopta: $\text{Ø } 10 \text{ c/ } 12,5$	Se adopta: $8 \text{ Ø } 16$	Se adopta: $8 \text{ Ø } 16$
Adicional: $\text{Ø } 0 \text{ c/ } 25$ (2 Estribos)	Adicional: $\text{Ø } 0 \text{ c/ } 25$ (2 Estribos)		
$Fe_{est \text{ nec}} = 4,22 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est \text{ nec}} = 6,59 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{nec} = 0,23 \text{ cm}^2$	$AS_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$
$Fe_{est \text{ adop}} = 12,57 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est \text{ adop}} = 12,57 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$	$AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$
<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>



Tabla 18. Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 4.

Etapa 6: Post. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Post. 2º Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-Losa	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 6,0 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 12,58 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 2,79 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 20,56 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 93,3 \text{ kg/cm}^2$	$tg \delta = 0,40$	$Fe_{inf} = 4,32 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Asp_{inf} = 8,57 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_y = -0,4 \text{ kg/cm}^2$	$Fe_{est} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 93,7 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: Ø 10 c/ 15	Se adopta: Ø 10 c/ 15	Se adopta: 8 Ø 16	Se adopta: 8 Ø 16
Adicional: Ø 0 c/ 30 (2 Estribos)	Adicional: Ø 0 c/ 30 (2 Estribos)		
$Fe_{est\ nec} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est\ nec} = 4,32 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{nec} = 8,57 \text{ cm}^2$	$AS_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$
$Fe_{est\ adop} = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est\ adop} = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$	$AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$
<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>

Tabla 19. Armadura pasiva de flexion y corte en la Seccion 4.

Etapa 6: Post. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Post. 2º Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte Interfase Viga-Losa	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 3,1 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 4,78 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 1,35 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 34,04 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 92,1 \text{ kg/cm}^2$	$tg \delta = 0,40$	$Fe_{inf} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Asp_{inf} = 14,18 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_y = -0,1 \text{ kg/cm}^2$	$Fe_{est} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 92,2 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: Ø 10 c/ 25	Se adopta: Ø 10 c/ 25	Se adopta: 8 Ø 16	Se adopta: 8 Ø 16
Adicional: Ø 0 c/ 50 (2 Estribos)	Adicional: Ø 0 c/ 50 (2 Estribos)		
$Fe_{est\ nec} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est\ nec} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{nec} = 14,18 \text{ cm}^2$	$AS_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$
$Fe_{est\ adop} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est\ adop} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$	$AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$	$AS_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$
<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>	<i>Verifica</i>

7.4.4 Verificación a Rotura en Estado Limite Último

Para la verificación a rotura en estado último se han verificado las mismas 5 secciones. En las siguientes Tablas se muestran dichas verificaciones. La fórmula a verificar es la siguiente:

$$Mu < 1,75 Mn$$

donde Mu es el momento último que proviene de análisis estructural y Mn es el momento nominal resistente que provee la armadura pasiva y de pretensado. Debe verificarse un coeficiente de seguridad de 1,75.



Tabla 20. Verificación en Estado Limite Último en Sección de Apoyo.

Sección Apoyo

A° Postesado	42 Ø	1/2 "	=	42 × 0,987 cm ² × 17,0 t/m ² × 0,87	=	614,9 tm
A° Inferior Pasiva	8 Ø	16	=	8 × 2,011 cm ² × 4,2 t/m ² × 1,52	=	102,3 tm
A° Superior Pasiva	8 Ø	16	=	4 × 2,011 cm ² × 4,2 t/m ² × 1,32	=	44,4 tm
				M_{RESISTENTE}	=	761,7 tm
				M_{SOLICITANTE}	=	85,3 tm
				Coef. Seg.	=	8,93 > 1,75 Verifica

Tabla 21. Verificación en Estado Limite Último en Sección 1.

Sección 1

A° Postesado	42 Ø	1/2 "	=	42 × 0,987 cm ² × 17,0 t/m ² × 0,93	=	655,7 tm
A° Inferior Pasiva	8 Ø	16	=	8 × 2,011 cm ² × 4,2 t/m ² × 1,52	=	102,3 tm
A° Superior Pasiva	8 Ø	16	=	8 × 2,011 cm ² × 4,2 t/m ² × 1,32	=	88,8 tm
				M_{RESISTENTE}	=	846,9 tm
				M_{SOLICITANTE}	=	85,3 tm
				Coef. Seg.	=	9,93 > 1,75 Verifica

Tabla 22. Verificación en Estado Limite Último en Sección 2.

Sección 2

A° Postesado	42 Ø	1/2 "	=	42 × 0,987 cm ² × 17,0 t/m ² × 1,11	=	784,0 tm
A° Inferior Pasiva	8 Ø	16	=	8 × 2,011 cm ² × 4,2 t/m ² × 1,52	=	102,3 tm
A° Superior Pasiva	8 Ø	16	=	8 × 2,011 cm ² × 4,2 t/m ² × 1,32	=	88,8 tm
				M_{RESISTENTE}	=	975,2 tm
				M_{SOLICITANTE}	=	299,0 tm
				Coef. Seg.	=	3,26 > 1,75 Verifica

Tabla 23. Verificación en Estado Limite Último en Sección 3.

Sección 3

A° Postesado	42 Ø	1/2 "	=	42 × 0,987 cm ² × 17,0 t/m ² × 1,30	=	916,1 tm
A° Inferior Pasiva	8 Ø	16	=	8 × 2,011 cm ² × 4,2 t/m ² × 1,52	=	102,3 tm
A° Superior Pasiva	8 Ø	16	=	8 × 2,011 cm ² × 4,2 t/m ² × 1,32	=	88,8 tm
				M_{RESISTENTE}	=	1107,3 tm
				M_{SOLICITANTE}	=	511,8 tm
				Coef. Seg.	=	2,16 > 1,75 Verifica



Tabla 24. Verificación en Estado Limite Último en Sección 4.

Sección 4	
A° Postesado	$42 \varnothing \quad 1/2 \quad " = 42 \times 0,987 \text{ cm}^2 \times 17,0 \text{ t/m}^2 \times 1,41 = 995,4 \text{ tm}$
A° Inferior Pasiva	$8 \varnothing \quad 16 \quad = 8 \times 2,011 \text{ cm}^2 \times 4,2 \text{ t/m}^2 \times 1,52 = 102,3 \text{ tm}$
A° Superior Pasiva	$8 \varnothing \quad 16 \quad = 8 \times 2,011 \text{ cm}^2 \times 4,2 \text{ t/m}^2 \times 1,32 = 88,8 \text{ tm}$
	$M_{\text{RESISTENTE}} = 1186,6 \text{ tm}$
	$M_{\text{SOLICITANTE}} = 638,3 \text{ tm}$
	$\text{Coef. Seg.} = 1,86 > 1,75 \text{ Verifica}$

Tabla 25. Verificación en Estado Limite Último en Sección 5.

Sección 5	
A° Postesado	$42 \varnothing \quad 1/2 \quad " = 42 \times 0,987 \text{ cm}^2 \times 17,0 \text{ t/m}^2 \times 1,45 = 1021,8 \text{ tm}$
A° Inferior Pasiva	$8 \varnothing \quad 16 \quad = 8 \times 2,011 \text{ cm}^2 \times 4,2 \text{ t/m}^2 \times 1,52 = 102,3 \text{ tm}$
A° Superior Pasiva	$8 \varnothing \quad 16 \quad = 8 \times 2,011 \text{ cm}^2 \times 4,2 \text{ t/m}^2 \times 1,32 = 88,8 \text{ tm}$
	$M_{\text{RESISTENTE}} = 1213,0 \text{ tm}$
	$M_{\text{SOLICITANTE}} = 678,5 \text{ tm}$
	$\text{Coef. Seg.} = 1,79 > 1,75 \text{ Verifica}$

7.5 Cálculo de Pérdidas de Pretensado

Se deteminan las perdidas de acuerdo a lo especificado por el reglamento CIRSOC 201-82.

7.5.1 Pérdidas de pretensado por retracción

La retracción es la deformación que sufre una pieza de hormigón por movimientos del agua no fijada químicamente al gel de cemento. Aunque el fenómeno más conocido es la pérdida de agua con la consiguiente disminución de volumen, existe también el fenómeno opuesto denominado hinchamiento o expansión.

Obviamente, desde el punto de vista práctico interesa solamente la retracción que se produce desde el momento del tesado hasta el momento en que se desea conocer el pretensado efectivo.

Las variables que intervienen en la evaluación del acortamiento por retracción son muchas, y el reglamento CIRSOC considera la siguiente fórmula para su cálculo:

$$\epsilon_{s,t} = \epsilon_{s,0} (k_{s,t} - k_{s,t0})$$

donde $\epsilon_{s,t}$ es el acortamiento total; $\epsilon_{s,0}$ es el valor básico de la retracción, de tabla; $k_{s,t}$ un factor función de la edad efectiva del hormigón al aplicar el pretensado, de tabla; $k_{s,t0}$ es un factor función de la edad del hormigón al momento de hormigonar la losa, de tabla.

Luego para obtener la tensión perdida por retracción se debe multiplicar la deformación calculada por el módulo de elasticidad del acero de pretensado.



Se calcula la retracción en tres situaciones: al aplicar el pretensado (10 días, Etapa 1), al hormigonar la losa (60 días, Etapa 4) y a tiempo infinito (Puente en servicio, Etapa 6).

7.5.2 Perdidas de pretensado por fluencia lenta (CREEP)

De forma simplificada se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. También en forma simplificada, y siempre que la tensión actuante no sea demasiado elevada (digamos no superior al 40 o 50% de la tensión de rotura), la deformación de fluencia puede suponerse proporcional a la deformación elástica instantánea.

El reglamento CIRSOC indica que debe calcularse usando la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{k,t} = \sigma_{bm} / E_b \times \varphi_t$$

donde $\varepsilon_{k,t}$ es el acortamiento por fluencia lenta; σ_{bm} es la tensión media en el hormigón correspondiente a la fibra ubicada en el baricentro de las armaduras pretensadas; E_b es el módulo de elasticidad del hormigón a 28 días y φ_t es el factor de fluencia que responde a la siguiente expresión:

$$\varphi_t = \varphi_{f0} (k_{f,t} - k_{f,t0}) + 0,40 k_{v,(t-t0)}$$

donde φ_{f0} es el coeficiente de fluencia básico, de tabla; k_f son factores función del tiempo de fluencia y k_v es un coeficiente que tiene en cuenta la variación del acortamiento elástico diferido en función del tiempo.

Al igual que en el punto anterior, las pérdidas se calculan en tres situaciones: al aplicar el pretensado (10 días, Etapa 1), al hormigonar la losa (60 días, Etapa 4) y a tiempo infinito (Puente en servicio, Etapa 6).

Finalmente, para obtener la tensión de pérdida se multiplica el acortamiento por fluencia lenta por el módulo de elasticidad del acero.

7.5.3 Perdidas de pretensado por relajación del acero

La única pérdida significativa que presenta el acero en el tiempo es la relajación, es decir, la pérdida de tensión a deformación constante.

El valor de la relajación depende del tipo de acero, de la tensión de tesado, del tiempo transcurrido desde la puesta en tensión y de la temperatura. Asimismo, depende de la interrelación con las otras pérdidas diferidas, como el acortamiento elástico. Se la estima como un porcentaje de la relajación a tiempo infinito dada por el Manual de Acindar para Acero Pretensado "BR", afectada por los coeficientes de fluencia φ_t calculados anteriormente.

7.5.4 Perdidas combinadas

Se considera un coeficiente de reducción de 0.90 por simultaneidad de los tres fenómenos.

Tabla 26. Pérdidas de postesado combinadas



		t_1	t_{inf}
Retracción	$\Delta\sigma_s =$	-45 kg/cm ²	-410 kg/cm ²
Fluencia	$\Delta\sigma_k =$	-196 kg/cm ²	-731 kg/cm ²
Relajación	$\Delta\sigma_z =$	-81 kg/cm ²	-304 kg/cm ²
Sub-total	$\Delta\sigma =$	<u>-322 kg/cm²</u>	<u>-1444 kg/cm²</u>

7.5.5 Pérdidas de pretensado por acortamiento elástico

Cuando se ha alcanzado la edad en el hormigón adecuada, los cables en el banco de pretensado se cortan y reaccionan contra la viga. Esta, al acortarse, produce 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 concomitantes con el momento del tesado producen en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores.

Se aplica la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{sa,t0} = E_s \times \epsilon_{b,t0} = n \sigma_{b,t0}$$

donde $\Delta\sigma_{sa,t0}$ es la tensión perdida por acortamiento elástico, E_s es el módulo de elasticidad del acero de pretensado, $\epsilon_{b,t0}$ es el acortamiento elástico, n es la relación de módulos de elasticidad del acero y el hormigón al aplicar el pretensado y $\sigma_{b,t0}$ es la tensión en el hormigón correspondiente a la fibra ubicada en el baricentro de las armaduras pretensadas al tiempo de aplicar el tesado.

7.5.6 Pérdidas Totales (sin acortamiento elástico)

Luego se computa el porcentaje de las pérdidas respecto de la tensión total del acero de pretensado, a 60 días y a tiempo infinito. Una vez obtenidas se adoptan conservadoramente valores mayores a los calculados. En la siguiente tabla se muestran los resultados.

Tabla 27. Pérdidas totales calculadas y adoptadas

		Pérdida a 60 días	Pérdida a t = inf
Sub-total	$\Delta\sigma =$	-322 kg/cm ²	-1444 kg/cm ²
Tensión A ^o P ^o	$\sigma_{s,t0} =$	14060 kg/cm ²	14060 kg/cm ²
% Pérdida		<u>2,3 %</u>	<u>10,3 %</u>
Adoptado		<u>5,0 %</u>	<u>15,0 %</u>

También se verifica las pérdidas por anclaje pero cuando ya está definido el tipo de sistema. Por lo general lo realiza el fabricante en el protocolo de viga principal.



7.6 Armaduras pasivas complementarias

7.6.1 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 equilibrada por un esfuerzo de tracción en la base de la viga. Por esto se calcula una armadura adicional en esa zona a partir de los esfuerzos de corte en la sección. La armadura necesaria se calcula como:

$$F_{e1} = \frac{V \times v}{\beta_s} \times \frac{v}{h}$$

donde V es el esfuerzo de corte; n es el coeficiente de seguridad, igual a 1,75; β_s es la tensión de fluencia del acero y v/h es la relación de los sentidos de transferencia del esfuerzo de corte al apoyo, adoptado en 45° respecto de la horizontal.

7.6.2 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 calcula como:

$$F_{\text{retracción}} = \frac{\epsilon_{s \text{ t=inf}}}{\frac{1}{(AE)_{\text{losa}}} + \frac{Y_{\text{sup}}}{(W_{\text{sup}} E)_{\text{viga}}} + \frac{1}{(AE)_{\text{viga}}}}$$

Donde $\epsilon_{s \text{ t=inf}}$ es la retracción diferencial a tiempo infinito, $(AE)_{\text{losa}}$ es el producto del rea efectiva de la losa y el módulo de elasticidad de la misma, Y_{sup} es la ordenada del baricentro de la sección, $(W_{\text{sup}} E)_{\text{viga}}$ es el producto entre el módulo resistente de la viga y su módulo de elasticidad a tiempo infinito, y $(AE)_{\text{viga}}$ es el producto del área de la viga y su módulo de elasticidad. La fuerza de corte a nivel de interfase por efectos térmicos se calcula mediante la siguiente expresión.

$$F_{\text{térmico}} = \frac{\alpha \times \Delta T}{\frac{1}{(AE)_{\text{losa}}} + \frac{Y_{\text{sup}}}{(W_{\text{sup}} E)_{\text{viga}}} + \frac{1}{(AE)_{\text{viga}}}}$$

Donde α es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón, igual a $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$; y ΔT es la diferencia de temperaturas.

Una vez obtenidos los valores, se calcula la armadura necesaria por efectos de coacción. La fuerza de corte en la interfase se transfiere a través de una longitud cercana al tercio de la longitud de la viga, en cada extremo. La armadura total necesaria es la suma entre la necesaria



por esfuerzo rasante y la calculada por efectos de coacción. Se muestran los resultados en la siguiente tabla.

Tabla 28. Armadura de corte en interfase.

Longitud de transferencia $L_t =$	10,35 m		
$F_{e \text{ interfase (por coacción)}} =$	$\frac{45,87 \text{ t} \times 1,75}{10,35 \text{ m} \times 4,2 \text{ t/cm}^2} = 1,85 \text{ cm}^2/\text{m}$		
	Sección 1	Sección 2	Sección 3
$F_{e \text{ interfase (por coacción)}} =$	1,85 cm ² /m	1,85 cm ² /m	1,85 cm ² /m
$F_{e \text{ interfase (por flexión)}} =$	10,37 cm ² /m	8,89 cm ² /m	6,59 cm ² /m
$F_{e \text{ interfase (total)}} =$	<u>12,22 cm²/m</u>	<u>10,74 cm²/m</u>	<u>8,43 cm²/m</u>
Armadura de Estribos =	15,71 cm ² /m 1 Ø 10 c/ 10	15,71 cm ² /m 1 Ø 10 c/ 10	12,57 cm ² /m 1 Ø 10 c/ 12,5
Armadura Adicional =	0,0 cm ² /m	0,0 cm ² /m	0,0 cm ² /m
$F_{e \text{ interfase adoptada}} =$	<u>15,71 cm²/m</u> Verifica	<u>15,71 cm²/m</u> Verifica	<u>12,57 cm²/m</u> Verifica

7.7 Diagramas envolventes de esfuerzos

Habiendo realizado la verificación para las 5 secciones de cálculo, resta revisar si las armaduras adoptadas cubren los diagramas de esfuerzos en su totalidad.

7.7.1 Verificación de cobertura del diagrama de corte

A partir de las solicitaciones y el cálculo de tensiones, se calcularon las armaduras de corte necesarias en el alma de la viga y la interfase viga-losa. A continuación, se muestran las solicitaciones y armadura necesaria, las armaduras adoptadas y el diagrama resultante.

Tabla 29. Esfuerzo de corte y armadura necesaria.

Sección	Distancia [m]	F_e corte necesaria [cm ² /m]	F_e interfase nec. [cm ² /m]
Apoyo	0,00	0	0,00
1	1,00	6,42	12,22
2	3,88	7,82	10,74
3	7,76	4,22	8,43
4	11,64	2,40	4,32
5	15,53	0,91	2,09



Tabla 30. Armadura de corte e interfase adoptadas.

Sección	Distancia [m]	Fe corte [cm ² /m]	Fe Interfase [cm ² /m]
Extremo	-0,30	15,71	15,71
A1	1,00	15,71	15,71
E1	1,00	15,71	15,71
A2	2,50	15,71	15,71
E2	2,50	15,71	15,71
A3	3,50	15,71	15,71
E3	3,50	12,57	12,57
A4	6,80	12,57	12,57
E4	6,80	10,47	10,47
A5	10,40	10,47	10,47
E5	10,40	6,28	6,28
	15,53	6,28	6,28

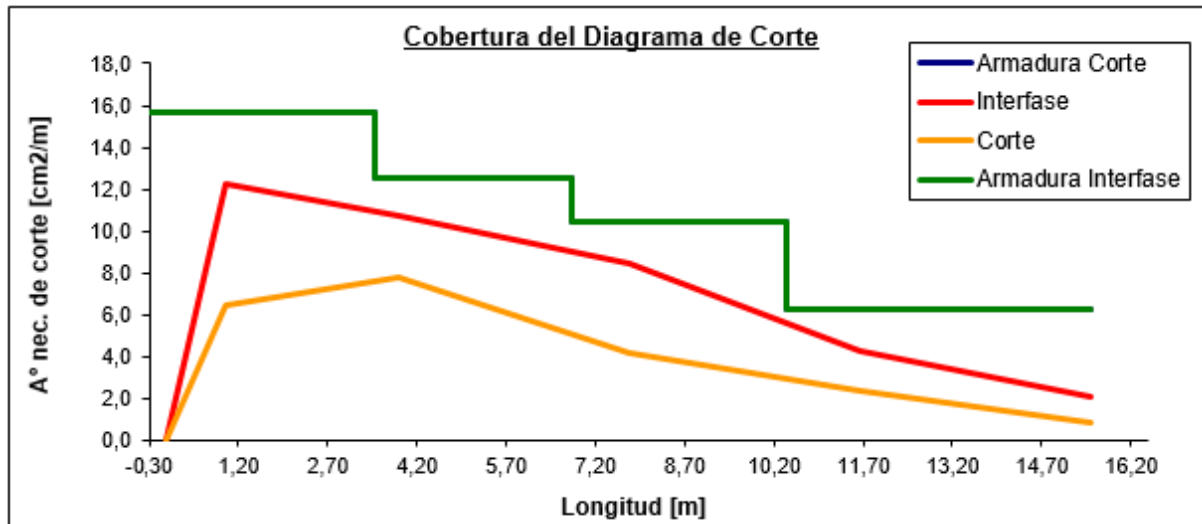


Figura 34: Cobertura del diagrama de corte. Armadura necesaria y adoptada.

7.7.2 Verificación de cobertura del diagrama de momentos

El diagrama de momentos flectores últimos debe cubrirse sección a sección en todo el largo de la viga. Este diagrama puede tener corrimientos de sus máximos y por lo tanto la armadura se debe prolongar, más allá de la sección en la que ya no es necesaria para resistir flexión, una distancia llamada de decalaje, que es igual a la altura útil de la viga.

A continuación, se muestran las solicitaciones y armadura necesaria, los momentos resistentes de las armaduras adoptadas y los diagramas finales.



Tabla 31. Momentos últimos y decalados.

Sección	Distancia [m]	Momento último [tm]	Distancia Decalaje [m]	M _{decalado} [tm]
Apoyo	0,00	0,00		
1	1,00	149,26	-0,30	115,92
2	3,88	523,30	2,43	523,30
3	7,76	895,63	6,31	895,63
4	11,64	1117,01	10,19	1117,01
5	15,53	1187,42	14,08	1187,42
6		1187,42	15,53	1187,42

Tabla 32. Momentos resistentes.

Sección	Distancia [m]	M _{r,u} [tm]
Apoyo	-0,30	846,94
1	1,00	846,94
2	3,88	975,18
3	7,76	1107,32
4	11,64	1186,60
5	15,53	1213,03

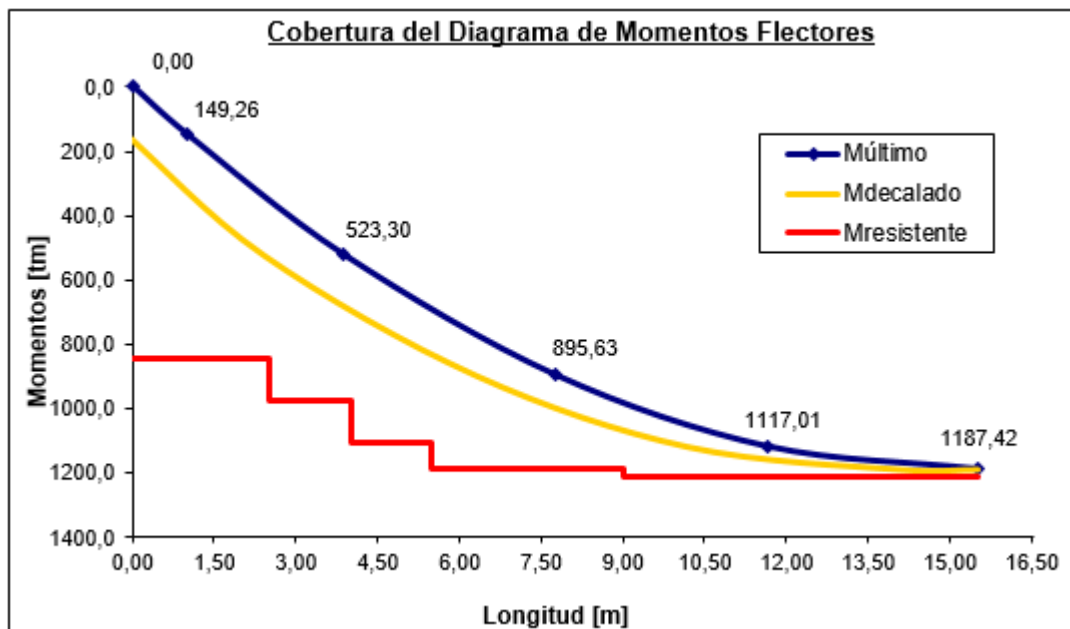


Figura 35: Cobertura del diagrama de momentos flectores. Armadura necesaria y adoptada.



8 INGENIERIA DE DETALLE

8.1 Datos de pretensado

Es importante especificar en la documentación del proyecto el trazado del cable medio.

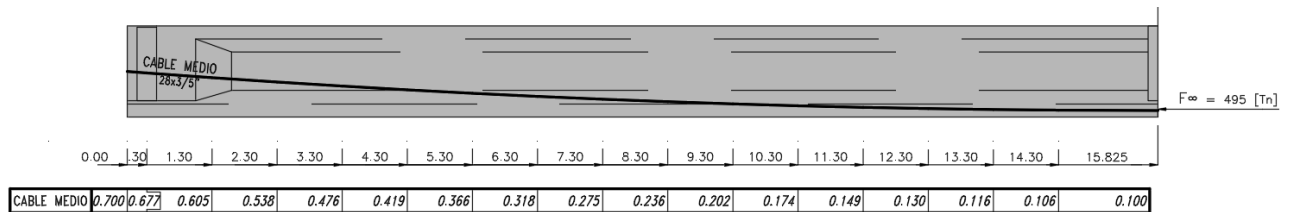


Figura 36: Esquema del trazado del cable medio.

También se debe especificar los valores de la fuerza y tensión para el tesado de los cables

Fuerza de tiro inicial $V_0 = 614 \text{ t}$

Tensión de tiro inicial $T_0 = 14800 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza de tiro a tiempo infinito $V_{inf} = 495 \text{ t}$

8.2 Armadura de Piel

La armadura de piel es una armadura longitudinal que se coloca en la zona intermedia y exterior de las vigas. El objetivo de esta armadura no es estructural, sino evitar la fisuración por retracción.

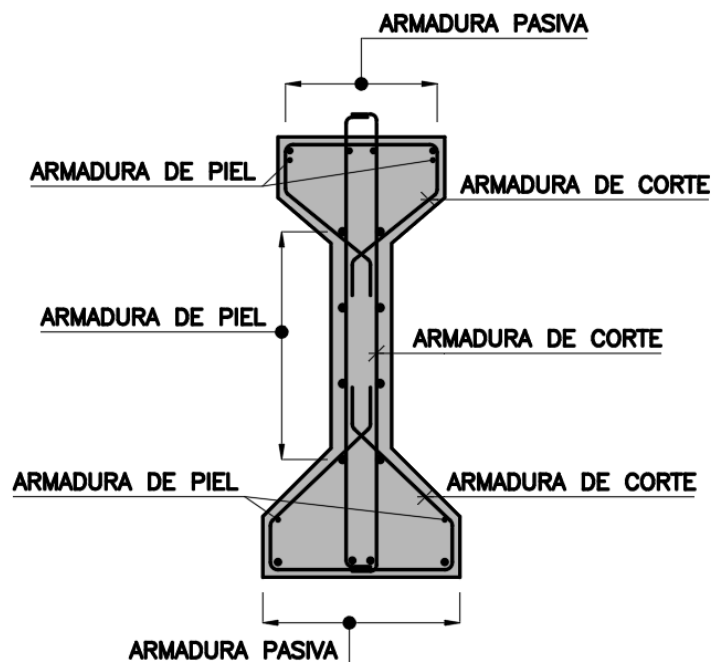


Figura 37: Corte de la viga indicando armaduras dispuestas.

8.3 Planos de encofrado y armadura

Debe destacarse la importancia que tienen los planos en el proyecto, ya que es la documentación que se manejará en obra y de donde se tomarán los datos para la construcción.



Se adjuntan en el Anexo 2 los planos generales del proyecto, planos de encofrado y armadura de vigas.

8.4 Planillas de doblado de hierros

Las planillas de doblado de hierros forman parte de la documentación de proyecto, y están dirigidas al taller de doblado de armaduras. El doblado de barras puede realizarse en obra o adquirirse ya dobladas por el fabricante.

Por este motivo es importante confeccionarlas según el orden constructivo y de montaje de los elementos para facilitar la labor en obra. las posiciones de los elementos deben coincidir con las mostradas en los planos de armadura.

Se adjuntan en el Anexo 3 la planilla de doblado de hierros correspondiente a viga longitudinal.

8.5 Especificaciones Técnicas Particulares

En el pliego de especificaciones técnicas deben estar bien definidos todos los materiales, equipos, máquinas, instalaciones, etc. que se utilizaran en el proyecto. La definición se hará en función de códigos y reglamentos reconocidos. Las especificaciones hacen referencia a las Normas y Reglamentos de aplicación.

Además, se hace constar cómo será realizado el proyecto, es decir, su proceso de fabricación o construcción a partir de los materiales que serán utilizados.



9 CONCLUSIONES

El objetivo principal de este trabajo fue describir el proceso de confección del proyecto ejecutivo e Ingeniería de detalle de la viga longitudinal requerida para la construcción del Puente Intercambiador acceso a la Ciudad de Santa Ana en la Ruta Nacional N°12, Provincia de Misiones.

Entre las tareas realizadas se analizó todos los antecedentes del anteproyecto presentado y observaciones realizadas por DNV, a tener en cuenta para la presentación del Proyecto Ejecutivo. En este ítem se pudo observar que la experiencia y el criterio del Ingeniero es muy importante para encontrar la solución más efectiva.

Luego la tarea de trabajar sobre la modelación de la viga y tablero del puente ha permitido desarrollar y consolidar habilidades relacionadas a la modelación numérica de estructuras mediante el uso de programas de cálculo de uso frecuente en la práctica profesional actual. Además, ha permitido reforzar los conocimientos conceptuales respecto a las propiedades geométricas y de inercia de los elementos, conocer las limitaciones del modelado y formar un criterio con el cual interpretar los resultados correctamente.

La confección de la documentación de las memorias descriptivas, de cálculo, planos, planillas de armadura y cómputos ha permitido conocer el proceso completo de desarrollo del proyecto, y el alcance de la Ingeniería de Detalle que provee la empresa a sus clientes.

El ámbito en que se desarrolló las actividades permitió la interacción permanente con un grupo de profesionales y técnicos afines a la ingeniería y especialistas en distintas áreas, como vial, estructuras e hidráulica.

Se ha tomado conocimiento además que la tarea que realiza la Empresa no acaba con la presentación y aprobación del mismo por parte de la repartición pública, sino que continúa con la asistencia técnica durante la construcción y hasta la recepción definitiva de la obra, que culmina con las pruebas de carga estática.

Finalmente, el desarrollo de la Práctica Supervisada ha brindado una experiencia muy satisfactoria en todos los aspectos: ha permitido la inserción en el ejercicio de la profesión, ha facilitado el contacto con el cliente y el ente de aprobación, ha permitido al estudiante reforzar sus conocimientos y le ha dado la posibilidad de plasmarlos en una Memoria de Ingeniería con un lenguaje adecuado y de rigor científico para que pueda ser interpretado por los profesionales del medio tanto en obra como en gabinete.



10 BIBLIOGRAFIA

- DNV (1952). “Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado” – Dirección Nacional de Vialidad.
- Subgerencia de Puentes y Viaductos, DNV. Instructivo para la presentación de proyectos y documentación técnica de puentes”
- CIRSOC (1982). Reglamento CIRSOC 201. Proyecto, Cálculo, y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- Leonhardt, Fritz; Mönnig, Eduard (1977). “Estructuras de Hormigón Armado, Tomo III: Bases para el armado de estructuras de hormigón armado”.
- Leonhardt, Fritz (1979). “Estructuras de Hormigón Armado, Tomo VI: Bases para la construcción de puentes monolíticos”.
- Apuntes de las Cátedras de “Mecánica de las Estructuras I”, “Hormigón Armado y Pretensado” y “Diseño de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”, de la Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Córdoba.



Universidad Nacional de Córdoba – Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales

Practica Supervisada: Informe Técnico Final

Cálculo e Ingeniería de Detalle de Viga Longitudinal del Puente Intercambiador Acceso a la Ciudad Santa Ana, Provincia de Misiones

Obra: Duplicación Ruta Nacional N°12

Anexo 1

Memoria de Calculo



Universidad Nacional de Córdoba – Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales

Practica Supervisada: Informe Técnico Final

Cálculo e Ingeniería de Detalle de Viga Longitudinal del Puente Intercambiador Acceso a la Ciudad Santa Ana, Provincia de Misiones

Obra: Duplicación Ruta Nacional N°12

Anexo 2

Planos



Universidad Nacional de Córdoba – Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales

Practica Supervisada: Informe Técnico Final

Cálculo e Ingeniería de Detalle de Viga Longitudinal del Puente Intercambiador Acceso a la Ciudad Santa Ana, Provincia de Misiones

Obra: Duplicación Ruta Nacional N°12

Anexo 3

Planilla de Hierros