



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SALTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo Final

***“CÁLCULO ESTRUCTURAL DE VIGAS
POSTESADAS Y TABLERO DE PUENTE
CONTRERAS”.***

González, María Constantina
Talocchino, Francesco

2024

CÁLCULO ESTRUCTURAL DE VIGAS POSTESADAS Y TABLERO DE PUENTE CONTRERAS

Profesor Guía: Ing. Jorge Carlos Scarponi



Integrantes del Tribunal Evaluador:

Fecha de Exposición del trabajo:

Por Nono, Beba y Nina.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	15
ABSTRACT	16
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	17
CAPÍTULO 2: ESTADO DE LA CUESTIÓN.....	19
CAPÍTULO 3: DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	21
CAPÍTULO 4: APLICACIÓN DE ESTUDIOS PREVIOS	23
4.1 Estudio Hidrológico.....	23
4.2 Estudio Topográfico.....	24
4.3 Modelación hidrológica	26
4.4 Socavación.....	27
CAPÍTULO 5: GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE.....	30
5.1 Generalidades	30
5.2 Pilas	37
5.2.1 Generalidades	37
5.2.2 Geometría	37
5.3 Estribos	38
5.3.1 Generalidades	38
5.3.2 Geometría	39
5.4 Fundaciones	43
5.4.1 Generalidades	43
5.4.2 Geometría	44
5.5 Topes antisísmicos	45
5.5.1 Generalidades	45
5.5.2 Geometría	46

5.6 Dispositivos de apoyo.....	46
5.6.1 Generalidades	46
5.6.2 Geometría	47
5.7 Vigas transversales	49
5.7.1 Generalidades	49
5.7.2 Geometría	49
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES: VIGAS	51
6.1 Pretensado.....	51
6.2 Análisis por el método elástico	54
6.3 Análisis por el método de rotura.....	60
6.4 Pérdidas en el hormigón pretensado	63
6.5 Corte	68
6.6 Cálculo estructural de viga postesada.....	69
6.6.1 Datos previos para el cálculo.....	69
6.6.2 Predimensionado	70
6.6.3 Solicitaciones.....	71
6.6.4 Método elástico	79
6.6.5 Método de Rotura	86
6.6.6 Análisis en el resto de la viga	88
6.6.7 Trazado de las parábolas.....	91
6.6.8 Corte	94
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELMENTOS ESTRUCTURALES: TABLERO.....	97
7.1 Losa de tablero de puentes.....	97
7.2 Calculo estructural del tablero	97
7.2.1 Datos previos para el calculo.....	97

7.2.2 Análisis de carga	97
7.2.2 Solicitaciones.....	98
7.2.4 Dimensionado	100
7.2.5 Verificación al corte.....	103
CAPÍTULO 8: ACCESORIOS DEL TABLERO	105
8.1 Defensas	105
8.1.1 Generalidades	105
8.1.2 Diseño.....	106
8.2 Juntas	111
8.2.1 Generalidades	111
8.2.2 Diseño.....	112
8.3 Desagües del tablero.....	113
8.3.1 Generalidades	113
8.3.2 Diseño.....	114
CAPÍTULO 9: CONCLUSIÓN.....	115
BIBLIOGRAFÍA	116
ANEXOS	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	17
Imagen satelital con las delimitaciones de los barrios.....	17
Figura 2	18
Imagen satelital con marcado del emplazamiento.	18
Figura 3	23
Cuencas de aporte al punto de estudio.....	23
Figura 4	25
Relevamiento topográfico, planimetría.	25
Figura 5	25
Sección transversal del río.....	25
Figura 6	26
Sección de estudio en HEC-RAS	26
Figura 7	27
Planteo inicial del puente en sección transversal del río	27
Figura 8	33
Aplanadora tipo. Vista lateral.	33
Figura 9	33
Aplanadora tipo. Vista en planta.....	33
Figura 10	35
Generalidades del Puente Contreras- Sección transversal.....	35
Figura 11	36
Generalidades del Puente Contreras- Vista en Planta.....	36
Figura 12	38
Vista en planta de viga dintel.....	38

Figura 13	38
Corte A-A y Corte B-B de pilas.....	38
Figura 14	40
Planta a nivel +1210.53m.	40
Figura 15	40
Geometría muro frontal.	40
Figura 16	41
Geometría muro lateral y muro ala derecho.	41
Figura 17	41
Geometría muro lateral y muro ala izquierdo.....	41
Figura 18	42
Corte A-A muro.	42
Figura 19	42
Geometría de contrafuertes. Detalle 1 y detalle 2.....	42
Figura 20	43
Planta de platea de apoyo.	43
Figura 21	44
Pilotes de fundación en pilas.	44
Figura 22	45
Pilotes de fundación en estribos.	45
Figura 23	46
Geometría de topes antisísmicos.	46
Figura 24	48
Dispositivo de apoyo de neopreno.....	48
Figura 25	48

Dispositivo de apoyo de neopreno. Detalle 1.	48
Figura 26	49
Dados de hormigón armado.....	49
Figura 27	50
Vigas transversales - Vista lateral de la viga.....	50
Figura 28	50
Vigas transversales - Sección.....	50
Figura 29	51
Viga con barra céntrica aplicando precompresión P.	51
Figura 30	52
Viga con barra parabólica y diagrama de precompresión.....	52
Figura 31	52
Diagrama de tensiones del estado q.	52
Figura 32	53
Superposición de diagramas.	53
Figura 33	53
Esquema de viga postesada.	53
Figura 34	54
Tensiones admisibles al momento de tesado.	54
Figura 35	55
Tensiones admisibles por cargas permanentes.....	55
Figura 36	56
Tensiones admisibles por cargas totales.	56
Figura 37	57
Tensiones en estado de transferencia.....	57

Figura 38	58
Tensiones en estado de servicio bajo cargas permanentes.....	58
Figura 39	58
Tensiones en estado de servicio bajo cargas totales.	58
Figura 40	60
Hipótesis aplicadas a una sección de hormigón.	60
Figura 41	61
Valores de β_1	61
Figura 42	62
Valores de $\emptyset$	62
Figura 43	68
Componentes de cables postesados.	68
Figura 44	71
Figura 45	73
Diagrama de momento por cargas muertas para una sola viga	73
Figura 46	74
Diagrama de corte por cargas muertas para una sola viga.....	74
Figura 47	78
Diagrama de momento por cargas móviles para una sola viga	78
Figura 48	78
Diagrama de corte por cargas móviles para una sola viga.....	78
Figura 49	80
Sección de transversal compuesta.	80
Figura 50	91
Esquema de ubicación de vainas.	91

Figura 51	94
Trazado de parábolas.	94
Figura 52	96
Esquema del armado de vigas principales.	96
Figura 53	100
Cuantía mínima totales.	100
Figura 54	101
Separación máxima.....	101
Figura 55	104
Esquema de armado de losa tablero.....	104
Figura 56	105
Niveles de comportamiento de defensas.	105
Figura 57	106
Esquema de barandas.....	106
Figura 58	107
Predimensionado defensas de hormigón	107
Figura 59	110
Armaduras de defensas de hormigón.....	110
Figura 60	110
Defensas en tablero.....	110
Figura 61	111
Esquema de juntas de polímero asfáltico.....	111
Figura 62	112
Juntas de polímero asfáltico.....	112
Figura 63	113

Detalle 1- Junta de polímero asfáltico	113
Figura 64	114
Drenaje del tablero.....	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	24
Caudales máximos de diseño para distintas recurrencias	24
Tabla 2	28
Coeficiente β	28
Tabla 3	28
Coeficiente z	28
<i>Tabla 4</i>	34
Sobrecargas reglamentarias	34
Tabla 5	54
<i>Clases de pretensado con sus tensiones admisibles.</i>	54
Tabla 6	55
<i>Valor de γ para cada clase de pretensado.</i>	55
Tabla 7	64
<i>Valores de RH.</i>	64
Tabla 8	65
Valores de Ksh	65
Tabla 9	66
<i>Valores de Kre y J.</i>	66
Tabla 10	66
Valores de C	66
Tabla 11	67
<i>Valores de k y μp.</i>	67
Tabla 12	67
<i>Valores de K y μ.</i>	67

Tabla 13	73
<i>Valores de momentos en secciones.</i>	73
Tabla 14	73
<i>Valores de momentos en secciones para una sola viga.</i>	73
Tabla 15	74
<i>Valores de cortes en secciones.</i>	74
Tabla 16	77
<i>Valores solicitaciones por cargas móviles.</i>	77
Tabla 17	77
<i>Valores solicitaciones por cargas móviles para una sola viga.</i>	77
Tabla 18	90
<i>Valores de momentos y excentricidades para la viga.</i>	90
Tabla 19	93
<i>Puntos para trazado de parábolas.</i>	93

RESUMEN

El trabajo final de grado se focalizó en el diseño y cálculo estructural de vigas postesadas y del tablero de un puente carretero, sobre el Río Arenales, en la localidad de Salta Capital, a partir de estudios hidrológicos y topográficos previamente realizados por otras entidades. Además, se diseñó geométricamente los elementos restantes, tomando como referencia el Puente Nespoli. Para completar el proyecto, se plantean los accesorios de la superestructura: defensas vehiculares, juntas de dilatación y desagües del tablero. Bajo el reglamento del Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC 201/05) y la normativa de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV). El proyecto especifica los cálculos y detalles de armadura de la superestructura; proporciona las características geométricas en planos de todos los elementos que conforman el puente; y un modelado 3D (generado en el Software Autodesk InfraWorks), desde marco teórico propuesto por Cudmani (2002).

PALABRAS CLAVES

Cálculo - Estructura - Viga postesada - Tablero - Puente

ABSTRACT

The final degree work focused on the design and structural calculation of post-tensioned beams and the deck of a highway bridge, over the Arenales River, in the town of Salta Capital, based on hydrological and topographic studies previously carried out by other entities. In addition, the remaining elements were designed geometrically, taking the Nespoli Bridge as a reference. To complete the project, the superstructure accessories are proposed: vehicle fenders, expansion joints and deck drains. Under the regulations of the Research Center for National Safety Regulations for Civil Works (CIRSOC 201/05) and the regulations of the National Road Directorate (DNV). The project specifies the calculations and reinforcement details of the superstructure; provides the geometric characteristics in plans of all the elements that make up the bridge; and a 3D modeling (generated in Autodesk InfraWorks Software), from the theoretical framework proposed by Cudmani (2002).

KEYWORDS

Calculation - Structure - Post-tensioned beam - Deck - Bridge

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

En el año 2023 la Municipalidad de Salta habilitó el Puente Néspoli, sobre el Río Arenales, el cual conecta las zonas sur-suroeste con las del centro y norte de la Ciudad de Salta. El acceso Sur de esta vía de circulación está dado por una rotonda carretera, ubicada en el Barrio Carlos Timoteo I, tal como puede observarse en la figura 1.

Figura 1

Imagen satelital con las delimitaciones de los barrios.



Fuente: Municipalidad de Salta (2024)

El continuo y acelerado desarrollo poblacional de la zona sur-oeste torna necesario diagramar una conexión hacia el centro de la ciudad. Para facilitar este desplazamiento se proyecta en este trabajo final un puente carretero sobre el Río Arenales, que une la Avenida José Contreras con la Calle Santa Adela, de Barrio Santa Lucía. Este proyecto vial, junto con el Puente Néspoli y la rotonda, posibilitarán una nueva ruta de circulación en la ciudad, tal como se marca en la figura 2.

Figura 2

Imagen satelital con marcado del emplazamiento.



Fuente: Municipalidad de Salta (2023).

El objetivo general de este trabajo es realizar el cálculo estructural de las vigas postesadas y del tablero del Puente Contreras. Para ello, se requiere realizar el diseño general de los elementos restantes que conforman el puente, teniendo como referencia central el Puente Néspoli ya construido, debido a que compartirán las mismas características por la cercanía y tipología estructural.

Pese a que los alcances de este trabajo abarcan el cálculo de los elementos de la superestructura (vigas postesadas y tablero), al resto de los componentes se los plantea en similitud con los del Puente Néspoli, teniendo en cuenta los estudios hidrológicos y topográficos previos realizados por la Municipalidad de Salta en la zona de análisis.

Este trabajo se realiza sobre la base de los requerimientos de uso, las condiciones de emplazamiento, estudios previos y análisis de bibliografía, en conjunto con la aplicación de conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera universitaria (Topografía, Hidráulica Aplicada, Hidrología, Construcción de Carreteras, Vías de Comunicación, Hormigón Armado, Puentes), y teniendo presente la normativa CIRSOC 201/05.

CAPÍTULO 2: ESTADO DE LA CUESTIÓN

Para dar contexto al proyecto se investigaron otras tesis previas en este campo de investigación. La búsqueda se realizó, principalmente, a partir de los escritos disponibles en la biblioteca de la Universidad Católica de Salta (UCASAL), de las últimas décadas. Se seleccionaron cuatro trabajos que desarrollan teorías sobre el cálculo estructural de puentes de hormigón armado, marco teórico y que tienen como característica en común la misma región de emplazamiento. Se los expone en este apartado desde el más reciente hacia el más antiguo.

Los autores D’arlach, Bonafede y Ángel (2018) presentaron la tesis de grado titulada “Proyecto de construcción de puente carretero” de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Salta. Tuvo como objetivos analizar la factibilidad técnica-económica de la construcción de un paso elevado sobre el Río Vaqueros y proponer una solución diseñando un puente que se adapte a las condiciones del lugar, metodologías constructivas de la zona, sin que tenga un gran impacto ambiental y sea atractivo a la vista.

El método de investigación fue el cuantitativo, con base en estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos. Diseñaron y calcularon la estructura bajo el reglamento del Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) de cargas en estructuras. En la bibliografía mencionan libros de hidrología y hormigón armado de México, España, Colombia y Argentina.

Las conclusiones a las que llegaron con el relevamiento topográfico e hidrológico refieren a que la zona de emplazamiento elegida para el nuevo puente cumple con las condiciones correspondientes; a partir de allí controlaron socavaciones y determinaron el tipo de suelo para un correcto diseño estructural.

Al finalizar el proyecto verificaron el Predimensionado del puente de dos trochas, con dos veredas, una longitud de 97 m., ancho de 10.9 m., tablero de 0.2 m. de espesor, altura de diseño de 7 m. bajo viga. En cuanto a los materiales para las vigas postesadas utilizaron hormigón del tipo H-35 y acero de baja relajación C1900; y para los elementos no tesos, H-25 y ADN420.

El trabajo se relaciona con el proyecto en curso, ya que se trata del mismo tipo de estructura emplazada en la provincia de Salta y con objetivos similares. Por eso en este trabajo se toman como referencia los resultados obtenidos y se usa para el cálculo la resistencia de los materiales verificada por ellos.

Un segundo antecedente, también de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Salta corresponde a Schmidt y Pascale (2014), quienes realizaron la tesis de grado de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Salta, titulada “Verificación de puente carretero en R.N. N°68, Km 124.69 – Sobre Río Chuñapampa según resolución CIRSOC 201-2005”. Tiene como finalidad verificar el puente carretero existente sobre Ruta Nacional N° 68, Km 124.69, en la localidad de Coronel Moldes, utilizando el reglamento CIRSOC 201-2005.

De forma cuantitativa, los autores verificaron estructuralmente el puente con las normas CIRSOC 201-2005, y compararon los resultados con base en la reglamentación con la cual calcularon la ejecución del puente (CIRSOC 201-1982). Los objetivos se cumplieron basándose en los libros de Cudmani, Nilson, Moller y en las Normas Antisísmicas Argentinas” (N.A.A.) y CIRSOC.

Los autores concluyen que la normativa de 1982 sigue estando vigente en cuanto a la cota del plano de fundación y la subestructura (pilas y estribos), a diferencia de la superestructura (vigas), la cual no verifica para el estado de servicio en tracción ni cuando la sección agota su capacidad. Finalizando, aseguran que el nuevo reglamento aprovecha mejor la colaboración del hormigón en el corte, en el caso de flexión aumenta la cuantía en relación a la normativa anterior.

El trabajo de Schmidt y Pascale (2014) se relaciona con el presente proyecto por la perspectiva teórica justificada por las normas vigentes y libros del Ingeniero Cudmani; como así también la exposición de cálculos en planillas y enlistada después de la teoría.

Un tercer trabajo de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Salta corresponde a García (2009), cuya tesis de grado se titula: “Diseño y cálculo de puente carretero – Ruta Provincial 33 – km 22”. El objetivo es brindar a la comunidad y al turismo una vía segura de circulación y crear conciencia al Gobierno de la Provincia de la necesidad de la concreción de la obra.

Con base en estudios hidrológicos y geológicos realizados por la empresa “Consultores Argentinos Asociados S.A.”, el autor determinó cuantitativamente el dimensionado de todos los elementos que componen el puente.

El marco teórico está basado en libros de autores reconocidos, como Roberto O. Cudmani, Susana Gea, Fritz Leonhardt, Karl Terzagui, entre otros; como así también, el proyecto se realizó basado en las Normas CIRSOC (Argentina) y N.A.A. 80.

García (2009) corroboró que las características de resistencia de los diferentes materiales y elementos proporcionan una correcta estabilidad, como así también las características geométricas garantizan el correcto escurrimiento del agua bajo el puente. Este antecedente es importante para el desarrollo del proyecto por la tipología estructural empleada y, principalmente, por el enfoque teórico en el que se basa.

Finalmente, Chalabe (2000) realizó el trabajo final de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Salta titulado “Puente carretero – Introducción al cálculo Estructural”. La finalidad del proyecto es presentar una memoria de cálculo para uno de los tipos de puentes más elementales y típicos de la región: vigas principales isostáticas de hormigón postesado, puente de eje recto, estribos cerrados rectos, pila central proyectada con hormigón armado, entre otros.

La metodología cuantitativa es la que rige el proyecto, con base en un estudio geotécnico realizado por “Geotec Estudio de Suelos”, el autor analiza los principales elementos de un puente. El sustento teórico no solo está dado por libros de autores reconocidos como Cudmani, sino también por Memorias de cálculo de puentes ya ejecutados.

El objetivo del tesista fue alcanzado y concluye el proyecto con la memoria de cálculo para los principales elementos estructurales del puente más usado en la región, bajo la normativa CIRSOC y N.A.A. Este trabajo colabora con el proyecto en curso, con las memorias de cálculo en las que concluye, a las cuales se tomó como referencia.

Los estudios expuestos confirman que la tipología estructural más utilizada en la provincia de Salta es el puente de hormigón armado con vigas postesadas, teniendo en cuenta las normas CIRSOC y N.A.A. para la verificación de los elementos estructurales y considerando como perspectiva teórica un autor en particular, el Ingeniero Cudmani.

CAPÍTULO 3: DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El acelerado crecimiento poblacional en la zona sur-suroeste de la Ciudad de Salta ha generado una demanda significativa de mejoras en la infraestructura vial que posibilite conectar aquella zona con el centro de la ciudad. Aunque la reciente inauguración del Puente Néspoli, sobre el Río Arenales, ha proporcionado una unión desde el Barrio Timoteo I y Villa Palacios con el Barrio Unidad y Villa Costanera, aún quedan sin conectar con esta zona el Barrio Santa Lucía y el Asentamiento La Rivera.

Para abordar este problema, se propone la construcción de un nuevo puente carretero sobre el Río Arenales, que conectará la Avenida José Contreras con la Calle Santa Adela en el Barrio Santa Lucía. Se crearía así una nueva ruta de circulación que facilitaría el desplazamiento eficiente y seguro entre las zonas sur-suroeste y el centro de la ciudad. La nueva infraestructura, en conjunto con el Puente Néspoli y las vías actuales, proporcionarán una alternativa vial que mejorará significativamente la accesibilidad y reducirá los tiempos de viaje para los habitantes de la zona.

Asimismo, la construcción de este puente es crucial para sostener el desarrollo continuo de la zona sur-suroeste y favorecer la expansión urbana. Sin una mejora en la conectividad vial, la zona seguiría con problemas de movilidad, generados por las largas distancias a recorrer para llegar al centro de la ciudad. Por lo tanto, el proyecto del Puente Contreras es una solución necesaria y estratégica para abordar los desafíos actuales y anticipar las necesidades de infraestructura de una población en expansión.

Las limitaciones de este trabajo residen en tres aspectos. En primer lugar, el alcance del proyecto, el cual se centra exclusivamente en el cálculo de la superestructura del puente (vigas postesadas y tablero), dejando el diseño detallado de otros componentes (fundaciones, estribos, pilas) fuera del alcance específico de este trabajo. En segundo lugar, el diseño geométrico de los demás componentes estructurales se hace en base al Puente Néspoli, lo que implica que el planteo se basa en datos y experiencias de dicho puente, pero buscando la optimización de los mismos. Por último, se tienen en cuenta los estudios hidrológicos y topográficos realizados con anterioridad, sin llevar a cabo nuevos estudios de campo.

Por lo expuesto, para este trabajo final se plantearon los siguientes objetivos:

Objetivo general:

- Realizar el cálculo estructural de las vigas postesadas y del tablero del Puente Contreras, que asegure un diseño seguro, eficiente y conforme a las normativas CIRSOC 201/05.

Objetivos específicos:

- Investigar y analizar datos de los estudios hidrológicos y topográficos, previamente realizados en la zona, para determinar aspectos relevantes del puente, tales como la socavación, la altura libre y longitud del puente.
- Diseñar geométricamente los elementos de la subestructura del Puente Contreras, a partir del estudio y análisis del Puente Néspoli, aprovechando las similitudes en las condiciones de emplazamiento y tipología estructural, buscando la optimización de dichos elementos.
- Diseñar los elementos estructurales de la superestructura: vigas postesadas y tablero, considerando las cargas y condiciones específicas del emplazamiento.

- Diseñar los elementos accesorios de la superestructura: defensas vehiculares, juntas de calzada y caños de desagües de tablero, los cuales complementan el proyecto.

A partir de los antecedentes y proyectos similares de la zona, en conjunto con el análisis de estudios topográficos e hidrológicos existentes, se hace el cálculo detallado de las vigas postesadas y el tablero del puente, aplicando la normativa CIRSOC 201/05 CAPITULO 18, que garantizan la seguridad del diseño.

Se utilizan recursos tecnológicos, tales como AutoCAD, que es un software de dibujo asistido por computadora, para la realización de los planos. También recursos bibliográficos acerca de hidrología, hormigón armado, puentes y diseño estructural, de autores como Roberto Cudmani; y normativas de construcción y seguridad (C.I.R.S.O.C.). Por último, se tiene en cuenta recursos técnicos en las áreas de hidrología como HEC-RAS.

CAPÍTULO 4: APLICACIÓN DE ESTUDIOS PREVIOS

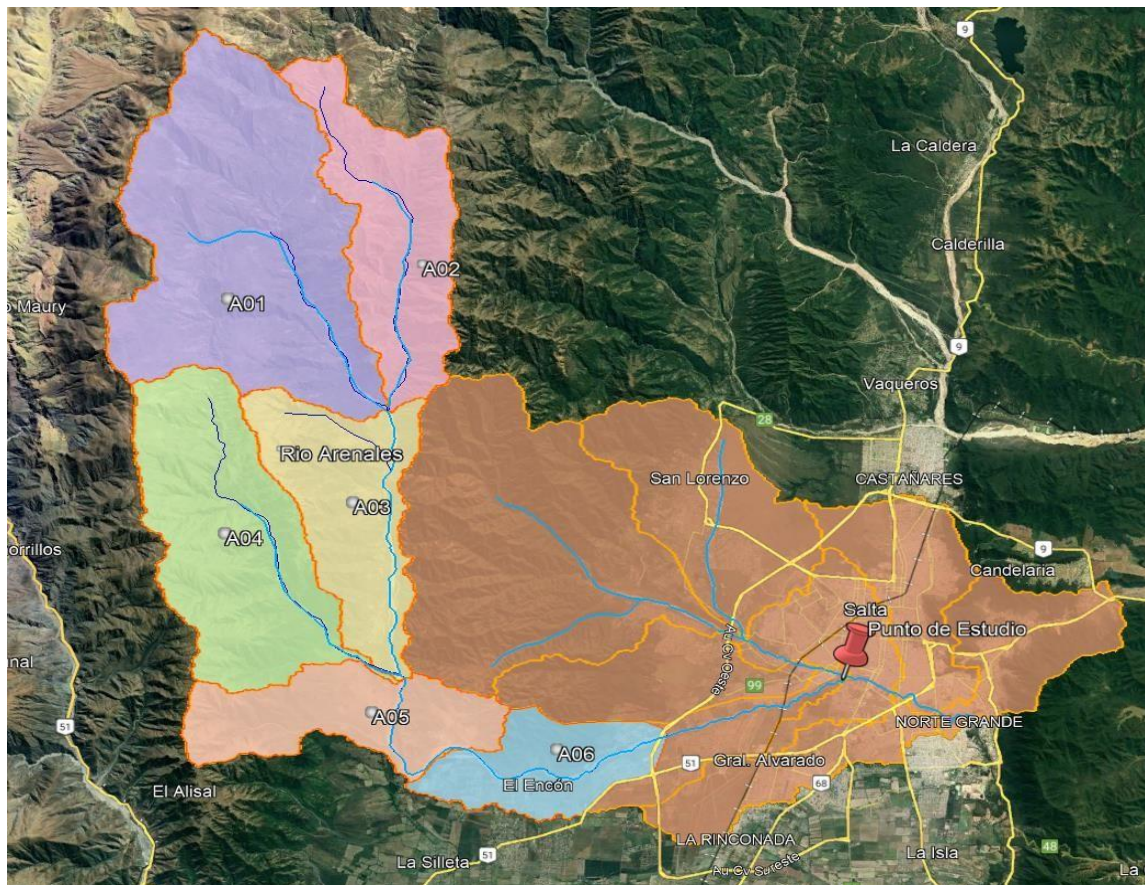
4.1 Estudio Hidrológico

El informe denominado: “Caudales de diseño en cuencas de la provincia de Salta” realizado en el año 2022 por el grupo de Investigación Riesgo Hídrico de la Facultad de Ingeniería de la UCASAL ha proporcionado el caudal utilizado en el diseño y cálculo del puente. Ese estudio pretendió crear valores de referencia a nivel regional.

Para generar la información de base se emplearon allí modelos de transformación lluvia-caudal, a partir de precipitaciones asociadas a diferentes probabilidades de ocurrencia (recurrencias) y a partir de allí, se desarrollaron modelos hidrológicos (figura 3). Los resultados alcanzados resultan fundamentales para proyectar obras de infraestructura hídrica destinadas a mitigar el riesgo hídrico.

Figura 3

Cuencas de aporte al punto de estudio



Fuente: Guillen, Eder y Botelli (2022)

Los resultados arribados por los modelos para el punto de estudio en cuestión, se presentan en tabla 1.

Tabla 1
Caudales máximos de diseño para distintas recurrencias

Recurrencia (años)	CAUDAL
25	$Q_{25}= 875 \text{ m}^3/\text{seg}$
50	$Q_{50}= 1090 \text{ m}^3/\text{seg}$
100	$Q_{100}=1319 \text{ m}^3/\text{seg}$

Fuente: Guillén, Eder y Botelli (2022)

Para una recurrencia de 25 años, el caudal máximo de diseño es de $875 \text{ m}^3/\text{seg}$; para una de 50 años, es de $1090 \text{ m}^3/\text{seg}$; y para 100 años, es de $1319 \text{ m}^3/\text{seg}$. En el caso de estas obras civiles (puente), por la importancia que conlleva, se recomendable utilizar una recurrencia de 100 años. De modo que, tomando el caudal máximo para una recurrencia tal, se calcula el tirante crítico, dato relevante para determinar la altura libre del puente. Para su obtención es necesario el análisis topográfico de la sección en donde se emplazará el puente.

4.2 Estudio Topográfico

El estudio topográfico es un proceso que consiste en medir y representar las características de un terreno. Su representación gráfica puede ser: altimétrica y planimétrica. La planimetría se enfoca en la representación de los elementos del terreno en una superficie plana, representa el relieve de la superficie con base en las curvas de nivel. La altimetría se encarga de la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, representando las distancias verticales medidas a partir de un plano horizontal de referencia. La combinación de estas dos áreas de la topografía permite la elaboración de un plano topográfico donde se muestra la posición en planta y la elevación de cada uno de los puntos del terreno.

El relevamiento topográfico fue proporcionado por la Municipalidad de Salta por medio de un archivo DWG. Allí se especifica la faja donde va a quedar emplazado el proyecto en planta (figura 4- Anexo 1), donde se destaca el eje del puente, que también facilita las pendientes longitudinales y un perfil transversal del río sobre la línea del eje (figura 5).

Figura 4

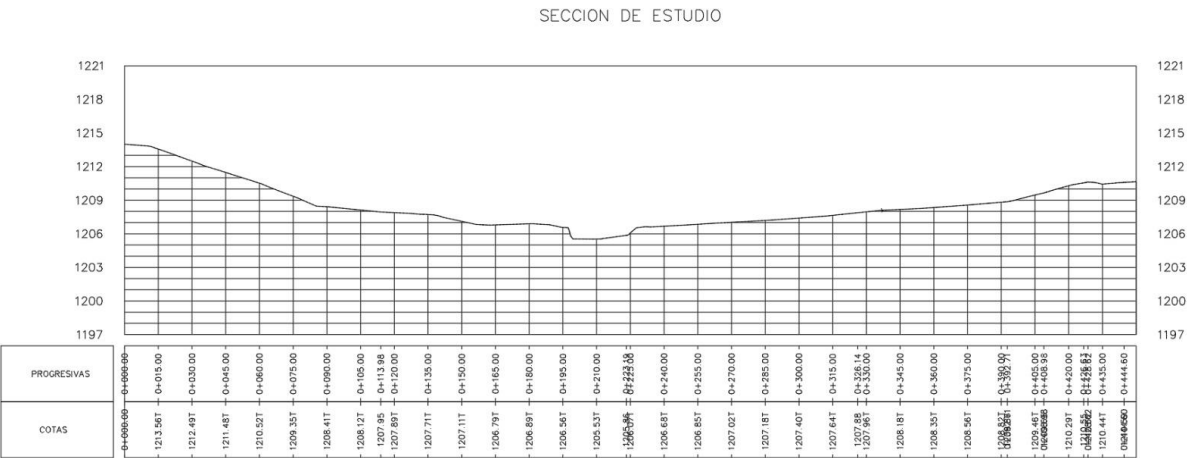
Relevamiento topográfico, planimetría.



Fuente: Municipalidad de Salta (2021)

Figura 5

Sección transversal del río



Fuente: Municipalidad de Salta (2021)

A partir de estos datos topográficos se determina el emplazamiento en planta exacto del puente, el cual es propuesto por la Municipalidad y destacado por un eje de color rojo; y con la sección transversal, en conjunto con los resultados del estudio hidrológico, se modelará el perfil para obtener datos de interés, tales como el tirante crítico, la velocidad, entre otros, por medio del software HEC-RAS.

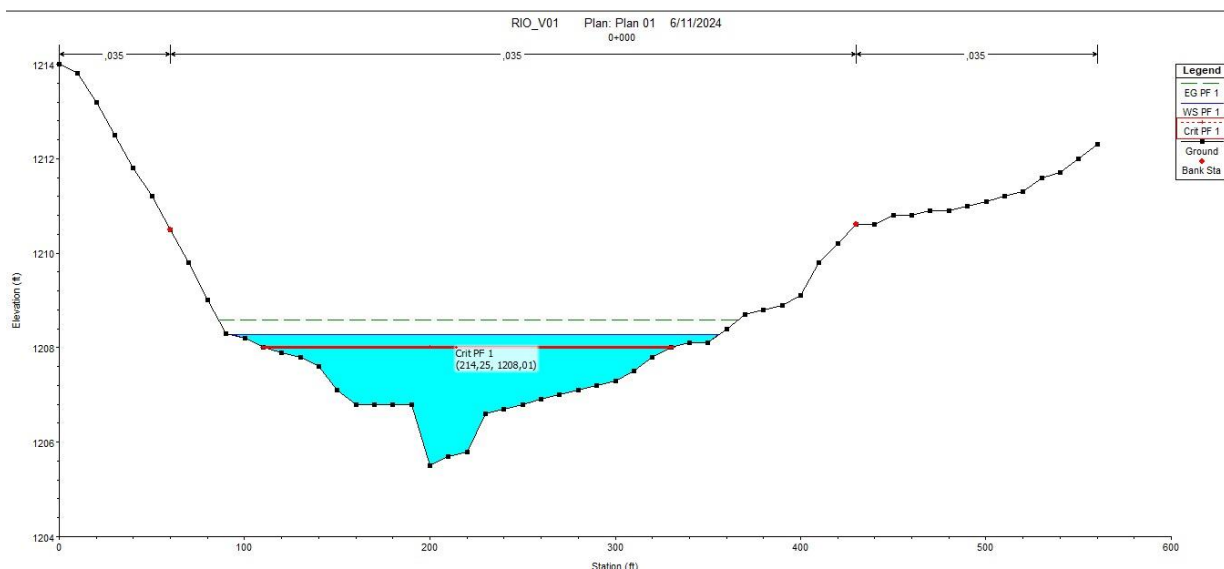
4.3 Modelación hidrológica

El caudal máximo para una recurrencia de 100 años es de 1319 m³/seg. y en conjunto con la topografía se realizó el modelado del Río Arenales en software HEC-RAS, el cual permite transformar el caudal máximo en tirante crítico de acuerdo a la geometría y a las características del río.

El eje de emplazamiento ya fue determinado en el estudio topográfico y con él, el perfil transversal en la zona de estudio. Corriendo el programa en ese perfil, se obtuvo la figura 6.

Figura 6

Sección de estudio en HEC-RAS



Fuente: González- Talocchino. Modelado con HEC-RAS (2024)

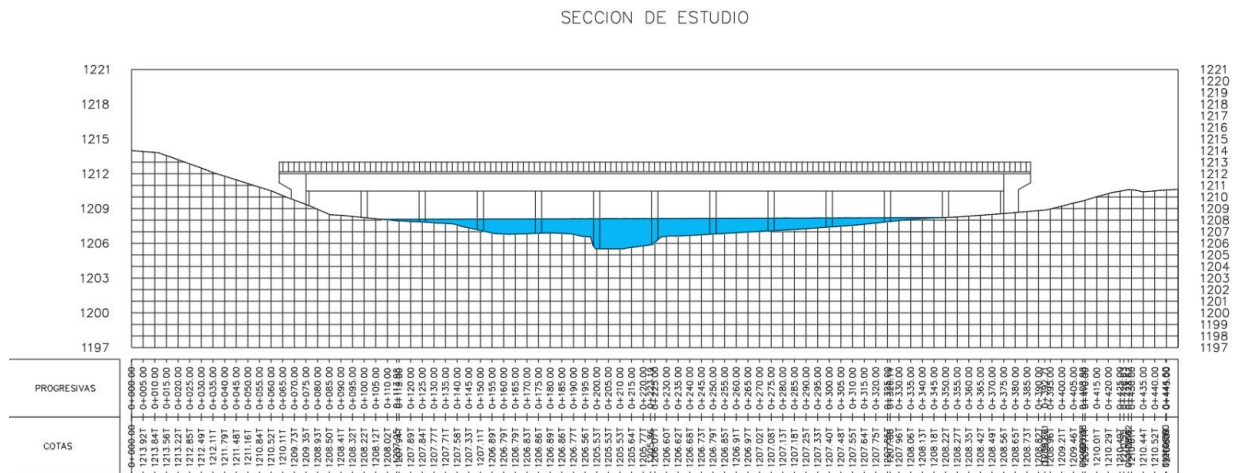
En los resultados se destaca el tirante crítico, el cual es de 2.58m, y la velocidad de la corriente de 3.83m/seg.

La altura mínima que debe tener el puente, depende el tirante critico (se adopta 3.00m) al cual se le adiciona 1.00m de revancha, por lo tanto, el mínimo es de 4,00m. Teniendo en cuenta este requerimiento y tomando como referencia los puentes de la zona, adoptamos una altura libre de 5.00m, que corresponde a la cota de nivel 1210.5.

En base a un análisis de la sección del rio, teniendo en cuenta la altura libre adoptada, se determinó una longitud de 300.00m para el puente. Corresponde a la progresiva +75.00m hasta la progresiva +375.00m, se refleja en Figura 7 y Anexo 1.

Figura 7

Planteo inicial del puente en sección transversal del río



Fuente: González- Talocchino. Modelado con AutoCad(2024)

El valor de velocidad se usará en el apartado de socavación, para su cálculo.

4.4 Socavación

La socavación es la degradación del fondo del cauce debido al flujo del agua. Este proceso se da por las condiciones de la corriente, como el aumento de la velocidad; por las propiedades de los materiales del fondo y por las características geométricas de la estructura. (Cudmani, 2002) Es importante su análisis porque afecta la estabilidad de la fundación del puente, y por este motivo debe fijarse la cota de fundación por debajo de los niveles de socavación.

Para el cálculo de la socavación, se aplican dos métodos (Cudmani y Lischtván-Levediev), se comparan los resultados y se adopta el más desfavorable.

Cudmani (2002) propone la siguiente fórmula, para ríos medianamente caudalosos:

$$h = k \cdot H \cdot v^2$$

Donde:

h = Profundidad de socavación (m)

k = Constante característica del suelo (seg^2/m^2)

H = Profundidad de la corriente (m)

v = Velocidad de las aguas (m/seg)

Considerando el valor de $k=0.04 \text{ seg}^2/\text{m}^2$ como ripio suelto, $H=2.82\text{m}$ y $v=3.57\text{m/s}$.

Dando como resultado:

$$h = 1.44 \text{ m}$$

Por Cudmani la profundidad de socavación es de 1.44m.

Lischtván-Levediev (teoría de régimen) es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente que exista o no un puente. Se fundamenta en el equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media erosiva. El método se basa en suponer que el caudal unitario

correspondiente a cada franja elemental, en que se divide el cauce natural, permanece constante durante el proceso erosivo. Estos autores proponen la siguiente fórmula para el cálculo de la socavación general en cauces definidos con suelos de rugosidad homogénea no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68\beta\gamma_s^{0.26}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

Donde:

H_s = Tirante de erosión a calcular

$\alpha = 1/n S^{1/2}$

n = Coeficiente de rugosidad de Manning = 0.03

S = Pendiente hidráulica = 0.01 = 1%

H_0 = Tirante inicial = 0.50m

β = Coeficiente que depende de las avenidas (Tabla 2)

Tabla 2
Coeficiente β

Recurrencia	100	50	20	10	5	2	1
Coeficiente β	0.77	0.82	0.86	0.90	0.94	0.97	1

Fuente: Erosión y socavación- Universidad de Buenos Aires (1999)

γ_s = Peso volumétrico del suelo seco = 1800 kg/m³

d_m = Diámetro medio del material granular = 90 mm

z = Coeficiente que depende del diámetro medio (Tabla 3)

Tabla 3
Coeficiente z

dm (mm)	40	60	90	140	19	250	310
Coeficiente z	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26	0.25	0.24

Fuente: Erosión y socavación- Universidad de Buenos Aires (1999)

Cálculo de α

$$\alpha = \frac{1}{nS^{1/2}} = 31.782$$

Cálculo de H_s

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68\beta\gamma_s^{0.26}} \right)^{\frac{1}{1+z}} = 1.95m$$

Por Lischtván-Levediev la profundidad de socavación es de 1.95m.

El método que da un mayor valor de socavación es el de Lischtván-Levediev, el cual da de 1.95m. La cota de fundación se fija aumentando el valor de la socavación en dos metros, como mínimo. De modo tal que, se adopta un valor de -4.00m como condición mínima. Este dato se tendrá en cuenta en el apartado “Fundaciones” del Capítulo 5.

CAPÍTULO 5: GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE

5.1 Generalidades

Según Cudmani (2002) los puentes son estructuras que proporcionan una vía de paso para salvar obstáculos sobre ríos, lagos, quebradas, valles, pasos a desnivel, entre otros. Una de sus clasificaciones se hace según su uso: peatonal, ferroviario y carretero.

En específico, los puentes carreteros son una obra de infraestructura que se construye con el objetivo de comunicar, conectar o atravesar espacios por medio de autopistas o carreteras sin importar la existencia de ríos, quebradas, entre otros.

A fin de determinar la ubicación más conveniente, se debe procurar el menor ancho de río, elegir suelo favorable para fundar, evitar velocidades de las aguas excesivas y curvas o variantes que perjudiquen el trazado de la carretera.

Las **partes constitutivas** de un puente, siguiendo a Cudmani (2002), son:

- Superestructura: Está constituida por vigas, diafragmas, tablero, veredas, barandas, pasamanos, postes, carpeta de desgaste, etc.
- Subestructura: Es todo el conjunto de pilas o columnas intermedias, y estribos que soportan la superestructura.
- Dispositivo de apoyo: Conjunto de elementos a través de los cuales se transmiten las acciones de las acciones de la superestructura a la subestructura.
- Fundaciones: Son estructuras que transmiten al terreno las cargas provenientes de la infraestructura.

Los **elementos geométricos** a destacar, como expresa Cudmani (2002), son:

- Tramo del puente: Es la parte de la superestructura situada entre dos elementos sucesivos de la subestructura. Se distinguen dos tipos de tramos: el tramo teórico, es la distancia entre el centro de dos apoyos inmediatos y el tramo libre, es la distancia entre los paramentos de dichos apoyos sucesivos.
- Altura de construcción: Es la medida vertical, en una determinada sección, entre el punto más alto de la carpeta de desgaste y el punto más bajo de la superestructura.
- Altura libre: Es la altura máxima permitida por debajo del puente, y se mide desde el punto más bajo de la superestructura y el punto más alto del obstáculo cruzado por el puente. En un río la altura libre se mide hasta el nivel de máxima creciente.
- Oblicuidad: Es el ángulo que forma el eje longitudinal del puente con el eje longitudinal del obstáculo transpuesto.
- Ancho del puente: Es el ancho de la calzada y las veredas.

Desde el punto de vista estructural los puentes carreteros, presentan tres partes con características geométricas y estáticas bien definidas. El tablero constituye el elemento en contacto directo con las cargas de tránsito, y su función es transmitir tales cargas a la estructura principal; la superestructura, que abarca la o las vigas longitudinales y transversales del puente, su función es transmitir las cargas a la

subestructura, constituida por los estribos y las pilas, termina en la fundación por la cual se derivan las cargas al terreno portante.

Cudmani (2002) afirma que existen **factores característicos** en todos los puentes, los cuales son:

1. Sección Transversal

- Puente-losa: Estos puentes consisten en una losa maciza o alivianada que se extiende entre estribos o pilas intermedias, puede ser de hormigón armado o pretensada longitudinalmente. El pretensado transversal se utiliza en el caso de losas compuestas por segmentos longitudinales apareados. Su limitación es la luz a salvar ya que su peso propio es considerable, por ejemplo, en losas llenas de hormigón armado la luz a salvar es de 5 a 14 metros y en alivianadas es de 12 a 14 metros.

- Puentes de vigas: Se dispone la losa del tablero apoyada sobre vigas longitudinales construidas in situ o prefabricadas, significando un aligeramiento de la sección transversal. La losa actúa en dirección transversal como elemento portante de cargas, contribuyendo con las vigas al comportamiento longitudinal, configurado una sección “T”.

- Puente cajón: Es un tipo de puente con viga, se dispone de una losa inferior cerrando la sección y confiriendo una mayor rigidez torsional. Se proyectan cuando la luz es superior a 30 o 35 metros.

2. Forma longitudinal

- Puentes-losa y losa con vigas: Este tipo de construcción se caracteriza por la separación neta que existe entre la superestructura y la subestructura. Los dispositivos de apoyos transfieren la carga garantizando la libre deformación (acortamiento del pretensado, giro de las secciones, retracción y fluencia lenta del hormigón).

- Puentes aperticados: La característica de este tipo es la unión monolítica entre la superestructura y la subestructura del puente, la ventaja de la disminución de los momentos de tramo respecto al caso anterior, resultando así secciones con alturas menores.

- Puentes en arco: Constituyen una forma de construcción tanto en acero como en hormigón, haciendo posible salvar grandes luces y profundos valles. La curva del arco debe coincidir con la línea de presiones para el peso propio. La sobrecarga perturbará el trabajo exclusivo a compresión y originará momentos flectores en el arco. En este tipo de puente es importante la verificación al pandeo en el plano y fuera de él.

- Puentes con obenques: Utilizan cables de alta resistencia para proveer apoyos intermedios, cercanos entre sí, reemplazando a las pilas intermedias y con lo cual, las vigas longitudinales pueden ser de gran extensión. Su construcción puede ser por voladizos sucesivos.

3. Geometría en planta

Se diferencian entre recto, oblicuo, curvo, arbitrario y arbitrario bifurcado, visto en planta. Estas formas quedan definidas por el ángulo de oblicuidad α , considerándose recto a $\alpha < 20^\circ$.

Las **acciones** a destacar para el dimensionado de un puente carretero se clasifican en:

1. Cargas y fuerzas: Son originadas por la gravedad.

- Peso de la estructura resistente: Calculado con el volumen y la densidad para el hormigón armado o pretensado.
- Pesos adicionales: Corresponde a las partes no estructurales, como ser la carpeta de rodamiento, baranda, parapetos, etc.
- Sobrecarga de tránsito: Se definen como cargas concentradas “Q” y cargas distribuidas “q”, el reglamento define un vehículo tipo y especifica las cargas distribuidas por fajas de circulación en un ancho específico. Estas sobrecargas generan efectos dinámicos por la falta de uniformidad de la calzada y por la sobrecarga misma.
- Fatiga: En puente carreteros son de importancias secundarias.
- Fuerza del viento: Los reglamentos fijan condiciones a considerar respecto a la acción del viento: puentes vacíos (la superficie expuesta al viento es solamente la parte de la construcción enfrentada al mismo) y puentes con sobrecarga de vehículos en toda su longitud (en este caso se agrega una cierta altura de vehículos que ronda los dos o tres metros).
- Fuerzas de arranque y frenado de vehículos: Se consideran en la dirección longitudinal y constituyen acciones dinámicas, que se tienen en cuenta a través de fuerzas estáticas equivalentes. Están dadas en función de las cargas concentradas de vehículos o de la sobrecarga distribuida. En zona sísmica estas fuerzas son despreciables ya que son dominantes las de sismo.
- Fuerza de choque: Son importantes en el análisis de parapetos, cordones y columnas de un puente. Se considera una fuerza estática “Q” fijada por reglamento.
- Acción sísmica: En zona sísmica de moderada intensidad, se la considera como fuerza estática equivalente, analizando ambas direcciones del puente. En zonas de gran actividad sísmica, es necesario realizar un análisis dinámico. Para la dirección transversal se construyeron topes antisísmicos metálicos o de hormigón armado para evitar el desplazamiento en esa dirección; las acciones en la dirección longitudinal son importantes para el dimensionado de estribos, pilas y dispositivos de apoyos.
- Empujes del suelo: Son determinadas por estudios geotécnicos, teniendo especial importancia en el dimensionado de estribos, columnas y fundaciones de puentes.

2. Pretensado

La pretensión origina un estado de tensiones propias. La fuerza de tesado produce en la sección de hormigón una fuerza idéntica, pero de compresión, la cual, en el caso de estructuras isostáticas, coincide en la dirección con la fuerza de tesado. Esto se analizará más en detalle en el capítulo de “Diseño de elementos estructurales”.

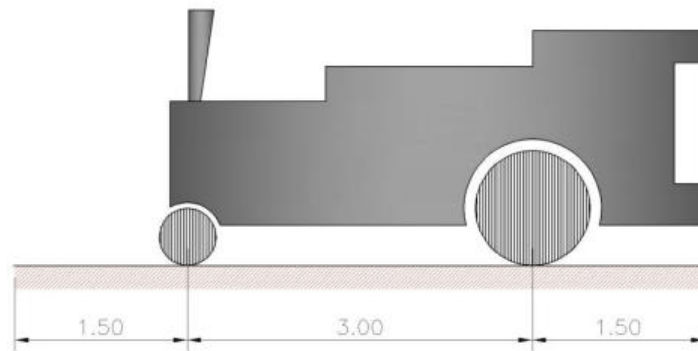
3. Coacciones

La influencia de las coacciones (asientos de apoyos, variación de temperatura, retracción, fluencia lenta, etc.) tiene efecto únicamente en el estado de servicio, afectando el cuadro de fisuras y la magnitud de las deformaciones. No produce esfuerzo en estructuras isostáticas.

La Dirección Nacional de Vialidad (DNV, 2021) establece bases para el cálculo de puentes carreteros de hormigón armado, partiendo de una clasificación que determina diferentes valores de solicitaciones. Específicamente hace referencia a la sobrecarga útil con base en una aplanadora que tiene las características que se muestran en las figuras 8 y 9.

Figura 8

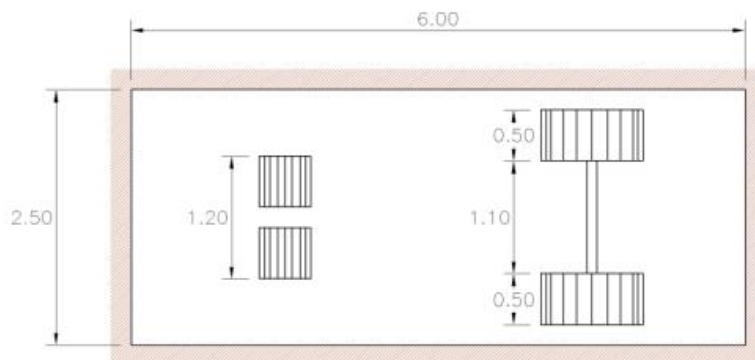
Aplanadora tipo. Vista lateral.



Fuente: DNV (2021)

Figura 9

Aplanadora tipo. Vista en planta.



Fuente: DNV (2021)

Tabla 4

Sobrecargas reglamentarias

	Categoría de puentes		
	A-30	A-25	A-20
Peso total (tn).	30	25	20
Aplanadora rodillo delantero (tn).	13	10	8
Cada rueda trasera (tn).	8.50	7.50	6
Multitud compacta (tn/m ²).	0.60	0.60	0.50
Sobrecarga en veredas (tn/m ²).	0.40	0.40	0.40

Fuente: DNV (2021)

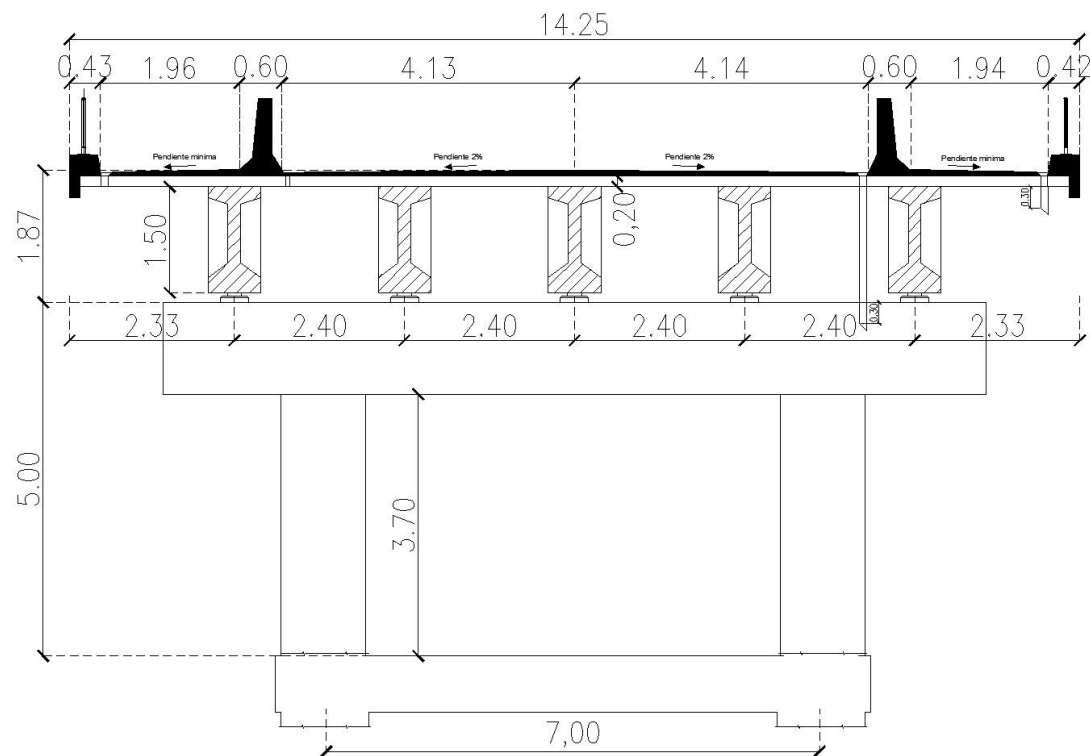
Los puentes de categoría A-30 se destinan a los caminos de la Red Nacional sometidos a tránsito de vehículos pesados. Los de categoría A-25 se emplean en los caminos secundarios, que por su características o ubicación solo por excepción tengan que soportar el tránsito de vehículos pesados. Los de A-20 se usan para caminos que no tengan tránsito de vehículos pesados y no presenten posibilidad de tenerlos.

En este proyecto se diseña un puente carretero (A-30) recto de vigas pretensadas (sección transversal) y losa con viga (longitudinalmente), con las siguientes características geométricas (Figura 10 – 11 y Anexo 2):

- Altura libre: 5.00 m.
- Altura de construcción: 1.87 m.
- Geometría en planta: Recto
- Ancho de tablero: 14.25 m. Consta de dos carriles y una vereda a cada lado.
- Longitud de puente: 300.00 m.
- Longitud del tramo: 25.00 m.
- Cantidad de tramos: 12.
- Sección transversal: Puente con vigas.
- Forma longitudinal: Puente de losa con vigas.

Figura 10

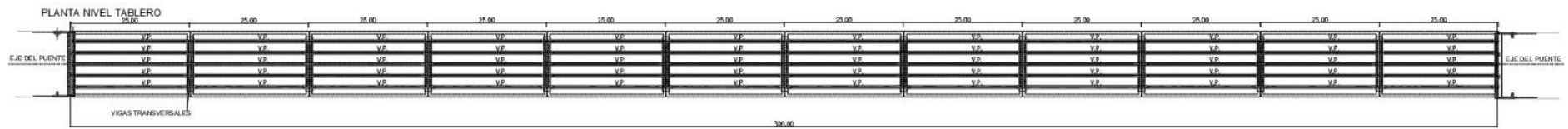
Generalidades del Puente Contreras- Sección transversal.



Fuente: González- Talocchino (2024)

Figura 11

Generalidades del Puente Contreras- Vista en Planta.



Fuente: González- Talocchino (2024)

Al ser un puente con gran posibilidad de tránsito de vehículos pesados, se optó por la categoría A-30, con dos carriles uno en cada sentido de circulación, como así también una vereda a cada lado del puente, permitiendo el tránsito peatonal. En esta clasificación se utiliza una aplanadora de 30 tn., por cada faja de circulación, donde el rodillo delantero es de 13 tn. y cada rueda trasera pesa 8.50 tn. Fuera de la zona de calzada ocupada por las aplanadoras se supone que actúa una sobrecarga uniforme equivalente al peso de la multitud compacta (0.60 tn/m^2). En el área de las veredas se toma una carga de 0.40 tn/m^2 .

En los siguientes apartados se determina la geometría de cada uno de los elementos, sobre la base del diseño del puente Néspoli, ya que es el mismo tipo de estructura, se encuentran emplazados en la misma zona y se consideran las mismas cargas para su diseño, por lo tanto, para este proyecto se adaptan sus características al emplazamiento propio, realizando ajustes necesarios en cada uno.

5.2 Pilas

5.2.1 Generalidades

Es la estructura intermedia de un puente encargada de transmitir las cargas de la superestructura a la fundación del puente y proveer los apoyos intermedios. La disposición y tipo de pilas depende de la tipología estructural elegida. A cada pila le corresponde un determinado número de columnas, vinculadas entre sí por una o más vigas transversales. (Cudmani, 2002) Este número depende de:

- Ancho de la superestructura
- Altura sobre terreno
- Características del terreno y tipo de fundación

Las pilas están sometidas a solicitaciones verticales y horizontales.

- Solicitaciones verticales: Cargas permanentes, carga móvil y peso propio.
- Solicitaciones horizontales: Esfuerzo longitudinal debido al frenado, solicitación sísmica, empuje de terreno y agua, solicitaciones de viento, variación de temperatura, retracción y fluencia lenta del hormigón y acortamiento debido al pretensado.

Estas solicitaciones pueden agruparse en acciones permanentes, de tránsito, de viento, sísmicas y coacciones. Ellas originan esfuerzos en las pilas (normal, cortantes y momentos en ambas direcciones), que dan lugar a diferentes combinaciones para el dimensionado de las mismas.

5.2.2 Geometría

La infraestructura de 300.00m., que consta de 12 tramos de 25.00m, se resuelve con once pilas intermedias de hormigón armado H-25. Las pilas se definen como un pórtico compuesto de una viga dintel rectangular, apoyada en dos columnas de sección circular. Bajo el nivel del cauce se dispone de una viga de arriostramiento cuadrada.

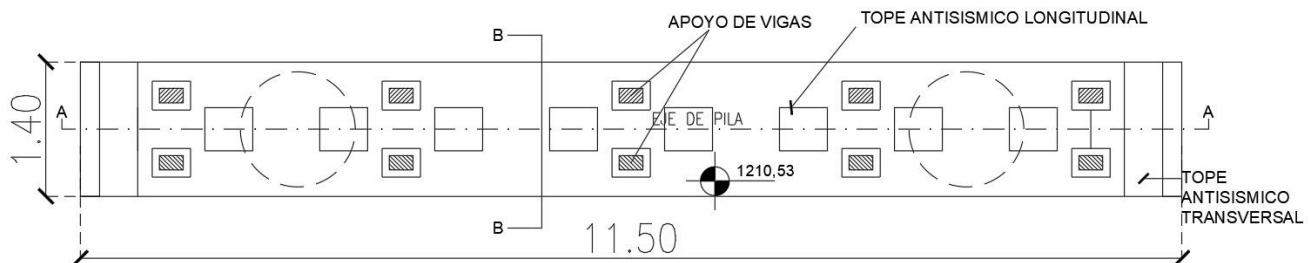
Considerando que el tirante crítico es aproximadamente 3.00m, se toma una altura libre 5.00m. En cuanto a su geometría se destacan las figuras 12 y 13.

- Columna de sección circular de 1.20m de diámetro.
- Viga dintel de 1.40m de ancho y 1.30m de alto.
- Viga de arriostramiento de 0.80m ancho y 0.80m de alto.
- Longitud desde viga de arriostramiento hasta viga dintel de 3.70m.

- Pilotes (Apartado “Fundaciones”)

Figura 12

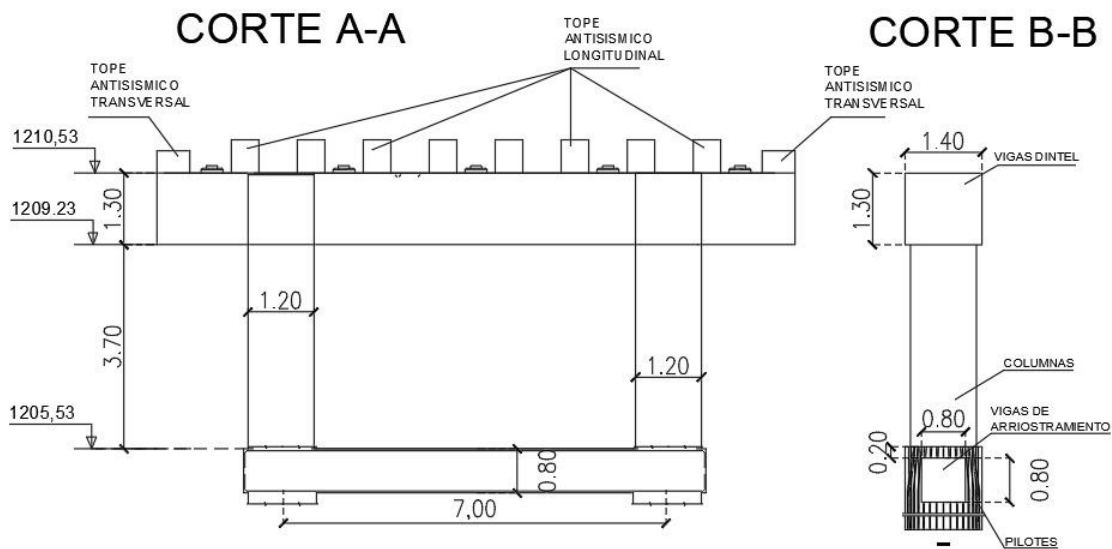
Vista en planta de viga dintel.



Fuente: González y Talocchino (2024)

Figura 13

Corte A-A y Corte B-B de pilas.



Fuente: González y Talocchino (2024)

5.3 Estribos

5.3.1 Generalidades

Estructura que soporta el extremo de un tramo de un puente y proporciona apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual se apoya el camino en el cual se emplaza la estructura. Tiene como funciones recibir cargas verticales y horizontales que se originan en la estructura, alojar los dispositivos de apoyo, absorber los empujes del suelo e hidrostáticos. Según Cudmani (2002) los estribos se clasifican en:

- Estribos simples: Se ubican cerca del tope del terraplén del camino, cuando este casi fue terminado. Adicionalmente los asentamientos diferenciales entre el terraplén y estribo son mínimos. Se construye una berna en frente del estribo, se usa para prevenir el corrimiento del estribo, provocando un asiento del suelo por detrás. Sus componentes son: viga cabezal, muro pantalla y muro ala.
- Estribos con muro frontal: Se construye cerca del pie de talud del camino. Son costosos porque retienen todo el terraplén del camino, por otra parte, permiten disminuir la luz del puente. Se pueden clasificar en:
 - Estribos con pared frontal y muro ala: Consta de un muro frontal, que sobresale del talud para recibir la cara de la superestructura del puente y absorber los empujes del suelo. además, se dispone de muros ala que disponen del empuje del terraplén lateralmente, ellos vuelan del muro frontal y su longitud mínima es de 3.00 m.
 - Estribos rígidos cerrados: Es la combinación de un muro frontal con muros laterales y muros alas, para contener el terraplén. Estos elementos en conjunto con su fundación generan una estructura de gran rigidez.

5.3.2 Geometría

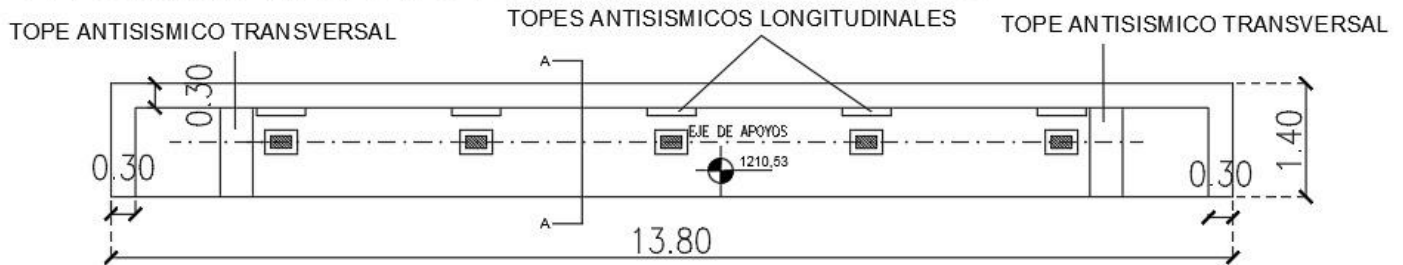
Los estribos de hormigón armado H-25 se componen de un muro frontal con murete, muros laterales y muros alas, vinculados a una viga dintel, sobre la cual se apoyan las vigas postesadas. Se sustenta en una platea de apoyo con seis pilotes como fundaciones. Además, los muros cuentan con contrafuertes, dos en el muro frontal y uno en cada muro lateral. En cuanto a su geometría se destaca en la figura 14.

- Muro frontal de espesor 0.30m, alto 4.20m y largo 13.80m.
- Murete de espesor 0.30m, alto 1.50m y largo 13.80m
- Muros laterales de espesor 0.30m, alto 6.50m y largo 4.40m.
- Muros alas de espesor 0.30m (especificaciones en figuras 16 y 17).
- Viga dintel alto 0.80m y ancho 1.40m.
- Platea de apoyo de largo 14.60m, ancho 5.70m y espesor 0.80m.
- Contrafuertes de muro frontal altura 4.20m y sección 1.35m x 0.60m.
- Contrafuertes en muros laterales altura 5.90m y sección 1.00m x 0.40m.
- Pilotes (Apartado “Fundaciones”)

Figura 14

Planta a nivel +1210.53m.

PLANTA NIVEL DE APOYO DE VIGAS EN ESTRIBOS

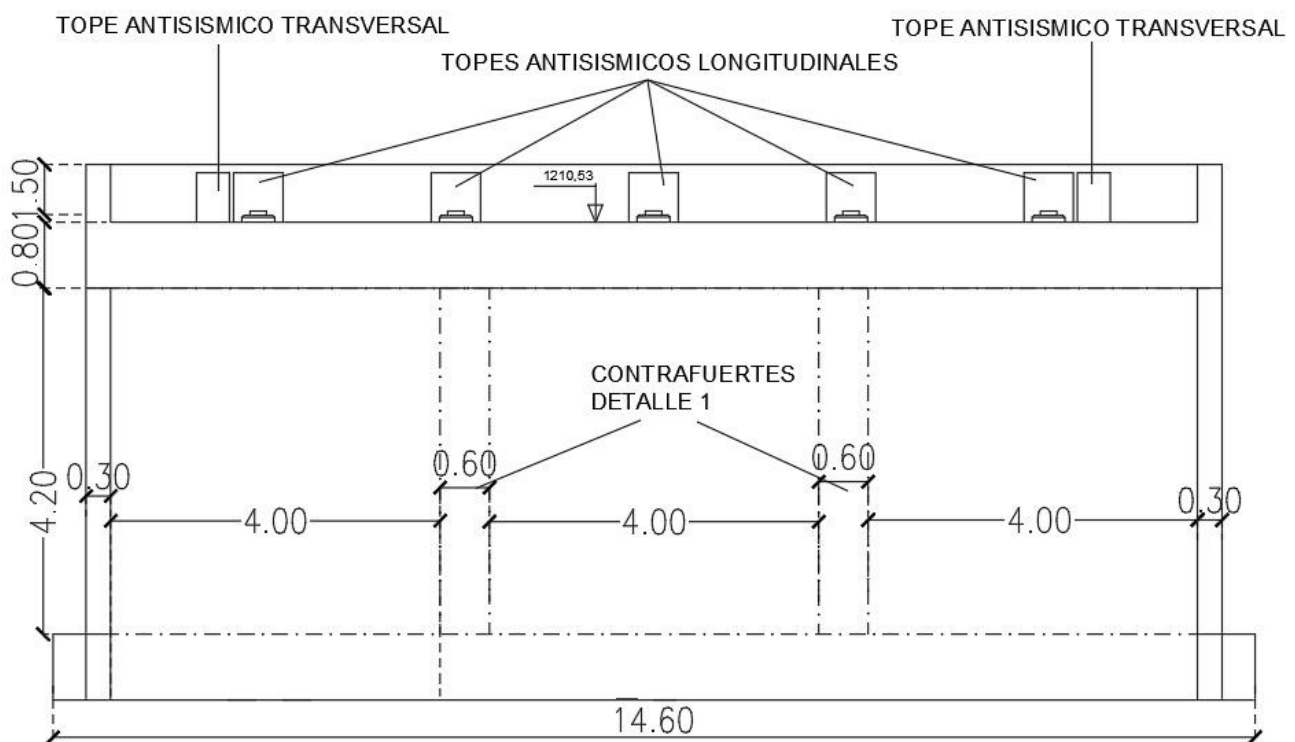


Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 15

Geometría muro frontal.

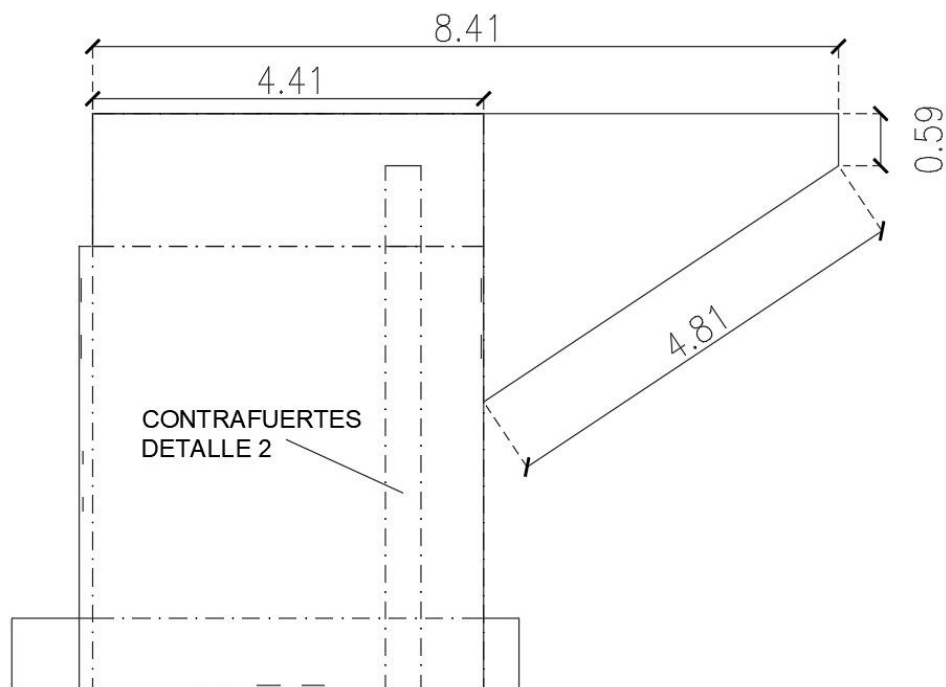
VISTA MURO FRONTAL



Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 16

Geometría muro lateral y muro ala derecho.

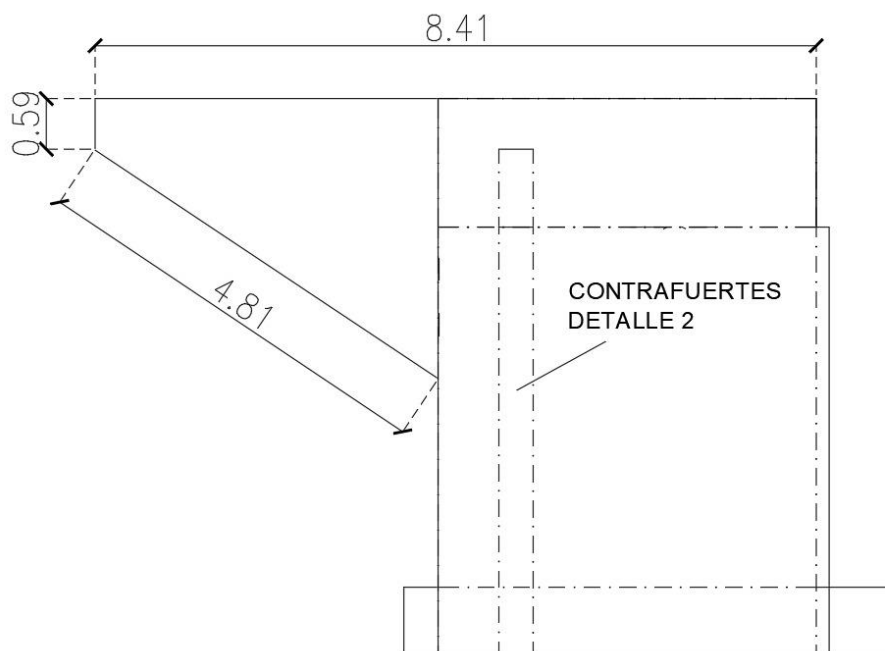


Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 17

Geometría muro lateral y muro ala izquierdo.

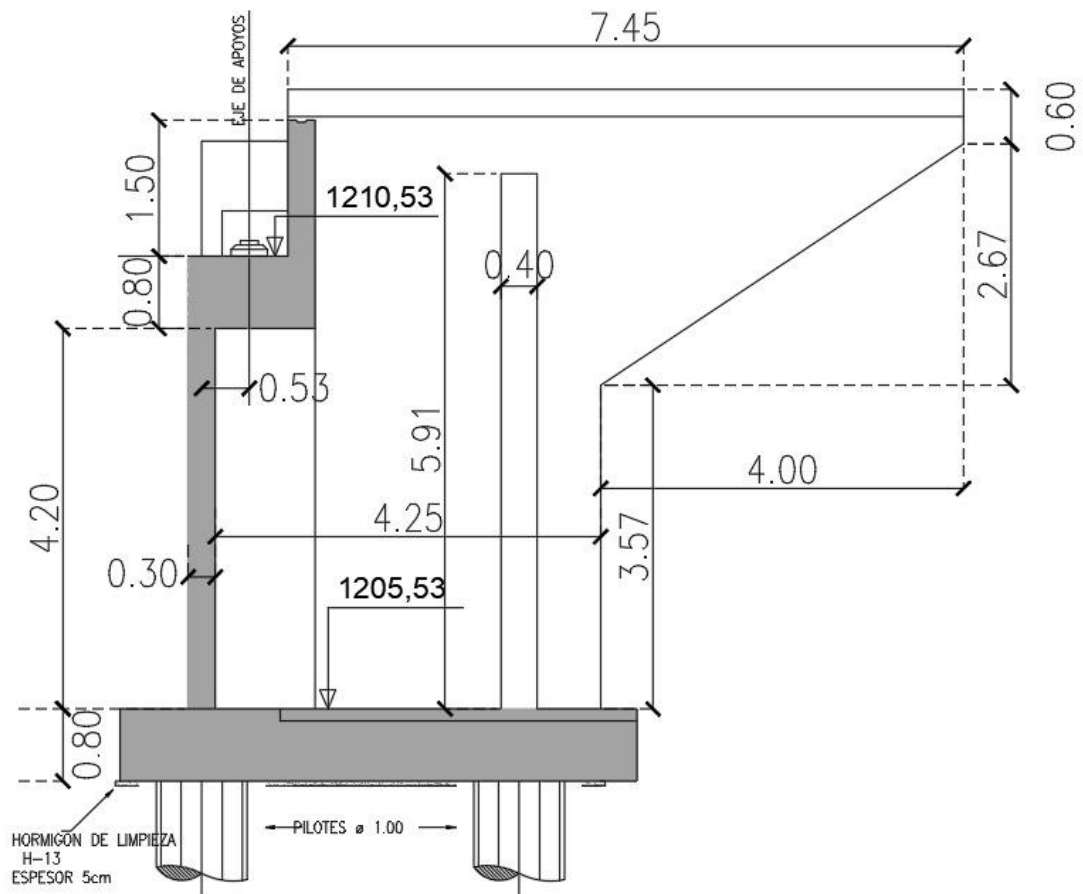
VISTA MURO LATERAL IZQUIERDO



Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 18

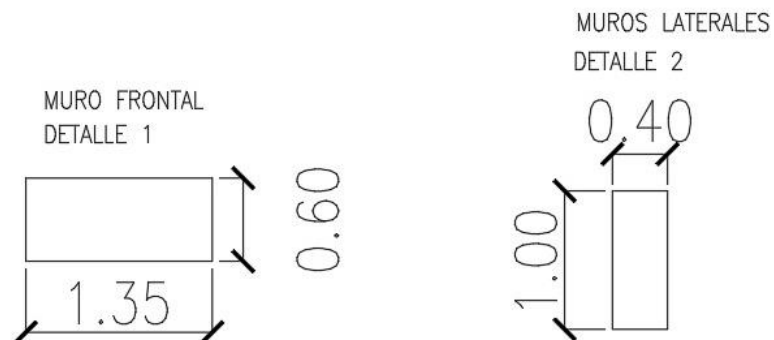
Corte A-A muro.



Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 19

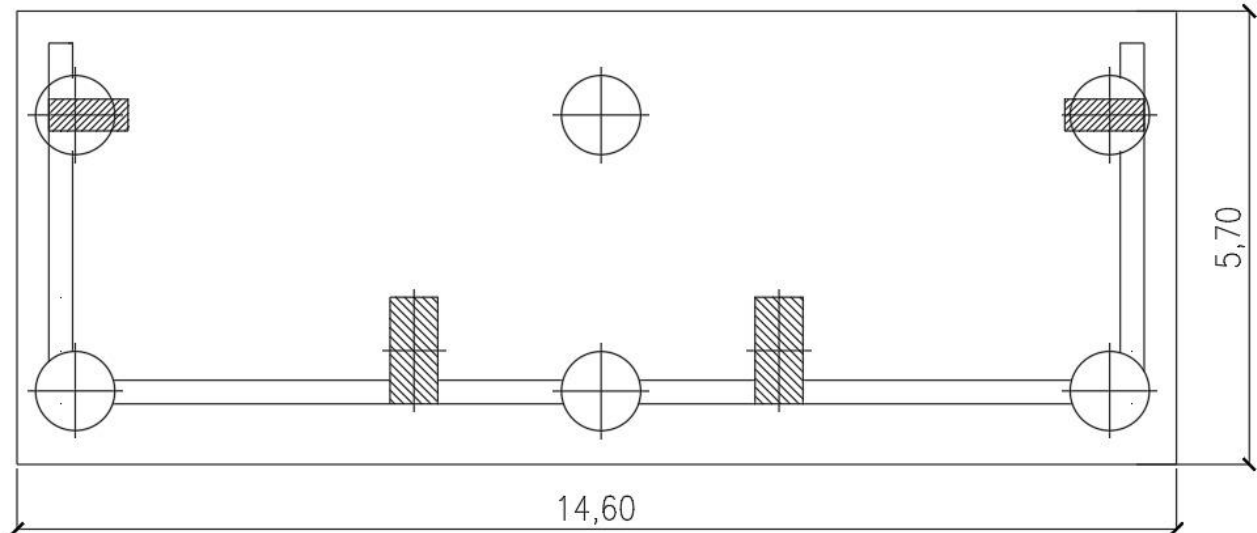
Geometría de contrafuertes. Detalle 1 y detalle 2.



Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 20

Planta de platea de apoyo.



Fuente: González y Talocchino (2021)

5.4 Fundaciones

5.4.1 Generalidades

Según el Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño (2016), de Venezuela, cuando los mantos superiores del suelo no tienen la capacidad suficiente para recibir las cargas de la estructura, conviene recurrir a fundaciones profundas. Su mecanismo de transferencia o disipación de cargas es por tensiones normales en la punta del elemento y tangenciales en la superficie lateral, donde la suma de las dos capacidades resulta la capacidad de carga total. Los tipos más conocidos son: pilotes y pozos romanos.

Cuando los estratos resistentes se encuentran a cierta profundidad las cargas de la estructura se transfieren al terreno mediante pilotes. Se clasifican según su forma de fabricación en:

- Pilotes hincados: Son prefabricados y se hincan hasta su posición definitiva por percusión o vibración. El espacio que ocupa se consigue desplazando el suelo bajo presión a las zonas próximas, produciendo compactación del terreno. Están sometidos a esfuerzos axiales.
- Pilotes perforados: el espacio a ocupar por el pilote se libera extrayendo el suelo como en una excavación. La consecuencia de esta metodología es la liberación de las tensiones del suelo, haciendo menores la resistencia del fuste y de la punta. Son de mayor diámetro que los hincados.

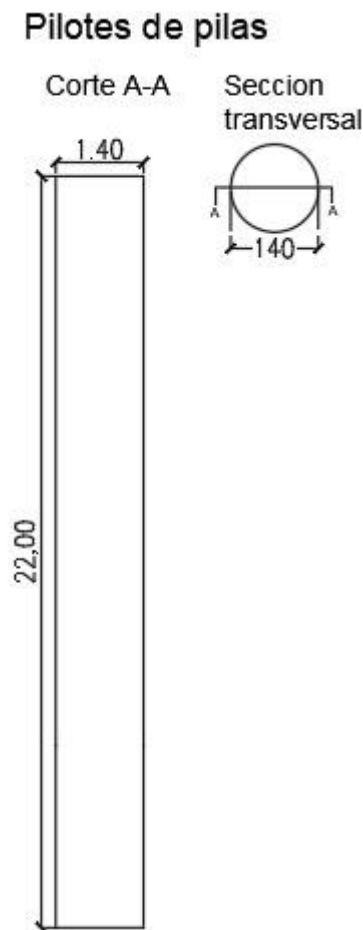
5.4.2 Geometría

La estructura transmite las cargas al suelo portante por medio de pilotes profundos perforados; este tipo es más viable por las tecnologías y procedimientos constructivos disponibles. Se contemplaron dos condiciones mínimas para determinar la profundidad de fundación del proyecto; la primera es la profundidad de socavación calculada en el Capítulo 4, la cual es de -4.00m; en segundo lugar, se considera la longitud de los pilotes usada en el Puente Nespoli, que es de 22.00m. Para este proyecto se adopta una profundidad de 22.00m, verificando ambas condiciones.

- En Pilas: Pilotes de sección circular de 1.40m de diámetro y largo de 22.00m (Figura 21).
- En estribos: Pilotes de sección circular de 1.00m de diámetro y largo 22.00m (Figura 22).

Figura 21

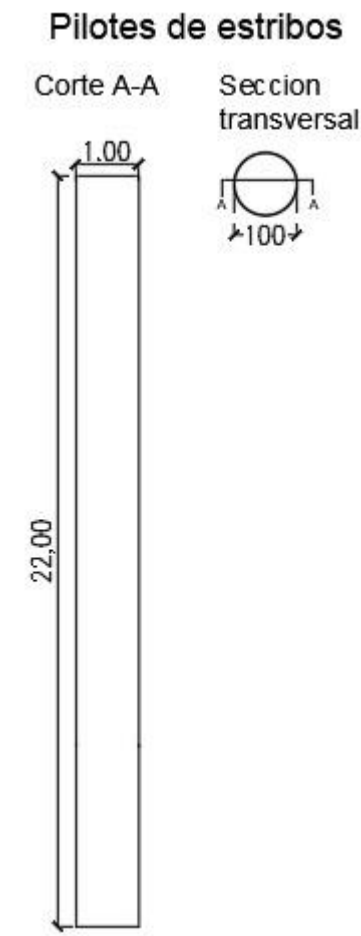
Pilotes de fundación en pilas.



Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 22

Pilotes de fundación en estribos.



Fuente: González y Talocchino (2021)

5.5 Topes antisísmicos

5.5.1 Generalidades

Los grandes desplazamientos longitudinales y transversales que experimentan los tableros de los puentes, durante el sismo, han conducido a la necesidad de colocar topes para evitar el desfasamiento del eje del puente e incluso la caída de algún tramo de la estructura. (Montuar-Jara, 2018)

Los topes antisísmicos son elementos que tienen como objetivo evitar o restringir el movimiento de la superestructura del puente, producido por los efectos sísmicos. Se construyen como parte integral del cabezal, limitando el desplazamiento en la dirección transversal y longitudinal. (Secretaría de Infraestructura, comunicaciones y transporte, Ciudad de México, 2023).

Estos elementos tomaron mayor importancia posterior al Sismo de Chile el día 27 de febrero de 2010 (8.8 grados en la escala de Richter) el cual provocó importantes fallas en todas las estructuras, en especial en los puentes. Uno de los daños más significativos en este tipo de estructuras, fue el desplazamiento en ambas direcciones ocasionando el colapso. Estas consecuencias del sismo, fueron analizadas y para su

González, María Constantina
Talocchino, Francesco

prevención se incorporaron topes antisísmicos longitudinales y transversales, entre otras medidas.

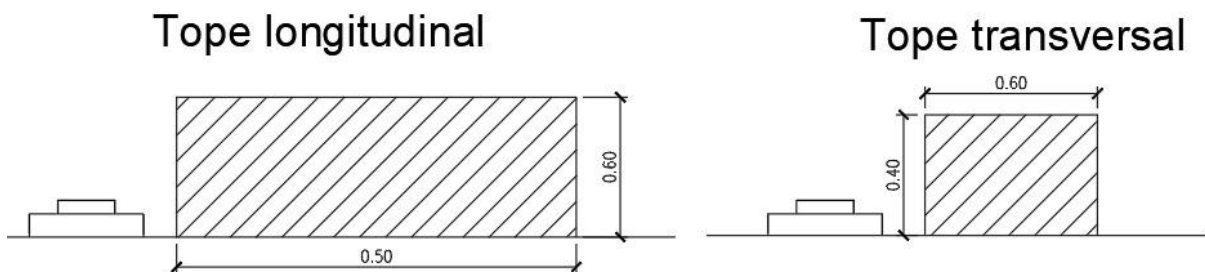
5.5.2 Geometría

La restricción de desplazamiento transversal y longitudinal es analizada para la superestructura, es decir para las vigas y el tablero en conjunto. Ellos son materializados por bloques prismáticos, entre vigas, y bloques con forma escalonada, en los extremos. Especificando su geometría:

- Bloques prismáticos: Hormigón armado de 0.50m x 0.45m x 0.60m.
- Bloques laterales: Hormigón armado, de 0.60m x 0.45m x 0.40m.

Figura 23

Geometría de topes antisísmicos.



Fuente: González y Talocchino (2021)

5.6 Dispositivos de apoyo

5.6.1 Generalidades

Los dispositivos de apoyo son los encargados de transmitir las cargas a las pilas y a los estribos desde la superestructura. Estos reciben las cargas verticales y horizontales por parte de la superestructura, pero además deben permitir o impedir, de acuerdo a la tipología estructural, determinados movimientos. Según Cudmani (2002) se destacan los siguientes tipos de dispositivos:

- Apoyos de neopreno con chapas de acero: Constituido por planchas de neopreno alternadas con chapas de acero, que ayudan a la disminución de la deformación en el sentido vertical.

Un valor de gran importancia para el diseño de estos apoyos es el módulo de elasticidad transversal del elastómero G (kg/cm^2), que relaciona la fuerza horizontal aplicada con el desplazamiento horizontal del mismo. El desplazamiento varía linealmente hasta cierto valor a medida que se aumenta la carga, luego entra en un rango no lineal y crece mucho más rápido. Se busca permanecer en el campo lineal, fijando un valor máximo de G . En el caso de cargas de acción lenta G varía entre 8 y 12 kg/cm^2 , en tanto que para acciones instantáneas G varía entre 16 y 24 kg/cm^2 .

Para que estos apoyos funcionen correctamente no debe haber deslizamiento de la superestructura sobre el neopreno; para eso se debe verificar que la fuerza horizontal sea

inferior al valor de rozamiento entre el neopreno y el hormigón por la fuerza vertical asociada.

- Apoyos tipo “pot” o caja: Para el caso de cargas verticales elevadas, sí se debe permitir el giro en las dos direcciones; entonces es necesario proyectar grandes superficies de apoyo. En este caso, los apoyos son de forma cilíndrica, indesplazables, que consisten en una caja que contiene una plancha de neopreno de poco espesor, blando y con $G=8\text{kg/cm}^2$. Sobre la plancha descansa una tapa de acero, del mismo material de la caja, vinculado a la superestructura por pernos. Este apoyo se considera como articulación perfecta (porque el momento es despreciable) y rígido en el sentido vertical.
- Apoyos deslizantes: Su comportamiento en cuanto a cargas verticales y giros es análogo a los anteriores, pero admiten un deslizamiento en cualquier dirección. Disponen en la parte superior una lámina de teflón sobre la cual desliza una chapa de acero inoxidable, la cual se encuentra adherida a una placa de acero que se vincula al tablero mediante pernos.
- Apoyos de neopreno anclados: Se vinculan a la súper y subestructura; se usan cuando la superestructura tiende a deslizarse por encima del apoyo, desvinculándose el esquema de funcionamiento del mismo, o cuando las tensiones verticales medias sobre el apoyo están comprendidas entre 10 y 20 kg/cm^2 .
- Dispositivos metálicos de apoyo: Se usan para puentes de gran envergadura. Responden al esquema clásico de articulaciones metálicas con o sin rodillos y se fabrican resistentes al desgaste. Pueden ser fijos (su funcionamiento se basa en el giro de la pieza superior sobre la inferior, estando unidas mediante bulones a la estructura) y móviles (permiten el giro según el eje Y y el desplazamiento en dirección X).
- Apoyos de hormigón: Son aquellos que se realizan directamente en hormigón armado, sin la interposición de dispositivo alguno. Existen dos tipos: rótulas (usadas en puentes de arco y de pórticos, consiste en una estrangulación de la pieza que permite el giro) y péndolas (es una combinación de dos rótulas).

5.6.2 Geometría

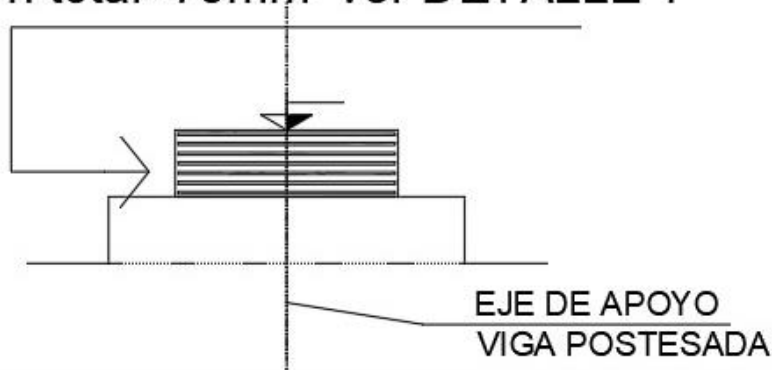
Las vigas descansarán en dispositivos de apoyo tipo neopreno con chapas de acero, conformados por un dado de hormigón armado y el dispositivo en sí. En cuanto a su geometría se destaca (Figura 24):

- Dispositivo de neopreno de dimensiones 300mm x 350mm x 75mm. Con dureza Shore 60. Con resistencia H-25. (Figura 25).
- Dados de hormigón armado de dimensiones 400 mm x 450mm x 100mm. (Figura 26).

Figura 24

Dispositivo de apoyo de neopreno.

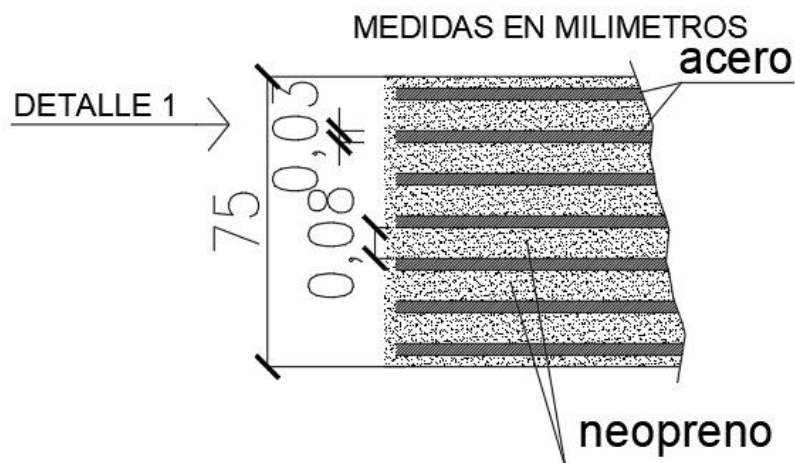
apoyos armados de neopreno dureza shore 60
 de 300x350mm x h min (neto de goma=54mm)
 h total=75mm- ver DETALLE 1



Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 25

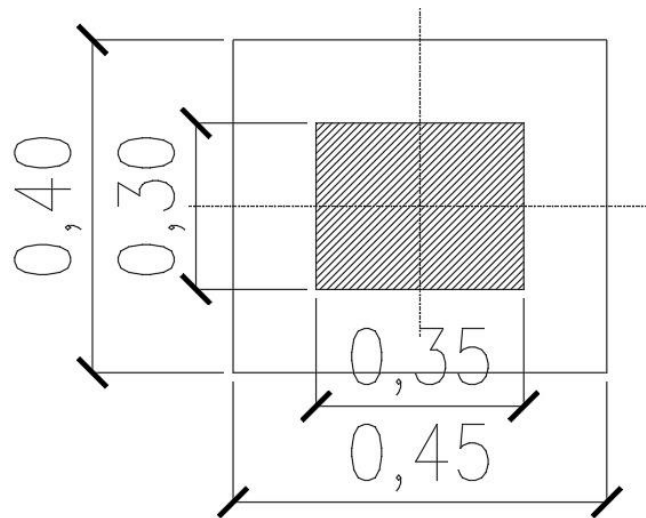
Dispositivo de apoyo de neopreno. Detalle 1.



Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 26

Dados de hormigón armado.



Fuente: González y Talocchino (2021)

5.7 Vigas transversales

5.7.1 Generalidades

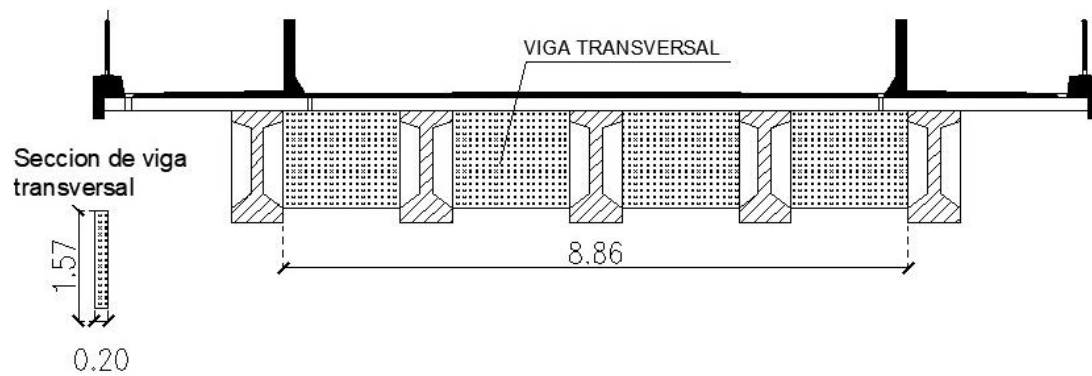
Las vigas transversales son elementos estructurales colocados transversalmente a las vigas longitudinales en los extremos de cada uno de los tramos del puente. Soportan en forma adecuada la fuerza sísmica transversal, permiten mantener la geometría del tablero y hacen que los elementos de la superestructura trabajen de manera conjunta (Escuela Politécnica del Ejército de Chile, 2010).

5.7.2 Geometría

Las vigas transversales tienen sección de 0.20 m. x 1.30 m. y largo 8.86 m.

Figura 27

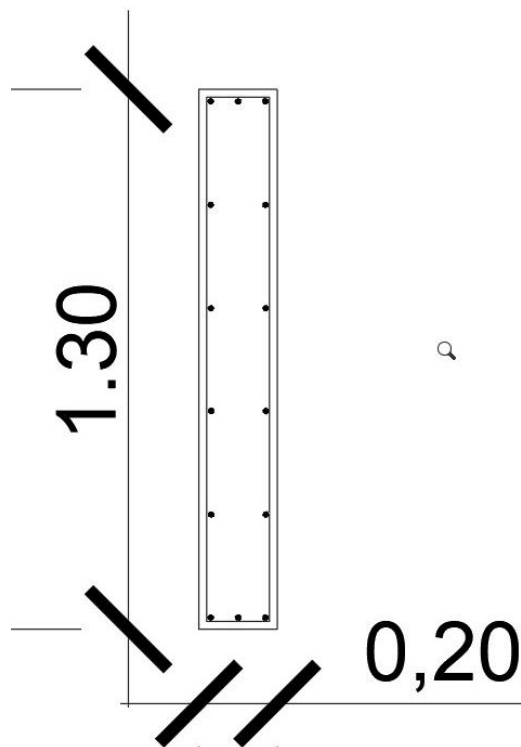
Vigas transversales - Vista lateral de la viga.



Fuente: González y Talocchino (2021)

Figura 28

Vigas transversales - Sección.



Fuente: González y Talocchino (2021)

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES: VIGAS

6.1 Pretensado

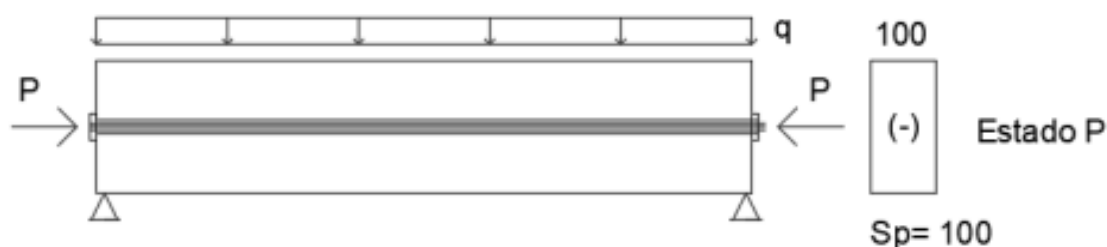
Según Scarponi y Bassani (2021) el hormigón armado es una pieza heterogénea, constituida por dos materiales: hormigón y acero; porque poseen un coeficiente de dilatación similar. El primero tiene una gran resistencia a la compresión y el segundo a la tracción, con lo cual una parte de la sección de hormigón no trabaja por estar ubicada en la zona de tracción.

Los aceros, en general, poseen un módulo de elasticidad similar; entonces al aumentar las tensiones, también aumentan las deformaciones, generando fisuras en la sección. Por esto, no es conveniente utilizar aceros de alta resistencia. Una solución es agregar, con anterioridad, una precompresión en la zona del hormigón donde se originan tensiones de tracción, la cual genera un nuevo estado de tensiones denominado “estado de tensiones propias”, en donde la zona traccionada se encuentra precomprimida. De esta manera, se disminuyen las tensiones de tracción a límites fijados por normas, provocando que la sección trabaje en su totalidad. A esto se le llama “pretensado”.

Considerando una viga de sección rectangular con una barra de acero engrasada, con tuercas a los extremos, ubicada en el centro y con una carga exterior “q”. Se ajustan las tuercas de los extremos, generando una precompresión “P”, la cual satisface la condición de eliminar las tracciones en toda la viga de hormigón (Figura 29). Sin embargo, la forma parabólica del momento flector debido a las cargas, hace conveniente disponer la barra tesada siguiendo esta forma, lo que significa un cambio en los diagramas debido a la variación de la excentricidad “ep” a lo largo de la luz de la viga. (Figura 30).

Figura 29

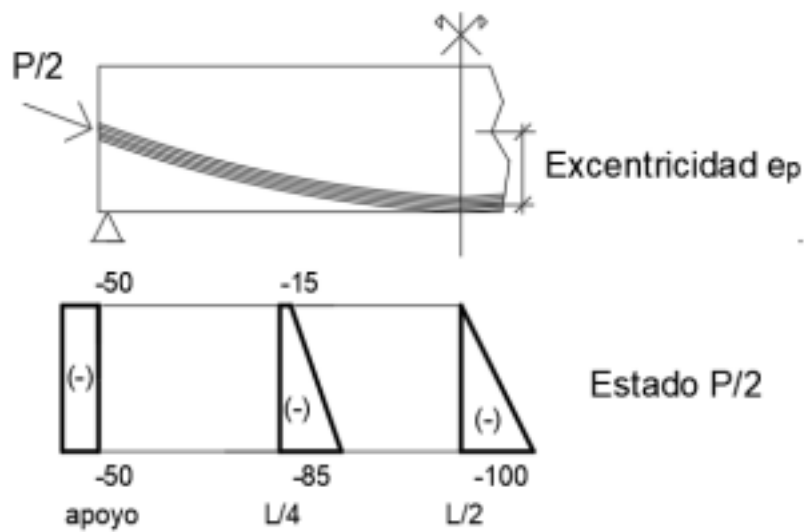
Viga con barra céntrica aplicando precompresión P.



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Figura 30

Viga con barra parabólica y diagrama de precompresión.

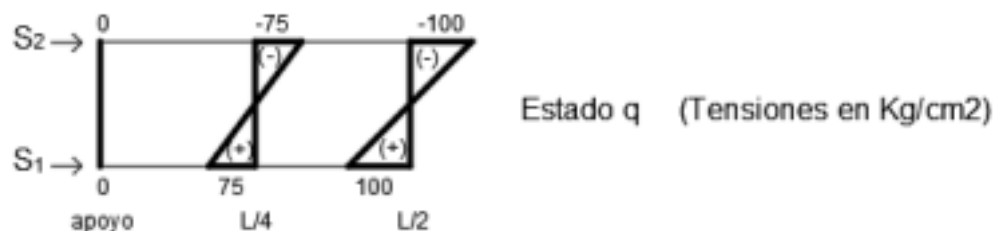


Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

La carga exterior que genera un diagrama de tensiones, correspondientes al centro de la luz, al cuarto y al apoyo (Figura 31), con el diagrama de la precompresión (Figura 30), realizan la superposición, dando como resultado los esquemas de la Figura 32.

Figura 31

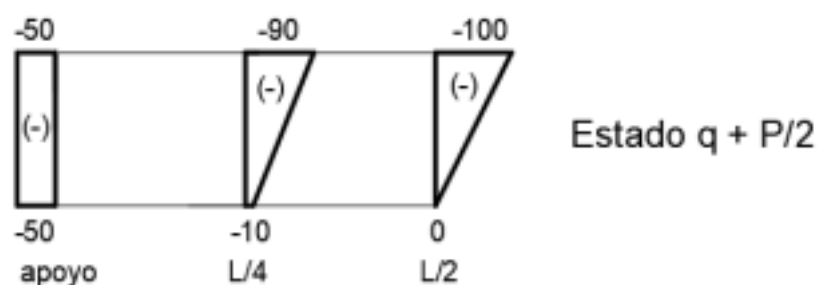
Diagrama de tensiones del estado q.



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Figura 32

Superposición de diagramas.



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Se distinguen dos formas de pretensar una pieza de hormigón, según que la pretensión se introduzca antes o después del endurecimiento del hormigón. Si es antes se denomina Pretensado y si es después: Postesado.

El hormigón pretensado se realiza con alambres de poco diámetro, los cuales se extienden entre dos bloques de anclaje y se tensan desde uno de ellos. Una vez tensados los alambres, se coloca el hormigón. Cuando el hormigón endurece y se llega a la resistencia requerida, se destensan los alambres, transfiriéndose recién la fuerza de tensado.

En el hormigón postesado, la fuerza de tensado se aplica al hormigón cuando esté endurecido. Se emplean cables o cordones de mayor diámetro porque se disponen en vainas que protegen de la adherencia, la cual se logra con posterioridad al tensado introduciendo lechada de cemento a presión (Figura 33).

Figura 33

Esquema de viga postesada.



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Debido a la baja resistencia a tracción que posee el hormigón, existe un umbral muy bajo para establecer un valor convencional de rotura. Resulta más seguro analizarlo elásticamente, brindando una baja tensión admisible a rotura por tracción y una vez cubierta la condición elástica, debido a que la rotura final del elemento es muy similar a la que ocurre en el hormigón armado, se procede a la verificación por rotura. Es decir, deben verificarse según ambos criterios: Método elástico y Método de rotura.

6.2 Análisis por el método elástico

La norma CIRSOC 201/05 establece clases de pretensado en función de la máxima tensión de tracción (f_t), en la zona traccionada, debido a las cargas exteriores y a las de tesado, especificadas en la Tabla 5.

Tabla 5

Clases de pretensado con sus tensiones admisibles.

CLASE		VALOR
U	NO FISURADOS	$f_t \leq 0.7 \sqrt{f'_c}$
T	TRANSICIÓN	$0.7 \sqrt{f'_c} < f_t < \sqrt{f'_c}$
C	FISURADOS	$f_t > \sqrt{f'_c}$

Nota: Es f'_c la tensión característica de compresión del hormigón.

Fuente: Capítulo 18- CIRSOC 201/05

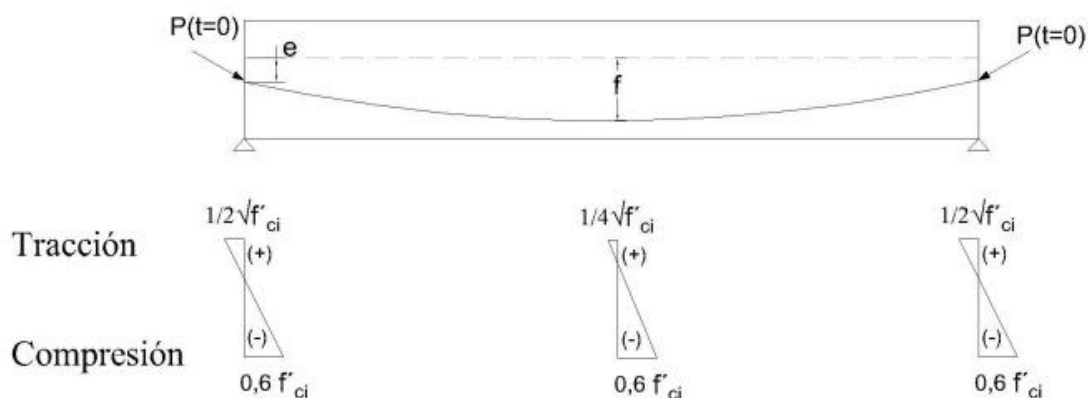
Para el análisis de las tensiones admisibles bajo el estado de servicio para el hormigón, se utiliza una viga postesada con un cable parabólico con excentricidad no nula, en las distintas situaciones de carga: transferencia, bajo cargas de servicio de larga duración y bajo carga de servicio total.

Transferencia ($t=0$, momento de tesado): Se denomina estado de transferencia al instante en el que se transmite la fuerza de tesado al hormigón, lo único que se opone a ella es el peso propio de la pieza.

Figura 34

Tensiones admisibles al momento de tesado.

CARGAS EN EL MOMENTO DE TESADO



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

La tensión normal de compresión en toda la luz de la viga debe ser menor o igual a $0.6 f'_{ci}$, la tensión de tracción en el tramo debe ser menor o igual a $1/4 \sqrt{f'_{ci}}$ y en los extremos (simplemente apoyados) debe ser menor o igual a $1/2 \sqrt{f'_{ci}}$ (Figura 32).

Donde f'_{ci} es la resistencia del hormigón en el momento del tesado. Las tensiones admisibles de tracción pueden ser superadas siempre y cuando se disponga armadura no tesa, capaz de absorber la fuerza total en la zona traccionada.

Bajo cargas de servicio - cargas de larga duración ($t=\infty$): En el estado de servicio bajo cargas de larga duración, se establecen los límites de tensiones para la viga con cargas permanentes.

La tensión normal de compresión en toda la luz de la viga debe ser menor o igual a $0.45 f'_{ci}$, la tensión de tracción en toda la luz de la viga debe ser menor o igual a $\gamma \sqrt{f'_{ci}}$ (Figura 35). Donde γ depende de la clase de pretensado, especificado en Tabla 6.

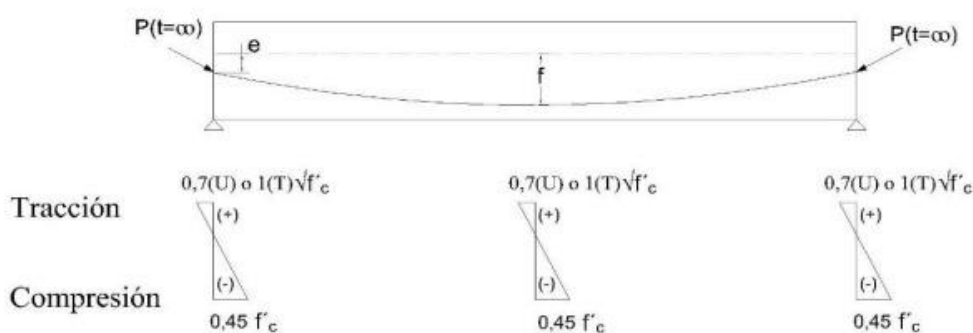
Tabla 6
 Valor de γ para cada clase de pretensado.

CLASE	γ
U	0.7
T	1
C	>1

Fuente: Capítulo 18- CIRSOC 201/05

Figura 35
 Tensiones admisibles por cargas permanentes.

CARGAS DE LARGA DURACIÓN



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

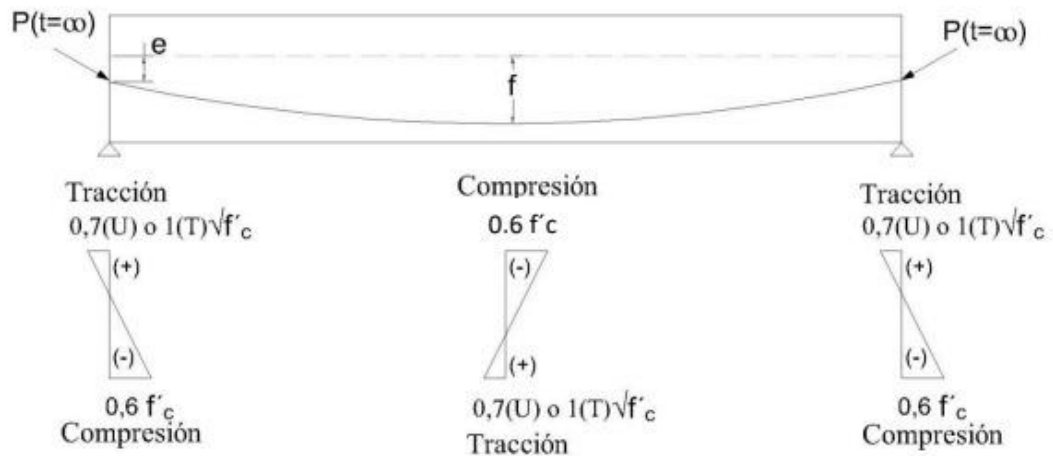
Bajo cargas de servicio - carga total ($t=\infty$): En el estado de servicio bajo cargas totales, se establecen los límites de tensiones para la viga con cargas permanentes y con sobrecargas.

Una vez actúan estas cargas, el diagrama de tensiones, en la mitad de luz, se invierte, quedando la compresión en la fibra superior y la tracción en la fibra inferior. La tensión normal de compresión debe ser menor o igual a $0.6 f'_{ci}$, la tensión de tracción debe ser menor o igual a $\gamma \sqrt{f'_{ci}}$ (Figura 36). Donde γ depende de la clase de pretensado, especificado en Tabla 5.

Figura 36

Tensiones admisibles por cargas totales.

CARGAS DE SERVICIO



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

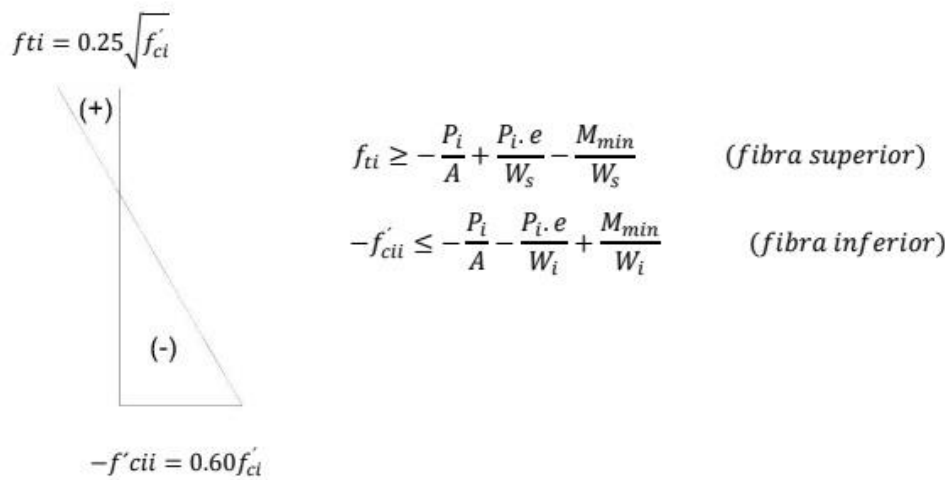
La tensión de tesado, como en una flexión compuesta, está definida por la suma de la tensión de compresión pura y la tensión de flexión, lo que permite sumarlas al momento de su cálculo. A su vez, el área con la que se suele trabajar es el área nominal (encerrada por el perímetro), ya que el error resultaría irrelevante. Entonces para el desarrollo de las ecuaciones del método elástico resulta:

- Estados:
 - 1) Transferencia ($t=0$)

Una vez sumado el diagrama de tesado más el diagrama de tensiones por el peso propio, resulta el diagrama de la Figura 34 en el tramo para ambas fibras.

Figura 37

Tensiones en estado de transferencia



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Donde:

f_{ti} = Tensión de tracción en el estado de transferencia.

f'_{cii} = Tensión de compresión en el estado de transferencia.

P_i = Fuerza de pretensado.

e = Excentricidad.

M_{min} = Momento producido por peso propio.

A = Área nominal.

W_i = Módulo resistente respecto a la fibra inferior.

W_s = Módulo resistente respecto a la fibra superior.

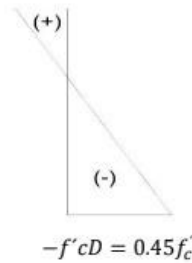
2) Cargas permanentes (D)

Una vez producidas las pérdidas actúa la carga de tesado efectiva $P_e = R \cdot P_i$, donde R es el factor de pérdidas < 1 , la suma de diagramas resulta (Figura 38):

Figura 38

Tensiones en estado de servicio bajo cargas permanentes.

$$f_{tD} = 0.7(U) \text{ ó } 1(T) \text{ ó } 1(C) \sqrt{f'_c}$$



$$f_{tD} \geq -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e \cdot e}{W_s} - \frac{M(D)}{W_s} \quad (\text{fibra superior})$$

$$-f'_{cD} \leq -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e \cdot e}{W_i} + \frac{M(D)}{W_i} \quad (\text{fibra inferior})$$

Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Donde:

f_{tD} = Tensión de tracción en el estado de servicio bajo cargas permanentes.

f'_{cD} = Tensión de compresión en el estado de servicio bajo cargas permanentes.

P_e = Fuerza de tesado efectiva.

M_D = Momento producido por las cargas permanentes.

3) Cargas permanentes y sobrecargas (D+L)

Finalmente, cuando actúan la totalidad de las cargas, debe cumplirse lo que se expone en la Figura 39:

Figura 39

Tensiones en estado de servicio bajo cargas totales.

$$f'_{cs} = 0.60f'_c$$



$$-f'_{cs} \leq -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e \cdot e}{W_s} - \frac{M(D+L)}{W_s} \quad (\text{fibra superior})$$

$$f_{ts} \geq -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e \cdot e}{W_i} + \frac{M(D+L)}{W_i} \quad (\text{fibra inferior})$$

$$f_{ts} = 0.7(U) \text{ ó } 1(T) \text{ ó } 1(C) \sqrt{f'_c}$$

Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Donde:

f_{ts} = Tensión de tracción en el estado de servicio bajo cargas totales.

f'_{cs} = Tensión de compresión en el estado de servicio bajo cargas totales.

$M_{(D+L)}$ = Momento producido por las cargas totales.

- Fuerza de pretensado (P_i) y Excentricidad (e)

Para el cálculo de la fuerza de pretensado se utilizan las inecuaciones que controlan la tracción en el estado de transferencia (f_{ti}) y en el de servicio (f_{ts}), las cuales se trabajan matemáticamente y se obtiene la siguiente ecuación para P_i y e :

$$P_i = A \frac{\frac{f'_{pc} W_i}{R} - f_{pt} W_s}{(W_i + W_s)}$$

$$e = \frac{(f_{pt} + \frac{f'_{pc}}{R}) W_i W_s}{(\frac{f'_{pc} W_i}{R} - f_{pt} W_s) A}$$

Donde:

$$f'_{pc} = -(f_{ts} - \frac{M_s}{W_i})$$

$$f_{pt} = (f_{ti} + \frac{M_{min}}{W_s})$$

La excentricidad puede resultar en dos alternativas:

- 1) La excentricidad se encuentra dentro de la sección.
- 2) La excentricidad se encuentra fuera de la sección.

Si ocurre la primera situación, se prosigue con el cálculo. En el caso de la segunda situación, se debe verificar si la sección resulta satisfactoria, calculando una fuerza de tesado nueva imponiendo una excentricidad constructiva, acorde a la sección.

Para la determinación de la tensión admisible del acero la norma CIRSOC 201 (2005) impone los siguientes límites:

- Debidas a la acción directa del gato, se adopta el menor valor entre $0.80f_{pu}$ y $0.94f_{py}$.
- Inmediatamente después de la transferencia, se adopta como f_{ps} el valor mínimo entre $0.74f_{pu}$ y $0.82f_{py}$.

Donde: f_{py} es la tensión de fluencia especificada para el acero de pretensado y f_{pu} es la tensión de tracción última especificada para el acero pretensado. A partir de esto, se calcula la cantidad de cordones:

$$\text{Cantidad de cordones} = \frac{P_i}{f_{ps} \cdot \text{Área de un cordón}}$$

6.3 Análisis por el método de rotura

En vigas de hormigón armado, el esfuerzo de tracción en el acero y de compresión aumentan proporcionalmente al momento aplicado, permaneciendo constante la distancia entre las dos resultantes de los esfuerzos internos.

En vigas tesadas, con el incremento del momento flector se produce un desplazamiento de las resultantes significando un cambio en la distancia entre ellas. Cuando el hormigón se fisura, se presenta un aumento súbito en el esfuerzo del acero; la tensión que transmitía al hormigón, ahora es transmitida al acero. Después del agrietamiento, la viga tesada se comporta como viga de hormigón armado. Por esto, es posible analizar la resistencia a flexión de la viga tesada de forma análoga a una de hormigón armado, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

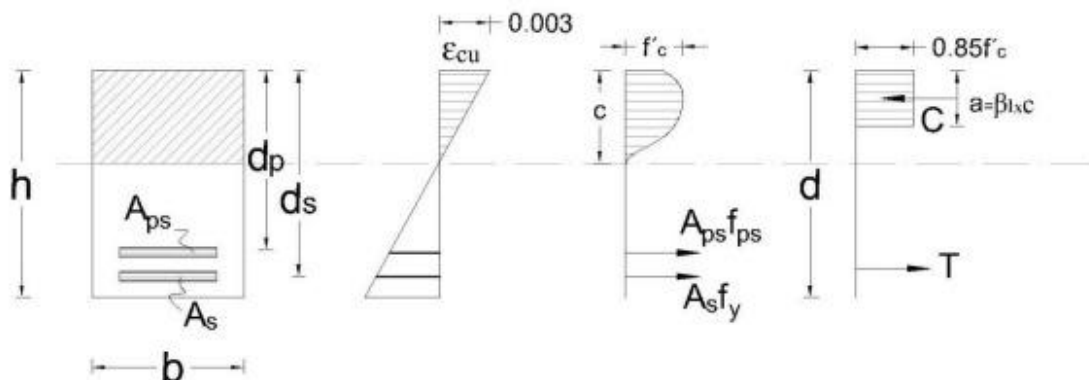
- 1) La curva de tensión-deformación es distinta por ser aceros de alta resistencia.
- 2) La deformación a tracción que ya posee el acero antes de la carga.

Las hipótesis a considerar para determinar el momento resistente nominal (M_n) son las siguientes:

- 1) Las secciones planas permanecen planas bajo cargas.
- 2) Adherencia perfecta entre el hormigón y el acero.
- 3) La deformación límite de rotura del hormigón en compresión es $\epsilon_{eu} = 0.003$.
- 4) Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.
- 5) La fuerza total en la zona del hormigón comprimida, puede aproximarse a un bloque uniforme de tensión.

Figura 40

Hipótesis aplicadas a una sección de hormigón.



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

González, María Constantina
 Talocchino, Francesco

Donde:

h =Altura de la sección.

b =Ancho de la sección.

A_{ps} =Área de armadura tesa.

A_s =Área de armadura no tesa.

d_p = Distancia de la fibra superior al centro de la armadura tesa.

d_s = Distancia de la fibra superior al centro de la armadura no tesa.

ε_{cu} = Deformación del hormigón.

c = Profundidad del eje neutro.

f'_c = Resistencia característica del hormigón a compresión.

f_{ps} = Tensión admisible de la armadura tesa.

f_y = Tensión de fluencia de la armadura no tesa.

C =Resultante de compresión.

T = Resultante de tracción.

a =Profundidad del bloque de tensiones. $a = \beta_1 c$

β_1 =Coeficiente que depende de la resistencia del hormigón. (Figura 41)

Figura 41

Valores de β_1 .

$$\beta_1 \begin{cases} 0.85 \text{ para } f'_c \leq 30 \text{ Mpa} \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 30}{7} \right) \text{ para } f'_c > 30 \text{ Mpa} \\ \text{pero siempre } \beta_1 \geq 0.65 \end{cases}$$

Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

En el análisis seccional debe cumplirse que:

Resistencia Requerida de Diseño $\leq$ Resistencia Nominal de Diseño

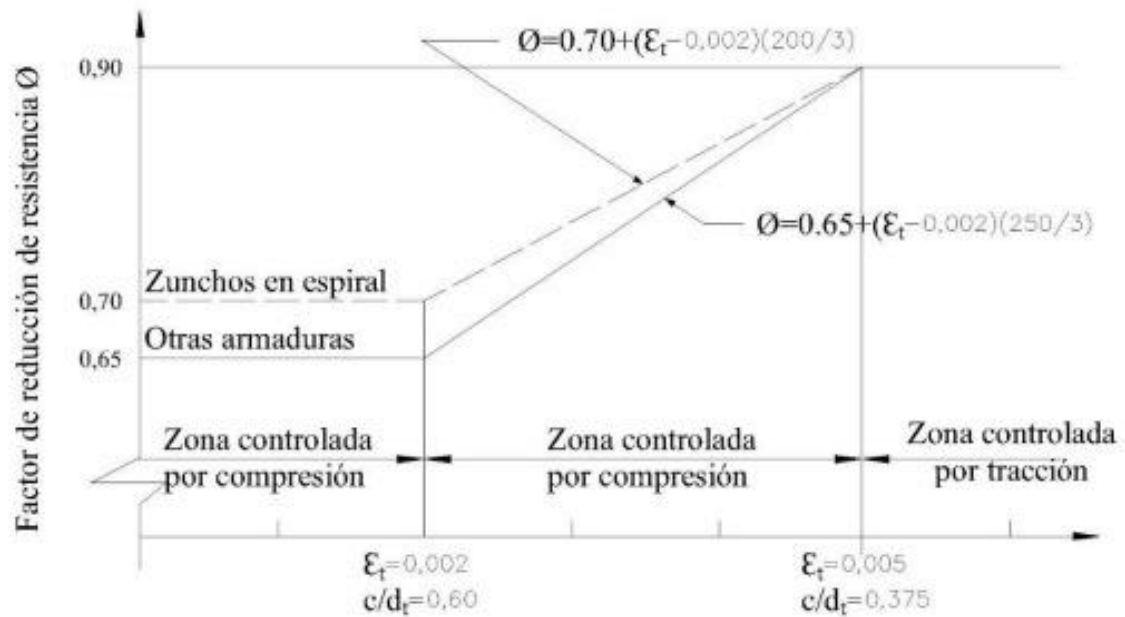
Momento Ultimo $\leq \phi \cdot$ Momento Nominal

Para determinar el momento último M_u se debe mayorar las cargas según la norma CIRSOC 201/05.

El factor de reducción de resistencia ϕ se especifica en la Figura 42.

Figura 42

Valores de ϕ .



Fuente: CIRSOC 201 (2005)

Para obtener la resistencia nominal se plantea el equilibrio de la sección:

$$\sum \text{Fuerzas Horizontales} = 0 \rightarrow 0.85 f'_c a b = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y$$

$$\sum \text{Momentos} = 0 \rightarrow M_n = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Y se calcula la distancia d como:

$$d = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

De estas tres ecuaciones se desconocen cuatro parámetros f_{ps} , a , d y M_n , por lo que hay infinitas soluciones para este sistema, entonces para su resolución es necesario determinar en primer lugar f_{ps} . Existen tres criterios para su obtención: solución general, solución aproximada (CIRSOC 201/05) y solución AASHTO.

La solución aproximada consiste en calcular el f_{ps} basado en el reglamento CIRSOC 201/05, a partir de expresiones aproximadas:

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Donde:

f_{ps} = Tensión admisible de la armadura tesa para el cálculo de la resistencia nominal.

f_{pu} = Tensión de tracción especificada para el acero pretensado.

f_{py} = Tensión de fluencia especificada para el acero pretensado.

γ_p = Factor que tiene en cuenta la forma del diagrama Tensión-Deformación de los aceros. Donde:

- $\gamma_p = 0.55$ para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80$ para barras conformadas de pretensado.
- $\gamma_p = 0.40$ para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$ para barras, alambres y cordones de relajación normal.
- $\gamma_p = 0.28$ para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90$ para alambres y cordones de baja relajación.

ρ_p = Cuantía geométrica de armadura tesa $= \frac{A_{ps}}{b d_p}$

ω = Cuantía mecánica de armadura traccionada no tesa $= \frac{A_s f_y}{b d_s f'_c}$

ω' = Cuantía mecánica de armadura comprimida no tesa $= \frac{A'_s f'_y}{b d_s f'_c}$

6.4 Pérdidas en el hormigón pretensado

En el cálculo de elementos pretensados se debe tener en cuenta las pérdidas producidas por los ajustes de los anclajes, por fricción entre los cables y las vainas, etc. Se dividen en dos grupos: instantáneas y diferidas, en función del momento en el que se producen.

- Pérdida por acortamiento elástico (ES):

Se producen en el hormigón por efecto de la elevada carga de compresión que produce la fuerza de tesado, es una pérdida de carácter instantáneo que se produce en el momento de la transferencia.

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

$$f_{cir} = K_{cir} f_{cpi} - f_g$$

Donde:

$K_{es}=0.50$ para elementos postesados.

E_s = Módulo de elasticidad de elementos tensores.

E_{ci} = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento del tesado.

f_{cir} = Tensión de compresión neta del hormigón, a nivel del centro de gravedad de elementos tensores, inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del pretensado.

f_{cpi} = Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores, producida por la fuerza de tesado, consideradas solamente las pérdidas por fricción y por acunamiento de anclajes.

f_g = Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores, debido al peso propio y otras cargas presentes en el momento del tesado.

K_{cir} = 1.00 para elementos postesados.

- Pérdida por contracción por fragüe (SH):

Se produce durante el proceso de fraguado, interviene la humedad relativa del ambiente, el perímetro expuesto y el tiempo transcurrido desde el curado hasta la aplicación de las cargas.

$$SH = 8.20 \cdot 10^{-6} K_{sh} E_{ps} \left(1 - 0.024 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

Donde:

RH= Humedad media del ambiente que rodea el elemento. Se obtiene de Tabla 7.

V/S= Relación entre el volumen y la sección transversal del elemento.

K_{sh} = Para elementos postesados se usa Tabla 8.

Tabla 7
 Valores de RH.

Ambiente	Humedad relativa media (%)
En aire muy húmedo	90
En general al aire libre	70
En aire seco	50

Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Tabla 8
Valores de K_{sh} .

Tiempo en días	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45
El tiempo se mide desde la finalización del curado húmedo hasta la puesta en tensión.								

Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

- Pérdida por fluencia lenta del hormigón (CR):

Acortamiento a lo largo del tiempo en un elemento de hormigón que se encuentra comprimido.

$$CR = K_{cr} \frac{E_{ps}}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

Donde:

K_{cr} = 1.60 para elementos postesados.

E_{ps} = Módulo de elasticidad para elementos tensores.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón a 28 días.

f_{cir} = Tensión de compresión neta del hormigón, a nivel del centro de gravedad de elementos tensores, inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del pretensado.

f_{cds} = Tensión de compresión neta del hormigón, a nivel del centro de gravedad de elementos tensores, debido a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado.

- Pérdida por relajación del acero (RE):

Es la única pérdida que no se produce por acortamiento, es de tensión a deformación constante. Depende del tipo de acero, la tensión de tesado, el tiempo transcurrido desde la puesta en tensión y de la temperatura, y de otras pérdidas.

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

Donde:

K_{re} = Valores básicos de relajación (Tabla 9).

J= Factor de interacción para la reducción de la tensión debido a otras pérdidas (Tabla 10).

C= Factor por nivel de tensión (fpi/fpu) (Tabla 10).

f_{pi} = Tensión de los elementos tensores, $f_{pi}= P_{pi}/A_{ps}$

P_{pi} = Fuerza de pretensado en la sección de estudio descontando las pérdidas por fricción y acuíñamiento.

A_{ps} = Sección transversal de los elementos tensores.

Tabla 9
 Valores de K_{re} y J .

Tipo de elemento tensor	Relevado de tensiones	K_{re}	J
Alambre de acero APL-1700	Termomecánico (Baja relajación – BR)	31	0.04
Cordón de 7 alambres C-1900		35	0.04

Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Tabla 10
 Valores de C .

f_{pi}/f_{pu}	Acero de baja relajación
$0.60 \leq f_{pi}/f_{pu} < 0.70$	$0.33 + 4(f_{pi}/f_{pu} - 0.60)$
$0.70 \leq f_{pi}/f_{pu} \leq 0.80$	$0.75 + 5(f_{pi}/f_{pu} - 0.70)$

Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

- Pérdida por fricción (P_{px}):

Se produce durante la puesta en tensión de los cables. Al tensionarse los tendones se produce un deslizamiento de los mismos en el interior de las vainas, generándose fricción. Existen tres causas de pérdidas por rozamiento: rozamiento en curva, rozamiento en recta y rozamiento en desviadores.

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(k l_{px} + \mu_p x)}$$

Si el valor del paréntesis resulta menor que 0.30 la expresión se podrá reemplazar por la siguiente:

$$P_{px} = P_{pj} (1 + k l_{px} + \mu_p \alpha_{px})^{-1}$$

Donde:

P_{px} = Fuerza de tesado evaluada a una distancia “ l_{px} ” del extremo desde donde se efectúa el tesado.

P_{pj} = Fuerza de tesado en el extremo donde se efectúa el tesado.

k = Coeficiente de desviación accidental por metro lineal de cable (Tabla 11).

l_{px} = Longitud de cable medida desde el extremo donde se efectúa el tesado.

μ_p = Coeficiente de fricción por curvatura (Tabla 11).

α_{px} = Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (medida en radianes).

Tabla 11
 Valores de k y μ_p .

Condición del cable	Tipo de acero pretensado	Coeficiente k	Coeficiente μ_p
Cables inyectados en vainas metálicas	Cordones de 7 alambres	0.0016-0.0066	0.15-0.25

Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

La normativa AASHTO (2020), determina las pérdidas por fricción de forma directa, siguiendo la siguiente forma:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

Donde:

f_{pj} = Tensión del acero en el momento de tesado.

x = Longitud de un tendón desde el extremo del gato de tesado hasta el punto de estudio.

K = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina (Tabla 12).

μ = Coeficiente de fricción (Tabla 12).

α = Sumatoria de valores absolutos de la variación angular del trazado del acero, entre el extremo del gato y el punto de estudio.

Tabla 12
 Valores de K y μ .

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semi-rígida de metal galvanizado	0.0002	0.15-0.25

Fuente: AASHTO (2020)

- Pérdida por acunamiento de anclajes (Δf_{pa}):

Los anclajes permiten un desplazamiento cuando se produce el tesado de los cables, generando una disminución de la fuerza de tesado. Se produce principalmente en anclajes conformados por cuñas, sucede antes de la transferencia.

$$\Delta f_{pa} = \frac{2 E_p h}{x} - 2 \Delta f_{pF}$$

Donde:

h= Desplazamiento de la cuña, valor entregado por el fabricante, sin embargo, puede adoptarse h=6mm.

x= Distancia hasta donde tiene influencia el acuanamiento.

$$x = \sqrt{\frac{E_p h l}{\Delta f_{pF}}}$$

l= Longitud donde la fuerza de tesado necesita el valor máximo habiéndose descontando la pérdida por fracción. En vigas simplemente apoyadas, la distancia es la mitad de la luz.

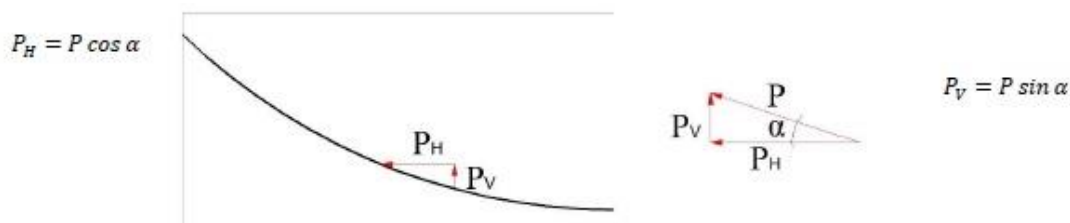
6.5 Corte

Existen dos tensiones de corte una en sentido longitudinal y otra en sentido transversal. Las longitudinales resultan iguales entre si y de sentido contrario, lo mismo sucede con las transversales.

En hormigón pretensado, la fuerza P genera una pre-compresión que influye en el esfuerzo de corte, la cual hace que las tensiones τ reduzcan su valor. Existe otra disminución en el esfuerzo en análisis, debido a la componente vertical que generan los cables postesados (Figura 43).

Figura 43

Componentes de cables postesados.



Fuente: Scarponi y Bassani (2021)

Para dimensionar se debe cumplir con:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde

V_u = Resistencia requerida para cargas mayoradas.

$V_n = V_c + V_s$ = Resistencia nominal.

$\phi = 0.75$. Coeficiente de reducción para corte.

$V_c = \min(V_{ci}; V_{cw})$ = Resistencia al corte del hormigón.

$$V_{ci} = \max \left\{ \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \right); \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{7} \right) \right\}$$

$$V_{cw} = 0.3 (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) b_w d_p + V_p$$

$$V_s = \frac{A_v d f_y}{s} = \text{Contribución de la armadura. Limitación } V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

d_p = Distancia desde la fibra comprimida hasta el baricentro de la armadura de pretensado.

f_{pc} = Tensión de compresión a nivel de c.g. o bien en unión de almas y alas cuando el c.g. cae dentro del ala.

V_p = Componente vertical para cables curvos.

d = Altura útil de la sección, no menor a 0.80h.

s = Separación entre estribos.

$A_v = n A_{v1}$ = Sección de todas las ramas.

A_{v1} = Sección de una rama.

n = Numero de ramas.

En cuanto a estribado mínimo, para elementos pretensados con una fuerza de tesado efectivo mayor o igual que el 40% de la resistencia a la tracción de la armadura a flexión, la norma CIRSOC establece la siguiente formula:

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f'_c} b_w}{f_y}$$

6.6 Cálculo estructural de viga postesada

6.6.1 Datos previos para el cálculo

- Luz de cálculo: $L_c = 24.00m$.
- Tensión característica del hormigón: $f'_c = 350.00kg/cm^2$.
- Coeficiente de reducción: $\phi = 0.90$
- Clase de pretensado: U por lo que $\gamma = 0.70$
- Tensión de fluencia de la armadura no tesa: $f_y = 4200 kg/cm^2$.
- Tensión de fluencia en la armadura tesa: $f_{py} = 16820 kg/cm^2$.
- Tensión de rotura en armadura tesa: $f_{pu} = 18640 kg/cm^2$.
- Módulo de elasticidad del acero tesado: $E_{ps} = 1950000 kg/cm^2$.
- Diámetro nominal del acero tesado: $D_p = 12.7 mm$.
- Área efectiva del acero tesado: $A_{ep} = 0.987 cm^2$.
- Ancho colaborante de la losa $b_{losa} = 1.75 m$.
- Pérdida adoptada $R=0.78$

6.6.2 Predimensionado

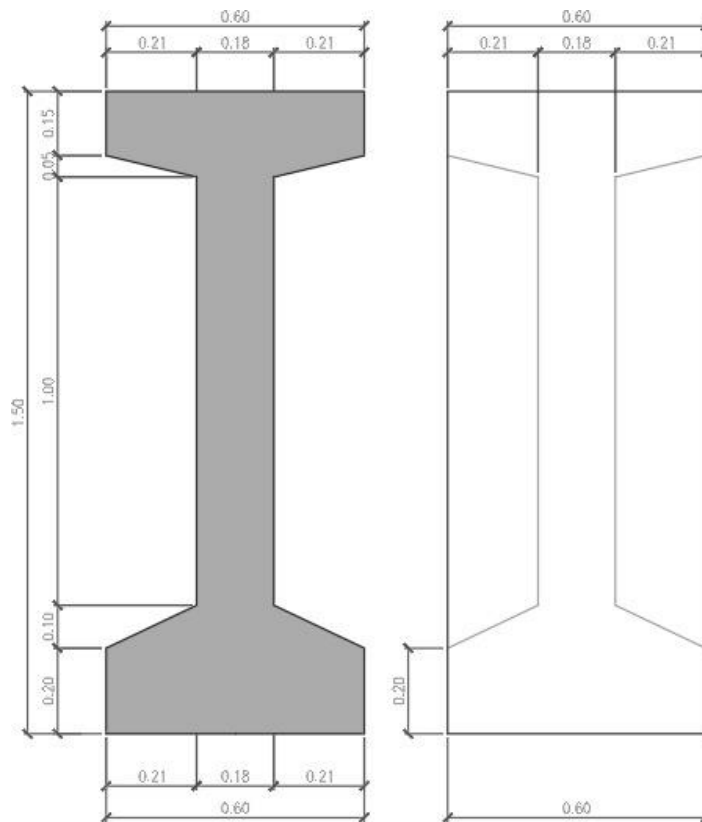
Se parte de una viga doble T asimétrica, con las siguientes características geométricas de la sección transversal (Figura 44), donde se destaca la altura total de 1.50m, el ancho total de 0.60m, área de 0.45m².

Otras características necesarias para el cálculo son:

- Perímetro de la sección transversal: $L_p = 4.79 m$.
- Momento de inercia: $I_g = 0.049bh^3 = 0.10 m^4$.
- Distancia desde el eje neutro al borde superior: $Y_{sup} = 0.496h = 0.74 m$.
- Distancia desde el eje neutro a borde inferior $Y_{inf} = h - Y_{sup} = 0.76 m$.
- Módulo resistente inferior $W_{inf} = \frac{I_g}{Y_{inf}} = 0.13 m^3$.
- Módulo resistente superior $W_{sup} = \frac{I_g}{Y_{sup}} = 0.13 m^3$.
- Viga apuntalada: NO

Figura 44

Sección de viga longitudinal.



Fuente: González y Talocchino (2024)

En el apartado “Referencia al Puente Néspoli” se especifican las dimensiones, en rasgos generales, del puente. En él se definió un ancho de tablero 14.25m., el cual descansara en 5 vigas longitudinales postesadas de 24.80m., separadas 2.40m entre ejes.

6.6.3 Solicitaciones

- **Cargas permanentes**
 - Peso propio de viga

Área de viga: $A_v = 0.45m^2$

Peso específico de hormigón: $\gamma_{H^oA^o} = 2.50 t/m^3$

Peso de una viga longitudinal: $P_{viga} = \gamma_{H^oA^o} A_v = 1.125 t/m$

Conclusión:

Cantidad de vigas: $n = 5$.

González, María Constantina
 Talocchino, Francesco

Peso de todas las vigas longitudinales: $P_{vigas} = n P_{viga} = 5.625 t/m$

- Peso de vigas transversales

Área de viga: $A_{vt} = 0.26 m^2$

Peso de una viga transversal: $P_{vt} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} A_{vt} = 0.65 t/m$

- Peso del resto de la superestructura

Cordones en veredas ($P_{cordones}$)

$$P_{cordones} = 2 A_{cordones} \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0.072 t/m$$

$$\text{Con: } A_{cordones} = 0.014 m^2$$

Defensa de hormigón ($P_{defensas}$)

$$P_{defensas} = 2 A_{defensas} \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0.65 t/m$$

$$\text{Con: } A_{defensas} = 0.13 m^2$$

Barandas ($P_{barandas}$)

$$P_{barandas} = 0.10 t/m$$

Hormigón tablero ($P_{tablero}$)

$$P_{tablero} = A_{tablero} \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 5.34 t/m$$

$$\text{Con: } A_{tablero} = 2.14 m^2$$

Carpeta de desgaste ($P_{carpeta}$)

$$P_{carpeta} = A_{carpeta} \gamma_{carpeta} = 1.08 t/m$$

$$\text{Con: } A_{carpeta} = 0.49 m^2 \text{ y } \gamma_{carpeta} = 2.20 t/m^3$$

Conclusión:

$$P_{resto} = P_{cordones} + P_{defensas} + P_{barandas} + P_{tablero} + P_{carpeta}$$

$$P_{resto} = 7.24 t/m$$

- **Carga móvil**
 - Multitud compacta: $MC = 0.60 t/m^2$.
 - Multitud de veredas: $Mv = 0.40 t/m^2$.
 - Aplanadoras: 2 de 30t.
 - Coeficiente de impacto: $IM = 1.23$

- **Cálculo de solicitaciones**
 - Por cargas permanentes

Momentos (t.m): Tabla 13. Con $L_{viga}=24.80m$.

Tabla 13
Valores de momentos en secciones.

	$x=0$	$x=L_{viga}/6=4.13m$	$x=L_{viga}/3=8.26m$	$x=L_{viga}/2=12.40m$
Momentos por P_{resto}	0	309.15tm	494.76tm	556.83tm
Momentos por P_{vigas}	0	240.09tm	384.24tm	432.35tm
Momentos por P_{viga}	0	48.02tm	76.85tm	86.47tm

Fuente: González y Talocchino (2024)

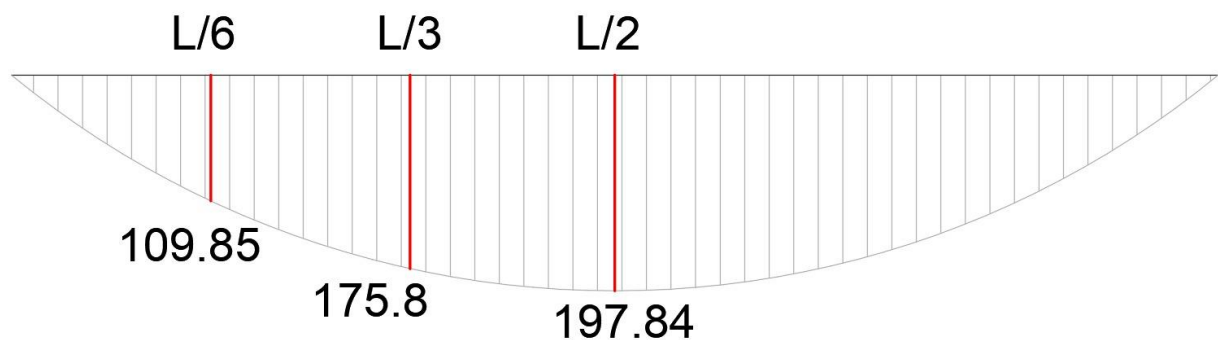
Tabla 14
Valores de momentos en secciones para una sola viga.

	$x=0$	$x=L_{viga}/6=4.13m$	$x=L_{viga}/3=8.26m$	$x=L_{viga}/2=12.40m$
Momentos por P_{resto}	0	61.83tm	98.95tm	111.37tm
Momentos por P_{viga}	0	48.02tm	76.85tm	86.47tm

Fuente: González y Talocchino (2024)

Figura 45

Diagrama de momento por cargas muertas para una sola viga



Fuente: González y Talocchino (2024)

Cortes (t): Tabla 15. Con $L_{viga}=24.80m$.

Tabla 15

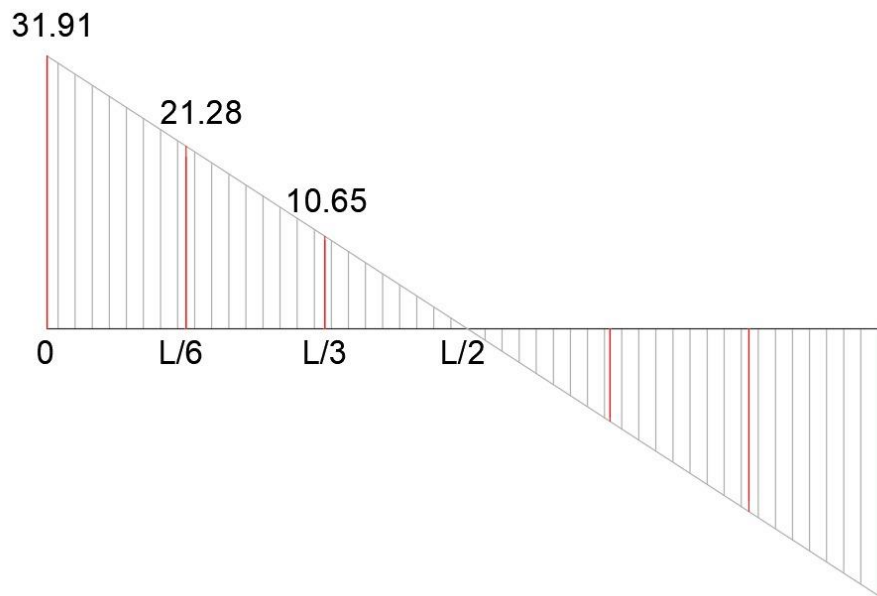
Valores de cortes en secciones.

	$x=0$	$x=L_{viga}/6=4.13m$	$x=L_{viga}/3=8.26m$	$x=L_{viga}/2=12.40m$
Cortes por P_{presto}	89.81t	59.90t	29.99t	0
Cortes por P_{vigas}	69.75t	46.52t	23.29t	0
Cortes por P_{vt}	8.06t	5.38t	2.69t	0
Cortes por P_{viga}	13.95t	9.30t	4.66t	0

Fuente: González y Talocchino (2024)

Figura 46

Diagrama de corte por cargas muertas para una sola viga



Fuente: González y Talocchino (2024)

- Por cargas móviles

Momentos:

Carga de multitud compacta (q):

$$q = IM.MC.2.b_{carril} + 2.b_{voladizos}.Mv = 7.89t/m$$

González, María Constantina
 Talocchino, Francesco

Donde:

$$IM=1.23.$$

$$MC=0.60t/m^2.$$

$$b_{\text{carril}}=4.08m \text{ (ancho de carril).}$$

$$b_{\text{voladizo}}=2.33m \text{ (ancho de voladizo).}$$

$$M_v=0.40t/m^2.$$

Carga de ruedas traseras (R_t):

$$R_t = IM \cdot 4 \cdot P_{\text{ruedas}} - P' = 30.75t$$

$$P' = 0.5(2A_{\text{aplanadora}}) \cdot IM \cdot MC = 11.07t$$

Donde:

$$IM=1.23.$$

$$MC=0.60t/m^2.$$

$$A_{\text{aplanadora}}=2.50m \cdot 6m=15m^2.$$

$$P_{\text{ruedas}}=8.50t.$$

Carga de rodillo delantero (R_d):

$$R_d = IM \cdot 2 \cdot P_{\text{rodillo}} - P' = 20.91t$$

Donde:

$$IM=1.23.$$

$$P_{\text{rodillo}}=13.00t.$$

$$P'=11.07t.$$

1) Momento en $L/2$ ($M_{L/2}$):

$$M_{L/2} = M_{R_t} + M_{R_d} + M_{q(L/2)} = 895.21tm$$

$$M_{R_t} = \frac{1}{4} R_t L_{\text{viga}} = 190.65tm$$

$$M_{R_d} = \frac{1}{2} R_d d_1 = 98.27tm$$

$$M_{R_d} = \frac{1}{8} q L_{viga}^2 = 606.28tm$$

Donde:

$d_1 = 9.40m$ (Distancia del rodillo delantero al apoyo).

2) Momento en $L/3$ ($M_{L/3}$):

$$M_{L/3} = \frac{L_{viga}}{3} / L_{viga} (R_t d_2 + R_d d_3) + M_{q(\frac{L}{3})} = 802.22tm$$

$$M_{q(\frac{L}{3})} = \frac{L_{viga}^2}{6} q - \frac{1}{2} q \left(\frac{L_{viga}}{3} \right)^2 = 538.70tm$$

Donde:

$d_2 = 16.53m$ (Distancia de la rueda trasera al apoyo).

$d_3 = 13.53m$ (Distancia del rodillo delantero al apoyo).

3) Momento en $L/6$ ($M_{L/6}$):

$$M_{L/6} = \frac{L_{viga}}{6} / L_{viga} (R_t d_4 + R_d d_5) + M_{q(\frac{L}{6})} = 503.98tm$$

$$M_{q(\frac{L}{6})} = \frac{L_{viga}^2}{12} q - \frac{1}{2} q \left(\frac{L_{viga}}{6} \right)^2 = 336.61tm$$

Donde:

$d_4 = 20.67m$ (Distancia de la rueda trasera al apoyo).

$d_5 = 17.67m$ (Distancia del rodillo delantero al apoyo).

4) Momento en $x=0$ ($M_{x=0}$):

$$M_{x=0} = 0$$

Cortes:

1) Corte en $x=0$ ($Q_{x=0}$):

$$Q_{x=0} = R_t + \frac{R_d d_6}{L_{viga}} + q \frac{L_{viga}}{2} = 146.92t$$

Donde:

$d_6 = 21.80m$ (Distancia del rodillo delantero al apoyo).

2) Corte en $L/6$ ($Q_{L/6}$):

$$Q_{\frac{L}{6}} = \frac{R_t d_4}{L_{viga}} + \frac{R_d d_5}{L_{viga}} + q \frac{d_4^2}{2L_{viga}} = 108.46t$$

Donde:

$d_4 = 20.67m$ (Distancia de la rueda trasera al apoyo).

$d_5 = 17.67m$ (Distancia del rodillo delantero al apoyo).

3) Corte en $L/3$ ($Q_{L/3}$):

$$Q_{\frac{L}{3}} = \frac{R_t d_2}{L_{viga}} + \frac{R_d d_3}{L_{viga}} + q \frac{d_2^2}{2L_{viga}} = 75.35t$$

Donde:

$d_2 = 16.53m$ (Distancia de la rueda trasera al apoyo).

$d_3 = 13.53m$ (Distancia del rodillo delantero al apoyo).

4) Corte en $L/2$ ($Q_{L/2}$):

$$Q_{\frac{L}{2}} = \frac{R_t}{2} + \frac{R_d d_1}{L_{viga}} + q \frac{d_1^2}{2L_{viga}} = 37.35t$$

Donde:

$d_1 = 9.40m$ (Distancia del rodillo delantero al apoyo).

El resumen de las solicitaciones por cargas móviles se expresa en Tabla 16:

Tabla 16

Valores solicitaciones por cargas móviles.

	$x=0$	$x=L_{viga}/6=4.13m$	$x=L_{viga}/3=8.26m$	$x=L_{viga}/2=12.40m$
Momentos	0	503.98tm	802.22tm	895.21tm
Cortes	146.92t	108.46t	75.35t	37.35t

Fuente: González y Talocchino (2024)

Tabla 17

Valores solicitaciones por cargas móviles para una sola viga.

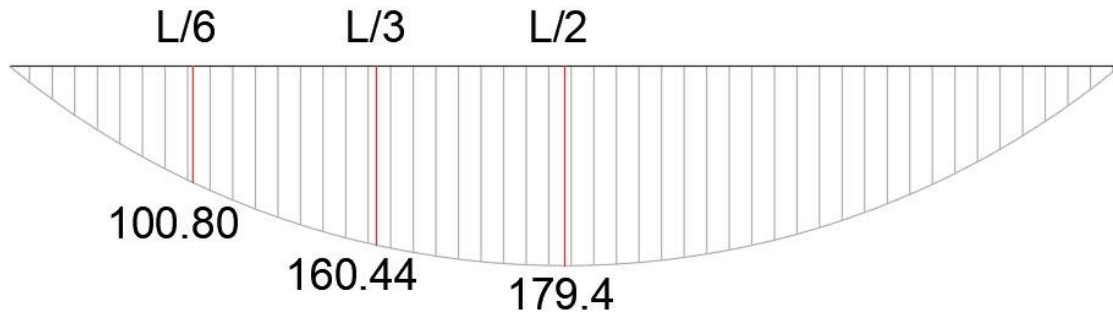
	$x=0$	$x=L_{viga}/6=4.13m$	$x=L_{viga}/3=8.26m$	$x=L_{viga}/2=12.40m$
Momentos	0	100.80tm	160.44tm	179.04tm

Cortes	29.38t	21.69t	15.07t	7.47t
--------	--------	--------	--------	-------

Fuente: González y Talocchino (2024)

Figura 47

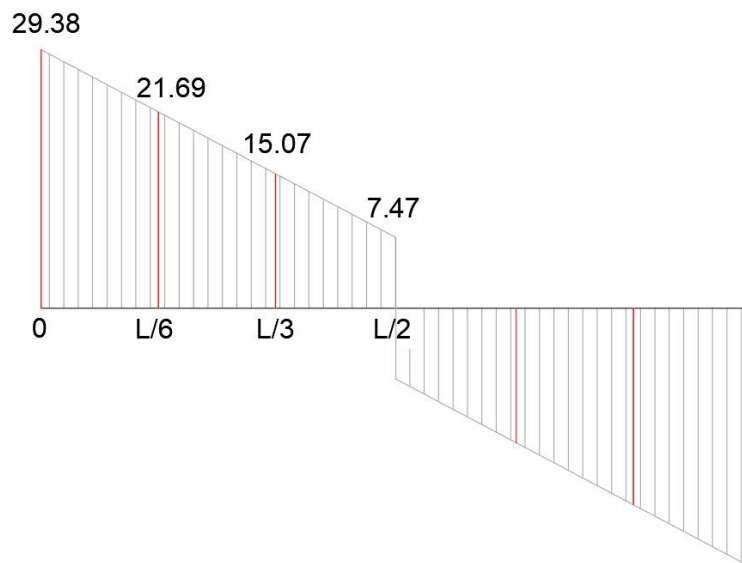
Diagrama de momento por cargas móviles para una sola viga



Fuente: González y Talocchino (2024)

Figura 48

Diagrama de corte por cargas móviles para una sola viga



Fuente: González y Talocchino (2024)

Los resultados a destacar de las solicitaciones exteriores son:

- Momento flector en el momento del tesado debido al peso propio de una viga:
 $M_{pp} = 86.47 \text{ tm} = 86470 \text{ kgm}$.
- Momento flector debido a cargas permanentes sin el peso propio $M_D = 111.37 \text{ tm} = 111370 \text{ kgm}$

- Momento flector debido a cargas de servicio $M_S = 290.41 \text{ tm} = 290410 \text{ kgm}$
- Distancia desde el apoyo donde se completa la transferencia de toda la sección $D = h/2 = 0.75\text{m}$
- Momento flector en el apoyo $M_{ap} = 0.025 \text{ tm} = 25 \text{ kgm}$.
- Momento flector debido al peso de la losa $M_{Losa} = \frac{P_{losa} L_{tramo}^2}{8} = 83.437 \text{ tm} = 83437 \text{ kgm}$.
- Momento flector debido al peso propio de la viga y el peso de la losa $M_0 = M_{pp} + M_{losa} = 169.908 \text{ tm} = 169908 \text{ kgm}$
- Momento flector para verificar la cuantía mínima $M_{cm} = M_{pp} + M_D = 197.84 \text{ tm} = 197840 \text{ kgm}$.

6.6.4 Método elástico

Cálculo de tensiones admisibles

- Resistencia en el hormigón al momento del tesado (f'_{ci}): el tesado se realiza antes de los 28 días de la fecha hormigonado, por lo cual el hormigón alcanza el 80% de su resistencia, valor que tomaremos como coeficiente de reducción $\gamma=0.80$.

$$f'_{ci} = \gamma f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad del hormigón en el momento del tesado.

$$E_{ci} = 4700 \sqrt{f'_{ci}} = 248700.62 \text{ kg/cm}^2$$

- Tensiones admisibles en el hormigón postesado.

1. Estado de transferencia.

Compresión:

$$f'_{cii} = 0.60 f'_{ci} = 168 \text{ kg/cm}^2$$

Tracción en el tramo:

$$f_{ti} = 0.25 \sqrt{f'_{ci}} = 13.23 \text{ kg/cm}^2$$

Tracción en el apoyo:

$$f_{tia} = 0.5 \sqrt{f'_{ci}} = 26.46 \text{ kg/cm}^2$$

2. Estado de servicio.

Compresión (cargas permanentes):

$$f'_{cD} = 0.45 f'_c = 157.50 \text{ kg/cm}^2$$

Compresión (cargas totales):

$$f'_{cS} = 0.60 f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Tracción (cargas permanentes y cargas totales):

$$f_{tD} = f_{tS} = 0.70 \sqrt{f'_c} = 41.41 \text{ kg/cm}^2$$

- Tensiones admisibles en el acero.

1. Por acción directa del gato:

$$\sigma_{gato} = \min(0.80 f_{pu} ; 0.94 f_{py})$$

$$\sigma_{gato} = 14912 \text{ kg/cm}^2$$

2. En el instante de la transferencia.

$$f_{psadm} = \min(0.74 f_{pu} ; 0.82 f_{py})$$

$$f_{psadm} = 13792.4 \text{ kg/cm}^2$$

3. En dispositivos de anclajes

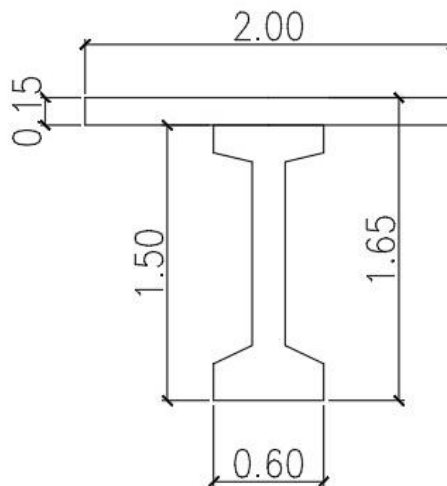
$$\sigma_{anclaje} = 0.70 f_{pu} = 13048 \text{ kg/cm}^2$$

Características de la sección transversal compuesta.

- Ancho efectivo: $b' = 2.00 \text{ m}$.
- Altura total $h_{tot} = 1.65 \text{ m}$.
- Área de la viga compuesta $Ah_{comp} = 0.75 \text{ m}^2$.
- Momento de inercia: $I_{gcomp} = 0.049 b' h_{tot}^3 = 0.44 \text{ m}^4$.
- Distancia desde el eje neutro al borde superior: $y'_{sup} = 0.496 h_{tot} = 0.82 \text{ m}$.
- Distancia desde el eje neutro a borde inferior $y'_{inf} = h - Y_{sup} = 0.83 \text{ m}$.
- Módulo resistente inferior $W'_{inf} = \frac{I_g}{Y_{inf}} = 0.53 \text{ m}^3$.
- Módulo resistente superior $W'_{sup} = \frac{I_g}{Y_{sup}} = 0.54 \text{ m}^3$.

Figura 49

Sección de transversal compuesta.



Fuente: González y Talocchino (2024)

Cálculo de fuerza de tesado y excentricidad.

- Tensión de tesado en las fibras.

Fibra inferior:

$$f'_{pc} = -f_{ts} + \frac{M_0}{W_{inf}} + \frac{M_s}{W'_{inf}} = 142.90 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra superior:

$$f_{pt} = f_{ti} + \frac{M_{pp}}{W_{sup}} = 78.06 \text{ kg/cm}^2$$

- Determinación de la fuerza de tesado P_i

$$P_i = A_h \frac{\frac{f'_{pc} W_{inf}}{R} - f_{pt} W_{sup}}{W_{inf} + W_{sup}} = 231863.15 \text{ kg}$$

- Determinación de la excentricidad

$$e_p = \frac{\left(\frac{f'_{pc}}{R} + f_{pt} \right) W_{sup} W_{inf}}{A_h \left(\frac{f'_{pc} W_{inf}}{R} - f_{pt} W_{sup} \right)} = 74.5 \text{ cm}$$

La excentricidad e_p es menor que $Y_{inf} = 76 \text{ cm}$, por lo que se encuentra dentro de la sección, se continúa con los cálculos.

- Fuerza de tesado efectiva.

$$P_e = P_i R = 180853.26 \text{ kg}$$

Cantidad necesaria de cordones

$$N_c = \frac{P_i}{f_{psadm} A_e} = 17.03 \approx 18 \text{ cordones}$$

- Área total de acero tesado

$$A_{ps} = N_c A_e = 17.77 \text{ cm}^2$$

Cálculo de pérdidas

- Pérdida por acortamiento elástico

$$ES = K_{es} E_{ps} \frac{f_{cir}}{E_{ci}} = 456.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

$$K_{es} = 0.50$$

$$E_{ps} = 1950000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$K_{cir} = 1$$

$$E_{ci} = 248700.62 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{cir} = K_{cir} f_{cpi} - f_g = 116.4 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{cpi} = \frac{P_i}{A_h} + \frac{P_i e_p^2}{I_g} = 181.36 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_g = \frac{M_{pp} e_p}{I_g} = 64.96 \frac{kg}{cm^2}$$

- Pérdida por contracción del hormigón.

$$SH = 8.20 \cdot 10^{-6} K_{sh} E_{ps} \left(1 - 0.024 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) = 237.79 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde:

$$RH = 70$$

$$V/S = \frac{A_h}{L_p} = 9.39 cm$$

$$K_{sh} = 0.64$$

- Pérdida por fluencia lenta del hormigón.

$$CR = K_{cr} \frac{E_{ps}}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) = 410.7 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde:

$$K_{cr} = 1.60$$

$$f_{cds} = \frac{M_0 e_p}{I_g} = \frac{kg}{cm^2} = 83.66 \frac{kg}{cm^2}$$

- Pérdida por relajación del acero.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] C = 229.60 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde:

$$K_{re} = 350 \frac{kg}{cm^2}$$

$$J = 0.04$$

$$C = 0.75 + 5 \left(\frac{f_{pi}}{f_{pu}} - 0.70 \right) = 0.75$$

$$f_{pi} = \frac{P_i}{A_{ps}} = 13050.95 \frac{kg}{cm^2}$$

- Pérdida por fricción.

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) = 1194.72 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde:

$$f_{pj} = \frac{P_i}{A_{ps} 10} = 1305.1 \frac{kg}{cm^2}$$

$$x = 12.50m$$

$$K = 0.0002 \frac{1}{mm}$$

$$\mu = 0.25$$

$$\alpha = \frac{4 e_p}{L} = 0.119$$

- Pérdida por acunamiento de anclaje.

$$\Delta f_{pa} = \frac{2 E_p h}{x} - 2 \Delta f_{pF} = 340.95 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde:

$$h = 1 \text{ cm}$$

$$x = \sqrt{\frac{E_{ps} h L}{\Delta f_{pF} 2}} = 1428.36 \text{ cm}$$

- Resumen de pérdidas

$$\sigma R = ES + SH + CR + RE + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pa} = 2870.10 \frac{kg}{cm^2}$$

- Verificación del factor de pérdidas

1. Tensión efectiva luego de las pérdidas.

$$T_e = \frac{P_e}{A_{ps}} = 10179.74 \frac{kg}{cm^2}$$

2. Tensión inicial de tesado.

$$T_i = T_e + \sigma R = 13049.83 \frac{kg}{cm^2}$$

3. Factor de pérdidas

$$R = \frac{T_e}{T_i} = 0.78$$

El valor obtenido de R debe ser menor o igual al R adoptado al inicio de los cálculos. En este caso Radop= 0.78 y R= 0.78 , por lo que verifica.

Verificaciones

- Verificación de la tensión inicial del gato de tesado.

La tensión inicial de tesado debe ser menor o igual que la máxima tensión admisible por acción directa del gato.

$$T_i \leq \sigma_{gato}$$

$$13049.83 \frac{kg}{cm^2} \leq 14912 \frac{kg}{cm^2} \quad VERIFICA$$

- Verificación de la tensión del acero en transferencia.

$$T_{aceroTransf} = T_i - \frac{RE}{4} - E - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pa} = 11000.42 \frac{kg}{cm^2}$$

La tensión del acero en transferencia debe ser menor o igual que la máxima tensión admisible del acero en la transferencia

$$11000.42 \frac{kg}{cm^2} \leq 13792.4 \frac{kg}{cm^2} \quad VERIFICA$$

- Verificación de tensiones en el hormigón.

Se verifican las tensiones originadas en la sección transversal para los distintos estados, las cuales deben ser inferiores los límites establecidos por norma.

1. Estado de transferencia T=0.

a. Límites de norma:

Compresión:

$$f'_{cii} = 0.60 f'_{ci} = 168 \text{ kg/cm}^2$$

Tracción en el tramo:

$$f_{ti} = 0.25 \sqrt{f'_{ci}} = 13.23 \text{ kg/cm}^2$$

Tracción en el apoyo:

$$f_{tia} = 0.5 \sqrt{f'_{ci}} = 26.46 \text{ kg/cm}^2$$

b. Sección de transferencia en d=0.75.

▪ Fibra superior

$$f_{tia} \geq \frac{-P_i}{A_h} + \frac{P_i e_p}{W_{sup}} - \frac{M_{ap}}{W_{sup}} = 26.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$26.46 \frac{kg}{cm^2} \geq 26.21 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow Verifica$$

- Fibra inferior

$$-f'_{cii} \leq \frac{-P_i}{A_h} - \frac{P_i e_p}{W_{inf}} + \frac{M_{ap}}{W_{inf}} = -130.51 kg/cm^2$$

$$-168 \frac{kg}{cm^2} \leq -130.51 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow Verifica$$

- c. Sección en el centro del tramo (L/2=12.5m).

- Fibra superior

$$f_{ti} \geq \frac{-P_i}{A_h} + \frac{P_i e_p}{W_{sup}} - \frac{M_{pp}}{W_{sup}} = 13.22 kg/cm^2$$

$$13.23 \frac{kg}{cm^2} \geq 13.22 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow Verifica$$

- Fibra inferior

$$-f'_{cii} \leq \frac{-P_i}{A_h} - \frac{P_i e_p}{W_{inf}} + \frac{M_{pp}}{W_{inf}} = -117.32 kg/cm^2$$

$$-168 \frac{kg}{cm^2} \leq -117.32 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow Verifica$$

2. Luego de las pérdidas $T=\infty$.

- a. Límites de norma:

Compresión por cargas permanentes:

$$f'_{cd} = 0.45 f'_c = 157.5 kg/cm^2$$

Compresión por cargas de servicio:

$$f'_{cs} = 0.60 f'_c = 210 kg/cm^2$$

Tracción por cargas permanentes:

$$f_{td} = 0.7 \sqrt{f'_c} = 41.41 kg/cm^2$$

Tracción por cargas de servicio:

$$f_{ts} = 0.7 \sqrt{f'_c} = 41.41 kg/cm^2$$

- b. Cargas permanentes en L=12.5m.

- Fibra superior

$$f_{td} \geq \frac{-P_e}{A_h} + \frac{P_e e_p}{W_{sup}} - \frac{M_0}{W_{sup}} - \frac{M_d}{W_{sup}} = -87.21 kg/cm^2$$

$$41.41 \frac{kg}{cm^2} \geq -87.21 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow Verifica$$

- Fibra inferior

$$-f'_{cd} \leq \frac{-P_e}{A_h} - \frac{P_e e_p}{W_{inf}} + \frac{M_0}{W_{inf}} + \frac{M_d}{W_{inf}} = 7.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$-157.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 7.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Verifica}$$

c. Cargas de servicio en $L=12.5\text{m}$.

▪ Fibra inferior

$$f_{ts} \geq \frac{-P_e}{A_h} - \frac{P_e e_p}{W_{inf}} + \frac{M_0}{W_{inf}} + \frac{M_s}{W_{inf}} = 41.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$41.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 41.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Verifica}$$

▪ Fibra superior

$$-f'_{cs} \leq \frac{-P_e}{A_h} + \frac{P_e e_p}{W_{sup}} - \frac{M_0}{W_{sup}} - \frac{M_d}{W_{sup}} = -120.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$-210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq -120.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Verifica}$$

6.6.5 Método de Rotura

Cálculo de momento último

$$M_u = 1.2 M_d + 1.6(M_s - M_d) = 420108 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de momento nominal.

- Cálculo de f_{ps} por Método Aproximado:

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\} = 17993.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 30 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} = 0.81$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.90 \text{ Entonces } \gamma_p = 0.28$$

$$d_p = y_{sup} + e_p = 1.56 \text{ m}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b d_p} = 0.002$$

$$\omega = \omega' = 0$$

- Cálculo de T_u provisto por la armadura activa:

$$Tu = f_{ps} A_{ps} = 319675.32 \text{ kg}$$

- Cálculo de a :

$$a = \frac{Tu}{0.85 f'_c b'} = 5.37 \text{ cm}$$

- Cálculo de c :

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 6.6 \text{ cm}$$

- Cálculo de Momento Nominal Mn :

$$Mn = Tu \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 491319.98 \text{ kgm.}$$

Verificaciones

- Verificación de momentos:

$$Mu \leq \phi Mn$$

Suponiendo que la sección es controlada por tracción entonces se toma $\phi = 0.9$ (Verificación en deformación)

$$\phi * Mn = 0.9 * 491319.98 \text{ kgm} = 442187.98 \text{ kgm}$$

$$420108 \text{ kgm} \leq 442187.98 \text{ kgm} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

- Armadura no tesa

Como el momento de diseño es mayor que el momento ultimo considerando únicamente la armadura tesa, no es necesario el cálculo de la armadura no tesa; por este motivo se adopta la mínima establecida por norma CIRSOC 201/05.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c} b d}{4 f_y} = 10.94 \text{ cm}^2$$

Se toma 6 barras de 16 mm de diámetro en la cara traccionada para limitar fisuración, con un valor de $A_s=12.06 \text{ cm}^2$, el cual es mayor a $A_{s,min}$, cumpliendo dicha condición de norma.

En cuanto a la cara comprimida, se adopta 4 barras de 12mm de diámetro ($A_s=4.52 \text{ cm}^2$), ya que ellas están dispuestas solo constructivamente.

- Verificación de deformación:

Deformación ϵ_{ps} :

$$\epsilon_{ps} = \frac{0.003 (d_p - c)}{c} = 0.068$$

Como es una sección controlada por tracción la deformación debe ser mayor que el 5‰ (Figura 39).

$$\epsilon_{ps} \geq \epsilon_t$$

$$0.068 \geq 0.005 \Rightarrow \text{Verifica}$$

- Verificación de cuantía mínima:

$$1.2 M_{cr} \leq \phi M_n$$

Momento crítico de fisuración:

$$M_{cr} = \left(f_r + \frac{P_e}{Ah} + \frac{P_e e_p}{W_{inf}} \right) W_{inf} - M_d \left(\frac{W'_{inf}}{W_{inf}} - 1 \right) = 366195.46 \text{ kgm}$$

Donde:

$$f_r = 41.41 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$1.2 M_{cr} = 439434.55 \text{ kgm}$$

$$439434.55 \text{ kgm} \leq 442187.98 \text{ kgm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

- Verificación de cuantía máxima:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

$$d = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} = 156.38 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.04 \leq 0.42 \Rightarrow \text{Verifica}$$

6.6.6 Análisis en el resto de la viga

Se debe obtener en cada una de las secciones de la viga el valor límite de la excentricidad $e(x)$ para no sobrepasar los valores tensionales en ninguna de las dos caras del elemento. Para esto se utilizan los siguientes datos:

- Carga peso propio: $P_p = 1124.74 \text{ kg/m}$
- Reacción en apoyo: $R_p = 13496.88 \text{ kg/m}$
- Carga peso permanente: $P_d = 1448.62 \text{ kg/m}$
- Reacción en apoyo: $R_d = 17383.46 \text{ kg/m}$
- Carga peso servicio: $P_s = 3777.45 \text{ kg/m}$
- Reacción en apoyo: $R_s = 45329.34 \text{ kg/m}$
- Carga peso propio de la viga y losa: $P_o = 2210.04 \text{ kg/m}$
- Reacción en apoyo: $R_o = 26520.50 \text{ kg/m}$

A partir de estas cargas se calcularon los momentos M_{pp} , M_o y M_s , cada un metro (x):

$$M_i(x) = R_{i_{apoyo}} x - P_i \frac{x^2}{2} \text{ con } x = [0; 25]$$

Con los momentos se pueden determinar las excentricidades límites tanto para la transferencia como para el estado de servicio, con las siguientes formulas:

$$e_{TransSup}(x) = \frac{f_{ti} W_{sup}}{P_i} + \frac{M_{pp}(x)}{P_i} + \frac{W_{sup}}{Ah}$$

$$e_{TransInf}(x) = \frac{f'_{cii} W_{inf}}{P_i} + \frac{M_{pp}(x)}{P_i} - \frac{W_{inf}}{Ah}$$

$$e_{servSup}(x) = -\frac{f'_{cs}W_{sup}}{P_e} + \frac{M_0(x)}{P_e} + \frac{M_s(x)W_{sup}}{W'_{sup}P_e} + \frac{W_{sup}}{Ah}$$

$$e_{servInf}(x) = -\frac{f_{ts}W_{inf}}{P_e} + \frac{M_0(x)}{P_e} + \frac{M_s(x)W_{inf}}{W'_{inf}P_e} - \frac{W_{inf}}{Ah}$$

Los resultados se ven expresados en la Tabla 18. El cable medio se debe encontrar entre el límite de la excentricidad de transferencia de la fibra superior y la excentricidad de servicio de la fibra inferior.

Tabla 18

Valores de momentos y excentricidades para la viga.

Distancia (x)	Momento mínimo	M0	Momento servicio	Pi	Pe	ep transf. Inf. ≤	ep transf. sup. ≥	ep servicio. Inf. ≥	ep servicio. Sup.. ≤
0	0	0	0	231863,1519	180853,2585	0,66	0,37	-0,292	-1,25
1	12934,50832	25415,47867	43440,62175	231863,1519	180853,2585	0,72	0,43	-0,093	-1,05
2	24744,2768	48620,91571	83103,79813	231863,1519	180853,2585	0,77	0,48	0,089	-0,87
3	35429,30541	69616,31113	118989,5291	231863,1519	180853,2585	0,81	0,53	0,254	-0,70
4	44989,59417	88401,66493	151097,8148	231863,1519	180853,2585	0,85	0,57	0,401	-0,56
5	53425,14308	104976,9771	179428,655	231863,1519	180853,2585	0,89	0,60	0,531	-0,43
6	60735,95213	119342,2477	203982,0499	231863,1519	180853,2585	0,92	0,63	0,643	-0,31
7	66922,02133	131497,4766	224757,9995	231863,1519	180853,2585	0,95	0,66	0,739	-0,22
8	71983,35068	141442,6639	241756,5036	231863,1519	180853,2585	0,97	0,68	0,817	-0,14
9	75919,94017	149177,8096	254977,5624	231863,1519	180853,2585	0,99	0,70	0,877	-0,08
10	78731,7898	154702,9136	264421,1759	231863,1519	180853,2585	1,00	0,71	0,920	-0,03
11	80418,89958	158017,9761	270087,3439	231863,1519	180853,2585	1,01	0,72	0,946	-0,01
12	80981,26951	159122,9969	271976,0666	231863,1519	180853,2585	1,01	0,72	0,955	0,00
13	80418,89958	158017,9761	270087,3439	231863,1519	180853,2585	1,01	0,72	0,946	-0,01
14	78731,7898	154702,9136	264421,1759	231863,1519	180853,2585	1,00	0,71	0,920	-0,03
15	75919,94017	149177,8096	254977,5624	231863,1519	180853,2585	0,99	0,70	0,877	-0,08
16	71983,35068	141442,6639	241756,5036	231863,1519	180853,2585	0,97	0,68	0,817	-0,14
17	66922,02133	131497,4766	224757,9995	231863,1519	180853,2585	0,95	0,66	0,739	-0,22
18	60735,95213	119342,2477	203982,0499	231863,1519	180853,2585	0,92	0,63	0,643	-0,31
19	53425,14308	104976,9771	179428,655	231863,1519	180853,2585	0,89	0,60	0,531	-0,43
20	44989,59417	88401,66493	151097,8148	231863,1519	180853,2585	0,85	0,57	0,401	-0,56
21	35429,30541	69616,31113	118989,5291	231863,1519	180853,2585	0,81	0,53	0,254	-0,70
22	24744,2768	48620,91571	83103,79813	231863,1519	180853,2585	0,77	0,48	0,089	-0,87
23	12934,50832	25415,47867	43440,62175	231863,1519	180853,2585	0,72	0,43	-0,093	-1,05
24	0	0	0	231863,1519	180853,2585	0,66	0,37	-0,292	-1,25

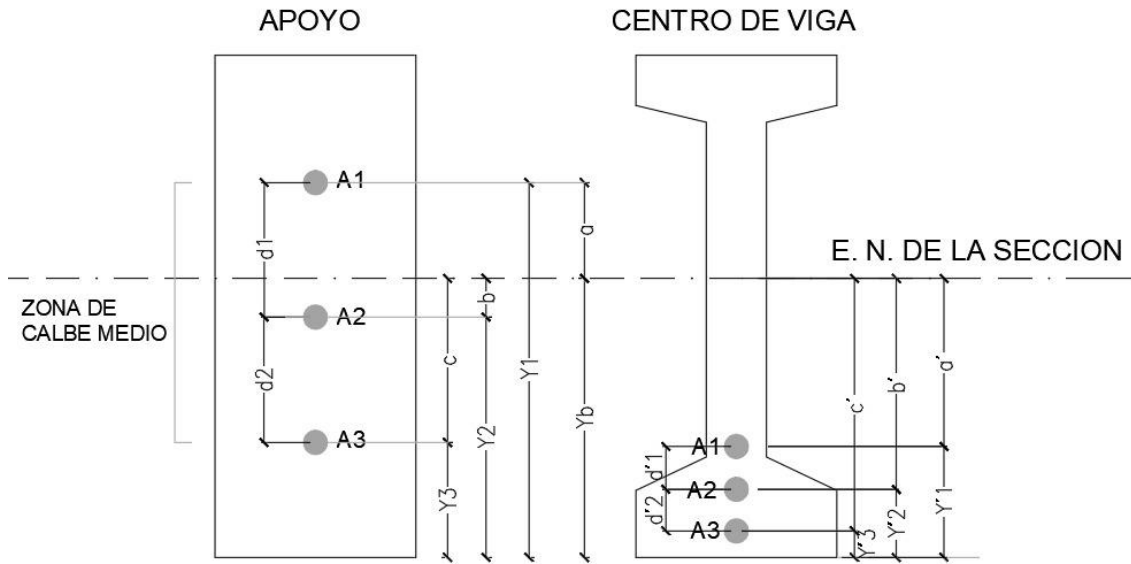
Fuente: González y Talocchino (2024)

6.6.7 Trazado de las parábolas

Se emplearán tres vainas para alojar los 18 cordones de acero tesado.

Figura 50

Esquema de ubicación de vainas.



Fuente: González y Talocchino (2024)

Separación entre vainas y cantidad de cordones en cada una de ellas.

- Vaina A1: Se ubica por encima de las otras dos vainas y se le asigna 4 cordones. Entonces:

$$N_{CA1} = 4 \text{ cordones} \quad A_e = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = N_{CA1} A_e = 3.95 \text{ cm}^2$$

- Vaina A2: Se ubica en medio de las otras dos vainas y se le asigna 7 cordones. Entonces:

$$N_{CA2} = 7 \text{ cordones} \quad A_e = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = N_{CA2} A_e = 6.91 \text{ cm}^2$$

- Vaina A3: Se ubica por debajo de las otras dos vainas y se le asigna 7 cordones. Entonces:

$$N_{CA3} = 7 \text{ cordones} \quad A_e = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = N_{CA3} A_e = 6.91 \text{ cm}^2$$

- Área Total:

$$A_T = A_1 + A_2 + A_3 = 17.77 \text{ cm}^2$$

Distancias

- Distancias en el apoyo:

Se define:

$$d_1 = d_2 = 30 \text{ cm}$$

$$Y_b = Y_{inf} = 75.6 \text{ cm}$$

Cálculo de Y_1 , Y_2 , Y_3 y a , tomando momento respecto al eje neutro:

$$a = \frac{(d_1 A_2 + (d_1 + d_2) A_3)}{A_T} = 35 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_b + a = 110.6 \text{ cm}$$

$$Y_2 = Y_1 - d_1 = 80.6 \text{ cm}$$

$$Y_3 = Y_2 - d_2 = 50.6 \text{ cm}$$

- Distancias en el tramo:

Se define:

$$d'_1 = d'_2 = 7.30 \text{ cm}$$

Cálculo de Y'_1 , Y'_2 , Y'_3 :

$$Y'_3 = \frac{-A_T e + Y_b A_T - A_2 d'_2 - A_1 (d'_1 + d'_2)}{A_T} = 4.52 \text{ cm}$$

$$Y'_2 = Y'_3 + d'_2 = 11.82 \text{ cm}$$

$$Y'_1 = Y'_2 + d'_1 = 19.12 \text{ cm}$$

Trazado de parábolas

- Parábola A_1 :

$$Y_{A1} = a_{A1} x^2 + b_{A1} x + c_{A1}$$

Donde:

$$c_{A1} = Y_1 = 110.6$$

$$b_{A1} = \frac{4 (Y'_1 - Y_1)}{L} = -15.25$$

$$a_{A1} = \frac{4 (Y_1 - Y'_1)}{L^2} = 0.63$$

- Parábola A_2 :

$$Y_{A2} = a_{A2} x^2 + b_{A2} x + c_{A2}$$

Donde:

$$c_{A2} = Y_2 = 80.6$$

$$b_{A2} = \frac{4 (Y'_2 - Y_2)}{L} = -11.46$$

$$a_{A2} = \frac{4 (Y_2 - Y'_2)}{L^2} = 0.48$$

- Parábola A_3 :

$$Y_{A3} = a_{A3}x^2 + b_{A3}x + c_{A3}$$

Donde:

$$c_{A3} = Y_3 = 50.6 \text{ cm}$$

$$b_{A3} = \frac{4 (Y'_3 - Y_3)}{L} = -7.68$$

$$a_{A3} = \frac{4 (Y_3 - Y'_3)}{L^2} = 0.32$$

Los resultados a lo largo de la viga se ven reflejados en la Tabla 19 y en la Figura 51.

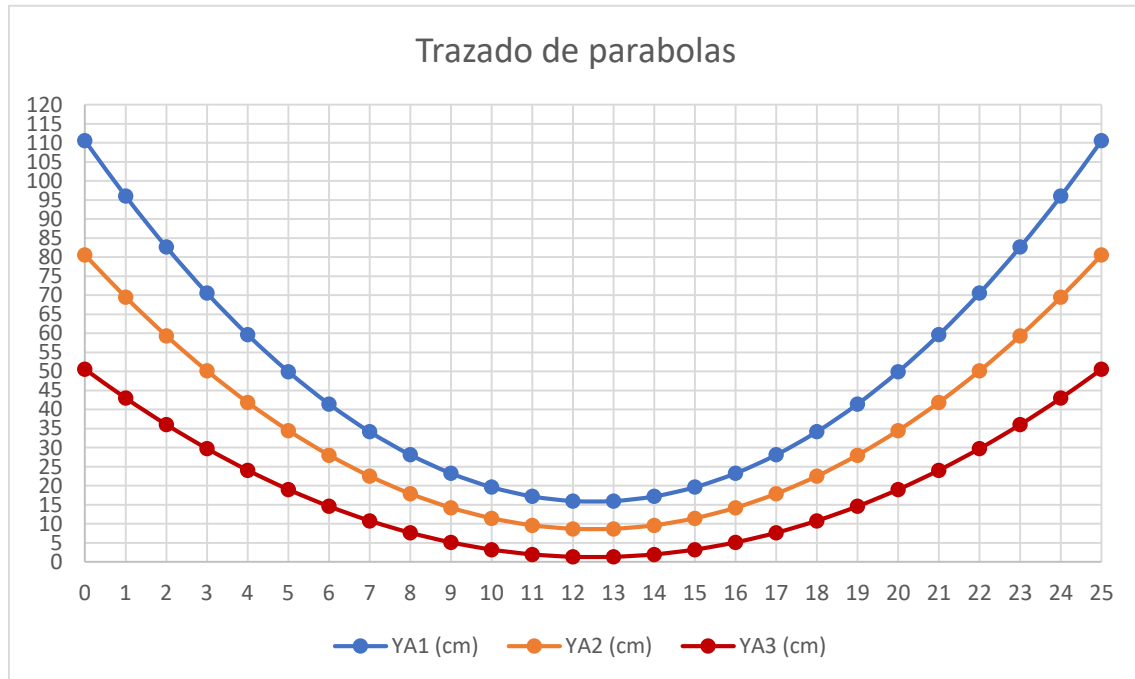
Tabla 19

Puntos para trazado de parábolas.

PARABOLAS			
Distancia (m)	YA1 (cm)	YA2 (cm)	YA3 (cm)
0	110,6	80,6	50,6
1	95,9880787	69,6137731	43,2394676
2	82,6467593	59,5828704	36,5189815
3	70,5760417	50,5072917	30,4385417
4	59,7759259	42,387037	24,9981481
5	50,246412	35,2221065	20,1978009
6	41,9875	29,0125	16,0375
7	34,9991898	23,7582176	12,5172454
8	29,2814815	19,4592593	9,63703704
9	24,834375	16,115625	7,396875
10	21,6578704	13,7273148	5,79675926
11	19,7519676	12,2943287	4,83668981
12	19,1166667	11,8166667	4,51666667
13	19,7519676	12,2943287	4,83668981
14	21,6578704	13,7273148	5,79675926
15	24,834375	16,115625	7,396875
16	29,2814815	19,4592593	9,63703704
17	34,9991898	23,7582176	12,5172454
18	41,9875	29,0125	16,0375
19	50,246412	35,2221065	20,1978009
20	59,7759259	42,387037	24,9981481

21	70,5760417	50,5072917	30,4385417
22	82,6467593	59,5828704	36,5189815
23	95,9880787	69,6137731	43,2394676
24	110,6	80,6	50,6
25	126,482523	92,5415509	58,6005787

Fuente: González y Talocchino (2024)

Figura 51*Trazado de parábolas.*

Fuente: González y Talocchino (2024)

6.6.8 Corte

- Corte ultimo

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_l = 85.56 \text{ t}$$

Donde $V_d = 32.87 \text{ t}$ y $V_l = 28.82 \text{ t}$ valores especificados en el apartado de Solicitaciones.

- Resistencia al corte del hormigón

$$V_c = \min(V_{ci}; V_{cw})$$

$$V_{ci} = \max \left\{ \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \right); \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{7} \right) \right\}$$

$$V_{c1} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \right) = 45.98 \text{ t}$$

Donde:

$$V_i = 46.11 \text{ t}$$

$$M_{cre} = 45.99 \text{ tm}$$

$$M_{max} = 315.77 \text{ tm}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{7} = 22.06 \text{ t}$$

Entonces:

$$V_{ci} = \max(45.98 \text{ t}; 22.06 \text{ t}) = 45.98 \text{ t}$$

$$V_{cw} = 0.3 \left(\sqrt{f'_c} + f_{pc} \right) b_w d_p + V_p = 51.11 \text{ t}$$

Donde:

$$f_{pc} = 1.97 \text{ MPa}$$

$$V_p = 0$$

Con lo cual:

$$V_c = \min(V_{ci}; V_{cw}) = \min(45.98 \text{ t}; 51.11 \text{ t}) = 45.98 \text{ t}$$

- Corte a tomar con armadura

Proponemos una armadura con estribos de dos ramas de 10mm de diámetro cada 12,00 cm.

$$V_s = \frac{A_v d f_y}{s} = 79.71 \text{ t}$$

Con:

$$A_v = 1.5708 \text{ cm}^2$$

$$s = 12.00 \text{ cm}$$

$$\text{Limitación } V_{smax} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d = 85.19 \text{ t} > 79.71 \text{ t} \Rightarrow \text{Verifica}$$

- Verificación de corte

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$85.56 \text{ t} < 94.27 \text{ t} \Rightarrow \text{Verifica}$$

- Verificación de estribado mínimo

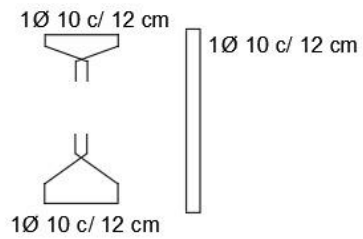
$$A_v/s \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f'_c} b_w}{f_y}$$

$$13.09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 1.58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \Rightarrow \text{Verifica}$$

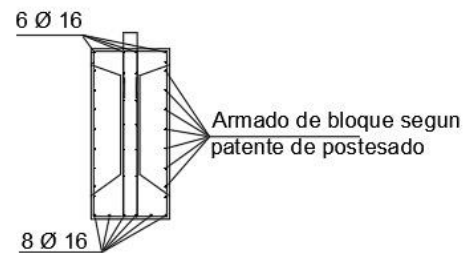
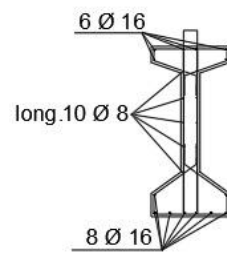
Figura 52

Esquema del armado de vigas principales.

Estribado y vinculacion a losa



Armadura longitudinal



Fuente: González y Talocchino (2024)

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES: TABLERO

7.1 Losa de tablero de puentes

Según Cudmani (2002) las losas de tablero son las encargadas de transmitir las cargas de forma uniforme, a la estructura principal del puente (constituida por las vigas principales) y crear una superficie uniforme para el tránsito.

Este elemento puede analizarse por diferentes métodos según las luces, las condiciones de apoyo y las cargas solicitantes. Para este proyecto, se utiliza un método simplificado ya que, la separación entre vigas principales es menor a 2.50m, el cual permite un estudio en forma independiente de las losas, en primer lugar, considerándolas empujadas y luego articuladas, para después superponer los esfuerzos resultantes. Además, se considera que trabaja en dos direcciones y está apoyada en las vigas longitudinales.

7.2 Cálculo estructural del tablero

7.2.1 Datos previos para el cálculo

- Peso específico del hormigón armado: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2.50 \text{ t/m}^3$
- Espesor de losa: $e_L = 0.20 \text{ m}$
- Espesor de carpeta: $e_C = 0.06 \text{ m}$
- Peso específico de la carpeta de desgaste: $\gamma_C = 2.20 \text{ t/m}^3$

7.2.2 Análisis de carga

- Permanentes

El análisis de carga se realiza para una franja de ancho unitario (1.00 m).

- Losa

$$q_L = e_L \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} 1.00 \text{ m} = 0.5 \text{ t/m}$$

- Carpeta de desgaste

$$q_C = e_C \gamma_C 1.00 \text{ m} = 0.132 \text{ t/m}$$

- Barandas

$$q_{barandas} = 0.10 \text{ t/m}$$

- Defensas de hormigón armado

$$q_{defensas} = A_{defensas} \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0.325 \text{ t/m}$$

$$\text{Con: } A_{defensas} = 0.13 \text{ m}^2$$

- Cordones

$$q_{cordones} = A_{cordones} \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0.035 \text{ t/m}$$

$$\text{Con: } A_{\text{cordones}} = 0.014 \text{ m}^2$$

○ Sobrecargas

• Aplanadoras

Las bases de la DNV fijan un coeficiente de impacto para tablero de 1.40, además permite una reducción al 80% del peso de la aplanadora para el cálculo de la losa.

Coeficiente de impacto: $IM = 1.40$

Rodillo delantero: $R_d = 13.00 \text{ IM } 0.80 = 14.56 \text{ t}$

Rueda trasera: $R_t = 8.50 \text{ IM } 0.80 = 9.52 \text{ t}$

• Multitud compacta

$$MC = 0.6 \text{ IM } 1.00 \text{ m} = 0.84 \text{ t/m}$$

• Multitud en vereda

$$Mv = 0.4 \text{ t/m}^2$$

• Empuje en baranda

$$f = 0.08 \text{ t}$$

7.2.2 Solicitaciones

○ Losas intermedias

• Luz de cálculo: $l_c = 2.40 \text{ m}$

• Losa empotrada

Carga permanente

$$M_{ap} = -\frac{(q_L + q_C + q_{defensas})l_c^2}{12} = -0.46 \text{ tm/m}$$

$$M_{tr} = \frac{(q_L + q_C + q_{defensas})l_c^2}{24} = 0.23 \text{ tm/m}$$

Sobrecargas

Ancho de rodillo delantero: $t = 1.20 \text{ m}$

Ancho de la carga del rodillo delantero en vista frontal:

$$b_t = t + 2e_c = 1.32 \text{ m}$$

Ancho de la carga del rodillo delantero en vista lateral:

$$b_l = 0.10 + 2e_c + \frac{2}{3}l_c = 1.82 \text{ m}$$

Coeficientes:

$$\gamma = \frac{b_t}{l_c} = 0.55$$

$$p = \frac{R_d}{b_t b_l} = 6.06 \text{ t/m}$$

$$M'_{ap} = -\frac{p l_c^2 \gamma (3 - \gamma^2)}{24} = -2.16 \text{ tm/m}$$

$$M'_{tr} = \frac{p l_c^2 \gamma (3 - 3\gamma + \gamma^2)}{24} = 1.32 \text{ tm/m}$$

• Losa simplemente apoyada

$$M_{*ap} = 0 \text{ tm/m}$$

$$M_{*tr} = \frac{p l_c^2 \gamma (2 - \gamma)}{8} = 3.48 \text{ tm/m}$$

- Momentos totales

$$M_{TotAp} = M_{ap} + M'_{ap} + M_{*ap} = -2.62 \text{ tm/m}$$

$$M_{TotTr} = \frac{M_{tr} + M'_{tr} + M_{*tr}}{3} = 1.68 \text{ tm/m}$$

- Voladizos

- Cargas permanentes

Momento por peso propio de la losa:

$$M_{g1} = \frac{q_L d_1^2}{2} = 1.36 \text{ tm/m}$$

Donde $d_1 = 2.33 \text{ m}$ es la longitud del voladizo.

Momento producido por la baranda:

$$M_{g2} = q_{barandas} d_2 = 0.21 \text{ tm/m}$$

Donde $d_2 = 2.13 \text{ m}$ es la longitud desde el eje de viga al eje de baranda.

Momento producido por cordones:

$$M_{g3} = q_{cordones} d_3 = 0.075 \text{ tm/m}$$

Donde $d_3 = 2.13 \text{ m}$ es la longitud desde el eje de viga al eje del cordón.

Momento total:

$$M_g = M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} = 1.64 \text{ tm/m}$$

- Sobrecargas

Momento producido por multitud de vereda:

$$M_{sv} = M_v * \frac{d_4^2}{2} = 0.89 \text{ tm/m}$$

Donde $d_4 = 2.11 \text{ m}$ es la longitud desde el eje de viga a la baranda.

Momento producido por empuje de baranda:

$$M_{sb} = f h_{barandas} = 0.068 \text{ tm/m}$$

Donde $h_{barandas} = 0.85 \text{ m}$ (altura de barandas) y $f = 0.08 \text{ t}$ (fuerza de empuje en baranda).

Momento total:

$$M_s = M_{sv} + M_{sb} = 0.96 \text{ tm/m}$$

7.2.4 Dimensionado

Armadura para momentos positivos en tramos

$$M_u = M_{TotTr} 1.00 \text{ m} = 1.67 \text{ tm}$$

- Diseño de armadura principal

Adoptamos:

- Diámetro de barra de acero: $d_b = 12.00 \text{ mm}$
- Separación de barras: $s = 12.00 \text{ cm}$
- Ancho unitario losa: $b = 100.00 \text{ cm}$
- Recubrimiento: $r = 2.50 \text{ cm}$ para hormigón expuesto al aire libre (CIRSOC 201/05).
- Distancia: $d' = r + \frac{d_b}{2} = 3.10 \text{ cm}$
- Factor de reducción: $\phi = 0.9$ (CIRSOC 201/05).
- Área de acero en ancho unitario:

$$A_s = \frac{b \pi d_b^2}{s \cdot 4} = 9.42 \text{ cm}^2$$

- Altura útil: $d = e_L - d' = 0.17 \text{ m}$
- Altura del bloque de compresión: $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 1.86 \text{ cm}$
- Profundidad del eje neutro: $c = \frac{a}{\beta_1} = 0.022 \text{ m}$ con $\beta_1 = 0.85$ (Figura 41).
- Deformación del acero: $\varepsilon_s = 3 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 20.13$
- Momento nominal:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 6.32 \text{ tm}$$

- Verificaciones:

Momento:

$$\phi M_n = 5.69 \text{ tm} > 1.67 \text{ tm} = M_u \Rightarrow \text{Verifica}$$

Cuantía mínima:

Figura 53

Cuantía mínima totales.

Acero utilizado	Cuantías mínimas
(a) En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420 ó ADN 420S ó malla soldada de alambre liso	0,0018
(b) En losas donde se utilice armadura con una tensión de fluencia mayor que 420 MPa	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y}$

Fuente: CIRSOC 201/05.

Entonces $\rho_{min} = 0.0018$ y la cuantía del proyecto es $\rho = \frac{A_s}{e_L l_c} = 0.0020$, por lo cual verifica.

Separación máxima: CIRSOC 201/05

Figura 54

Separación máxima.

$$s \begin{cases} \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 c_c \\ \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \end{cases}$$

Fuente: CIRSOC 201/05.

Entonces:

$$s_{max} = \min(0.37m; 0.3m) = 0.3m$$

$$s_{max} = 30cm > 12cm = s \Rightarrow Verifica$$

- Diseño de armadura de distribución inferior

Se adopta la misma armadura que la principal para la de distribución inferior, ya que cumple con los requerimientos mínimos de norma mencionados anteriormente.

Armadura para momentos negativos en apoyos

$$M_u = M_{TotAp} 1.00 m = -2.61 tm$$

- Diseño de armadura principal

Adoptamos:

- Diámetro de barra de acero: $d_b = 12.00 mm$
- Separación de barras: $s = 12.00 cm$
- Ancho unitario losa: $b = 100.00 cm$
- Recubrimiento: $r = 2.50 cm$ para hormigón expuesto al aire libre (CIRSOC 201/05).

- Distancia: $d' = r + \frac{d_b}{2} = 3.10 cm$
- Factor de reducción: $\phi = 0.9$ (CIRSOC 201/05).
- Área de acero en ancho unitario:

$$A_s = \frac{b \pi d_b^2}{s \cdot 4} = 9.42 cm^2$$

- Altura útil: $d = e_L - d' = 0.17 m$
- Altura del bloque de compresión: $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 1.86 cm$
- Profundidad del eje neutro: $c = \frac{a}{\beta_1} = 0.022 m$ con $\beta_1 = 0.85$ (Figura 41).

- Deformación del acero: $\varepsilon_s = 3 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 20.13$

- Momento nominal:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 6.32 \text{ tm}$$

- Verificaciones:

Momento:

$$\phi M_n = 5.69 \text{ tm} > 2.61 \text{ tm} = M_u \Rightarrow \text{Verifica}$$

Cuantía mínima:

Por figura 45: $\rho_{min} = 0.0018$ y la cuantía del proyecto es $\rho = \frac{A_s}{e_l l_c} = 0.0020$, por lo cual verifica.

Separación máxima: CIRSOC 201/05

$$s_{max} = \min(0.37m; 0.3m) = 0.3m$$

$$s_{max} = 30cm > 12cm = s \Rightarrow \text{Verifica}$$

- Diseño de armadura de distribución inferior

Se adopta la misma armadura que la principal para la de distribución inferior, ya que cumple con los requerimientos mínimos de norma mencionados anteriormente.

Armadura para momentos en voladizo

$$M_u = (M_g + M_s) 1.00 \text{ m} = -2.60 \text{ tm}$$

- Diseño de armadura principal

Adoptamos:

- Diámetro de barra de acero: $d_b = 12.00 \text{ mm}$
- Separación de barras: $s = 12.00 \text{ cm}$
- Ancho unitario losa: $b = 100.00 \text{ cm}$
- Recubrimiento: $r = 2.50 \text{ cm}$ para hormigón expuesto al aire libre (CIRSOC 201/05).

- Distancia: $d' = r + \frac{d_b}{2} = 3.10 \text{ cm}$

- Factor de reducción: $\phi = 0.9$ (CIRSOC 201/05).

- Área de acero en ancho unitario:

$$A_s = \frac{b \pi d_b^2}{s \cdot 4} = 9.42 \text{ cm}^2$$

- Altura útil: $d = e_l - d' = 0.17 \text{ m}$

- Altura del bloque de compresión: $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 1.86 \text{ cm}$

- Profundidad del eje neutro: $c = \frac{a}{\beta_1} = 0.022 \text{ m}$ con $\beta_1 = 0.85$ (Figura 41).

- Deformación del acero: $\varepsilon_s = 3 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 20.13$

- Momento nominal:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 6.32 \text{ tm}$$

- Verificaciones:

Momento:

$$\phi M_n = 5.69 \text{ tm} > 2.60 \text{ tm} = M_u \Rightarrow \text{Verifica}$$

Cuantía mínima:

Por figura 45: $\rho_{min} = 0.0018$ y la cuantía del proyecto es $\rho = \frac{A_s}{e_l l_c} = 0.0020$, por lo cual verifica.

Separación máxima: CIRSOC 201/05

$$s_{max} = \min(0.37m; 0.3m) = 0.3m$$

$$s_{max} = 30cm > 12cm = s \Rightarrow \text{Verifica}$$

- Diseño de armadura de distribución inferior

Se adopta la misma armadura que la principal para la de distribución inferior, ya que cumple con los requerimientos mínimos de norma mencionados anteriormente.

7.2.5 Verificación al corte

- Losas intermedias

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$4.81 \text{ t} < 0.75 * 14.08 \text{ t}$$

$$4.81 \text{ t} < 10.56 \text{ t} \Rightarrow \text{Verifica}$$

- Voladizo

$$V_u \leq \phi V_c$$

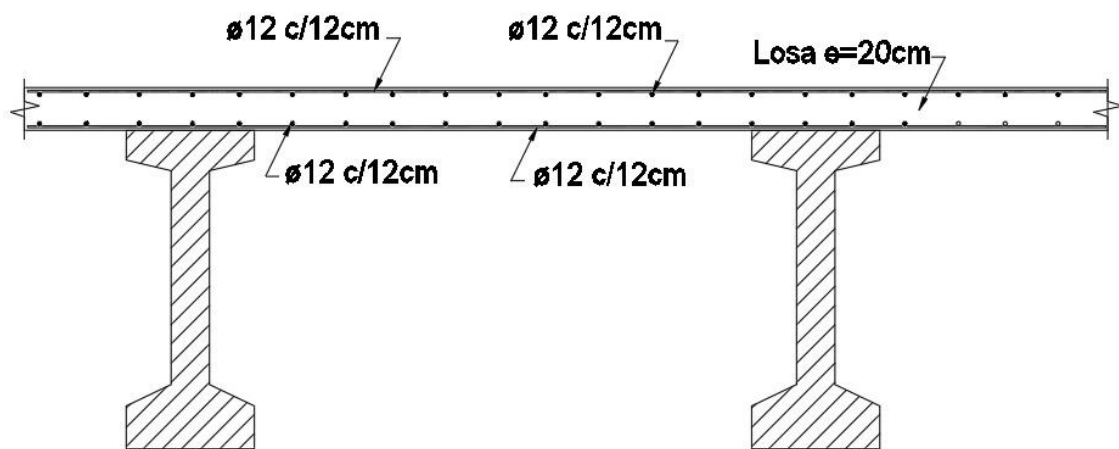
$$5.73 \text{ t} < 0.75 * 14.08 \text{ t}$$

$$5.73 \text{ t} < 10.56 \text{ t} \Rightarrow \text{Verifica}$$

No se necesita armadura adicional para tomar esfuerzos de corte.

Figura 55

Esquema de armado de losa tablero.



Fuente: González- Talocchino (2024).

CAPÍTULO 8: ACCESORIOS DEL TABLERO

8.1 Defensas

8.1.1 Generalidades

El autor Diego Cernuschi, en “Las Barandas en los Puentes Carreteros: Estática y Estética” define a las barandas vehiculares como sistemas de contención, dispuestos a los lados de cada carril, que buscan contener un vehículo que se desvía de su trayectoria. Distingue dos tipos de contenciones:

- Barandas flexibles: Es aquella constituida por un sistema de poste y hoja que contiene los vehículos, absorbiendo energía durante la deformación de la baranda y el vehículo en el impacto.
- Baranda rígida: Es aquella proyectada de manera que no tenga otro movimiento más que la deformación elástica durante el impacto. Entre ellas están las barandas de hormigón y los sistemas de postes y hojas que se comporten de forma rígida.

La norma CIRSOC 804-5/19 define cinco niveles de comportamiento (bajo, regular, medio, alto y especial) y especifica el tipo de vehículo, velocidad y ángulo de impacto para cada uno:

Figura 56

Niveles de comportamiento de defensas.

Nivel de comportamiento de la defensa	Nivel de ensayo MASH 2009	Capacidades de contención	Vehículo de ensayo
Bajo	TL-3	Contención de vehículos livianos. Para usar generalmente en estructuras de baja altura, de bajo nivel de exigencia, en caminos rurales y áreas donde se espera un muy pequeño número de vehículos pesados mixtos y para un medio de baja velocidad.	Vehículo utilitario de 2,3 t (vehículo liviano) a 100 km/h y ángulo de impacto de 25°
Regular	TL-4	Contención de autos, utilitarios pesados y camiones livianos. Para usar generalmente en carreteras principales de alta velocidad y autopistas con una mezcla de vehículos pesados. Esta defensa es aplicable y apropiada para la mayoría de los emplazamientos de puentes.	Camión de 10,0 t a 90 km/h y ángulo de impacto de 15°
Medio	TL-5	Contención de la mayoría de los ómnibus y vehículos de masa media. Para usar generalmente en autopistas de alta velocidad, carreteras principales arteriales y autopistas principales con un alto volumen de vehículos pesados mixtos y situaciones de riesgo en emplazamientos específicos.	Semi-remolque articulado de 36,0 t a 80 km/h y ángulo de impacto de 15°
Alto	TL-6	Situaciones de alto riesgo y contención de vehículos pesados con alto centro de gravedad. Para usar generalmente en rutas con alto volumen de vehículos pesados mixtos y velocidades máximas permitidas tales como en autopistas con pendientes transversales variables y radios de curvatura reducidos.	Vehículo tipo tanque de 36,0 t (vehículo rígido con alto centro de gravedad) a 80 km/h y ángulo de impacto de 15°
Especial	por encima de TL-6	Emplazamientos específicos, condiciones inusuales y ubicaciones críticas donde se debe evitar la penetración debido a un muy alto centro de gravedad y/o vehículos pesados bajo condiciones de impacto variables	Semi-remolque articulado de 44,0 t a 100 km/h y ángulo de impacto de 15° . No hay defensa calificada más alta que TL-6 en MASH 2009

Fuente: CIRSOC 804-5/19.

De acuerdo a la normativa CIRSOC 804-5/19 los límites inferiores para la altura de la baranda dependen del nivel de comportamiento: 0.70m para niveles bajos, 0.90m para nivel regular, 1.20m para medio, 1.40m para nivel alto y especial.

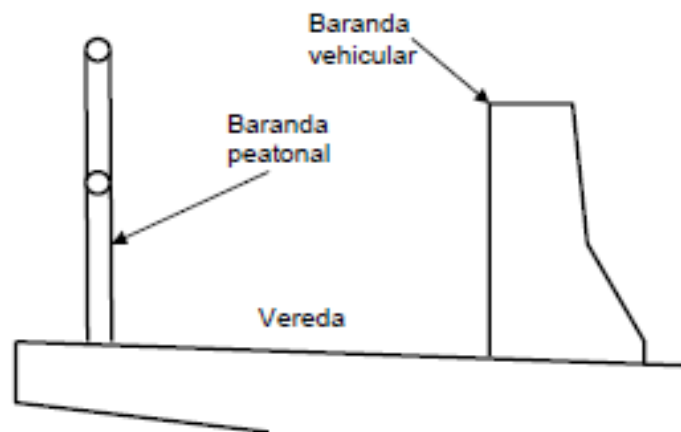
Para el diseño de este sistema de contención, se usan fuerzas estáticas que representan la fuerza dinámica transferida a la baranda por un determinado vehículo impactando a una velocidad y con un ángulo específico. La fuerza de impacto se descompone en tres componentes, respecto al eje de la baranda:

- Fuerza transversal o lateral hacia afuera (F_t).
- Fuerza longitudinal (F_l).
- Fuerza Vertical (F_v) dirigida hacia abajo.

Para este proyecto se usará baranda vehicular rígida de hormigón armado, tipo “New Jersey”, como se observa en el siguiente esquema (Figura 57). Además, se tendrá en cuenta un nivel de comportamiento medio equivalente a una defensa TL-5, la cual contempla colectivos y vehículos de masa media.

Figura 57

Esquema de barandas.



Fuente: Diego Cernuschi - “Las Barandas en los Puentes Carreteros: Estática y Estética”.

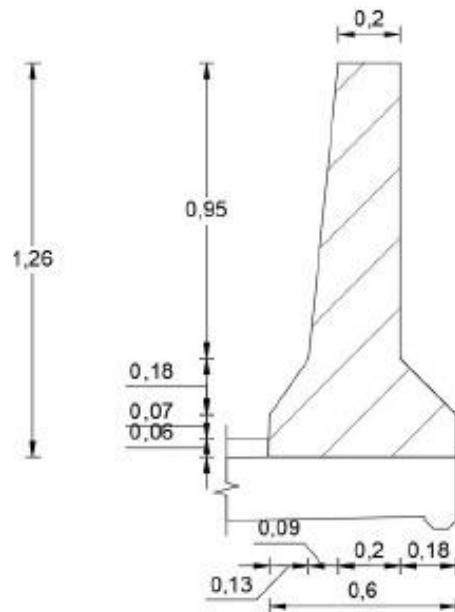
8.1.2 Diseño

Predimensionado

Partimos de la siguiente configuración geométrica:

Figura 58

Predimensionado defensas de hormigón



Fuente: González- Talocchino (2024).

Características para el diseño

- Fuerza transversal: $F_t = 500 \text{ kN}$
- Fuerza longitudinal: $F_l = 180 \text{ kN}$
- Longitud transversal y longitudinal: $L_l = L_t = 2.40 \text{ m}$
- Longitud Vertical: $L_v = 12.00 \text{ m}$
- Altura efectiva de la fuerza de vuelco mínima: $H_{e.min} = 1.20 \text{ m}$
- Altura mínima de la defensa: $H = 1.20 \text{ m}$

Características para de los materiales

- $\gamma_{H^\circ A^\circ} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $f'_c = 25 \text{ MPa}$
- $E_c = 23500 \text{ MPa}$
- $\beta_1 = 0.85$
- $f_y = 420 \text{ MPa}$
- $E_s = 20000 \text{ MPa}$

Dimensionado

- Resistencia a flexión del muro con respecto de su eje vertical

Considerando que el momento nominal para la cara interna y externa es igual, por lo cual se adopta una sola altura útil media para las armaduras

- Se adoptan 6 barras de 20mm, con $A_b = 3.14 \text{ cm}^2$.

$$A_{s.Hor} = 6 A_b = 18.84 \text{ cm}^2$$

- Momento nominal

$$d = 0.207 \text{ m}; b = 1.26 \text{ m}; \phi = 0.9$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 2.96 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0.035 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 3 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 14.86$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 152.1 \text{ kNm}$$

- Momento resistente respecto al eje vertical del muro

$$M_w = 1 \text{ m} \left(\frac{M_n}{b} \right) = 120.72 \text{ kNm}$$

- Resistencia a flexión de los muros en voladizo respecto a un eje paralelo al eje longitudinal del puente

- Alturas

$$h_i = 0.135 \text{ m}; h_m = 0.18 \text{ m}$$

$$h_s = h - h_i - h_m = 0.94 \text{ m}$$

- Sección superior

- Se adoptan 1 barra de 16mm cada 25cm, con $A_b = 2.01 \text{ cm}^2$.

$$A_{s.vert1} = 8.04 \text{ cm}^2$$

- Momento nominal

$$d = 0.21 \text{ m}; b = 1.00 \text{ m}; \phi = 0.9$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 1.589 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0.019 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 3 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 30.70$$

$$M_{c.sup} = A_{s.vert1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 68.23 \text{ kNm}$$

- Sección inferior

- Se adoptan 1 barra de 16mm cada 25cm, con $A_b=2.01\text{cm}^2$.

$$A_{s.vert2} = 8.04 \text{ cm}^2$$

- Momento nominal

$$d = 0.288 \text{ m}; b = 1.00\text{m}; \phi = 0.9$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 1.589\text{cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0.019\text{m}$$

$$\varepsilon_s = 3 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 43.22$$

$$M_{c.inf} = A_{s.vert2} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 94.57 \text{ kNm}$$

- Momento resistente respecto al eje longitudinal

$$M_c = \frac{\frac{h_s M_{c.sup} + (h_i + h_m) M_{c.inf}}{h}}{1\text{m}} = 74.81 \text{ kNm/m}$$

- Longitud critica

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_w)}{M_c}} = 5.31\text{m}$$

- Resistencia nominal a la carga transversal

$$R_w = \frac{2}{2L_c - L_t} \left(8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) = 662.68 \text{ kN} > 500 = F_t \Rightarrow \text{Verifica}$$

- Resistencia al corte en la interfaz baranda-tablero

$$V_d = \sqrt{F_t^2 + F_l^2} = 531.41 \text{ kN}$$

$$\mu = 0.6$$

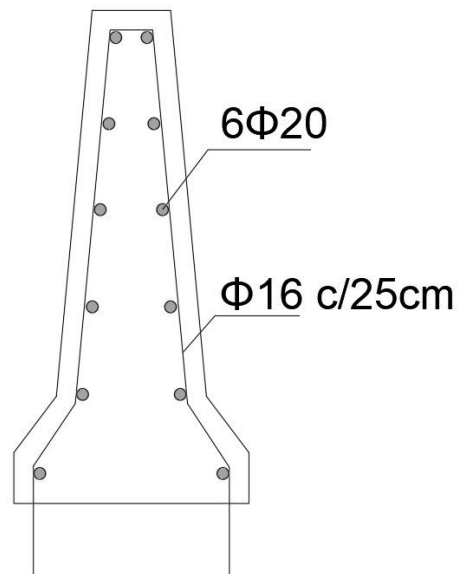
$$A_{vfr} = 8A_b L_c = 85.46 \text{ cm}^2$$

$$V_n = \mu (A_{vfr} f_y) = 2153.56 \text{ kN}$$

$$\frac{V_d}{V_n} = 0.25 < 1 \Rightarrow \text{Verifica!}$$

Figura 59

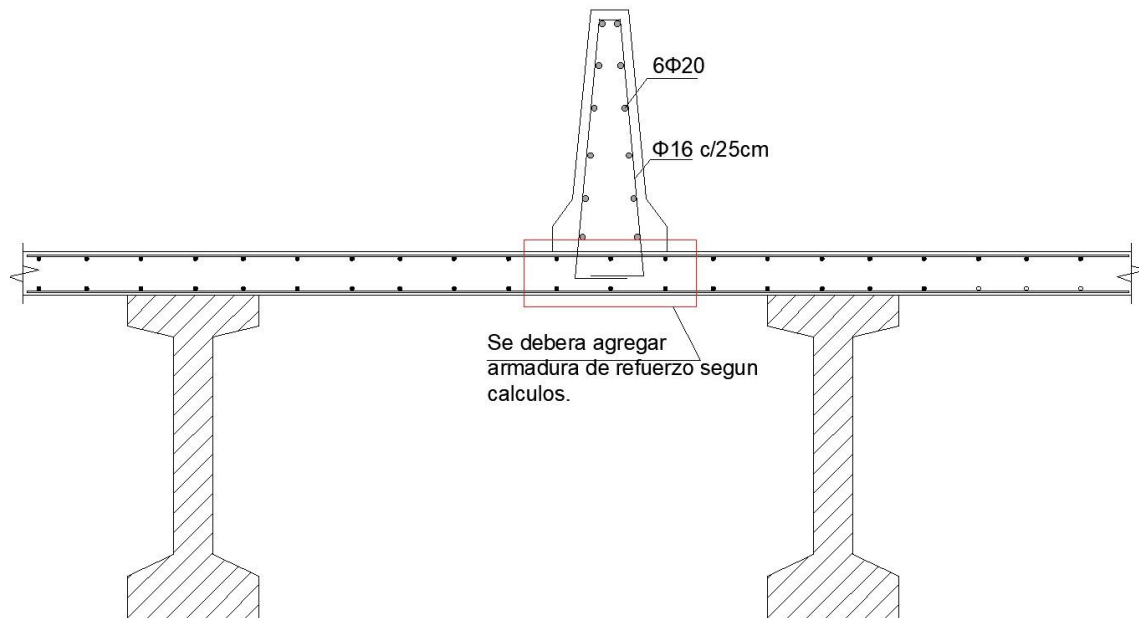
Armaduras de defensas de hormigón



Fuente: González- Talocchino (2024).

Figura 60

Defensas en tablero



Fuente: González- Talocchino (2024).

8.2 Juntas

8.2.1 Generalidades

El autor Ing. Víctor Fariña en “Mantenimiento de Juntas”, define a las juntas como elementos que dan libertad a los movimientos rotacionales, longitudinales y transversales de la superestructura sometida a la carga viva o a la expansión y contracción térmica; así también, es un elemento que da continuidad a la capa de rodamiento, buscando que no se generen ruidos, vibraciones o impactos al ser transitada.

De acuerdo con su conformación y teniendo en cuenta el procedimiento constructivo, las juntas se clasifican en:

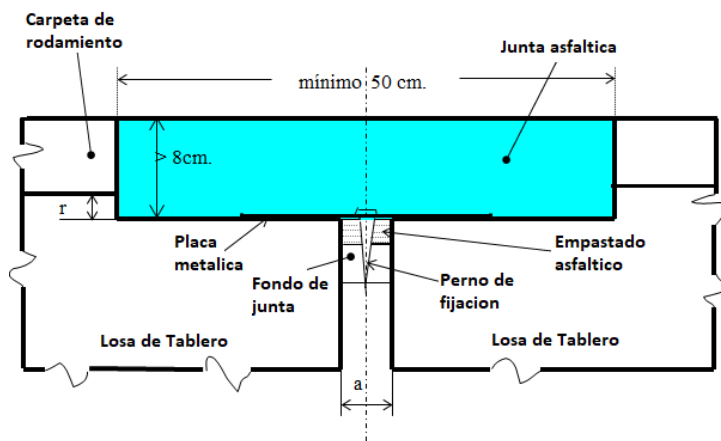
- Abiertas: No tienen conexión en la abertura y permiten el paso directo del agua.
- Cerradas:
 - Rellenas con sello moldeado de polímero asfáltico: Son juntas elásticas, para cubrir movimientos hasta 5cm.
 - Rellenas con sello premoldeado: Se ensamblan con elementos externos.
 - Mixtas: Reúne ambas juntas con sello.

Las juntas cerradas con sello moldeado de polímero asfáltico, consisten en un sistema de sello impermeable, utilizando laminas y ángulos metálicos. La parte metalizada provee el anclaje y la transferencia de carga, mientras que el polímero asfáltico sirve como una cubierta protectora. Son de rápida colocación y realizadas in situ. Su espesor no debe ser menor que 8cm, la diferencia debe ser suplida con mortero, su movimiento máximo admisible es de 20mm. Las más conocidas son JME-60, Expandez de Watson Bowman y Thormack.

El ligante bituminoso a utilizar en las juntas asfálticas será material asfáltico modificado vertido en caliente, mezclado con agregado pétreo. La DNV, en el artículo 23 de Especificaciones técnicas particulares, establece las características y exigencias de los materiales.

Figura 61

Esquema de juntas de polímero asfáltico



Fuente: DNV.

8.2.2 Diseño

En este proyecto se utilizaron juntas cerradas rellenas con sello moldeado de polímero asfáltico, tipo Thormack.

Para calcular la dilatación térmica el hormigón armado se utiliza la siguiente formula:

$$\Delta L = \alpha L \Delta T = 7.5mm$$

Donde:

α = Coeficiente térmico del hormigón= $12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

L = Longitud del tramo= 25000mm

ΔT = Amplitud térmica= 25°C

El movimiento total de apertura y de cierre queda definido por el doble del valor de dilatación térmica, el cual no debe ser mayor que 2cm para poder usar este tipo de junta.

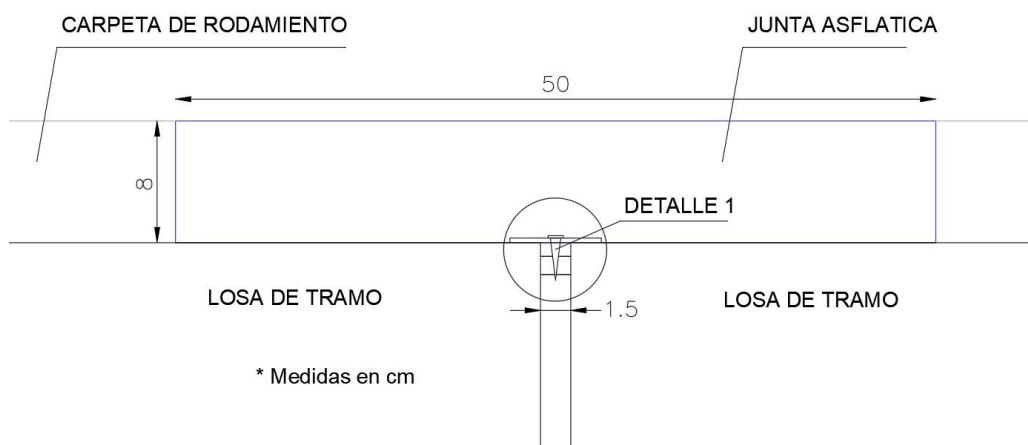
$$a = 2\Delta L = \pm 15.00mm = 1.50cm < 2.00cm \Rightarrow \text{Verifica}$$

Entre las carpetas de rodamiento se encuentra la junta de polímero asfáltico de 50cm de ancho y espesor de 8cm, por debajo de la misma se coloca una placa de metal (3mm de espesor y ancho 60mm). La placa es anclada a un empastado asfáltico por medio de un perno. Por debajo del empastado se encuentra el fondo de junta de espuma de goma polietilénica (ancho $1.3 \cdot a = 1.95cm$ y altura $0.8 \cdot a = 1.20cm$). En resumen:

- Juntas tipo Tormack que separan cada tramo (cada 25m).
- Distancia entre losas: $a = 1.50cm$
- Junta de polímero asfáltico: *ancho* = 50.00cm; *espesor* = 8.00cm
- Placa metálica: *ancho* = 6.00cm; *espesor* = 0.30cm
- Fondo de junta de espuma de goma polietilénica:
ancho = 1.95cm ; *espesor* = 1.20cm

Figura 62

Juntas de polímero asfáltico

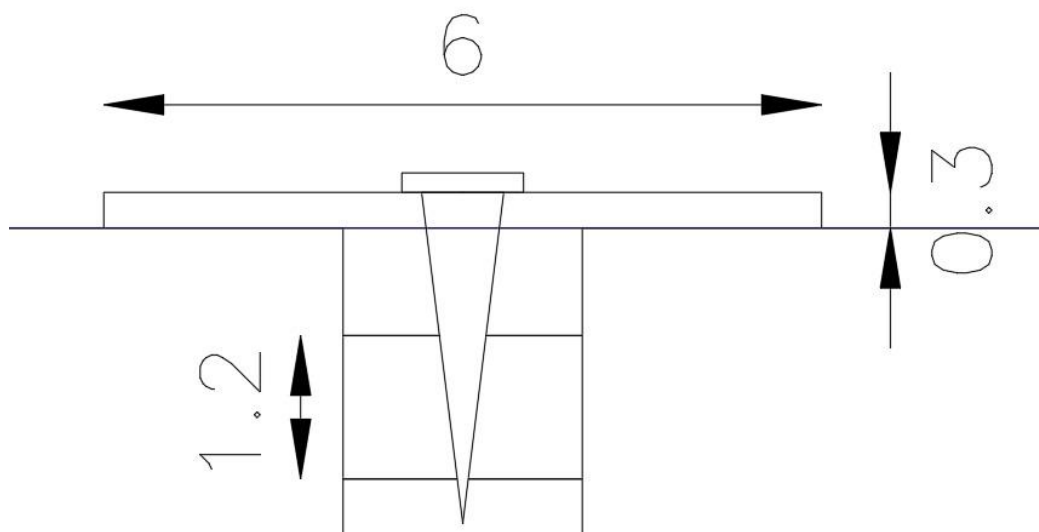


Fuente: González –Talocchino (2024).

González, María Constantina
Talocchino, Francesco

Figura 63

Detalle 1- Junta de polímero asfáltico



Fuente: González –Talocchino (2024).

8.3 Desagües del tablero

8.3.1 Generalidades

El agua que llega procedente de los fenómenos naturales (lluvia, granizo, nieve) o de procesos de limpieza tiene acceso directo a la superficie de la obra, siendo inevitable su presencia. Por eso, la evacuación del agua es una problemática importante en el conjunto de la red, que puede originar fallas. Para asegurar la durabilidad de la estructura y de sus elementos, es necesario realizar un tratamiento adecuado y completo del agua, por eso habrá que proyectar dispositivos para la evacuación de las aguas superficiales que discurran sobre la capa de rodadura. (Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2014)

El tablero de un puente se debe diseñar para permitir el paso seguro y eficiente de la escorrentía superficial de la calzada, de manera de minimizar los daños al puente y maximizar la seguridad de los vehículos que lo cruzan. Se debe proveer un drenaje transversal para el tablero, incluyendo la carretera, ciclo vías y pasarelas peatonales, disponiendo de una pendiente transversal para permitir un drenaje positivo.

Los drenes del tablero se deben diseñar y ubicar de manera que el agua superficial del tablero del puente se dirija alejándose de los elementos de la súper y subestructura. Se debe considerar:

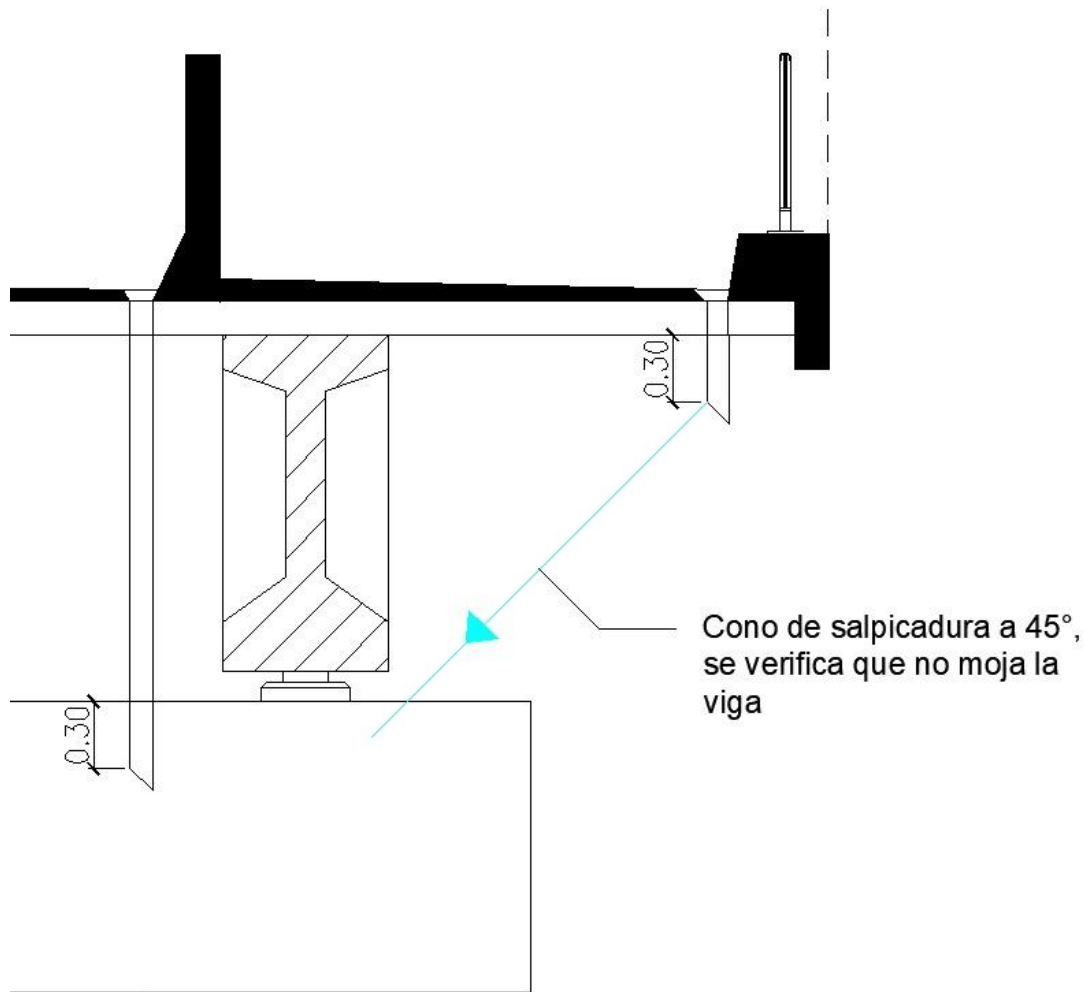
- Una proyección mínima de 200mm por debajo del elemento de la superestructura adyacente menor.
- Ubicar las salidas de las tuberías de manera que un cono de salpicadura de 45 grados no llegue a los elementos estructurales.
- Usar drenes libres o canales de drenaje en los parapetos siempre que sea posible y este permitido.
- Usar codos de no más de 45 grados.
- La práctica habitual es situarlos aguas arriba del puente y antes de cada junta

8.3.2 Diseño

Para este proyecto se colocarán caños de hierro galvanizado de 100mm, de acuerdo a las Especificaciones técnicas particulares de DNV. En particular para drenar la carpeta de rodamiento, se utilizarán conducciones con el mismo caño dispuestas como especifica la figura 64; para el dren de las veredas, se colocará el caño como se observa en la figura 64.

Figura 64

Drenaje del tablero



Fuente: González –Talocchino (2024).

CAPÍTULO 9: CONCLUSIÓN

El objetivo general de este trabajo fue realizar el cálculo estructural de las vigas postesadas y del tablero, y el diseño general de los diferentes elementos que conforman un puente carretero de hormigón armado, sobre Río Arenales, que une la Avenida José Contreras con Calle Santa Adela de la ciudad de Salta capital.

Los datos hidrológicos adoptados se consultaron de los estudios realizados por el grupo de investigación Riesgo Hídrico de la Facultad de Ingeniería de la UCASAL en el año 2022, titulado “Caudales de diseño en cuencas de la provincia de Salta”, en el cual, se especifica que, para una recurrencia de 100 años, el caudal de diseño es de $1319\text{m}^3/\text{seg}$. Los estudios topográficos fueron proporcionados por la Municipalidad de Salta, en el cual se especificó la faja de emplazamiento del proyecto y facilitó las pendientes longitudinales y un perfil transversal del río sobre la línea del eje. A partir de estos datos se determinó la altura libre (5.00m), longitud del puente (300.00m), socavación (1.95m) y cota de fundación (-4.00m).

Se diseñó un puente carretero A-30 recto de vigas postesadas, con dos carriles y una vereda peatonal de cada lado, con una longitud de 300.00 m, que consta de 12 tramos de 25.00m cada uno y altura libre de 5.00 m. Teniendo como referente y modelo al Puente Néspoli, se diseñaron los elementos (pilas, estribos, fundaciones, topes antisísmicos, dispositivos de apoyo y vigas transversales) que conforman el puente del proyecto, debido a su cercanía, tipo de estructura y mismo orden de cargas.

El diseño y cálculo estructural dio como resultado vigas postesadas doble “T” asimétrica de 1.50 m de altura, 0.60 m de ancho, 0.18 m de nervio y 0.45 m^2 de área total; con 18 cordones, de 0.987 cm^2 cada uno, ubicados en 3 vainas; y armadura mínima no tesa, para el montaje, y estribado con barras de 10 mm cada 12 cm.

En cuanto al tablero, fue calculado como losa en una dirección con un espesor de 20 cm, con armadura inferior y superior de barras de 12 mm cada 12 cm en ambas direcciones, en las losas intermedias y en el voladizo.

Respecto a los accesorios, se diseñó y calculó las defensas vehiculares de hormigón armado de 1.26m de alto y 0.6m de base, con una armadura longitudinal de 6 barras de 20mm de diámetro; y armadura transversal de barras de 16mm de diámetro cada 25cm. Las juntas utilizadas fueron cerradas rellenas con sello moldeado de polímero asfáltico tipo Thormack, para una dilatación de la losa de 1.50cm. Los drenes del tablero fueron planteados con caños de hierro galvanizado de 100mm, con una longitud de 30cm y un cono de salpicadura de 45° que no llega a los elementos estructurales.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO. (2020). Título de la norma: AASHTO LRFD *Bridge Design Specifications*, 9th Edition.

AASHTO (2014) Especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD.

Cernuschi, Diego J. – *Las barandas en los puentes carreteros: estática y estética*

Chalabe. (2000). *Puente carretero – Introducción al cálculo Estructural*. Salta: Universidad Católica de Salta.

Cudmani, R. O. (2002). *Puentes de hormigón*. San Miguel de Tucumán: Universidad Nacional de Tucumán.

D’arlach, Bonafede, Angel. (2018). *Proyecto de construcción de puente carretero*. Salta: Universidad Católica de Salta.

Dirección de Vialidad Nacional, (2021). *Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado*. Buenos Aires: DNV.

Escuela Politécnica del Ejército de Chile, (2010). *Vigas transversales en puentes de hormigón*. Chile

Fernández y Ortega (2012) – Congreso Argentino de vialidad y tránsito- *Gestión de catástrofes, experiencia en Chile*

García. (2009). *Diseño y cálculo de puente carretero – Ruta Provincial 33 – km 22*. Salta: Universidad Católica de Salta.

Gea, S. B. (2014). *Diseño y detallado de elementos estructurales de Hormigón Armado de acuerdo al reglamento CIRSOC 201-05*. Salta: EUNSa.

Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño (2016). *Consideraciones generales para fundación y pilotes*. Venezuela

INTI CIRSOC. (2005). Reglamento CIRSOC 201: *Reglamento Argentino de estructuras de hormigón*. Buenos Aires: INTI.

INTI CIRSOC. (2019). Reglamento CIRSOC 804-5: *Reglamento Argentino para el diseño de puentes carreteros- Defensas y barandas*. Buenos Aires: INTI.

Montuar-Jara. (2018). *Topes antisísmicos*. Buenos Aires.

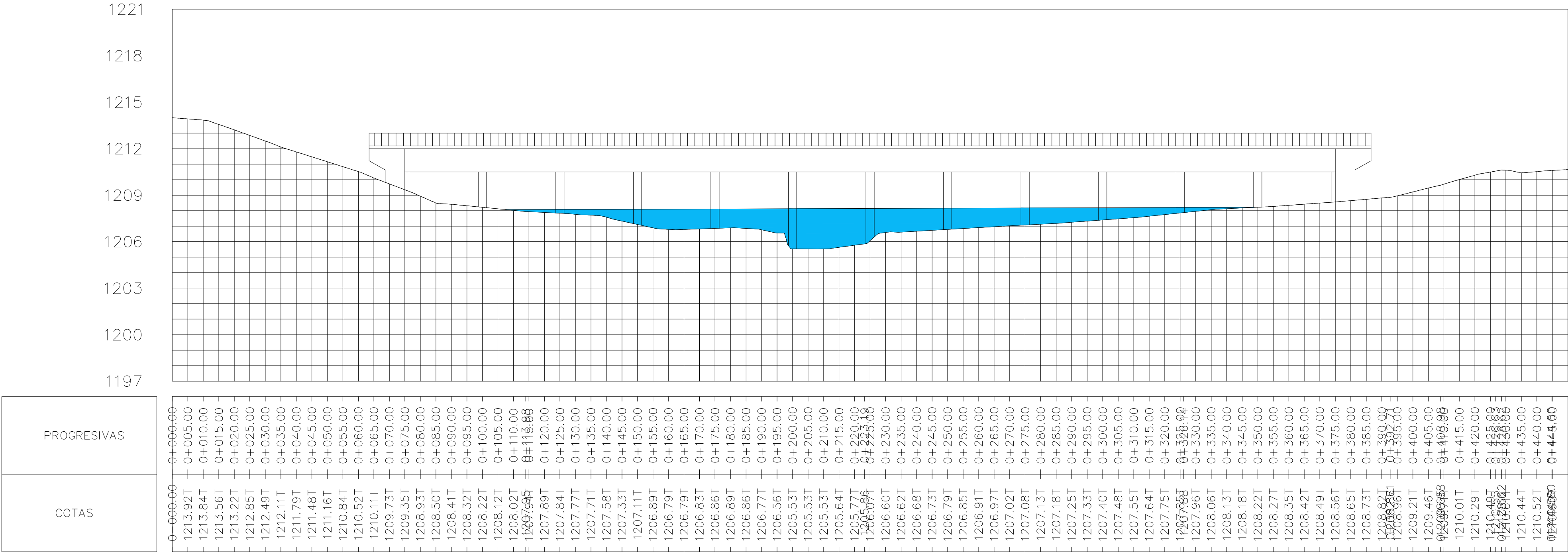
Scarponi, J. C. y Bassani. (2021). *Hormigón Pretensado*. Salta: Universidad Católica de Salta.

Schmidt, Pascale. (2014). *Verificación de puente carretero en R.N. N°68, Km 124.69 – Sobre Río Chuñapampa según resolución CIRSOC 201-2005*. Salta: Universidad Católica de Salta.

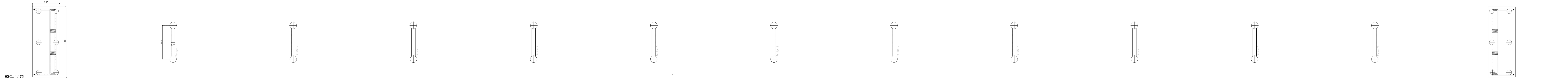
ANEXOS



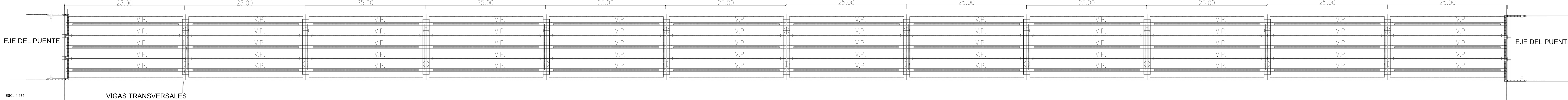
SECCION DE ESTUDIO



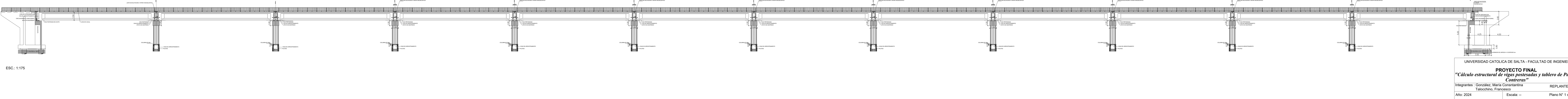
PLANTA NIVEL FUNDACIÓN



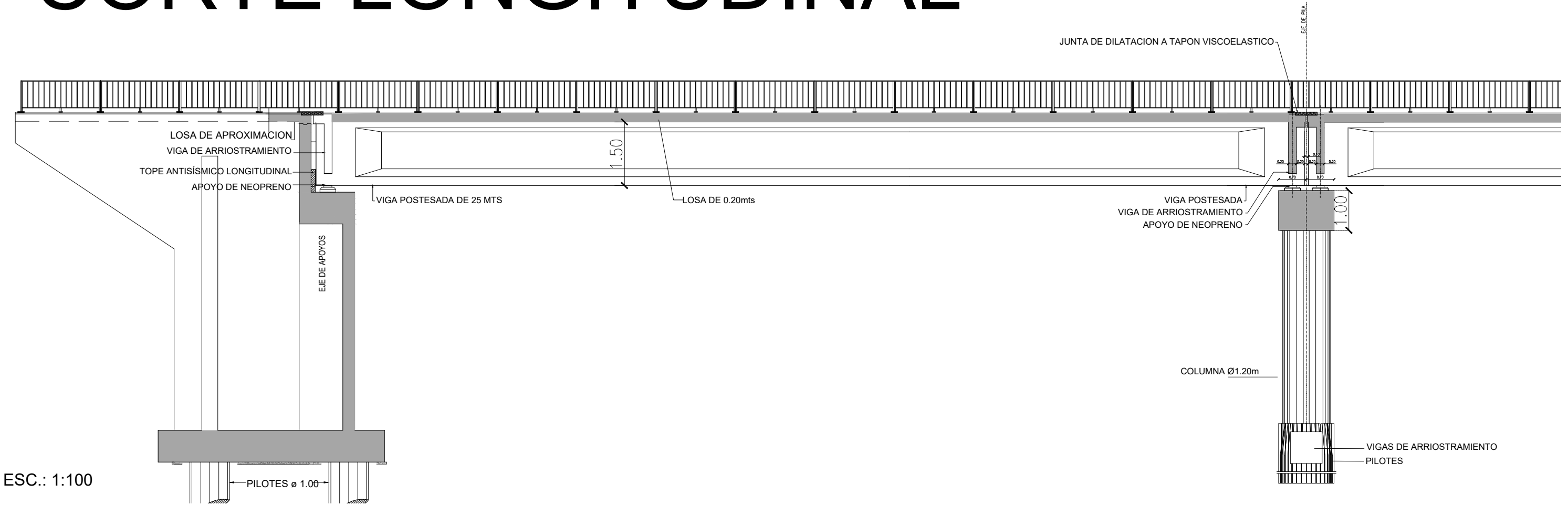
PLANTA NIVEL TABLERO



CORTE LONGITUDINAL

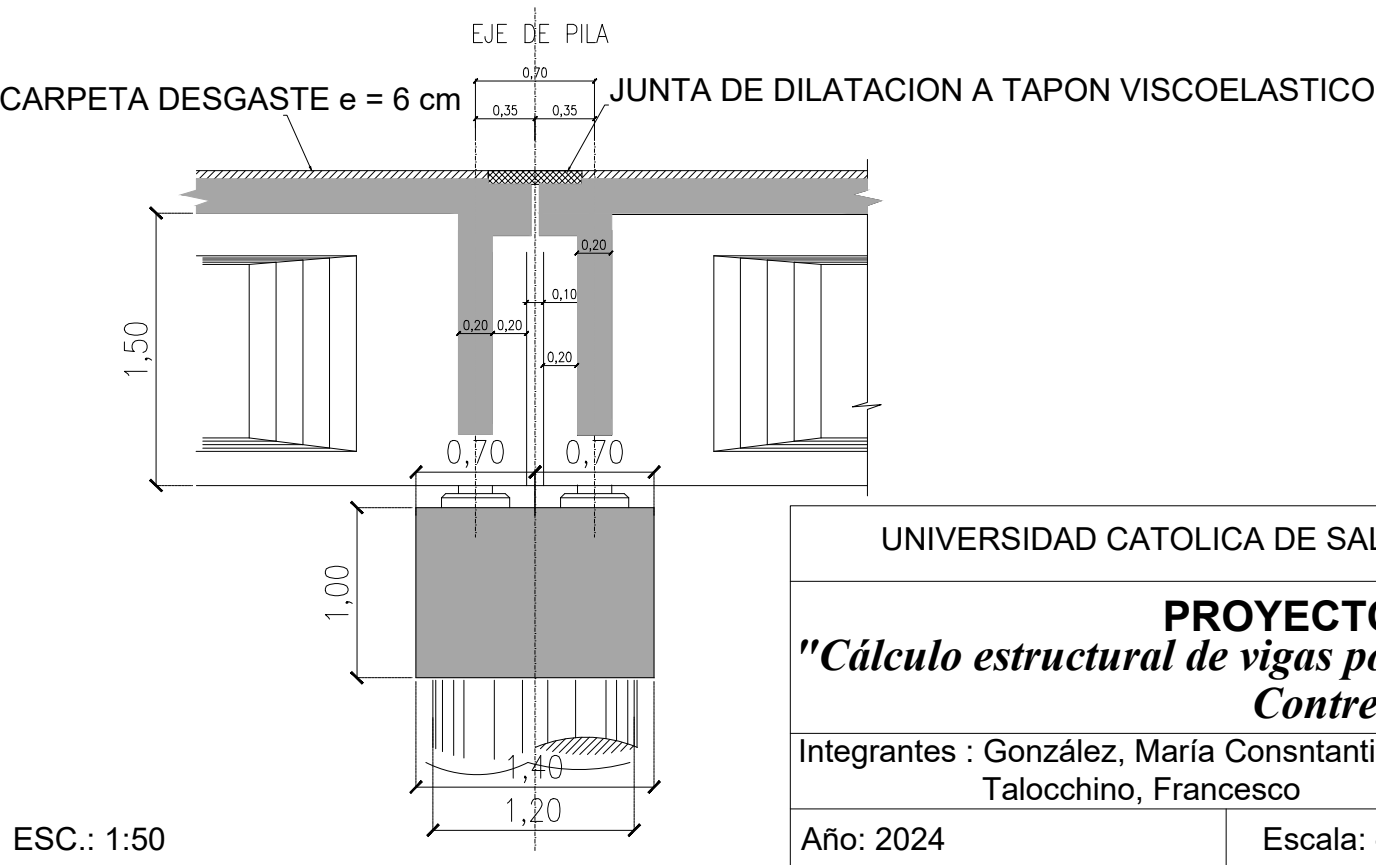
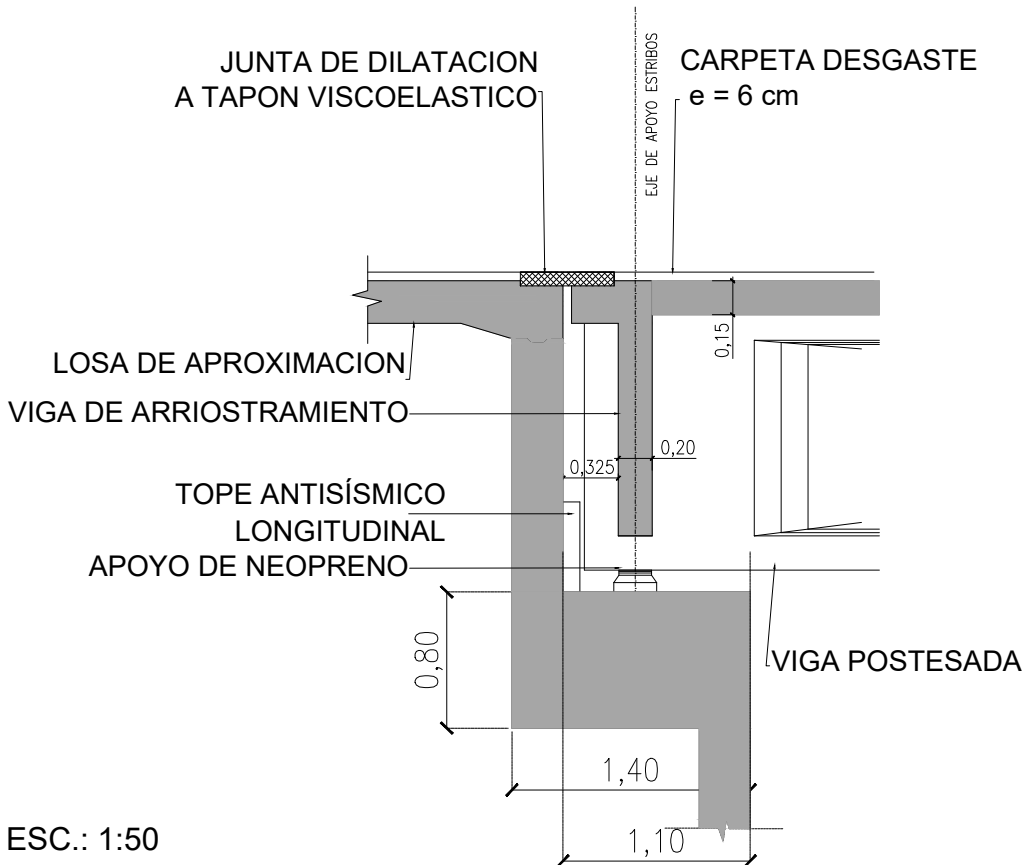


CORTE LONGITUDINAL



DETALLE APOYO SOBRE ESTRIBO

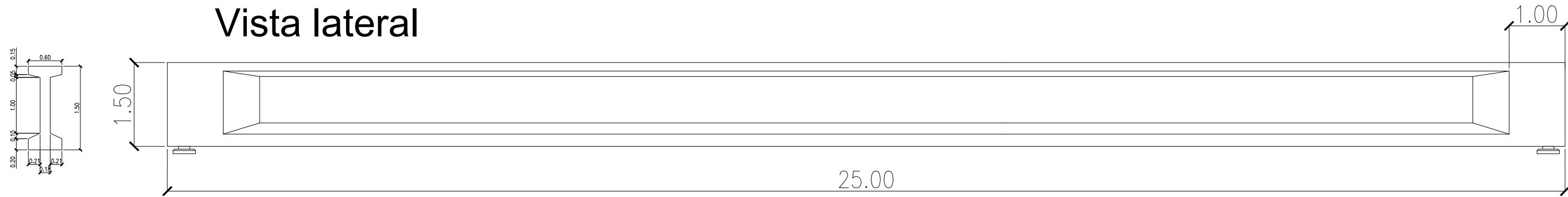
DETALLE APOYO SOBRE PILAS



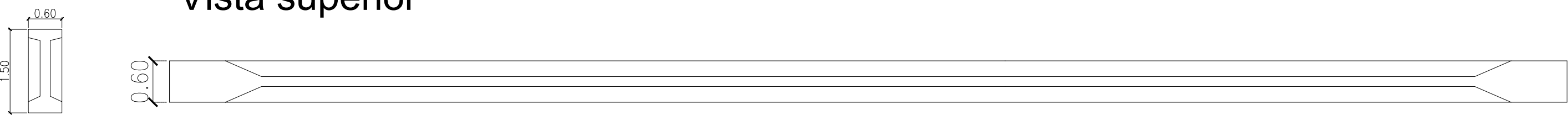
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA - FACULTAD DE INGENIERIA		
PROYECTO FINAL "Cálculo estructural de vigas postesadas y tablero de Puente Contreras"		
Integrantes : González, María Consntantina Talocchino, Francesco		CORTE Y DETALLES
Año: 2024	Escala: --	Plano N° 2 de 7

VIGAS POSTESADAS PRINCIPALES

Vista lateral



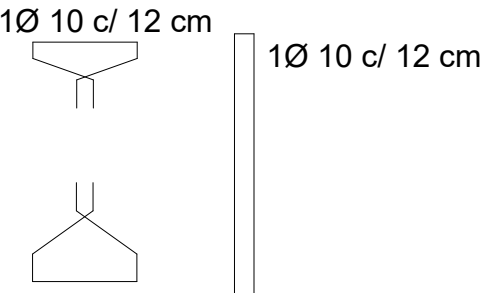
Vista superior



ESC.: 1:100

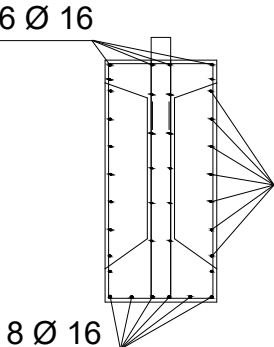
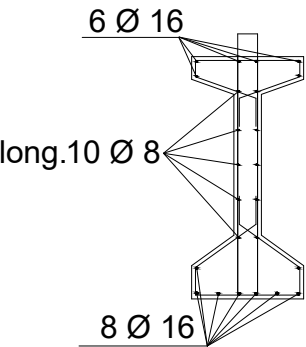
DETALLE DE ARMADURA NO TESA

Estribado y vinculacion a losa



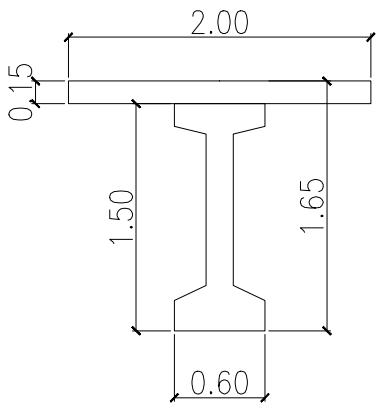
ESC.: 1:75 1Ø 10 c/ 12 cm

Armadura longitudinal

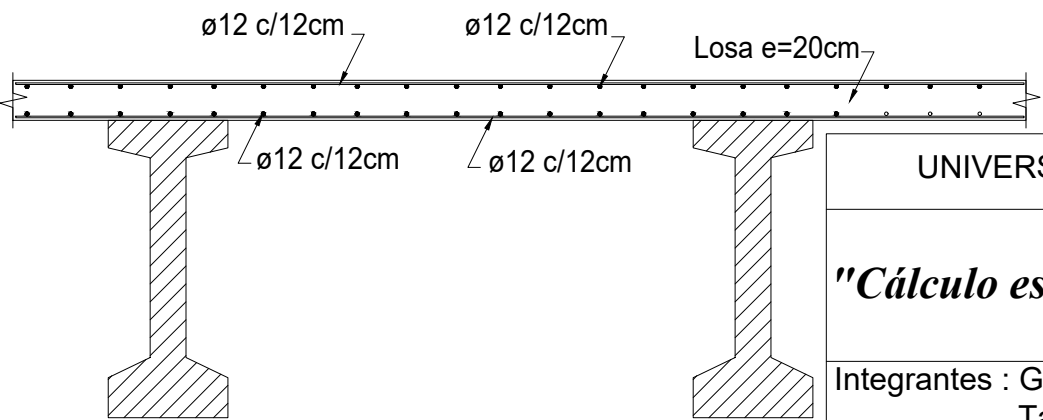


Armado de bloque segun patente de postesado

Seccion compuesta

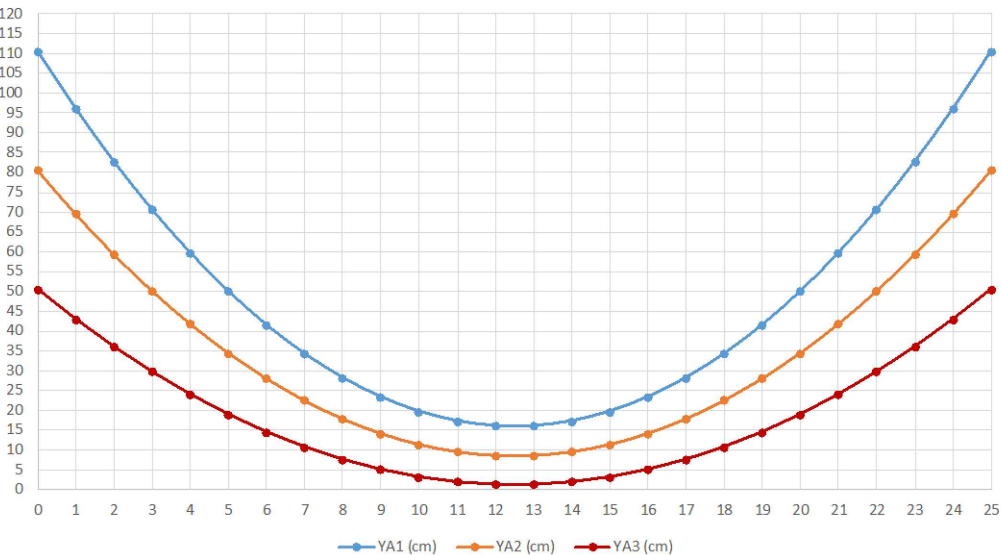


DETALLE ARMADO DE TABLERO



ESC.: 1:75

Trazado de parabolos



PARABOLAS			
Distancia (m)	YA1 (cm)	YA2 (cm)	YA3 (cm)
0	110,6	80,6	50,6
1	95,9880787	69,6137731	43,2394676
2	82,6467593	59,5828704	36,5189815
3	70,5760417	50,5072917	30,4385417
4	59,7759259	42,387037	24,9981481
5	50,246412	35,2221065	20,1978009
6	41,9875	29,0125	16,0375
7	34,9991898	23,7582176	12,5172454
8	29,2814815	19,4592593	9,63703704
9	24,834375	16,115625	7,396875
10	21,6578704	13,7273148	5,79675926
11	19,7519676	12,2943287	4,83668981
12	19,1166667	11,8166667	4,51666667
13	19,7519676	12,2943287	4,83668981
14	21,6578704	13,7273148	5,79675926
15	24,834375	16,115625	7,396875
16	29,2814815	19,4592593	9,63703704
17	34,9991898	23,7582176	12,5172454
18	41,9875	29,0125	16,0375
19	50,246412	35,2221065	20,1978009
20	59,7759259	42,387037	24,9981481
21	70,5760417	50,5072917	30,4385417
22	82,6467593	59,5828704	36,5189815
23	95,9880787	69,6137731	43,2394676
24	110,6	80,6	50,6
25	126,482523	92,5415509	58,6005787

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA - FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO FINAL "Cálculo estructural de vigas postesadas y tablero de Puente Contreras"

Integrantes : González, María Consntantina
Talocchino, Francesco

ARMADURAS

Año: 2024

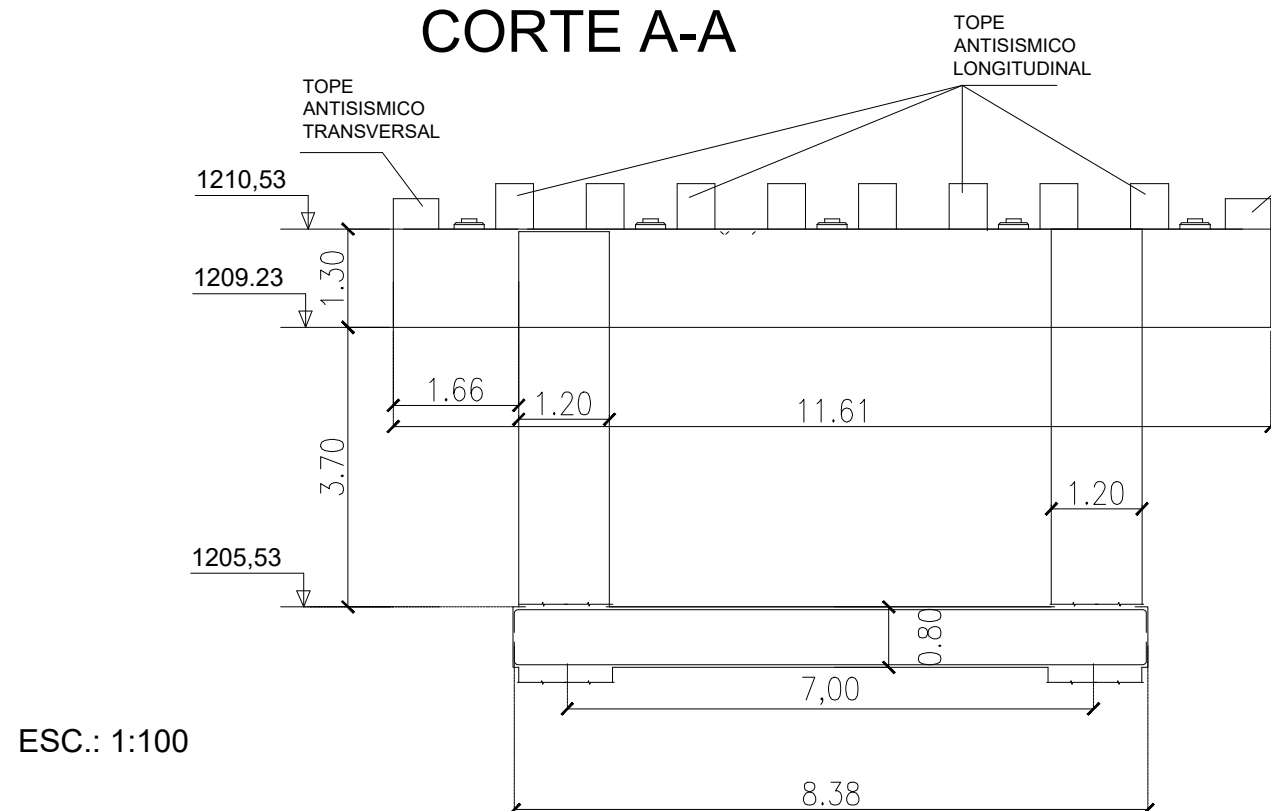
Escala: --

Plano N° 3 de 7

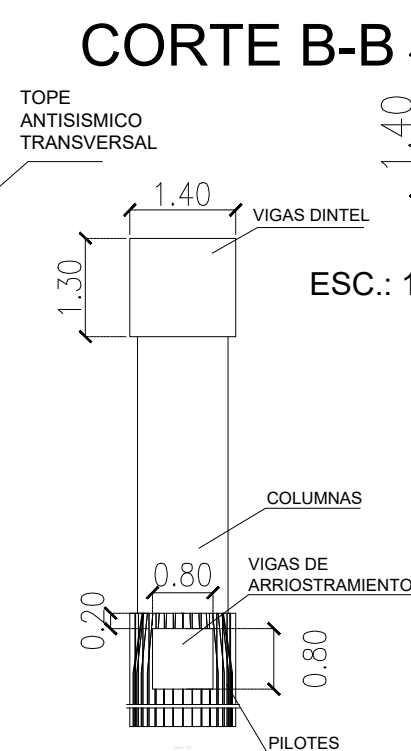
DETALLES DE PILAS

DETALLES DE PILAS

CORTE A-A



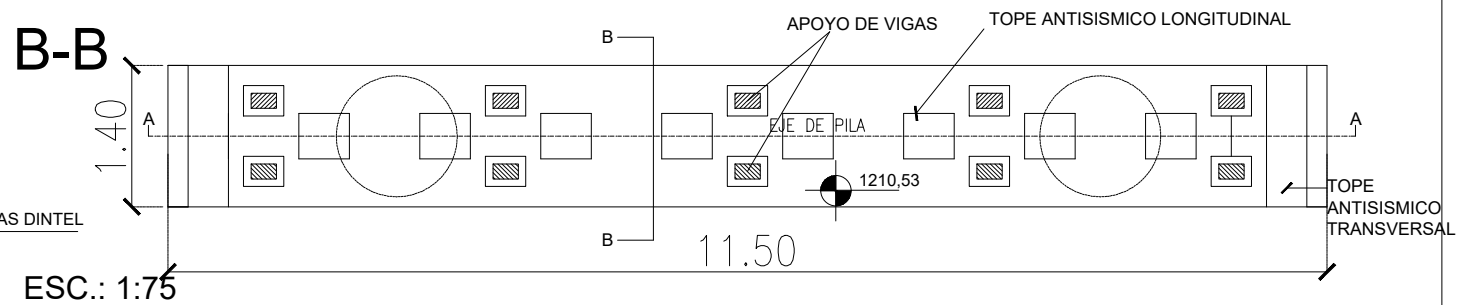
CORTE B-B



DETALLES DE PILAS

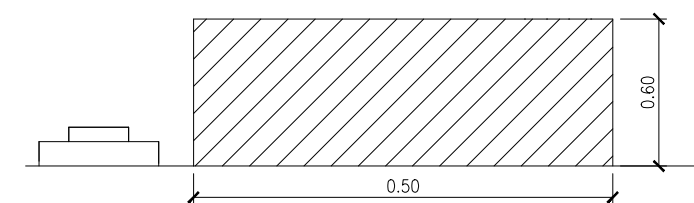
PLANTA DINTELES DE PILA

PLANTA DINTELES DE PILA

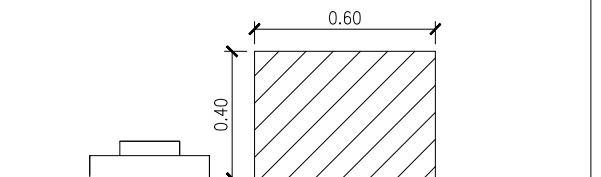


TOPE ANTISISMICOS TRANSVERSALES

Tope longitudinal

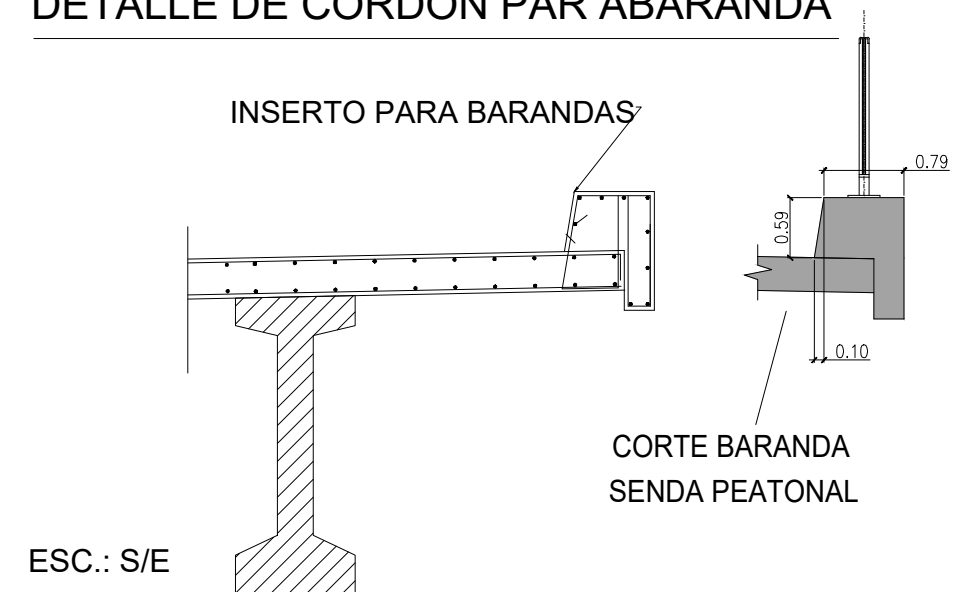


Tope transversal

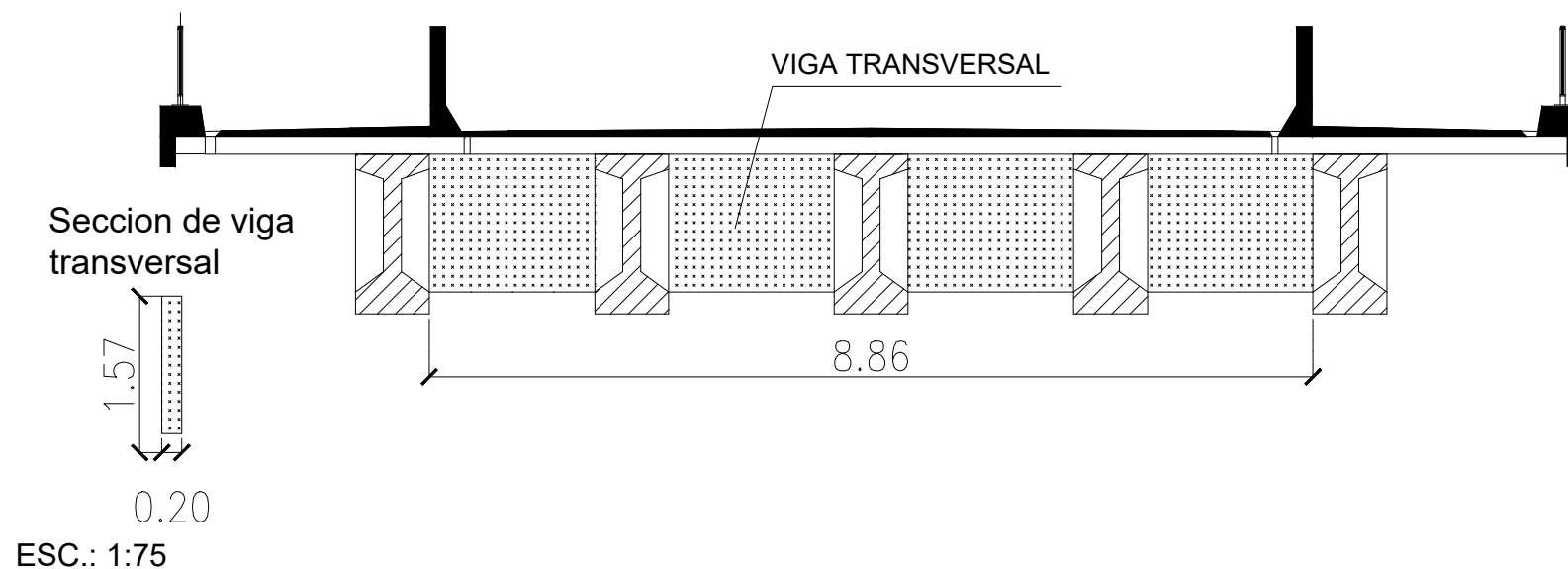


DETALLE DE CORDON PAR ABARANDA

INSERTO PARA BARANDAS⁷



VIGAS TRANSVERSALES EN EXTREMOS



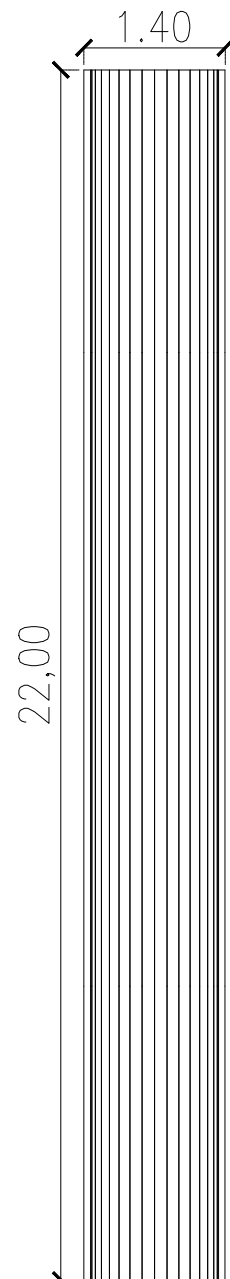
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA - FACULTAD DE INGENIERIA		
PROYECTO FINAL <i>"Cálculo estructural de vigas postesadas y tablero de Puente Contreras"</i>		
Integrantes : González, María Consntantina Talocchino, Francesco		DIMENSIONES
Año: 2024	Escala: --	Plano N° 4 de 7

PILOTES

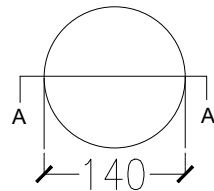
Pilotes de pilas

Corte A-A

Seccion transversal



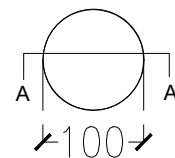
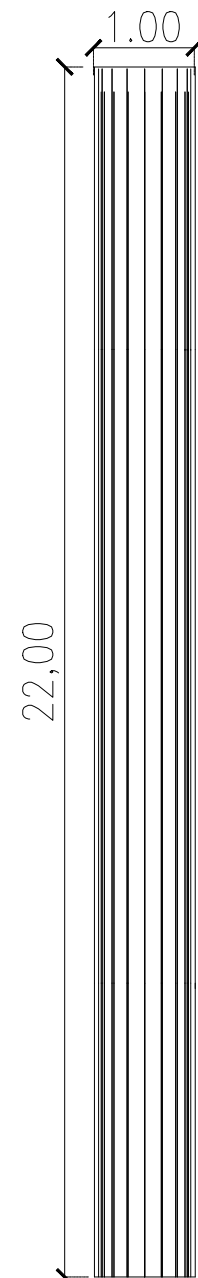
ESC.: 1:100



Pilotes de estribos

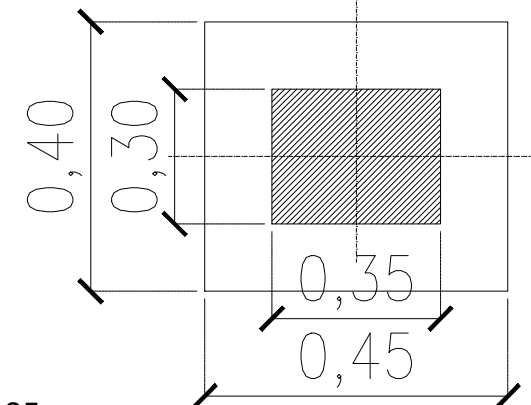
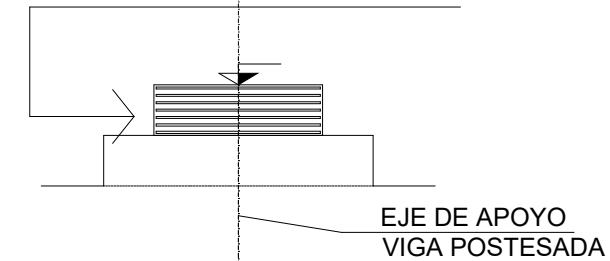
Corte A-A

Seccion transversal



DETALLES DE APOYOS DE NEOPRENO

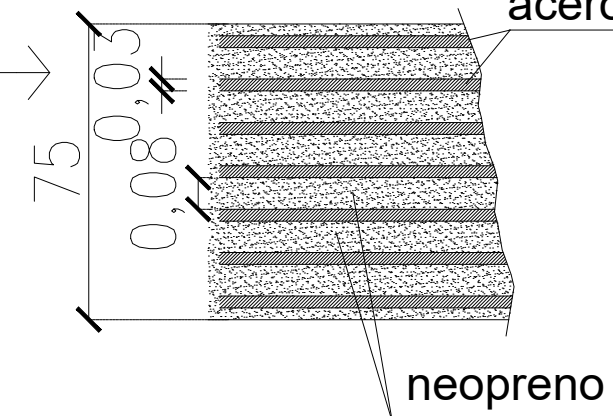
apoyos armados de neopreno dureza shore 60 de 300x350mm x h min (neto de goma=54mm) h total=75mm- ver DETALLE 1



ESC.: 1:25

MEDIDAS EN MILIMETROS
acero

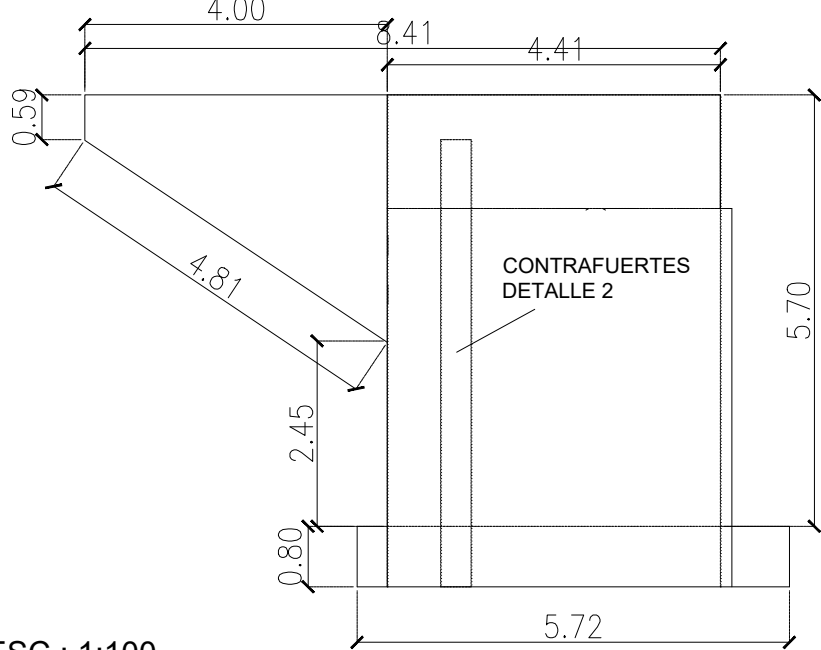
DETALLE 1



ESC.: 1:25

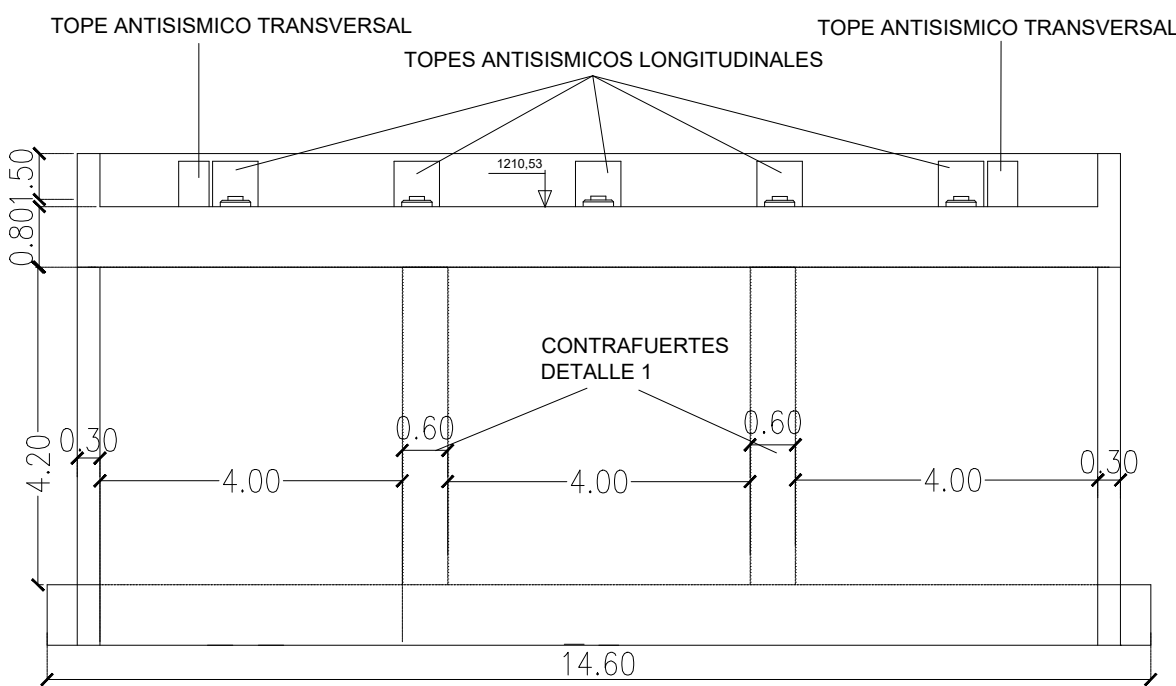
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA - FACULTAD DE INGENIERIA		
PROYECTO FINAL "Cálculo estructural de vigas postesadas y tablero de Puente Contreras"		
Integrantes : González, María Consntantina Talocchino, Francesco		DIMENSIONES
Año: 2024	Escala: --	Plano N° 5 de 7

VISTA MURO LATERAL IZQUIERDO

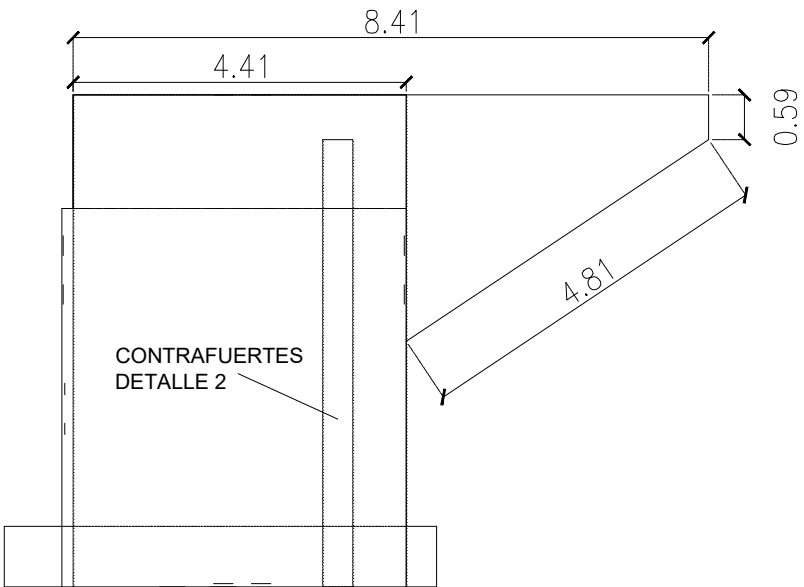


ESC.: 1:100

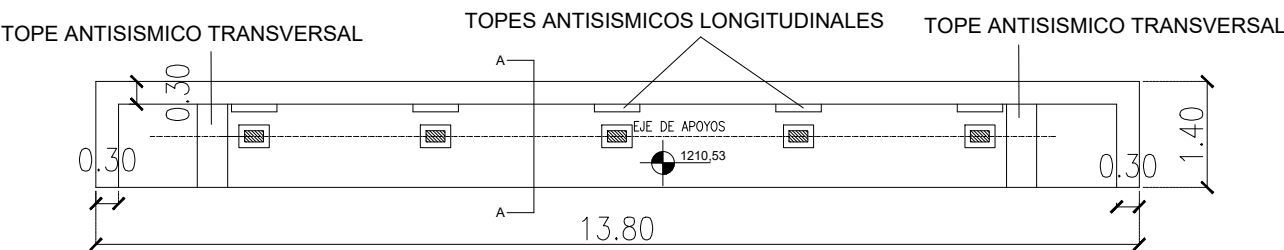
VISTA MURO FRONTAL



VISTA MURO LATERAL DERECHO

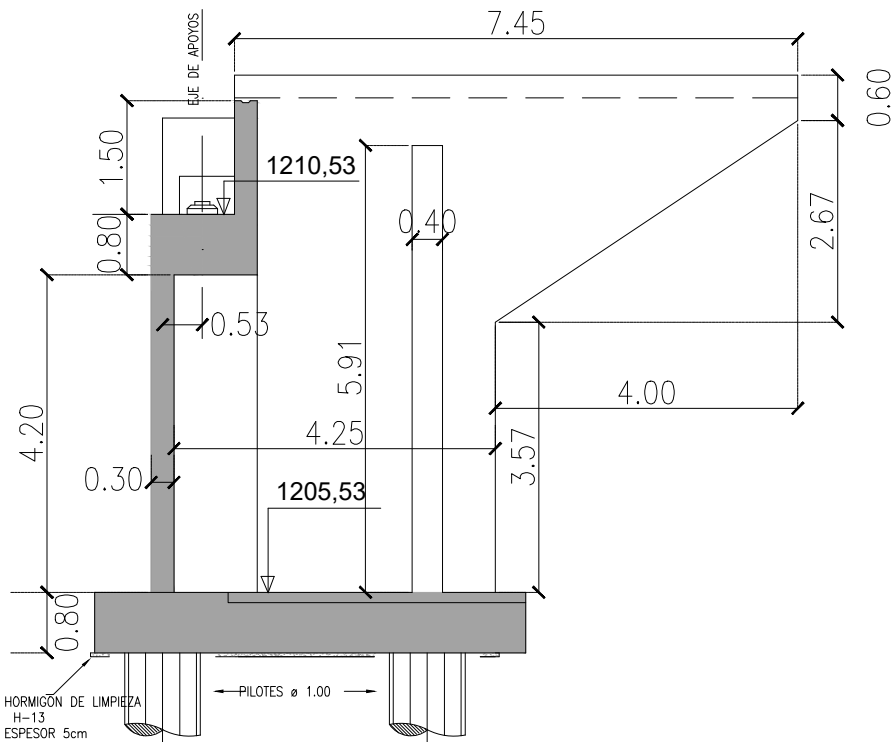


PLANTA NIVEL DE APOYO DE VIGAS EN ESTRIBOS



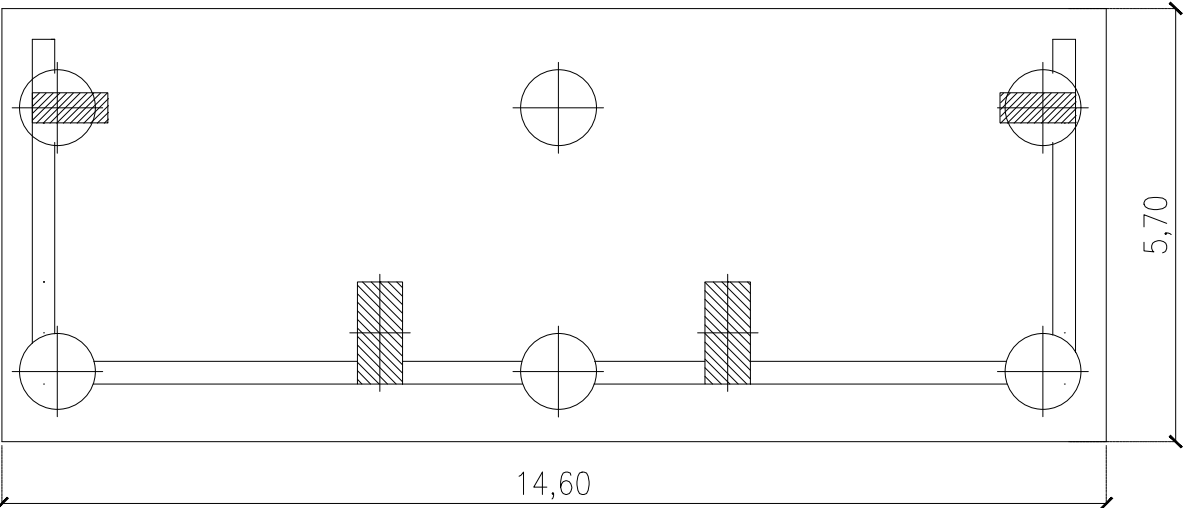
ESC.: 1:100

CORTE A-A



ESC.: 1:100

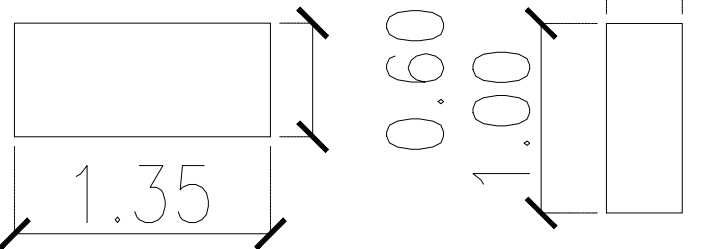
PLANTA DE FUNDACIÓN - ESTRIBOS



ESC.: 1:100

CONTRA FUERTES

MURO FRONTAL
DETALLE 1



MUROS LATERALES

DETALLE 2

ESC.: 1:100

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA - FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO FINAL
"Cálculo estructural de vigas postesadas y tablero de Puente Contreras"

Integrantes : González, María Consntantina
Talocchino, Francesco

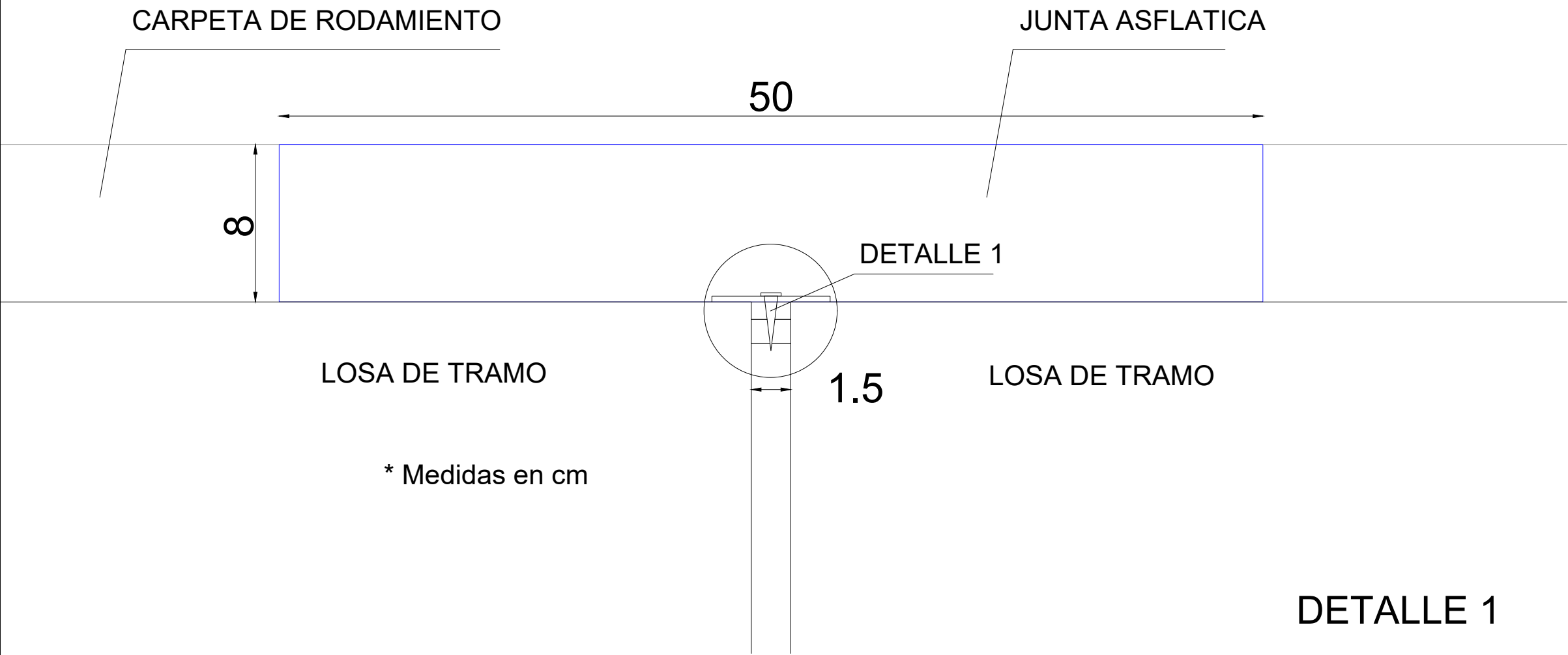
DIMENSIONES DE
ESTRIBOS

Año: 2024

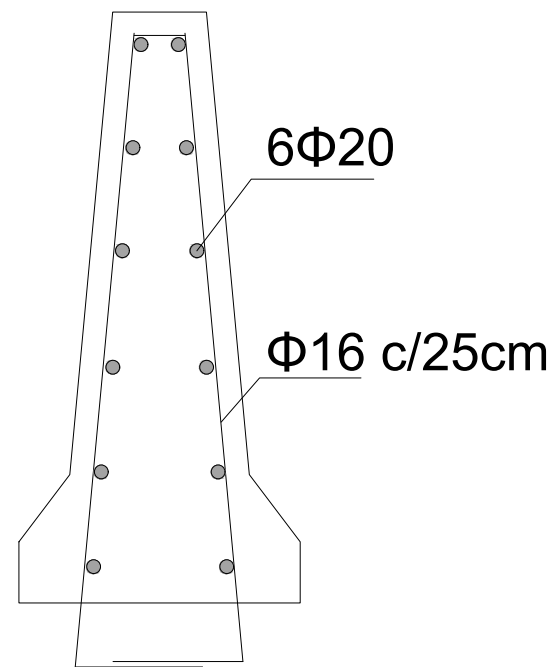
Escala: --

Plano N° 6 de 7

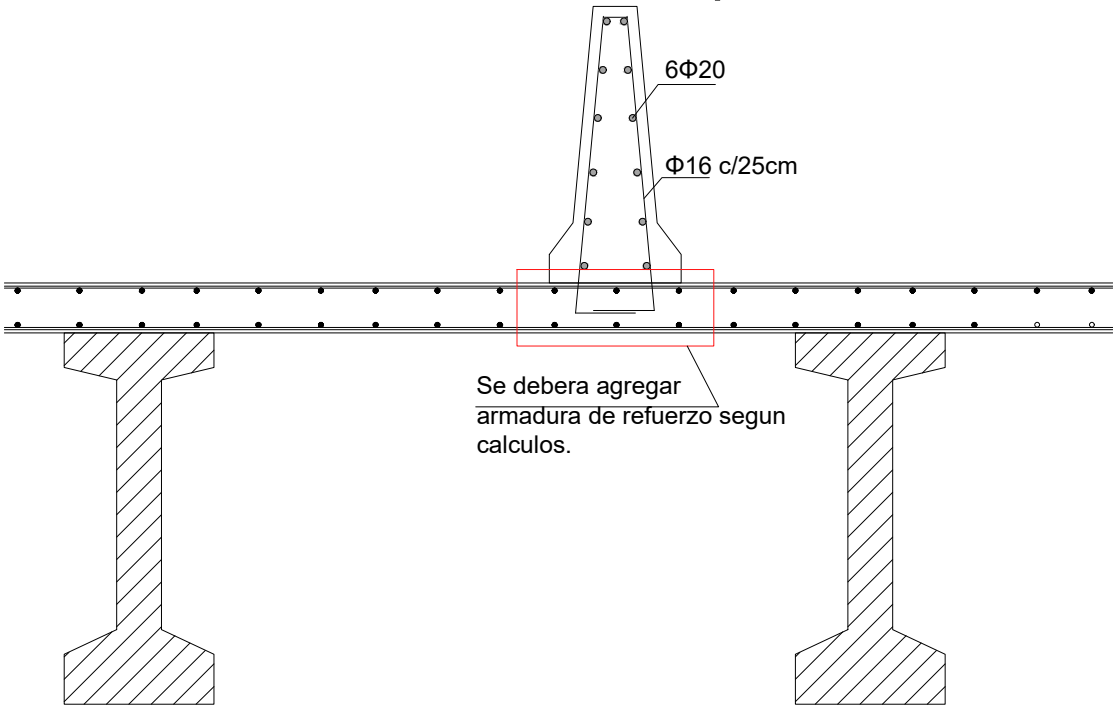
JUNTA TIPO THORMACK



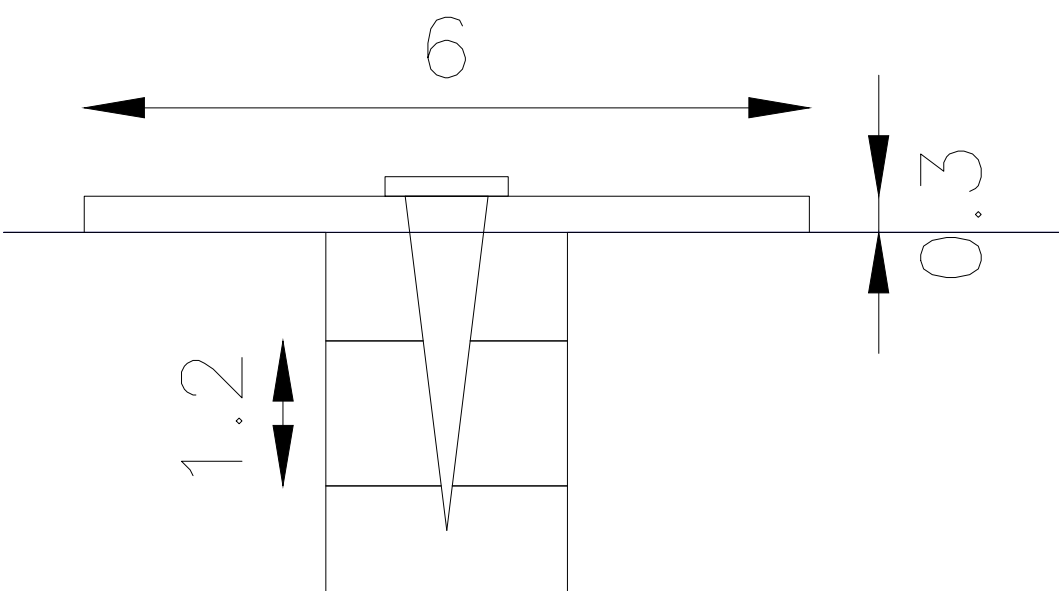
Defensa Tipo TL5



Refuerzo en tablero por defensa



DETALLE 1



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA - FACULTAD DE INGENIERIA		
PROYECTO FINAL "Cálculo estructural de vigas postesadas y tablero de Puente Contreras"		
Integrantes : González, María Consntantina Talocchino, Francesco		DIMENSIONES DE ESTRIBOS
Año: 2024	Escala: --	Plano N° 7 de 7

MODEALDO



