Universidad Austral de Chile
Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

IDENTIFICACIÓN DEL PATRIMONIO DE INGENIERÍA EN PUENTES EN LA REGIÓN DE LOS RÍOS CON UN EJEMPLO DE EVALUACIÓN DE LA POSIBILIDAD DE CONSERVACIÓN.

Tesis para optar al Título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante
Sr. Frank Schanack
Dr. Ingeniero

Profesores Informantes
Sr. José Soto Miranda
Ing. Civil, M.Sc. en Ing. Civil

Sr. Adolfo Castro Bustamante
Ing. Civil, M.Sc. en Ing. Civil

TAMARA BELEN GONZÁLEZ GONZÁLEZ
VALDIVIA - CHILE
2013

Para mi familia,
en especial para mi papá.

Agradecimientos

Quisiera agradecer profundamente a quienes me apoyaron durante mi carrera, amigos, compañeros y profesores, especialmente al Dr. Frank Schanack, profesor patrocinante de esta tesis, quien me ha brindado una porción de su amplio conocimiento para poder realizar este trabajo y empezar a desarrollarme como profesional. Le estaré muy agradecida siempre por brindarme su apoyo y confianza durante este periodo.

También quisiera agradecer a quienes son parte importante de mi crecimiento, mi familia. Gracias por apoyarme en todo momento y entenderme cuando fue necesario, especialmente a mi papá, gracias a él soy la persona que soy ahora. Y finalmente, quisiera darle las gracias a Marco, mi pilar y mi compañero durante todo este tiempo, sin ti este proceso hubiese sido aún más difícil, gracias por tu apoyo, ayuda, paciencia, compañía y por seguir creyendo en mí.

Resumen

La presente tesis tiene como objetivo principal identificar y clasificar los puentes más representativos de la Región de los Ríos como una forma de reconocer el patrimonio de ingeniería en puentes en la región.

Actualmente, en una gran mayoría de casos, los puentes construidos en Chile solo pretenden garantizar la comunicación entre dos sectores geográficamente separados, sin tomar en cuenta la influencia de éstos en el entorno en el que se construyen. Sin embargo, aparte de crear esta comunicación, los puentes otorgan identidad a una región, transforman su entorno y constituyen un símbolo característico para su sociedad incentivando el sentido de pertenencia.

Según el catastro del 2010 la Región de los Ríos cuenta con 501 puentes que corresponden aproximadamente al 7,7% del total nacional. De estos 501 puentes, más del 65% corresponden a puentes de madera o madera con vigas de acero. Un 18% corresponde a puentes de hormigón y el 17% restante a puentes mixtos. Aproximadamente el 90% de los puentes de la región, no superan los 45 m de longitud. De los puentes restantes, 14 superan los 100 metros de longitud y de éstos, 5 puentes superan los 200 metros, que son el Puente Cruces, el Puente Pedro de Valdivia, los dos Puentes Calle Calle y el Puente Chaihuín.

Posterior a la identificación y clasificación de los puentes representativos, se realiza un diseño comparativo en uno de ellos, el puente Santo Domingo, como una forma de evaluar la posibilidad de su conservación a través del tiempo y rescatarlo como parte del patrimonio de la región. Se modela en un programa de análisis finitos y se solicita con cargas establecidas por la norma actual.

Finalmente se concluye que la conservación del Puente Santo Domingo como puente en servicio es posible, debido a que los resultados arrojados en cuanto a resistencia y deflexiones cumplen con los códigos de diseño actuales. Esto último es causado principalmente por el dimensionamiento de los elementos estructurales del puente, que contribuyen al requerimiento de cuantías cercanas a las mínimas propuestas por las normativas.

Summary

The present thesis has as the main objective to identify and classify the most representative bridges of Región de los Ríos, in order to acknowledge bridge engineering heritage found in this region.

Nowadays, in most cases, bridges constructed in Chile only aspires to guarantee communication between two geographically separated areas, without taking into account the influence of bridges over the environment where they are settled. Bridges certainly provide identity to a region, transforming the environment, as well as they build a characteristic symbol for society promoting a sense of belonging.

According to the cadaster of 2010, the Región de los Ríos has 501 bridges that correspond to approximately 7.7% of the national total. Of these 501 bridges, more than 65% are wooden bridges o wooden bridges with steel beams. A 18% are reinforced concrete bridges and the remaining 17% composite bridges (concrete and steel). Approximately 90% of the bridges in the area, do not exceed 45 m of length. Of the remaining bridges, 14 are over 100 meters long and of these, 5 bridges over 200 meters, which are Cruces Bridge, Pedro de Valdivia Bridge, both Calle Calle Bridges and Chaihuín Bridge.

After identifying and classifying the representative bridges, a comparative design is made in one of them to evaluate de conservation possibility throughout time and to preserve it as a region heritage. This is modelled in a program of finite element analysis and it is requested with loads established by the current regulations.

Finally, the conclusion is that preservation of Santo Domingo Brige is possible, because the results related to resistance and deflexion fulfill the codes of current designs. The preservation is due to the dimensioning of structural elements on the bridge, as they contribute to the requirement of minimum amount proposed by the regulations.

Índice de Contenidos

	Contenido	Página
	Agradecimientos	iii
	Resumen	iv
	Sumary	v
	Lista de Tablas	xi
	Lista de Imágenes	xii
CAPÍTULO I	**Introducción**	1
1.1	Introducción	2
1.2	Reseña Histórica de Puentes en Chile	4
1.3	Planteamiento del Problema	8
1.4	Objetivos	9
1.5	Metodología	10
1.6	Alcances y Limitaciones	11
1.7	Estructura de la Tesis	12
CAPÍTULO II	**Material Teórico**	13
2.1	Criterios de Clasificación	14
2.1.1	Según Longitud Total y Longitud de Vano	14
2.1.2	Según Calzada	14
2.1.3	Según Objetivo	15
2.1.4	Según Material	15
2.1.5	Según Sistema Estructural	16
2.1.6	Según Sección Trasversal	17
2.2	Nomenclatura y Definiciones Básicas	18

2.2.1 Nomenclatura Básica 18

2.2.2 Definiciones Básicas 22

2.2.2.1 Superestructura 22

2.2.2.2 Infraestructura 23

2.2.2.3 Accesos 23

2.2.2.4 Obras de Defensa y Seguridad 23

CAPÍTULO III Catálogo de Puentes 24

3.1 Introducción 25

3.1.1 Actualidad de los Puentes en la Región de los Ríos 25

3.1.1.1 Puentes de la Región de los Ríos con respecto al país 25

3.1.1.2 Tipos de Estructuras 26

3.1.1.3 Longitudes Totales 26

3.1.1.4 Ancho de Tablero 28

3.2 Identificación y Clasificación 27

3.3 Fichas 30

3.3.1 Puente Chirre 31

3.3.2 Puente Carlos Ibañez del Campo 33

3.3.3 Puente Santo Domingo 36

3.3.4 Puente Pedro de Valdivia 39

3.3.5 Puente Calle Calle 45

3.3.6 Puente Calle Calle II 48

3.3.7 Puente Cruces 50

3.3.8 Puente Chaihuín 55

3.3.9 Puente Naguilán 56

3.3.10 Puente Calcurrupe 59

3.3.11 Puente Quinchilca 60

3.3.12 Puente San José 62

3.3.13 Puente Huilo Huilo 64

3.3.14 Puente Malihue 67
3.4 Análisis y reflexiones sobre el catálogo de puentes 68

CAPÍTULO IV Evaluación Puente Santo Domingo 69

4.1 Introducción 70
4.2 Metodología 70
4.3 Nota de Cálculo 70
4.3.1 Estándares y Normas 70
4.3.2 Unidades 71
4.3.3 Modelo Numérico del Puente 71
4.3.3.1 Descripción General 71
4.3.3.2 Condiciones de Borde 73
4.3.3.3 Malla de Elementos Finitos 73
4.3.3.4 Tipo de Cálculo 74
4.3.4 Hipótesis de Carga 74
4.3.4.1 Carga Permanente 74
4.3.4.1.1 Peso Propio de la Estructura 74
a) Arcos 75
b) Péndolas 75
c) Tablero 76
d) Arriostramientos 77
4.3.4.1.2 Asfalto 77
4.3.4.1.3 Barandas y Barreras 78
4.3.4.2 Carga Viva 78
4.3.4.2.1 Vías de Tránsito 78
4.3.4.2.2 Cargas Vehiculares 78
a) Camiones 80
b) Carga Faja 80
4.3.4.2.3 Efecto Dinámico de la Carga Viva 80

4.3.4.2.4 Fuerzas Longitudinales y Centrífugas 82
4.3.4.2.5 Reducción de la Intensidad de la Carga 82
4.3.4.2.6 Cargas en las Aceras 83
4.3.4.3 Fuerzas Térmicas 83
4.3.4.4 Cargas de Viento 84
4.3.4.4.1 Cargas Horizontales 84
a) Grupos II y V 84
b) Grupos III y VI 85
4.3.4.4.2 Cargas Verticales. Volcamiento 85
4.3.4.5 Fuerzas Sísmicas 86
4.3.4.5.1 Alcance 86
4.3.4.5.2 Definición de Parámetros 86
4.3.4.5.3 Método Modo Espectral 87
4.3.4.5.4 Componente Vertical 88
4.3.4.5.5 Combinación de Fuerzas Sísmicas 88
4.3.4.6 Retracción 88
4.3.5 Combinaciones de Carga 89
4.3.6 Propiedades de Materiales 90
4.3.7 Cálculo General 90
4.3.7.1 Flexión 91
4.3.7.2 Corte 92
4.3.6.3 Flexocompresión 94
4.4 Comprobación de Secciones 95
4.4.1 Tablero 97
4.4.1.1 Limitación de Espesor 97
4.4.1.2 Limitación de Deflexiones 98
4.4.1.2.1 Deflexión Longitudinal 99
4.4.1.2.2 Deflexión Transversal 100
4.4.1.3 Diseño de Secciones 101
4.4.1.3.1 Losa Tramo Central 102

		4.4.1.3.2	Pasillos	103
		4.4.1.3.3	Vigas Bajo el Arco	111
		4.4.1.3.4	Vigas Longitudinales	115
		4.4.1.3.5	Vigas Transversales	119
		4.4.1.3.6	Péndolas	123
		4.4.1.3.7	Arcos	127
		4.4.1.3.8	Arriostramientos	138
	4.3.8		Resumen de Refuerzos	141
CAPÍTULO V	**Conclusiones**			142
Referencias				148

Lista de Tablas

Tabla	Título	Página
Tabla 2.1	Clasificación de Puentes según longitud total y longitud de vano	14
Tabla 4.1	Peso Específico de Materiales	73
Tabla 4.2	Líneas de Influencia	80
Tabla 4.3	Combinaciones de Carga	88
Tabla 4.4	Resumen de esfuerzos transversales según estado de carga, losa central	104
Tabla 4.5	Resumen de esfuerzos longitudinales según estado de carga, losa central	106
Tabla 4.6	Resumen de esfuerzos según estado de carga, pasillos	108
Tabla 4.7	Resumen de esfuerzos según estado de carga, vigas bajo el arco	111
Tabla 4.8	Envolventes para los esfuerzos sobre vigas longitudinales	114
Tabla 4.9	Envolventes para los esfuerzos sobre vigas transversales	118
Tabla 4.10	Envolventes para los esfuerzos sobre péndolas	120
Tabla 4.11	Comparación entre cálculos Lineales y No lineales, bajo una misma carga	127
Tabla 4.12	Porcentaje de aumento en esfuerzos máximos debido al cálculo no Lineal	127
Tabla 4.13	Comparación entre cálculos con y sin imperfección, bajo peso propio	128
Tabla 4.14	Comparación entre cálculos con y sin imperfección, bajo carga de mayor solicitación	129
Tabla 4.15	Porcentaje de aumento en esfuerzos máximos debido al cálculo no Lineal	129
Tabla 4.16	Envolventes para los esfuerzos sobre arriostramientos	132
Tabla 4.17	Resumen de refuerzos	134

Lista de Figuras

		Página
Figura 1.1	Puente Sublicio, según Luigi Canina	2
Figura 1.2	Marca Gráfica de Valdivia	3
Figura 1.3	Alumbrado Público de Niebla	4
Figura 1.4	Paradero de Microbuses	4
Figura 1.5	Plano del Puente Cal y Canto, vista lateral	5
Figura 1.6	Dibujo del Puente Cal y Canto, en donde se aprecian los arcos de medio punto	5
Figura 1.7	Viaducto de Malleco	6
Figura 1.8	Planos del Viaducto de Malleco del año 1891	6
Figura 1.9	Puente sobre el río Calle Calle, revista Zig-zag, abril 1906	7
Figura 2.1	Tipos de Puentes según tipo de carga, ferroviario, carretero y peatonal.	15
Figura 2.2	Puentes viga	16
Figura 2.3	Puentes en celosía	16
Figura 2.4	Puentes integrales	17
Figura 2.5	Puentes arcos	17
Figura 2.6	Puentes funiculares	17
Figura 2.7	Agrupación de los planos del sistema estructural principal en la sección transversal del puente respecto a la calzada de la vía de tráfico (Schanack, 2008).	18
Figura 2.8	Lámina3.1001.302(2) A, Manual de Carreteras. Elementos Principales que constituyen un puente (MOP,2008)	21
Figura 3.1	Gráfico de Puentes en Chile, diferenciados por su longitud	
Figura 3.2	Gráfico Tipo de Superestructura	
Figura 3.3	Histograma de Longitudes Totales	
Figura 3.4	Gráfico de Porcentajes según Longitudes Totales	
Figura 3.5	Gráfico de Porcentajes según Ancho del Tablero	
Figura 3.6	Puente Chirre (©F. Schanack)	
Figura 3.7	Puente Chirre. Galibo vertical. (Foto: ©arqueroXT)	
Figura 3.8	Puente Chirre. Grietas debido al sismo de 1960	
Figura 3.9	Puente Chirre. Arriostramiento de pilas	
Figura 3.10	Puente Chirre. Pilas diagonales vanos secundarios	
Figura 3.11	Puente Chirre. Vigas del tablero y pilas de vanos secundarios	
Figura 3.12	Puente Chirre. Cantos del tablero de la sección del arco y vanos secundarios	
Figura 3.13	Puente Carlos Ibañez del Campo	
Figura 3.14	Puente Carlos Ibañez del Campo. Alternativa escogida	
Figura 3.15	Puente Carlos Ibañez del Campo. Vista superior. Vía unidireccional	
Figura 3.16	Puente Carlos Ibañez del Campo. Nervios de hormigón armado que componen los arcos y pilas que componen los nervios	
Figura 3.17	Puente Carlos Ibañez del Campo. Unón continua arco-tablero	
Figura 3.18	Puente Carlos Ibañez del Campo. Estado barandas actuales	
Figura 3.19	Puente Santo Domingo	
Figura 3.20	Puente Santo Domingo .Vista lateral y frontal	
Figura 3.21	Puente Santo Domingo. Planos del puente sobre el río Santo Domingo, año 1890	

Figura 3.22 Puente Santo Domingo. Acercamiento de estribo con tablero
Figura 3.23 Puente Santo Domingo. Vista lateral
Figura 3.24 Puente Santo Domingo. Vista frontal
Figura 3.25 Puente Santo Domingo. Apoyo deslizante y barras antisísmicas diagonales.
Figura 3.26 Puente Santo Domingo. Péndolas verticales y arriostramientos tipo Vierendeel
Figura 3.27 Puente Santo Domingo. Tablero en forma de emparrillado
Figura 3.28 Puente Pedro de Valdivia (Foto: © L. Rocco)
Figura 3.29 Puente Pedro de Valdivia. Largos y división de células en el sentido longitudinal
Figura 3.30 Puente Pedro de Valdivia. Corte A-A y Corte B-B respectivamente que indican la forma del cajón
Figura 3.31 Puente Pedro de Valdivia. Sección tipo vanos de acceso
Figura 3.32 Puente Pedro de Valdivia. Detalle conexión a la pila de la viga mixta y la viga cajón
Figura 3.33 Puente Pedro de Valdivia. Antes y después del terremoto
Figura 3.34 Puente Pedro de Valdivia. Proceso de construcción.
Figura 3.35 Puente Pedro de Valdivia. Alternativas para la ubicación del Puente Pedro de Valdivia 2
Figura 3.36 Puente Pedro de Valdivia. Parte del Proyecto de Reparación del Puente Pedro de Valdivia, luego del terremoto de 1960. Fecha del documento: 30/10/1962
Figura 3.37 Puente Pedro de Valdivia. Estribo sector centro de Valdivia
Figura 3.38 Puente Pedro de Valdivia. Vigas longitudinales de alas variables y los arriostramientos
Figura 3.39 Puente Pedro de Valdivia. Vano secundario
Figura 3.40 Puente Pedro de Valdivia. Detalle y estado de la rótula de la viga Gerber
Figura 3.41 Puente Pedro de Valdivia. Detalle de pilas centrales
Figura 3.42 Puente Pedro de Valdivia. Conexión Viga Cajón – Pila
Figura 3.43 Puente Calle Calle
Figura 3.44 Puente Calle Calle. Planos proyectados para el Puente Calle Calle en 1939
Figura 3.45 Puente Calle Calle. Tapa los planos del Puente sobre el río Calle-Calle del año 1938
Figura 3.46 Puente Calle Calle. Proceso de construcción del Puente Calle Calle
Figura 3.47 Puente Calle Calle. Vista lateral. Rótulas de la viga Gerber
Figura 3.48 Puente Calle Calle. Década de 1950 (Foto: © historiadevaldivia-chile)
Figura 3.49 Puente Calle Calle II
Figura 3.50 Puente Calle Calle II. Señalización y Demarcación de los Puente Calle Calle y Calle Calle II. Planos año 1995
Figura 3.51 Puente Calle Calle II. Instalación vigas metálicas, vanos de acceso
Figura 3.52 Puente Calle Calle II. Instalación vigas metálicas, vanos principales
Figura 3.53 Puente Calle Calle II (Foto: © Majunche). Se observa una de las vigas de alma llena en la cual se apoya el tablero
Figura 3.54 Puente Calle Calle II (Foto: © Sernatur). Se observan los diafragmas transversales compuestos de arriostramientos
Figura 3.55 Puente Cruces
Figura 3.56 Puente Cruces. Corte transversal de la losa y detalle de una de las vigas
Figura 3.57 Puente Cruces. Elevación de la viga metálica y detalle de vigas
Figura 3.58 Puente Cruces. Arriostramiento de vigas metálicas
Figura 3.59 Puente Cruces. Travesaños sobre cada pila
Figura 3.60 Puente Cruces. Conexión de la viga a vigas y estribos
Figura 3.61 Puente Cruces. Detalle tipo de las cepas

Figura 3.62 Puente Cruces. Oxidación de arriostramientos y corrosión de las juntas de dilatación (Foto: © F. Schanack)
Figura 3.63 Puente Cruces. Construcción (Foto: © J. Montoya)
Figura 3.64 Puente Cruces. Vista general y corte longitudinal
Figura 3.65 Puente Cruces. Vista aérea (Foto: © Editorial Kactus)
Figura 3.66 Puente Chaihuín (Foto: © P. Meneses)
Figura 3.67 Puente Chaihuín. Apoyo de la viga sobre el estribo. (Foto: © chinofx)
Figura 3.68 Puente Chaihuín. Vista inferior, vigas, pilas y diafragmas. (Foto: © drogxser)
Figura 3.69 Puente Naguilán
Figura 3.70 Puente Naguilán. Vista lateral y corte transversal del tablero
Figura 3.71 Puente Naguilán. Arriostramiento de vigas longitudinales y detalle de la viga central
Figura 3.72 Puente Naguilán. Detalle de apoyo de vigas longitudinales
Figura 3.73 Puente Naguilán. Planta de la cepa
Figura 3.74 Puente Naguilán. Elevación de las cepas sobre el cauce del río.
Figura 3.75 Puente Naguilán. Estado tablero de madera
Figura 3.76 Puente Naguilán. Vista general y planta del Puente Naguilán.
Figura 3.77 Puente Calcurrupe
Figura 3.78 Puente Calcurrupe. Moldajes (Foto: © Ramirez L.)
Figura 3.79 Puente Calcurrupe. Vista superior de la carpeta de rodado (Foto: © Kauffman R.)
Figura 3.80 Puente Quinchilca (Foto: © F. Schanack)
Figura 3.81 Puente Quinchilca. Emparrillado, formado por las vigas longitudinales y los diafragmas de hormigón (Foto: © F. Schanack)
Figura 3.82 Puente Quinchilca. Protección de las cepas dentro del cauce y apoyos móviles en estribos (Foto: © F. Schanack)
Figura 3.83 Puente Quinchilca. Corrosión del hormigón en vigas y tablero. Vegetación en apoyos móviles (Foto: © F. Schanack)
Figura 3.84 Puente San José (Foto: ©F. Schanack)
Figura 3.85 Puente San José. Vigas longitudinales apoyadas sobre cepas y ménsulas sobre apoyos. Emparrillado formado por las vigas longitudinales y los diafragmas de hormigón (Foto: © F. Schanack)
Figura 3.86 Puente San José. Corrosión del hormigón en vigas y tablero. Carbonatación (Foto: © F. Schanack)
Figura 3.87 Puente San José. Estado de corrosión de los rodillos y las placas que componen el apoyo móvil
Figura 3.88 Puente San José. Alternativas de trazado para un nuevo puente de acceso a San José de la Mariquina
Figura 3.89 Puente Huilo Huilo (Foto: © F. Schanack)
Figura 3.90 Puente Huilo Huilo. Corte Transversal de la losa
Figura 3.91 Puente Huilo Huilo. Vista General
Figura 3.92 Puente Huilo Huilo. Secciones de la viga en la zona de los accesos y esquema de los arriostramientos
Figura 3.93 Puente Huilo Huilo. Elevaciones de la pila con la fundación
Figura 3.94 Puente Huilo Huilo. Vista inferior sonde se aprecian las dos vigas longitudinales y sus arriostramientos
Figura 3.95 Puente Huilo Huilo. Unión Pila-Tablero

Figura 3.96 Puente Huilo Huilo. Unión arriostramiento-viga longitudinal
Figura 3.97 Puente Huilo Huilo. Vista inferior
Figura 3.98 Puente Huilo Huilo. Vista frontal del puente.
Figura 3.99 Puente Malihue (Foto: © G. Roca)
Figura 3.100 Puente Malihue. Pilas del puente anterior (Foto: © G. Roca)
Figura 4.1 Vistas Modelo Puente Santo Domingo
Figura 4.2 Condiciones de Borde
Figura 4.3 Mallado del Modelo
Figura 4.4 Vista Lateral y Frontal del Puente Santo Domingo
Figura 4.5 Disposición del emparrillado de vigas en el tablero
Figura 4.6 Sección Transversal
Figura 4.7 Sección de los arriostramientos y comparación con lo construido
Figura 4.8 Distribución de los arriostramientos
Figura 4.9 Distribución Cargas de Camión Estándar HS20-44
Figura 4.10 Distribución Carga Faja HS20-44
Figura 4.11 Esquema de aplicación de fuerzas sobre el modelo
Figura 4.12 Espectros de aceleración por tipo de suelo
Figura 4.13 Esquema del recubrimiento inferior en una viga
Figura 4.14 Diagrama de Interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas (Nilson, 1999)
Figura 4.15 Columna sometida a compresión excéntrica. a) Columna cargada, b) Distribución de deformaciones, c) Esfuerzos y fuerzas para la resistencia última nominal (Nilson, 1999)
Figura 4.16 Corte transversal del tablero
Figura 4.17 Momentos flectores transversales sobre la losa bajo peso propio
Figura 4.18 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la primera mitad del tablero
Figura 4.19 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la mitad del tablero
Figura 4.20 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la segunda mitad del tablero
Figura 4.21 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco debido a la carga sobre aceras
Figura 4.22 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la primera mitad del tablero
Figura 4.23 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la mitad del tablero
Figura 4.24 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la segunda mitad del tablero
Figura 4.25 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco debido a la carga sobre aceras
Figura 4.26 Zona central del tablero en el corte transversal de la losa.
Figura 4.27 Flexión en el tablero bajo peso propio en el sentido longitudinal
Figura 4.28 Flexión en el tablero bajo peso propio en el sentido transversal
Figura 4.29 Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo peso propio
Figura 4.30 Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga permanente
Figura 4.31 Comparación de momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga de camión y carga faja

Figura 4.32 Comparación de momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga de camión de distinto carril trasero
Figura 4.33 Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga viva vehicular
Figura 4.34 Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga viva sobre aceras
Figura 4.35 Momentos flectores longitudinales a lo largo de la losa bajo peso propio
Figura 4.36 Momentos flectores longitudinales a lo largo de la losa bajo carga permanente
Figura 4.37 Momentos flectores longitudinales a lo largo de la losa bajo carga viva vehicular
Figura 4.38 Momentos flectores longitudinales a lo largo de la losa bajo carga viva sobre aceras
Figura 4.39 Zona de los pasillos en el corte transversal de la losa
Figura 4.40 Zona de vigas bajo el arco en el corte transversal de la losa
Figura 4.41 Vigas longitudinales, vista inferior del tablero.
Figura 4.42 Vigas transversales, vista inferior del tablero
Figura 4.43 Vigas transversales, vista inferior del tablero
Figura 4.44 Arco, vista lateral del puente
Figura 4.45 Esquema de la distribución del refuerzo en las secciones del arco
Figura 4.46 Esquema de cálculo para encontrar los esfuerzos de balance
Figura 4.47 Diagrama de Interacción para el arco en su sección de 70x80
Figura 4.48 Deformación impuesta a la estructura
Figura 4.49 Diagrama de Interacción para la menor sección del arco
Figura 4.50 Diagrama de Interacción para la mayor sección del arco
Figura 4.51 Envolvente de los esfuerzos máximos de corte bajo la combinación 1,3[D+1,67(L+I)]
Figura 4.52 Vigas transversales, vista inferior del tablero
Figura 4.53 Diagrama de Interacción para los arriostramientos

Capítulo I

INTRODUCCIÓN

VALDIVIA
LLENA DE HISTORIA , LLENA DE VIDA

Capítulo I. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

Dentro de la ingeniería civil, los puentes son estructuras especiales. Destacan debido a su importancia dentro de la sociedad por su noble propósito de comunicar, su diseño, su larga vida útil y en la mayoría de los casos, a sus grandes magnitudes. Por estas razones, estas formas estructurales siempre generan algún impacto en el lugar en el cual se construyan y son especialmente interesantes de estudiar.

Como una breve reseña, los primeros puentes fueron naturales, arcos formados por rocas o por hielos de glaciares, vigas que se formaban de manera natural al caer árboles sobre los ríos o quebradas o lianas que colgaban de una rama a otra. Así la naturaleza y sin intervención del hombre, entregó estos tres tipos básicos de elementos, arco, viga y colgante que presentan la base de todos los tipos de puentes conocidos. Luego es difícil establecer una fecha en donde el hombre intervino en la creación de estructuras que ayudaran a sortear obstáculos de esta naturaleza, pero ya en los asentamientos del Mesolítico (10.000 a.C.) disponían de vigas de madera. Ahora, el primer puente con evidencia histórica, era de madera y fue construido sobre el Río Tiber en la antigua Roma, durante el siglo VII a.C (Schanack, 2008).

En esta época, la construcción de puentes estaba a cargo de la orden sacerdotal más importante de Roma, ejerciendo su acción a través del *Collegium Pontificum*, precedido por el *Pontifex Maximus*. *Pontifex* significa constructor o hacedor de puentes.

A los sacerdotes pontífices se les atribuye la construcción del Puente Sublicio, el nombrado anteriormente sobre el río Tiber. Tito Livio lo cita en su obra *Ab Urbe Condita*, donde narra la salvación de Roma frente a la invasión etrusca. Durante esta época y del vocablo latino *pons, -tis* obtuvimos la palabra puente (Carracedo, 1994).

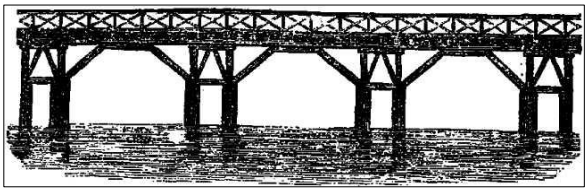


Fig. 1.1 Puente Sublicio, según Luigi Canina.

Durante el siglo XVIII se realizaron variadas innovaciones al diseño de puentes de madera, de la mano de Hans Ulrich, Johannes Grubermann entre otros. Luego, durante la Revolución Industrial en el siglo XIX nacen las celosías de hierro forjado para puentes de mayor longitud, aunque con la llegada del acero se obtiene un material con propiedades mecánicas muy superiores (Wikipedia).

Hacia 1824, se da el primer paso hacia el desarrollo del hormigón con la solicitud de la patente del proceso de producción de cemento Pórtland, a manos de Joseph Aspdin. Luego Monier patenta en 1877 el ferrocemento, pero el gran avance se logra a finales del siglo XIX, cuando Koenen consigue en 1886 el desarrollo de las primeras teorías de la construcción monolítica. Como continuación de estos estudios, Mörsh establece la base científica y se convierte en fundador del hormigón armado. Construye, entre otros, los primeros puentes en arco de hormigón armado. De esta forma también, en el año 1928 Freyssinet inventa el hormigón pretensado, hito en el desarrollo de la construcción de puentes, y con esto, termina de construir su primer puente de hormigón pretensado en 1945. Luego, la segunda mitad del siglo XX, se caracteriza por el desarrollo de los diferentes métodos constructivos, así como la perfección de los materiales y los métodos de cálculo (Schanack, 2008).

Como se narra anteriormente, en sus orígenes, los puentes fueron creados para cruzar obstáculos, como pequeños arroyos o ríos. Luego obedecieron razones estratégicas, económicas, políticas y administrativas. Hoy en día, con los avances tecnológicos y culturales no sólo satisfacen esta necesidad práctica, sino que atraen y concentran a poblaciones, transforman el paisaje natural y urbano, son íconos simbólicos y representan el desarrollo de una sociedad y su capacidad tecnológica, entre otras cosas.

Ejemplo de la importancia que tienen los puentes dentro de una sociedad y de cómo ésta se identifica con ellos, es el incontable número de lugares en los que un puente es símbolo, ícono institucional o es utilizado como inspiración para obras de arte. Esto se puede apreciar, por ejemplo, en Valdivia, ciudad capital regional de la "Región de los Ríos". Por tal denominación de dicha región queda en evidencia la relevancia de estas estructuras.

Fig.1.2 Marca Gráfica de Valdivia.

Como una forma de reposicionar a Valdivia a nivel nacional, la Ilustre Municipalidad de Valdivia crea un concurso llamado "Una Marca para Valdivia" que tenía como objetivo crear la imagen corporativa de la ciudad, una que reflejara su identidad. De esta forma el 4 de mayo del 2010, se da a conocer la propuesta ganadora, que tiene como lema "Valdivia, llena de historia, llena de vida" (australvaldivia.cl). Esto es representado por uno de sus puentes y

por su río. Es de esta forma que Valdivia toma como logotipo y marca gráfica un puente. La idea nació como una forma de responder a las preguntas que se citan de la página de la Municipalidad de Valdivia: *"¿Qué nos identifica? ¿Qué nos hace únicos? ¿Qué une nuestra historia con nuestro futuro?"*

Esta imagen corporativa se puede encontrar en lugares públicos de la región, como en paraderos de microbuses o en el alumbrado público, por ejemplificar.

Fig.1.3 Alumbrado Público de Niebla.

Fig.1.4 Paradero de Microbuses.

Pero, ¿por qué es importante resaltar la historia? Los avances en el cálculo y construcción de los puentes a través de la historia son un testigo del desarrollo y avance cultural de la sociedad en el que se encuentran. De esta forma estas estructuras pasan a formar parte importante de nuestro patrimonio regional.

1.2 Reseña Histórica de los Puentes en Chile

Como se explica en la Reseña Histórica publicada en el sitio de vialidad, en Chile la construcción de puentes propiamente tal, se inicia con la llegada de los españoles, quienes realizaron puentes principalmente de madera. Aunque si bien es cierto, los araucanos ya habían realizado algunos trabajos menos especializados, que comprendían troncos volteados sobre las quebradas, a los cuales les llamaban *KUIKUI*.

Siguiendo la cronología de los acontecimientos y de modo de resaltar la historia ingenieril en Valdivia, podemos destacar la presencia de los Ingenieros Juan Garland y José Antonio Birt, entre otros, en el diseño y construcción del sistema de fuertes en Valdivia. Lo que une a estos ingenieros que trabajaron en la región y la presente tesis, es que fueron estos ingenieros los encargados del cálculo y el diseño del Puente de Cal y Canto, uno de los puentes más importantes de Chile, históricamente hablando, ubicado donde actualmente se encuentra la Calle Puente en

Santiago. Este puente fue un hito para su época, siglo XVIII, en el que destacan los elementos técnicos de su construcción.

La vida útil de este puente fue de 106 años, en el que no cayó por fallo de la estructura, sino que fue destruido intencionalmente, aunque no se sabe con claridad. Los estudios comenzaron de mano de Garland en 1765 y fue Birt quien elabora los planos. Los trabajos comenzaron en 1772, a cargo del ingeniero militar José Antonio Birt quien reemplaza a Garland, puesto que se encontraba en la actual Región de Los Ríos, en la construcción del Fuerte de Corral. En

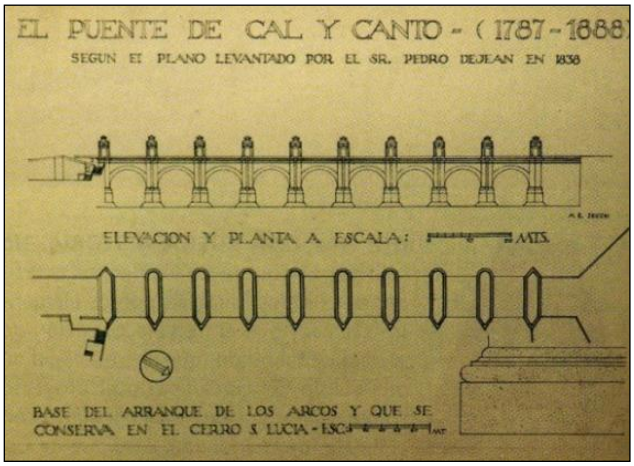


Fig.1.5 Plano del Puente Cal y Canto, vista lateral.

síntesis la construcción es llevada a cabo con "diez pilares de piedras canteadas, unidos por doce arcos de medio punto ejecutados con cal, clara de huevos y ladrillo". La construcción duró 10 años aproximadamente y se mantuvo hasta 1888, en donde al parecer fue destruido acorde a una Ley de la República (BIT, N°54, 2007).

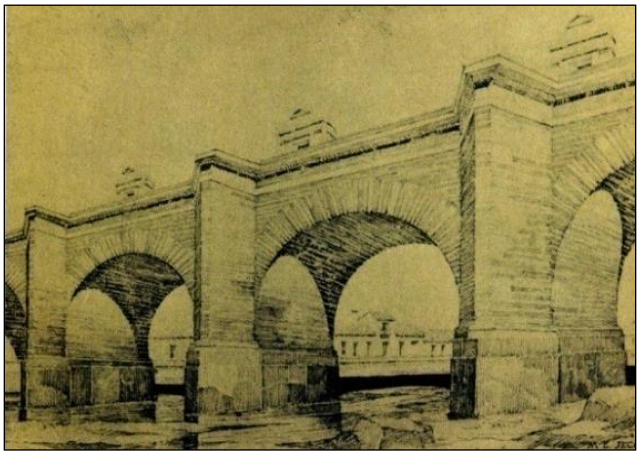


Fig.1.6 Dibujo del Puente Cal y Canto, en donde se aprecian los arcos de medio punto

Con respecto a la organización, la Dirección General de Obras Públicas se crea el 27 de enero de 1888, y tenía como responsabilidad el estudio y ejecución de los trabajos públicos, es ahí donde se añade la sección de Puentes, que también es acompañada por la de Ferrocarriles y Telégrafos, Caminos y Construcciones Hidráulicas y Arquitectura. Esta Dirección no tenía personas especializadas, por lo que contó con la asesoría de la industria de Francia. En 1925 se crea el Departamento de Caminos, la cual desde 1953, pasó a ser la Dirección de Vialidad (Vialidad.cl).

Hacia finales del siglo XIX, Aurelio Víctor Lastarria, ingeniero chileno, realizó los planos del Viaducto de Malleco, a pesar que no contaba con los recursos necesarios, como instrumentos adecuados. Aunque un gran porcentaje de personas cree que el viaducto fue obra de Eiffel, su empresa sólo participó en la licitación por la fabricación, transporte y montaje de la estructura del viaducto, pero no le fue asignado el trabajo. Los planos de Lastarria, a pesar de todo, son aprobados en París. Cabe destacar que este puente ferroviario inaugurado el 26 de octubre de

1890, tiene una longitud de 347,5 m y una altura de 103 m desde el lecho del río siendo el más alto de su época. La construcción de este viaducto, construido bajo el gobierno del Presidente José Manuel Balmaceda, tuvo dentro de su licitación a tres empresas extranjeras, entre ellas, la de *Gustave Eiffel*, aunque la ganadora fue la siderúrgica gala *Schneider and Le Creusot*, que presentó una propuesta en roca y acero dulce. Este viaducto, encontrado a 4 km al sur de Collipulli tiene el título de Monumento Nacional y Monumento de la Ingeniería Mundial (Revista Nos, abril 2008).

Fig.1.7 Viaducto de Malleco

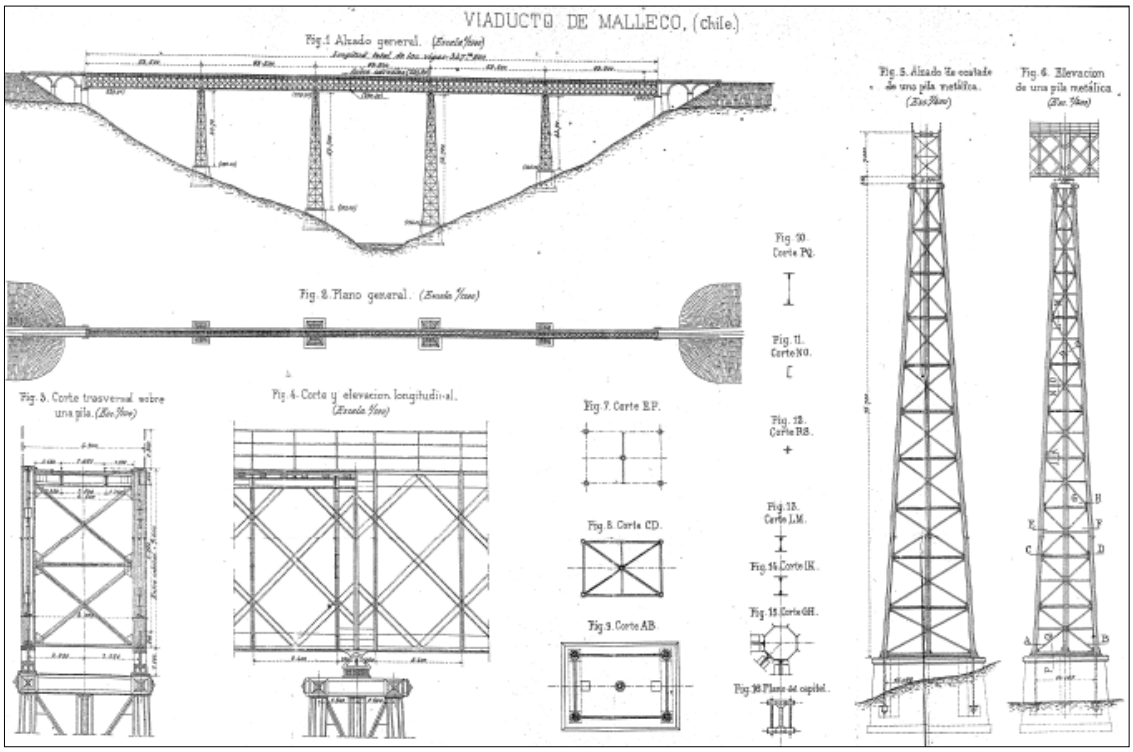


Fig.1.8 Planos del Viaducto de Malleco del año 1891.

Los puentes metálicos comienzan a expandirse, luego del triunfo en Francia, en 1890 comienzan a reemplazar al puente de Cal y Canto. Para el año 1932, había 326 km de camino pavimentado y entre 1921 y 1934 ya existían cerca de 42 puentes de hormigón armado, unificando el territorio nacional (Vialidad).

La historia entonces, en resumen, comienza con puentes generalmente hechos de madera, con técnicas de construcción menos complicadas y un material más accesible. Luego se utilizó el ladrillo y la piedra. Con el impulso mundial del acero, se opta por este material, principalmente en obras ferroviarias. Aunque sus ventajas eran mayores a los otros materiales, el hormigón hace su aparición a principios del siglo XX ofreciendo mayor durabilidad, entre otras ventajas (Santana, 2006).

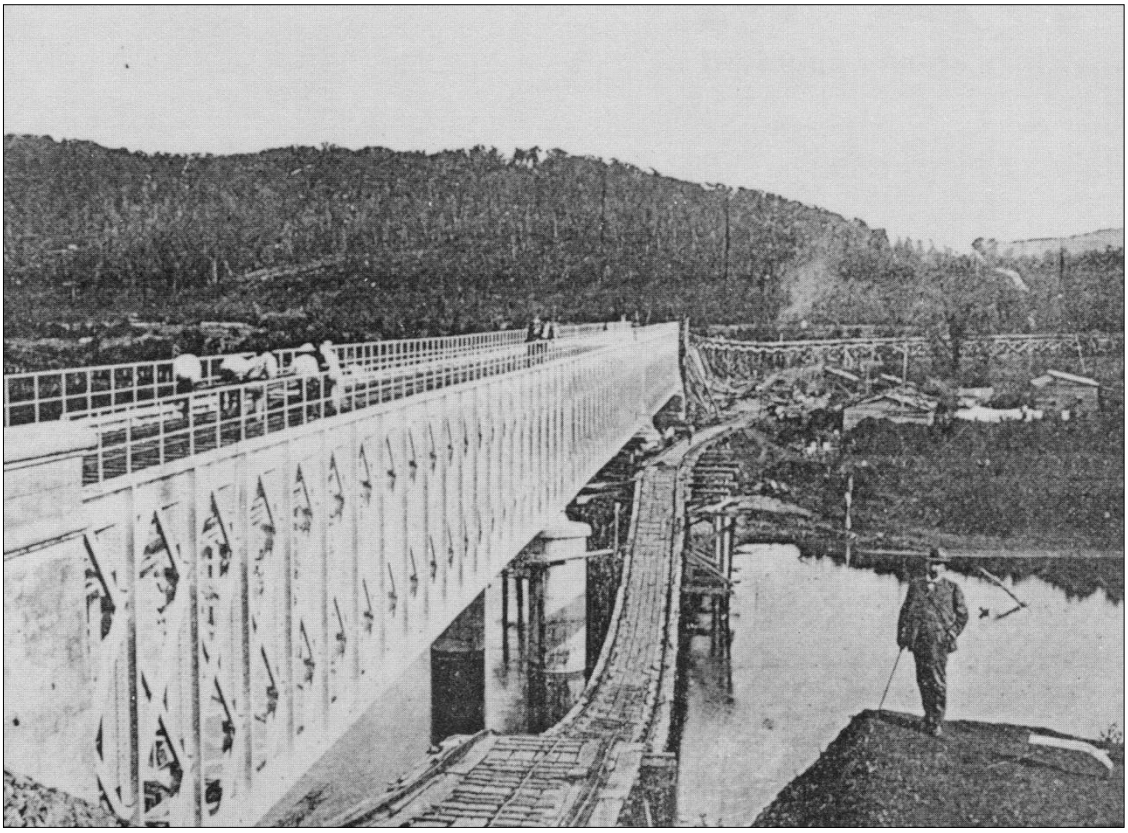


Fig.1.9 Puente sobre el río Calle Calle, revista Zig-Zag, abril de 1906 (M- Alliende,)

1.3 Planteamiento del Problema

Junto con la creación de la nueva Región de los Ríos se abren nuevas oportunidades en el desarrollo local y regional, tanto en ámbitos culturales, educacionales, como de infraestructura. Dentro de este último punto, el mejoramiento vial debe ser uno de los temas significativos dentro de la cartera de autoridades y sus organismos correspondientes. Este mejoramiento se puede realizar de una mejor forma siempre que se tenga conocimiento de lo que existe en la actualidad.

Dentro de esta mejora vial, por ser una región con una importante cantidad de ríos, el análisis de las estructuras de puentes existentes cobra gran importancia. Debido a esto es necesaria una identificación del patrimonio de ingeniería en puentes en la Región de los Ríos. Cabe comentar que la antigua Región de Los Lagos, de la que formaba parte la geografía que hoy integra la actual Región de Los Ríos, posee la mayor cantidad de puentes de todo el país (Santana, 2006).

Actualmente, en una gran mayoría de casos, los puentes construidos en Chile solo pretenden garantizar la comunicación entre dos sectores geográficamente separados, sin tomar en cuenta la influencia de éstos en el entorno en el que se construyen. Ciertamente los puentes le dan identidad a una región, transforman su entorno y constituyen un símbolo para su sociedad incentivando el sentido de pertenencia.

Posterior a una investigación histórica de la construcción de estos puentes, se identifican, clasifican y describen las estructuras de los puentes más destacados, como una forma de reconocer la identidad ingenieril en la región.

En el presente, en mucho de los casos, los puentes antiguos, faltos de conservación, se demuelen o se dejan inhabilitados para el tránsito vehicular, perdiendo de esta forma parte del patrimonio ingenieril de la región. Es por esto que se realiza un cálculo en un puente representativo no convencional, como una forma de evaluación de su posible conservación.

1.4 Objetivos

Objetivo General

- Promocionar y, de esta forma, proteger el patrimonio ingenieril que le da una identidad a la región, como así también a sus ingenieros, destacando estructuras importantes a nivel nacional. Con la descripción de las obras realizadas podrá fomentar el deseo de realizar buenos proyectos ingenieriles, tanto en el sentido estructural, como estético y contribuir al desarrollo regional.
- Realizar la evaluación de un puente no convencional, para estudiar su posible conservación como patrimonio regional.

Objetivos Específicos

- Realizar una búsqueda bibliográfica enfocada a la historia de la ingeniería en la región.
- Realizar un análisis ingenieril, que contenga la identificación, clasificación y descripción, bajo aspectos ingenieriles-científicos, de los puentes más destacados sobre los ríos de la decimocuarta región (Región de los Ríos), que signifique un aporte para el desarrollo local y regional, resaltando, además de esta forma, el patrimonio de la nueva región.
- Analizar la situación actual de los puentes de la región, en relación a los largos, anchos, tipos de superestructuras y materiales.
- Modelar el puente Santo Domingo, en un programa computacional destinado al cálculo estructural.
- Reconocer la normativa actual correspondiente al cálculo de estructuras de puentes.
- Realizar el diseño de la armadura de las secciones de un puente actualmente en servicio, bajo los estados de límite último.
- Estudiar el efecto de la no linealidad e imperfección geométrica de un puente tipo arco atirantado.
- Estudiar la posible conservación del Puente Santo Domingo, con la finalidad de su rescate como patrimonio regional.

1.5 Metodología

La metodología seguida es la siguiente:

- Búsqueda de la historia del puente, información relativa a su diseño y método de construcción, en sitios como bibliotecas, archivos nacionales y organismos viales.
- Visita en terreno a los puentes más destacados por su estructura no convencional, entre ellos el Puente Santo Domingo, el Puente Chirre y el Puente Carlos Ibañez del Campo entre otros.
- Realizar la una identificación y caracterización de los puentes más destacados, por su longitud o por su sistema estructural, creando una ficha descriptiva, que contiene entre otros: tipo, forma, longitudes de cálculo, materiales, flechas, etc.
- Descripción más detallada del sistema estructural, sección transversal, etc, en el caso que se encuentre el material necesario
- Se realiza el cálculo según la normativa actual, en un puente representativo. Se ejecuta la modelación del puente Santo Domingo, en el programa SOFiSTiK y se estudian los estados de carga de acuerdo a la normativa actual encontrada en el Manual de Carreteras.

1.6 Alcances y Limitaciones

- Debido a la extensión y a la dificultad de realizar identificación en terreno, se describen sólo los puentes más representativos de la región. Entre éstos se encuentran aquellos de luces más importantes o que tengan una configuración no convencional.
- Con respecto a la búsqueda bibliográfica: La información histórica relacionada a los puentes correspondientes a esta región, es casi nula, los antecedentes que se citan en algunos de los puentes se encontraron en el Archivo Nacional localizado en Santiago. Debido a que la búsqueda de estos antecedentes es muy engorrosa, el hallazgo de información importante es reducido. La información correspondiente a las estructuras y planos también lo es, en la visita a la Dirección de Vialidad Regional se informó que no se encontraba información en el lugar que pudiera ser accesible al público en general, por lo que no se pudo contar con aquellos datos. Existen fichas realizadas por Ricardo Pineda del año 1997, en la Dirección de Vialidad Regional de Puerto Montt, en las cuales se encuentran los datos generales de los puentes de la región que son utilizados para la presente tesis.
- Con respecto a datos estructurales: De la Dirección de Puentes del MOP, ubicada en Santiago, se pudieron obtener algunos planos estructurales, pero debido a que se encuentran en formato de papel la legibilidad no siempre fue posible, también mucho de los planos ya no existen o no fueron posibles de ubicar.
- Con respecto al modelo: El plano correspondiente al puente Santo Domingo no se encuentra en ninguno de los lugares descritos anteriormente, por lo que la comparación es especulativa, por la imposibilidad de reconocer los refuerzos en el hormigón en ninguna de sus partes estructurales, ni tampoco es posible conocer si cuenta con algún tipo de pretensando. Sólo se obtuvo su geometría exterior a través de la medición en terreno.

1.7 Estructura de la Tesis

El presente trabajo de Tesis se divide en 5 capítulos ordenados de forma correlativa desde el planteamiento del problema, hasta las conclusiones que se han obtenido, además de las referencias.

Capítulo I Se presenta el problema de manera introductoria, qué pretende la investigación, la importancia del presente trabajo, además de los objetivos y metodología.

Capítulo II Se presenta el material teórico utilizado para la presente tesis. Se definen los tipos de clasificaciones, las definiciones básicas y las nomenclaturas definidas por el Manual de Carreteras que se utilizarán como criterios de descripción.

Capítulo III Se presenta el catálogo de puentes. Se realiza un análisis bajo aspectos ingenieriles de los puentes más destacados de la región, por su sistema estructural no convencional o por su magnitud.

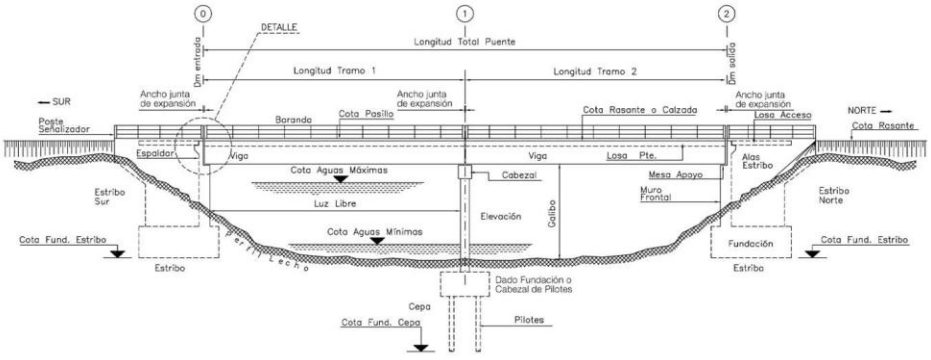
Capítulo IV Se presenta el modelo del Puente Santo Domingo, realizando el cálculo de la armadura necesaria para soportar las cargas de diseño entregadas por la normativa actual.

Capítulo V Se presentan las conclusiones y el análisis concluido por la presente tesis.

Referencias Se detallan las referencias bibliográficas empleadas a lo largo de esta Tesis.

Capítulo II

MATERIAL TEÓRICO



Capítulo II. MATERIAL TEÓRICO

En este capítulo se presenta la recopilación de la información necesaria para realizar la descripción de los puentes en estudio. Se presentan los criterios de clasificación, así como las nomenclaturas y definiciones básicas.

2.1 Criterios de clasificación

Para realizar el análisis de la muestra, es necesario contar con un conjunto de criterios de clasificación que permitan la descripción y caracterización de los puentes en estudio. Los utilizados en la presente tesis son los entregados por el Capítulo 3.1000, Puentes y Estructuras Afines del Manual de Carreteras. Según éste, los puentes pueden clasificarse de acuerdo a: su longitud total, longitud de vano, tipo de calzada, objetivo del puente, materiales utilizados y sistema estructural.

2.1.1 Según Longitud Total y Longitud de Vano

Según la longitud total y la longitud de la luz libre o vano, las estructuras de puentes se pueden clasificar como se indica en

Tabla.2.1 Clasificación de Puentes según longitud total y longitud de vano.

CLASIFICACIÓN	LONGITUD TOTAL	CLASIFICACIÓN	LONGITUD DE VANO
Alcantarillas y Puentes Losas	0,50 m ≤ L ≤ 10,0 m	Alcantarillas y Puentes Losas	0,50 m ≤ Lv ≤ 10,0 m
Puentes Menores	10,0 m ≤ L ≤ 40,0 m	Puentes Medianos	10,0 m ≤ Lv ≤ 70,0 m
Puentes Medianos	40,0 m ≤ L ≤ 200,0 m	Puentes Mayores	70,0 m ≤ Lv
Puentes Mayores	200,0 m ≤ L		

2.1.2 Según Calzada

Un puente se puede clasificar según el número de pistas o vías de tránsito para el cual está diseñado, clasificándose en puentes de simple vía, doble vía, triple vía o más.

2.1.3 Según Objetivo

La finalidad del puente también ofrece un tipo de clasificación, de acuerdo al Manual de Carreteras (2002), los Puentes pueden ser: Puentes Rurales, Puentes Urbanos, Viaductos, Pasos Desnivelados, Puentes Peatonales o Pasarelas, Puentes Ferroviarios, Puentes Militares y Puentes Provisorios.

Sin embargo, según Schanack (2008) éstos se pueden agrupar dependiendo del tipo de carga que los solicite, reduciéndolos a tres grupos*: Puentes Ferroviarios, Puentes Carreteros* y *Pasarelas:*

- Los **puentes ferroviarios** tienen una relación de sobrecarga/peso propio elevada, implicando un mayor riesgo de fatiga de material. También las exigencias en la limitación de deformaciones son muy altas, para evitar posibles descarrilamientos.
- En los **puentes carreteros** los efectos dinámicos son menores y el peso propio pierde importancia frente al aumento de la luz.
- La sobrecarga de las **pasarelas** suele ser muy baja, por lo que el diseño es prácticamente libre. Pero se debe tener en cuenta las limitaciones en cuanto a las vibraciones, ya que el peso propio de las pasarelas es bajo, siendo así, susceptibles a vibrar debido a cargas exteriores.

Fig. 2.1 Tipos de Puentes según tipo de carga, ferroviario, carretero y peatonal.

2.1.4 Según Material

Según los materiales que componen la estructura, ésta se puede clasificar en: Puente de Madera, de Acero, de Hormigón, de Hormigón Pretensado, de Mampostería y Sillería y Puentes Mixtos.

2.1.5 Según Sistema Estructural

Según el sistema estructural que se utilice, que dependerá de la luz necesaria, el canto disponible del tablero y del perfil topográfico del terreno entre otros (Schanack, 2008), los puentes se pueden clasificar, dependiendo del autor en las siguientes tipologías.

Según el Manual de Carreteras (2002):

- Puentes de tramos simplemente apoyados, continuos o de vigas voladizas (Gerber),
- Puentes en arco,
- Puentes apuntalados, en que el tablero actúa como puntal entre estribos,
- Puentes aporticados, marcos,
- Puentes colgantes, con o sin viga atiesadora y
- Puentes atirantados.

Según los apuntes de la Asignatura de Estructuras de Puentes (Schanack, 2008), los sistemas estructurales de puentes que hoy se utilizan con mayor frecuencia, son los que se indican a continuación.

- **Puentes Viga**: Aplica si la sobrecarga es predominante respecto al peso propio, no siendo apropiada cuando una gran esbeltez produce grandes deformaciones. Se clasifican en: Isostáticas (vigas biapoyadas y vigas voladizas) y hiperestáticas (vigas continuas).

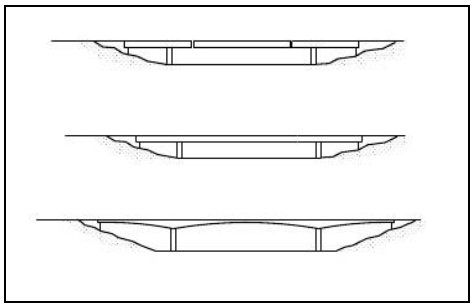


Fig. 2.2 Puentes viga.

- **Puentes en Celosía:** Estructuras planas o espaciales de barras biarticuladas, sometidas a esfuerzos axiales de compresión o tracción. La celosía es especialmente apta para estructuras que trabajan a flexión, ya que la triangulación evita la flexión local de sus elementos longitudinales, transformando la flexión global en esfuerzos axiales. Entre los tipos de celosías se encuentran: la viga Bollman, Fink, Celosía K, Whipple, Post, Baltimore, Pratt, Howe, Parker entre otras.

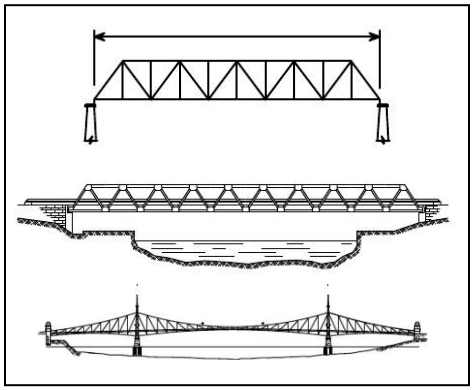


Fig. 2.3 Puentes en celosía.

- **Puentes Integrales:** También llamados, puentes aporticados, puentes pórticos o puentes marco. Son puentes en donde la infraestructura y la superestructura están conectados rígidamente entre sí. Los momentos flectores positivos en el tablero se reducen gracias a la reacción horizontal en el apoyo de las pilas y/o estribos.

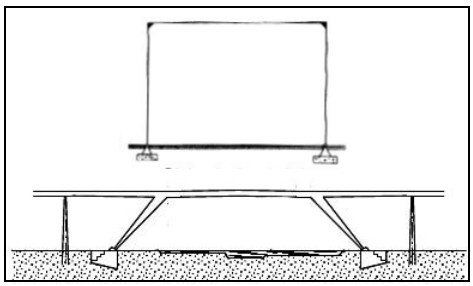


Fig. 2.4 Puentes integrales.

- **Puentes Arco:** Tiene como forma, la línea antifunicular de cargas. Bajo carga uniforme el arco está solicitado solamente por esfuerzos axiales. La clasificación de este tipo de puente depende de la ubicación del tablero. Existe de tablero inferior, superior y tablero corta arco o intermedio.

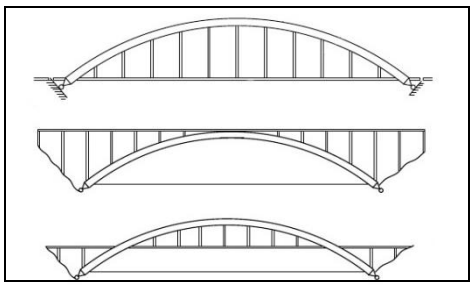


Fig. 2.5 Puentes arcos.

- **Puentes Funiculares**: Estos son los Puentes colgantes, Puentes Atirantados, Viga con Tirante Inferior y la Bandatesa. Los puentes colgantes cuentan con un cable principal, péndolas, pilonos, los anclajes y el tablero.

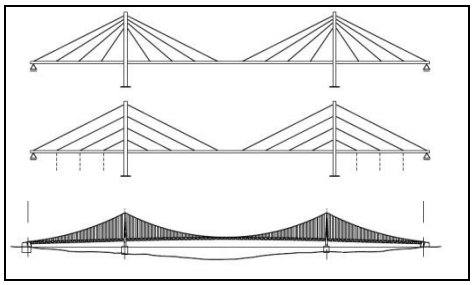


Fig. 2.6 Puentes funiculares.

2.1.6 Según Sección Transversal

A las clasificaciones indicadas en el Manual de Carreteras (2002), citadas anteriormente, se puede agregar la clasificación según el tipo de sección transversal que se diseñe para el puente. Para la definición del tipo de sección se deberá tener en cuenta, parámetros tales como: lugar de emplazamiento del puente (puentes rurales o urbanos), ancho de la plataforma del camino donde se emplaza, longitud total del puente, categoría del camino (Autopista, Autorruta, Primario, Colector, Local y Desarrollo) y el tránsito previsto para el año horizonte de diseño, canto disponible, luz necesaria, entre otros. (MOP, 2002).

Según Schanack (2008) la sección transversal de puentes se compone principalmente de tres elementos: la calzada y galibo libre, los planos del sistema estructural y los elementos rigidizadores transversales.

La forma del tablero toma importancia en el diseño de la sección transversal del puente. Aunque más adelante se define el tablero como el conjunto compuesto por la superficie de rodadura, la acera y las barandas, se incluirá también en la definición de tablero, el sistema estructural del tablero y el de las vigas que soportan la losa."Los diferentes tableros se pueden clasificar según la forma de su sección transversal en: tableros abiertos y tableros cerrados. En los casos más sencillos se utiliza una simple losa." (Schanack, 2008).

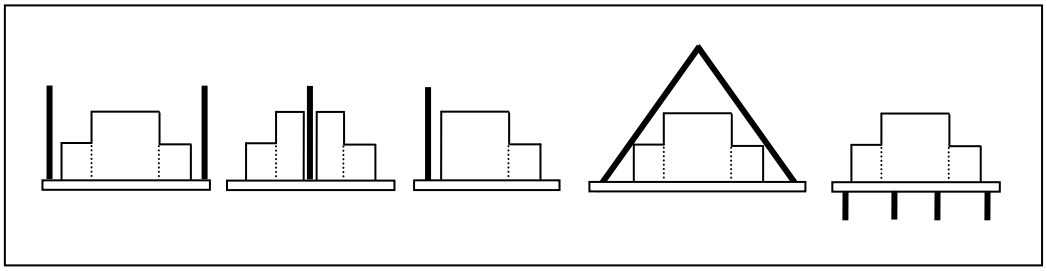


Fig. 2.7 Agrupación de los planos del sistema estructural principal en la sección transversal del puente respecto a la calzada de la vía de tráfico (Schanack, 2008).

2.2 Nomenclatura y Definiciones Básicas

Las nomenclaturas que se disponen más adelante contemplan el conjunto de definiciones entregadas por el Ministerio de Obras Públicas a través del Manual de Carreteras (2002), esto tiene como fin producir informes y memorias bajo un marco de referencia, que permita el entendimiento de todos los entes involucrados.

2.2.1 Nomenclatura Básica

Enseguida se presentan las definiciones de los términos comúnmente empleados en los proyectos de puentes, las definiciones son citadas del Manual de Carreteras (2002).

Viaducto: Puente para el paso de un camino sobre una hondada o un valle. Puente carretero elevado que cruza sobre calles urbanas o sobre líneas férreas.

***Eje Longitudinal del Puente*:** En los puentes de calzada simple, es el eje de la calzada del puente, y en los de calzada doble, es el eje de la mediana. En los puentes de más de dos calzadas, es el eje de la calzada central en el caso de número impar de calzadas, o el de la mediana central, en el caso de número par de calzadas. En aquellos casos que el puente esté incluido en el estudio general de una carretera o camino, el eje longitudinal corresponderá a la prolongación del eje en planta del camino sobre el puente.

***Calzada*:** Es el área del puente destinada al tránsito vehicular, cuyo ancho se mide en forma perpendicular al Eje Longitudinal del Puente.

Longitud Total: Es la longitud medida entre los ejes de ambos estribos y se mide como la diferencia entre las distancias acumuladas de entrada y salida del puente.

Longitud Tramo: Es la distancia comprendida entre ejes de estribos, en el caso de puentes de un tramo, o entre ejes de estribos y cepas y/o entre ejes de cepas, en el caso de puentes de más de un tramo. Esta longitud comprende el largo de la losa del tramo más la mitad de la separación de las juntas de dilatación.

Luz Libre o Vano: Es la distancia libre entre los paramentos de muros de las elevaciones de cepas y/o estribos. Según la cantidad de tramos del puente, pueden existir variedad de luces y en tal caso se hablará de luz mayor y menor.

Luz de Cálculo: Es la longitud de diseño de las vigas o losas y se mide, normalmente, entre centros de apoyo.

Pista o Vía de Tránsito: Es la faja de la calzada destinada a la circulación de una sola fila de vehículos.

Pasillos o Aceras: Zona longitudinal del puente, elevada o no, reservada al tránsito de peatones.

Bandejón: Franja longitudinal del puente no destinada a la circulación de vehículos, que separa calzadas contiguas.

Ancho del Puente: Corresponde al ancho total de la superestructura e incluye, calzadas, medianas, pasillos y barandas.

Gálibo: Altura existente entre el fondo de viga y el fondo del lecho en el caso del cruce sobre ríos o esteros. En el caso de pasos desnivelados sobre vías férreas, es la distancia entre el menor fondo de vigas y la mayor cota de riel. En pasos a desnivel sobre un camino, es la distancia entre la menor cota de fondo de vigas y la cota más alta del pavimento del camino sobre el cual se cruza.

Revancha: Es la distancia vertical entre la cota de aguas máximas o de diseño y el fondo de vigas o cota inferior de la superestructura del puente.

Barreras de Anclaje: Elementos de fijación de la superestructura a la infraestructura. Habitualmente esta fijación se hace a través de los travesaños extremos directamente a los cabezales y mesas de apoyo.

Cantoneras: Son perfiles angulares metálicos colocados en los cantos vivos de las losas de hormigón para protegerlos del golpe de las ruedas.

Juntas de Expansión: Elemento cuyo propósito es permitir las deformaciones longitudinales debidas a cambios de temperatura, sismos u otras acciones. Deben proteger los cantos vivos y ser estancas para proteger los sistemas de apoyo.

Barbacanas o desagües: Elementos que permiten vaciar las aguas lluvias que fluyen sobre la calzada y pasillos del puente.

Sistemas de Apoyo: Son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas o losas del tablero y que permite el traspaso de las cargas a la infraestructura. Habitualmente son de neopreno y se ubican entre la mesa de apoyo y el ala inferior de las vigas o cara inferior de las losas.

Esviaje: Ángulo con que un puente cruza sobre un río, estero, camino o vía férrea, cuando el eje definido por los apoyos del sistema estructural del tablero se orienta en forma paralela a estos flujos o vías. Se define como el ángulo agudo medido entre el sentido de escurrimiento del río o estero y la normal al eje longitudinal del puente. Se dirá que el esviaje es derecho cuando el avance de medición del ángulo es hacia la derecha, y es izquierdo cuando el avance de la medición es hacia la izquierda.

Cota de Rasante del Puente: Corresponde a las cotas de pavimento del eje de la calzada del puente y sus accesos.

Cota de Aguas Máximas: Es la cota de aguas máximas esperada para la crecida del río, según el período de retorno de diseño.

Cota de Fondo de Lecho: Es la cota inferior del levantamiento topográfico del fondo del lecho.

Cota de Socavación Total: Corresponde al nivel de socavación para distintos períodos de crecidas y debe contemplar la socavación general más la local.

Cota de Fundación: Es la cota de proyecto o la aprobada por la Inspección Técnica y corresponde a la cota de la superficie de contacto donde se apoyan las fundaciones, sean éstas directas, cajones o sobre pilotes.

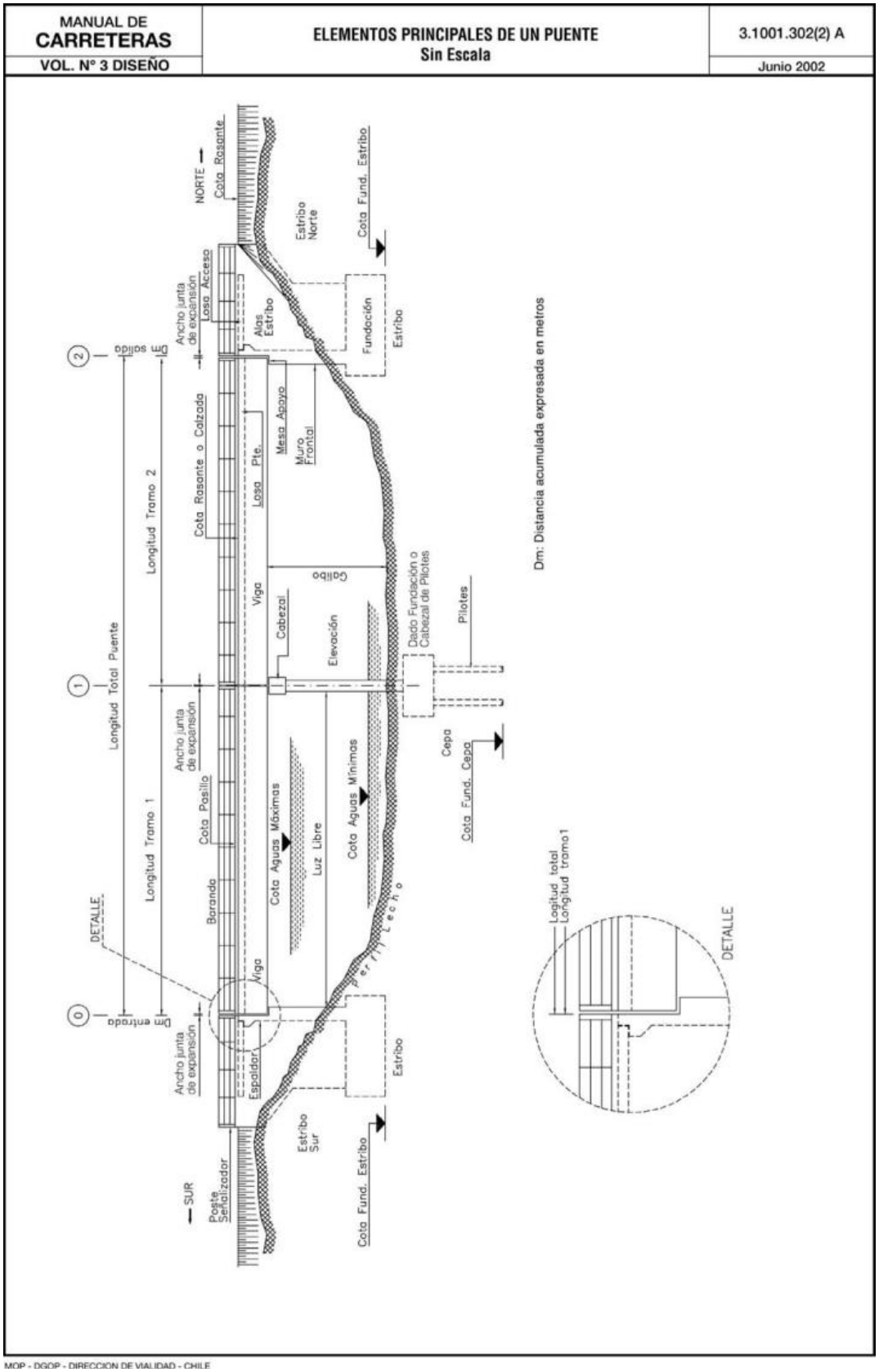


Fig.2.8 Lámina3.1001.302(2) A, Manual de Carreteras. Elementos Principales que constituyen un puente.

2.2.2 Definiciones Básicas

Un puente está constituido por cuatro partes que son claramente identificables. Superestructura, infraestructura, accesos y obras de defensa constituyen la estructura de un puente.

2.2.2.1. Superestructura

Es la parte del puente que soporta las cargas móviles, las cuales son trasmitidas a la infraestructura a través de apoyos. Puede estar formada por varios tramos dependiendo de la cantidad de puntos de apoyos presentes. Además la superestructura le entrega la continuidad al camino con su calzada y bermas. Ésta está constituida por el tablero, su sistema estructural, el sistema de vigas o losas y los dispositivos especiales:

Tablero: Lo constituyen la superficie de rodadura, las aceras y las barandas. Las aceras para el paso peatonal, las barandas son localizadas en los bordes externos del tablero y tienen la función de protección, tanto para peatones como para el tránsito vehicular.

Sistema Estructural del Tablero: Este sistema puede estar compuesto de madera, hormigón armado, pretensado o de acero y debe resistir las cargas que esfuerzan el tablero. Generalmente se apoya sobre vigas longitudinales.

Sistema de Vigas del Tablero: vigas longitudinales y transversales, que reciben y transmiten a la infraestructura, las cargas que recibe la superestructura. En casos de pequeñas luces éste sistema de vigas se omite y el traspaso de esfuerzos entre la súper e infraestructura se hace a través de la losa.

Sistemas de Apoyo, Anclajes Antisísmicos, Juntas de Expansión, Barandas: los sistemas de apoyo se encuentran entre la súper y la infraestructura, por medio de los cuales se traspasan los esfuerzos. Los anclajes antisísmicos están dispuestos para evitar la separación (desplazamiento vertical) de la superestructura con estos puntos de apoyo. Las juntas de dilatación permiten un desplazamiento longitudinal por variaciones de temperatura o por desplazamientos sísmicos. Las barandas como ya se explicó anteriormente sirven de protección para el tránsito peatonal y vehicular.

Puentes con Tipologías Especiales: En algunos puentes existen dispositivos especiales, como lo es en el caso de puentes colgantes y atirantados, en los cuales existen pilonos que soportan cables, lo que a su vez tienen la función de sostener al tablero, este es un ejemplo de dispositivos especiales entre otros.

2.2.2.2. Infraestructura

Es la parte del puente que es la encargada de transmitir los esfuerzos, provenientes del la superestructura, hacia el terreno de fundación. Esta consta de los estribos, que sirven como apoyo de los extremos del puente y las pilas que cumplen la función de apoyos intermedios, en el caso de estructuras de varios tramos.

Estribos: Constituidos por: la elevación del estribo, conformada por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas; y la fundación del estribo, responsable de transmitir las cargas hacia el terreno. Existen principalmente tres tipos de fundación: directa, pilotes y pilas de fundación. Los estribos, además de dar apoyo a la superestructura, contienen los terraplenes de acceso.

2.2.2.3. Accesos

Se constituyen principalmente por los terraplenes de acceso, la estructura de pavimentos, las bases, bermas y las losas de acceso.

2.2.2.4. Obras de Defensa y Seguridad

Las obras de defensa están constituidas por el enrocado, los gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso y elementos de contención de tierras (muros de contención, pilotes contenedores, muros, jaulas, etc.). Mientras que las obras de seguridad comprenden a las barreras camineras y la señalización.

Capítulo III

CATÁLOGO DE PUENTES

Capítulo III. CATÁLOGO DE PUENTES

3.1 Introducción

3.1.1 Actualidad de los Puentes en la Región de los Ríos

3.1.1.1 Puentes de la Región de los Ríos con respecto al país.

Chile, según las *Preguntas Frecuentes,* año 2009, de la Dirección de Vialidad, cuenta con un total de 6.525 puentes que suman 162.800 m. De éstos, 75.000 m corresponden a 1.552 puentes mayores, (que hacen un promedio de 48,3 m por puente) y los restantes 87.800 m a 4.973 puentes menores, (promedio de 17,6 m). Del total de 6.525 puentes, según el catastro realizado por el Departamento de Conservación de la Dirección de Vialidad de la Región de los Ríos el año 2010, aproximadamente, el 7,7% corresponde a los puentes ubicados en la Región de los Ríos.

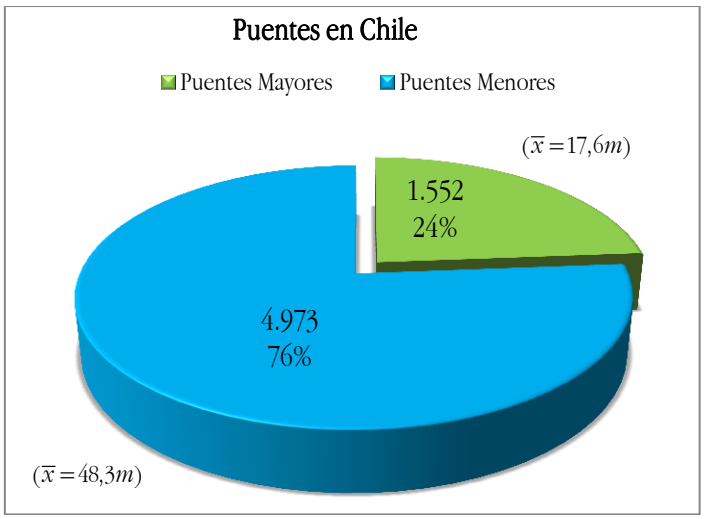


Fig.3.1 Gráfico de Puentes en Chile, diferenciados por su longitud.

3.1.1.2 Tipos de Superestructuras

Continuando con la información entregada por este catastro (2010), con respecto al tipo de superestructura, este 7,7% se divide en: 91 puentes de hormigón, si bien no se distingue entre vigas de hormigón, losas de hormigón, pretensado o prefabricado; 87 puentes de estructura mixta, de hormigón-acero; 130 puentes híbridos, con tablero de madera y vigas metálicas; y 193 puentes de madera, los que hacen un total de 501 puentes dentro de la red vial de la Región de los Ríos.

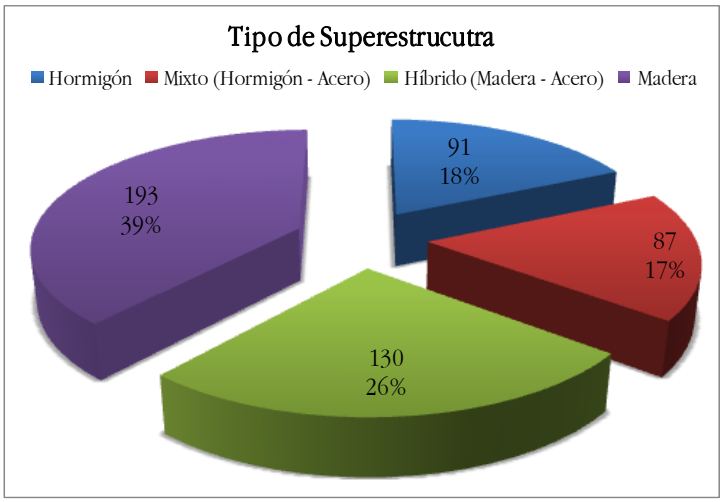


Fig.3.2 Gráfico de Tipo de Superestructuras.

3.1.1.3 Longitudes Totales

Estos 501 puentes suman un total de 13.582 metros, con una media de 27,1 m. Como se puede observar en el histograma, el 90% de los puentes está dentro de los 45 metros de longitud. Concentrándose el 50% de los puentes dentro de los 10 a 30 metros.

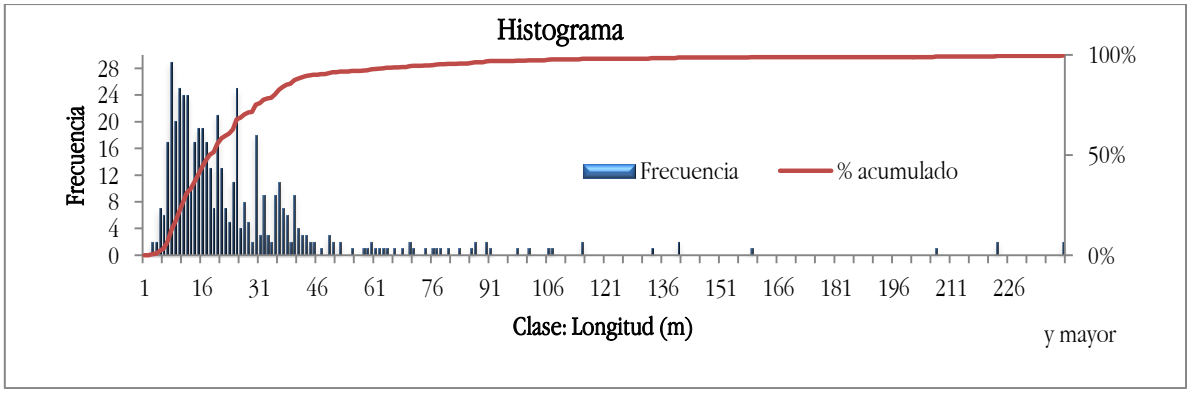


Fig.3.3 Histograma de Longitudes Totales.

Como lo indica la clasificación entregada por el Manual de Carreteras (MOP, 2008), en donde la categorización según la longitud total se divide en Alcantarillas y Puentes Losas, entre 0,5 m y 10 m, Puentes Menores, entre 10 m y 40 m, Puentes Medianos, entre 40 m y 200 m y Puentes Mayores, mayores a 200 m, la distribución sería como se describe a continuación: 108 alcantarillas y puentes losas, 330 puentes menores, 58 puentes medianos y 5 puentes mayores.

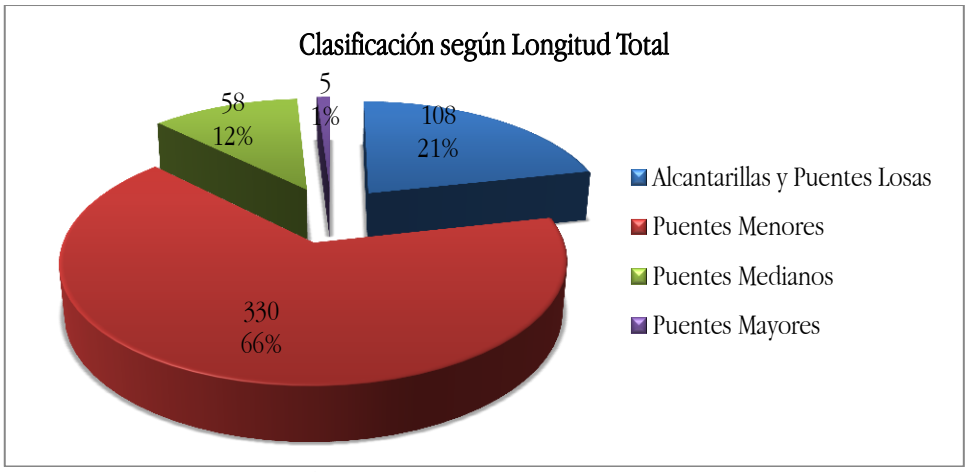


Fig.3.4 Gráfico de porcentajes según Longitudes Totales.

Se debe tomar en cuenta que en el registro de estas longitudes no está definido el concepto de longitud total del puente, podría tratarse la de luz libre, luz de cálculo, distancia entre juntas de dilatación o entre puntas de estribos. En su mayoría, los puentes menores a 10 metros, corresponden a puentes de madera y en un menor porcentaje a puentes híbridos, es decir compuestos por madera y acero. Los puentes mayores son el Puente Cruces, puente mixto hormigón-acero de 485 m, el Puente Pedro de Valdivia, también mixto de 240 m, los Puentes Calle Calle 1 y Calle Calle II, uno de hormigón y otro mixto, ambos de 223 m y el Puente Chaihuín, puente de hormigón de 207 m.

3.1.1.4 Ancho de Tablero

Dentro de los 501 puentes estudiados, el ancho del tablero varía desde los 3 m hasta los 13 m. Al igual que en el caso anterior, no se especifica el concepto de ancho de puente, si es entre barandas, entre extremos o si se toma o no en cuenta la estructura.

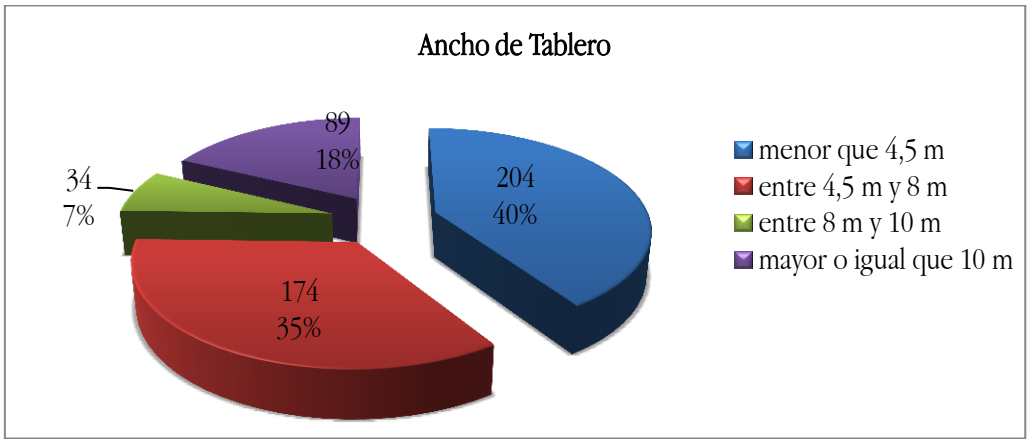


Fig.3.5 Gráfico de Porcentajes según Ancho del Tablero.

El 40% correspondiente a 204 puentes tienen un ancho menor a 4,5 m, mínimo establecido por el Manual de Carreteras en puentes de simple vía (apartado 3.1003.101). En el mismo apartado se especifica que el ancho mínimo en puentes de dos pistas, sin son puentes urbanos, es de 8 m, eso quiere decir que en el 75% de los puentes (menores a 4,5 m y entre 4,5 m y 8 m) no permite el paso de un camión en cada dirección de tráfico al mismo tiempo. En el 18% de los casos, el ancho cumple con el ancho mínimo de un puente de dos pistas en zonas rurales (que al menos cuente con 10 m).

3.2 Identificación y Clasificación

Se realiza un catálogo de puentes, donde se identifican y caracterizan los puentes más representativos por tipo estructural no convencional o por longitud. Esta identificación y descripción incluye características generales del puente, como magnitudes, ubicación y tipo estructural, entre otras y también incluye una descripción más detallada que reúne, en el caso en que se encuentra la información correspondiente, historia, descripción ingenieril de la estructura, planos, etc.

A continuación se detallan las características que se incluyen en la descripción de cada puente, siempre que se encuentre la información necesaria.

Ubicación: Indica la comuna en la en que se encuentra el puente así como también la provincia (P).

Ruta: Indica el nombre de la ruta en la que se encuentra como el nombre del camino.

Cauce: Indica el nombre del cauce que salva el puente.

Año: Indica el año o período de construcción o finalización de la obra.

Uso: Indica la función que cumple el puente. Aunque existe 8 diferentes clasificaciones dadas por el Manual de Carreteras (2002) que dependen de su finalidad y objetivo, tales como: Puentes rurales, urbanos, viaductos, pasos desnivelados, puentes peatonales o pasarelas, puentes ferroviarios, militares y provisorios; básicamente de pueden clasificar en tres tipos en función del tipo de carga: Puentes ferroviarios, carreteros y pasarelas.

Material: Indica el tipo de material utilizado. El Manual de Carreteras (2002) también clasifica los puentes de acuerdo a los materiales constituyentes del puente, éstos pueden ser: Madera, Acero, Hormigón Armado, Hormigón Pretensado, Mampostería y Sillería, Puentes Mixtos, donde se combinan los materiales anteriormente señalados.

Longitud: Indica la longitud total del puente. Si se conoce también se indica la Longitud de Cálculo (LC).

Ancho: Indica el ancho total de la superestructura e incluye, calzadas, medianas, pasillos y barandas. También se indica en caso que se conozca el ancho de la calzada (AC).

Galibo: Se indica la distancia que existe entre el fondo de viga y el fondo del lecho marino.

Estructura: Indica y describe el sistema estructural tanto de Superestructura como Infraestructura. Se define el tipo de vigas utilizadas, celosías si cuenta con ellas, en resumen la descripción de todas las partes que componen la estructura. En alguno de los puentes se incluye también planos estructurales.

Estado: Se describe el estado en el que se encuentra el puente o situación en la que se encuentre.

Historia: Se describe la historia detrás de la construcción del puente, como factores que se usaron para diseñarlo, personal técnico a cargo, procesos de construcción, etc.

Otro: Se indican otros aspectos no incluidos en los puntos anteriores, que sean importantes de plantear.

3.3 Fichas

Este punto contiene las fichas por cada puente en estudio.

3.3.1 Puente Chirre

Ubicación:	Río Bueno, P. de Ranco
Ruta:	Cruce T-87 (Crucero) - Chirre - Entre Lagos - Cruce T-981 U (Chirre) [Rol: S/R]
Cauce:	Río Chirre
Año:	1925
Uso:	Carretero, ex Ferroviario
Material:	HA
Longitud:	114 m (LC: 66,7 m)
Ancho:	4,4 m (AC: 3,5 m)
Galibo:	108 m
Estructura:	Inicialmente era parte de la vía de ferrocarriles del estado, es por esto que tiene un ancho restrictivo, lo que lo hace un puente de vía única. *Vanos correspondientes al arco:* Arco con tablero superior. El tablero se apoya en pilas sobre el arco, el cual tiene consolas que proporcionan a las pilas apoyos horizontales, restringiendo así su deslizamiento. Ya que las cargas que solicitan el arco están a distancias simétricas, transmitiendo la carga de forma uniforme, la línea de presiones corresponde a una parábola, debido a esto, es muy probable que la forma del arco también sea parabólica. Las pilas están distribuidas en distancias cortas para cargar uniformemente el arco, debido a esto, el tablero es muy esbelto. Las pilas están arriostradas entre sí por diagonales de hormigón armado. El espesor de la losa es de 20 cm. *Vanos secundarios:* En los vanos secundarios, los que no están por encima del arco, la distancia entre pilas es mayor por lo que también lo es el canto del tablero. El tablero está constituido por la losa sobre dos vigas, que se apoyan en pilas diagonales. Estos vanos secundarios son integrales, es decir que la conexión entre superestructura y infraestructura es monolítica.
Estado:	Varias de sus columnas se encuentran agrietadas, según se conoce, debido al sismo del año 1960.
Historia:	Este puente, en su origen ferroviario, se construye en 1925 con el fin de dar conectividad a Río Bueno y Entre Lagos. Este trayecto se hizo fundamental para el desarrollo forestal de la zona de Entre Lagos y cordillerana de Río Bueno, que se conectaba con la estación de Trumao para trasladar madera. Hace

Fig. 3.6 Puente Chirre (Foto: ©F. Schanack)

Otros:	aproximadamente 5 años se le coloca carpeta de rodado de hormigón, pues antes era de ripio y se modificaron las barandas sacando las que originalmente tenía, colocando en su lugar protecciones para el uso vehicular. Hoy en día, en el ámbito de turismo, es usado como un observatorio de flora y fauna (migranchile). Destaca por su galibo vertical, lo que lo hace el segundo puente más alto de Chile. Sobre los mitos que se alzan sobre él, está el dicho de los lugareños que dice; «que en una de sus patas hay una placa de "oro", pero nadie la ha visto». El Puente Chirre forma parte de la Ruta Interlagos, nueva ruta turística, que recorre lagos y volcanes. Corresponde a una red de caminos secundarios, de aproximadamente 760 km de largo. Se inicia en el sector de Inspector Fernández, en la comuna de Victoria, y termina en Puerto Varas.

Fig. 3.7 Galibo Vertical del Puente Chirre.
(Foto: ©arqueroXT)

Fig. 3.8 Grietas debido al sismo de 1960

Fig. 3.9 Arriostramiento de pilas.

Fig. 3.10 Pilas diagonales vanos secundarios.

Fig. 3.11 Vigas del tablero y pilas de vanos secundarios.

Fig. 3.12 Cantos del tablero de la sección del arco y vanos secundarios

3.3.2 Puente Carlos Ibañez del Campo

Ubicación:	Río Bueno, P. de Ranco
Ruta:	Cruce Ruta 5 (Los Tambores) – Río Bueno [Rol T71]
Cauce:	Río Bueno
Año:	1926
Uso:	Carretero
Material:	HA
Longitud:	115 m (LC: 36,6 m)
Ancho:	8 m (AC: 6,5 m)
Galibo:	17 m

Fig. 3.13 Puente Carlos Ibañez del Campo

Estructura: Debido a su ancho restrictivo, ofrece solo una vía vehicular efectiva.

Superestructura: Es un puente arco con tablero superior. El tablero se apoya sobre tres arcos, los arcos laterales se apoyan sobre el terreno, mientras que el central lo hace sobre pilas. Estos arcos están compuestos por cuatro nervios longitudinales, formados por pilas verticales bastante esbeltas, en las cuales se apoya el tablero, que se arriostran entre sí en el sentido transversal dándole mayor rigidez en esta dirección, longitudinalmente estas pilas no tienen ningún tipo de arriostramiento. En la sección correspondiente al centro del arco, la unión entre arco y tablero es continua, por unos 5 a 6 m aproximadamente. Por sobre las pilas, el tablero no es continuo, esto podría ser por una posible simplificación de cálculos, por parte del ingeniero encargado. La inclusión de hormigón armado debe haber sido un punto bastante innovador para la fecha.

Infraestructura: Debido a la corriente del río, que tiene una profundidad de unos 10 metros, las pilas que conectan los arcos con el terreno, tienen una gran dimensión. La cimentación de cada pila está compuesta por un cajón excavador, el cual está revestido por grandes rocas en la parte exterior y probablemente de hormigón sin armadura en su interior.

Estado: Las barandas no cumplen con la norma actual y están en mal estado debido a los frecuentes accidentes automovilísticos, debido a su ancho restrictivo. Este puente es el único acceso a la ciudad y ya que solo cuenta con una vía, los vehículos que ingresan a la ciudad deben ceder el paso a quienes van de salida.

A esta razón, se le suma, que inmediatamente después del puente el terreno obliga a la vía a dar un giro brusco.

En la Ficha de Inscripción de Puentes del MOP, se indica que el estado del puente no es bueno y que necesita construcción de urgencia, en una nueva ubicación. También se indica que el terreno de acceso no presenta socavación, erosión ni asentamiento. La restricción de carga se establece en 45 toneladas y el cauce del río no se encuentra obstruido. En las observaciones de esta ficha se indica lo siguiente: «Pte. de una vía, acceso norte a la ciudad de Río Bueno, genera accidente de forma continua, límite zona urbana en eje hidráulico».

Historia:

Se inaugura el año 1927, bajo el nombre del presidente en funciones, don Carlos Ibáñez del Campo. Según el profesor e historiador Eduardo Araneda Pradenas, el puente tardó 5 años en construirse, ya que fue empezado en 1922 (wikilosrios). Esto le dio vida a la ciudad aparte de ser una significativa fuente laboral. Según migranchile.cl su diseño se debe al estilo que impusieron los ingenieros ingleses, que llegaron a Chile para la construcción de las vías ferroviarias.

Con respecto a soluciones anteriores al presente puente, según el cronista Córdoba y Figueroa, se armó en 1654 un puente de balsas para el paso del río Bueno – caudaloso y sin vado, según dice- y tratando de pasar el maestre de campo Juan Salazar y sus tropas, el puente se rompió, hecho que se comentaba como gran desastre para los españoles. El historiador Pérez García se refería también a este puente sobre el río Bueno, pero, según él, era de látigos y totora, precisando que el desastre ocurrió el 10 de Enero del citado año 1654. Las balsas según el cronista jesuita Felipe Gómez de Vidaurre en 1789, se componían de dos cueros de lobo marino unidos y soplados, o de cuatro o cinco leños gruesos ligados con cuerdas, los cuales van tirados a la cola de un caballo que se obliga a pasar a nadando a la contraria de la ribera del río. Agrega a lo dicho, el cronista Vidaurre, que las causas por las cuales no se han construido los puentes, a cuya gran necesidad se refiere, es «la falta de artífices a quienes encomendar la obra y el crecido cálculo que se forma de centenares de millares para el cumplimiento de la empresa con detrimento del Real Erario» (Villalobos, 1990).

Fig. 3.14 Alternativa Escogida.

Otros:

La nueva vía alternativa se postulará al presupuesto MOP del año 2013, durante el cual deberían iniciarse las obras. La Dirección Regional de Vialidad, explicó que el estudio para el proyecto de construcción y sus accesos, terminará en marzo del año 2012. La alternativa escogida mejorará la conectividad actual de la ruta T-71, que une Río Bueno con la Ruta 5. El nuevo puente tendrá 222 m de longitud total, con un ancho útil de 13,5 m. El tablero se apoyará sobre 4 pilas. El costo se estima en 10 mil millones de pesos (elranco.cl).

Fig. 3.15 Vista superior del puente donde de muestra la vía unidireccional.

Fig. 3.16 Nervios de hormigón armado que componen los arcos y a su vez pilas que componen los nervios.

Fig. 3.17 Unión continua arco-tablero.

Fig. 3.18 Estado barandas actuales.

3.3.3 Puente Santo Domingo

Ubicación:	Valdivia, P. de Valdivia
Ruta:	Cruce Ruta 5 (Paillaco) – Cruce Ruta 202 (Valdivia) [Rol: Ruta 206]
Cauce:	Río Santo Domingo
Año:	1942
Uso:	Carretero
Material:	HA
Longitud:	37,5 m
Ancho:	10 m (AC: 6 m)
Galibo:	3,5 m

Fig. 3.19 Puente Santo Domingo

Estructura: *Superestructura:* Es un puente monolítico y su tipología corresponde a un arco atirantado con tablero inferior. Posee dos arcos verticales distanciados 7,5 m el uno del otro. El canto de cada arco aumenta hacia los extremos (de 0,8 m a 1,3 m antes de la sección de empotramiento) en donde se empotra al tablero. Los arcos tienen una luz de 35 m y una flecha de 8,8 m, poseen una directriz parabólica y tiene un espesor constante de 0,7 m, están arriostrados por 4 vigas T con una disposición tipo Vierendeel. La conexión entre arco y tablero, se realiza a través de 8 péndolas verticales, de sección cuadrada. El tablero es un emparrillado de vigas T. Este emparrillado consta de 3 vigas longitudinales y 8 vigas transversales. Las vigas longitudinales tienen una sección cuadrada y una longitud de 32,3 m. Las vigas transversales tienen una longitud de 8,4 m, poseen un espesor constante, mientras que el canto varía hacia los extremos. Posee barras antisísmicas diagonales.

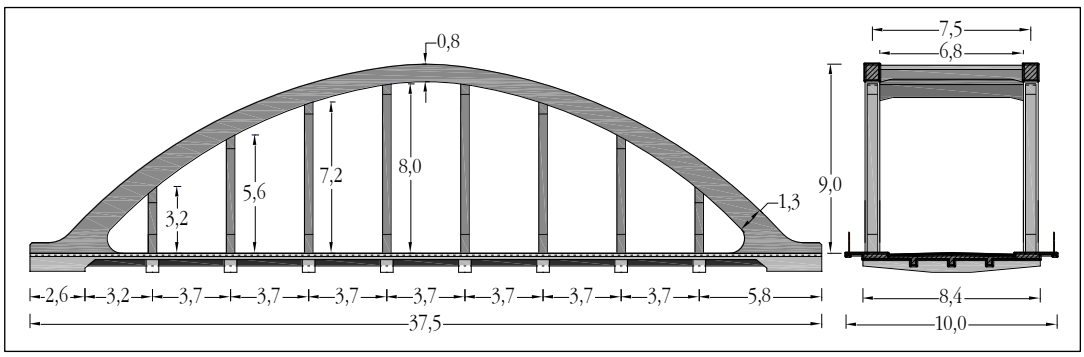


Fig.3.20 Vista Lateral y Frontal (medidas en m).

Infraestructura: Este puente posee cuatro puntos de apoyo ubicados de a pares en cada estribo. Un par, localizados en el mismo estribo, corresponde a apoyos fijos, mientras que el otro par son apoyos móviles (en el sentido longitudinal). La fundación de los estribos es mediante pilotes de rieles de ferrocarriles, la longitud de dichos pilotes es de 34 m de profundidad.

Historia:

Antes de la construcción del actual puente, existieron otros que datan de aproximadamente 60 años atrás. El presupuesto para la *reconstrucción* de un puente sobre el río Santo Domingo (de una existencia de 25 años) enviado al Ministerio de Obras publicas el 25 de julio de 1889, es aceptado el 17 de agosto del mismo año, con un coste total de 2.715 pesos. Los datos de este puente citados del presupuesto del 25 de julio contemplan un puente de 40 m de longitud (2,5 m más que el actual) y de un ancho de 5 metros. El puente está formado de 4 tramos de 10 metros cada uno, empleando pilotes de madera de roble pellín. Tres cepas encontradas en el cauce del río y las dos extremas o estribos sobre las barrancas. Las cepas estaban hechas de roble de pellín, sin azuches por la naturaleza del fondo del río. El presupuesto de 2.715 pesos incluye materiales (madera, ferretería, pintura), mano de obra, fletes y un 10% por imprevistos.

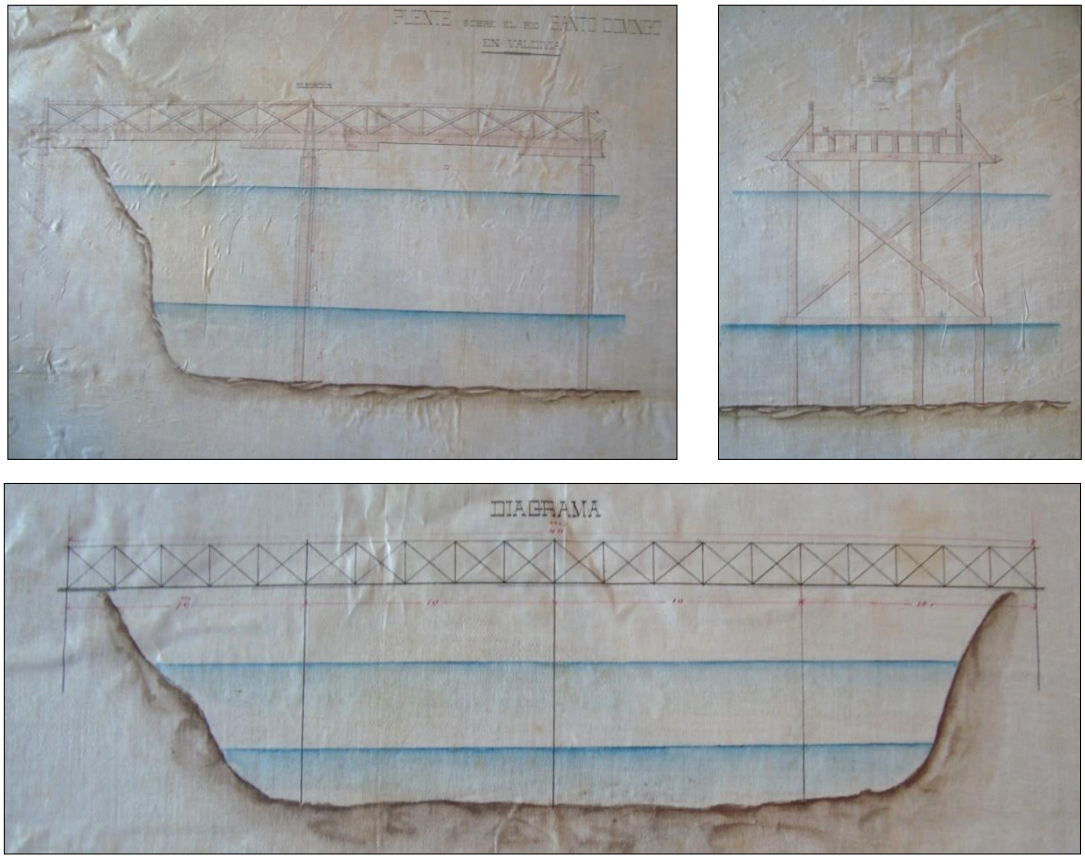


Fig. 3.21 Planos del puente sobre el río Santo Domingo, que datan del año 1890.

Estado:

El estribo se acercó al puente en el extremo, por lo que no existe un buen espacio que permita el desplazamiento para el que fue calculado. Los estribos poseen grietas y se identifican obras de mantenimiento. Las fichas que se encuentran en el MOP indica: «El Puente existente es angosto con una calzada de 6,0 m, por su emplazamiento en curva es necesario ensancharlo por la recurrencia de accidentes si bien el estado es bueno». Este mismo informe indica que no existe socavación, erosión ni asentamiento, la restricción de carga se establece en 45 toneladas.

Fig. 3.22 Acercamiento de estribo con tablero.

Otros:

El acceso sur del puente Santo Domingo tiene una curva peligrosa, es por esto que se recomienda a los conductores pasar por ese lugar a una velocidad razonable, para no perder el control del automóvil. Además, el puente es muy angosto, por lo que es recomendable llegar a una baja velocidad, por si se debe cruzar con otro vehículo. Es así que en la consulta ciudadana, realizada por el Ministerio de Obras Públicas se plantea la reposición del puente Santo Domingo con un viaducto de 40 m y 9 de ancho, ubicado en el km 34,9 de la ruta 206 (Paillaco-Valdivia), debido a su estrechez y curvas en accesos, en previsión de la futura doble calzada de esta ruta. Con esto se lograría una reducción de riesgos de accidentes para el alto tráfico vehicular existente en la ruta de acceso sur a Valdivia. El diseño se realizó en los años 2010-2011; y la ejecución sería entre los años 2014 y2016.

Fig. 3.23 Vista Lateral

Fig. 3.24 Vista Frontal

Fig. 3.25 Apoyo deslizante y barras antisísmicas diagonales.

Fig. 3.26 Péndolas verticales y arriostramientos tipo Vierendeel.

Fig. 3.27 Tablero en forma de emparrillado.

3.3.4 Puente Pedro de Valdivia

Ubicación:	Valdivia, P. de Valdivia
Ruta:	Valdivia – Río Cau-Cau [Rol: T-338]
Cauce:	Río Valdivia
Año:	1953
Uso:	Carretero
Material:	HA en vanos principales y Mixto (Acero-HA) en vanos secundarios.
Longitud:	238,7 m (LC: 70 m)
Ancho:	10,5 m (AC: 8,1 m)
Galibo:	20 m

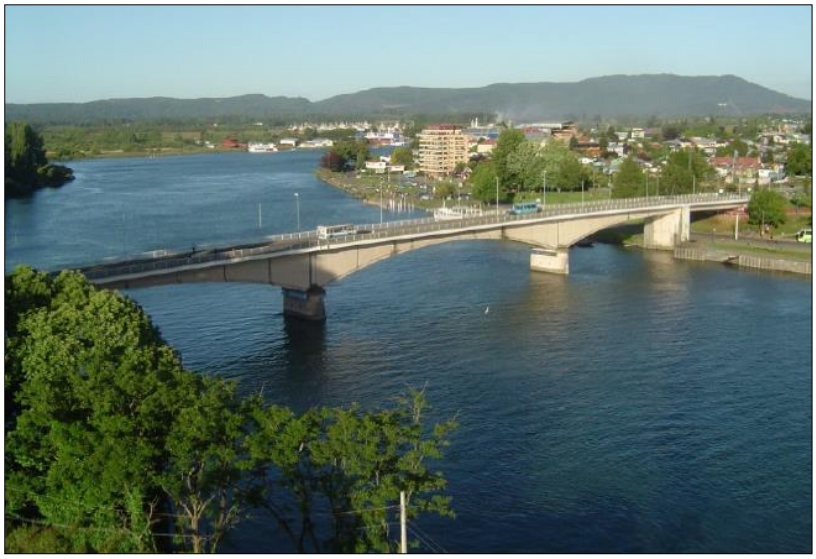


Fig. 3.28 Puente Pedro de Valdivia (Foto: © L. Rocco)

Estructura: *Superestructura:* Puente de hormigón armado de una longitud total de 238,7 m de los cuales 167 m salvan el ancho del río en tramos de vigas Gerber de canto variable, sección cajón, siendo el tramo central de 69 m de luz y los laterales de 49 m de luz, los 70 metros que quedan fuera del río constituyen los accesos en pasos superiores sobre las costaneras de ambas orillas. La calzada es 7 m con veredas de 1,8 m de ancho en cada lado. El canto varía a lo largo del puente, creciendo desde el centro de la luz hacia los apoyos. La curva de variación del canto podría ser una parábola. El cajón de hormigón armado está compuesto de dos células, hacia el centro y de cuatro en la zona de las pilas. La rigidización del cajón se realiza mediante diafragmas transversales de hormigón armado, dividiendo la viga en dovelas. La longitud de estas dovelas varía entre 4,5 a 5 m.

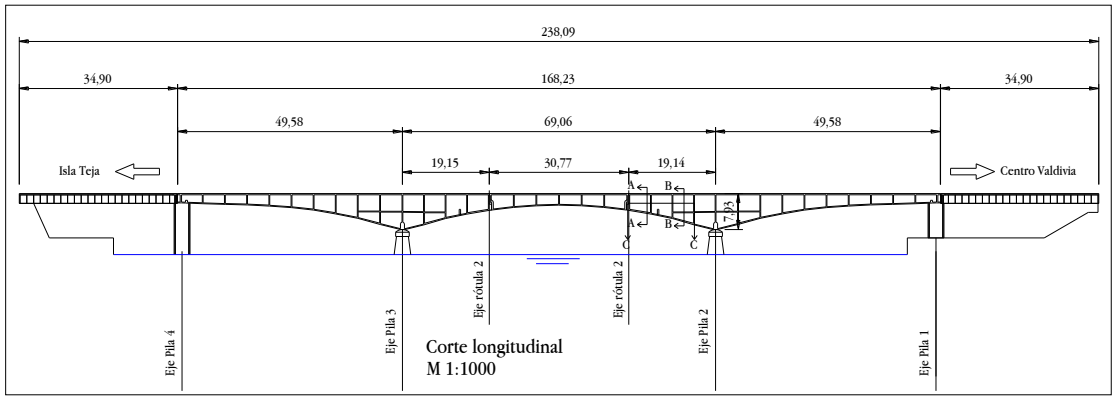


Fig. 3.29 Largos y división de células en el sentido longitudinal.

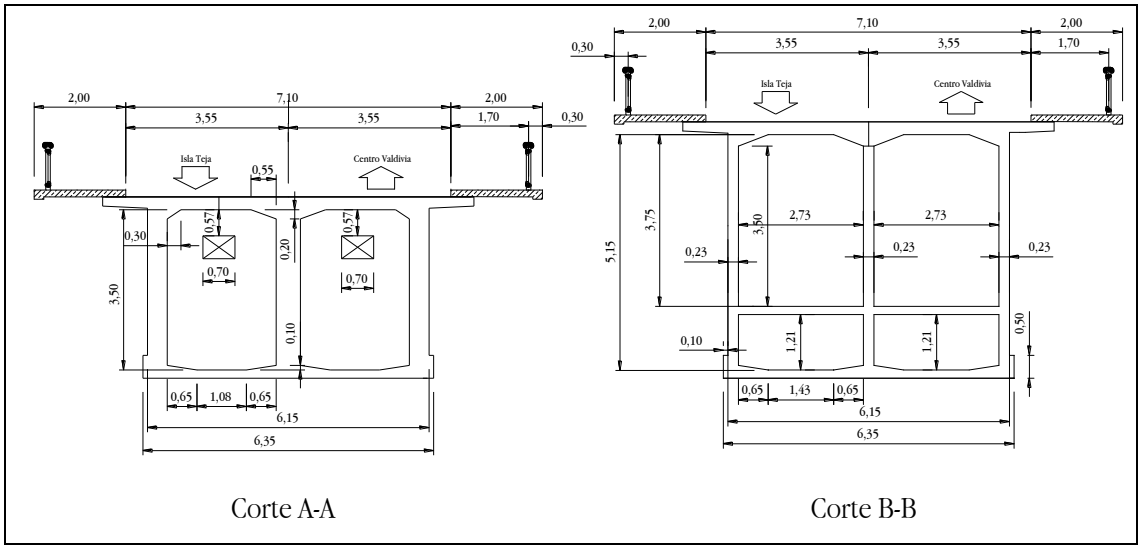


Fig. 3.30 Corte A-A y Corte B-B respectivamente que indican la forma del cajón.

Como se puede observar en la figura 3.25, la sección sobre las pilas corresponde a 4 células como se ve en la imagen a la derecha (Corte B-B), mientras que hacia el centro de la viga son dos células (Corte A-A). Como se muestra en la imagen de la izquierda cada rigidizador contiene un orificio cuadrado por el que se permite el paso de una dovela a otra. En la sección mayor, la célula tiene una altura de 4,5 m, mientras que en la más pequeña su altura es de 1,6 m.

Los vanos secundarios son mixtos, tienen una losa de hormigón armado que se apoya sobre cuatro vigas I de acero. Estas vigas se encuentran arriostradas entre sí con diagonales de acero, miden 1,9 m, sus alas inferiores son de ancho y espesor variable, mientras que las alas superiores son de ancho constante (0,25 m). Las almas se encuentran rigidizadas, tanto transversal como longitudinalmente. Los vanos secundarios tienen un apoyo fijo por sobre la pila y apoyos móviles en su extremo final. Los pasillos se encuentran en voladizos. Las barras antisísmicas se disponen en forma de cruz.

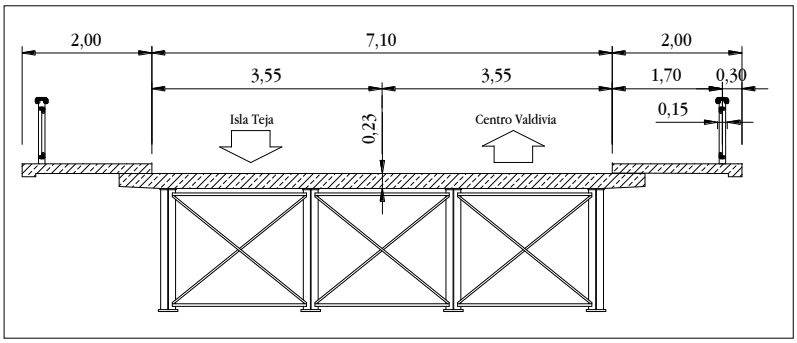


Fig. 3.31 Sección Tipo Vanos de Acceso.

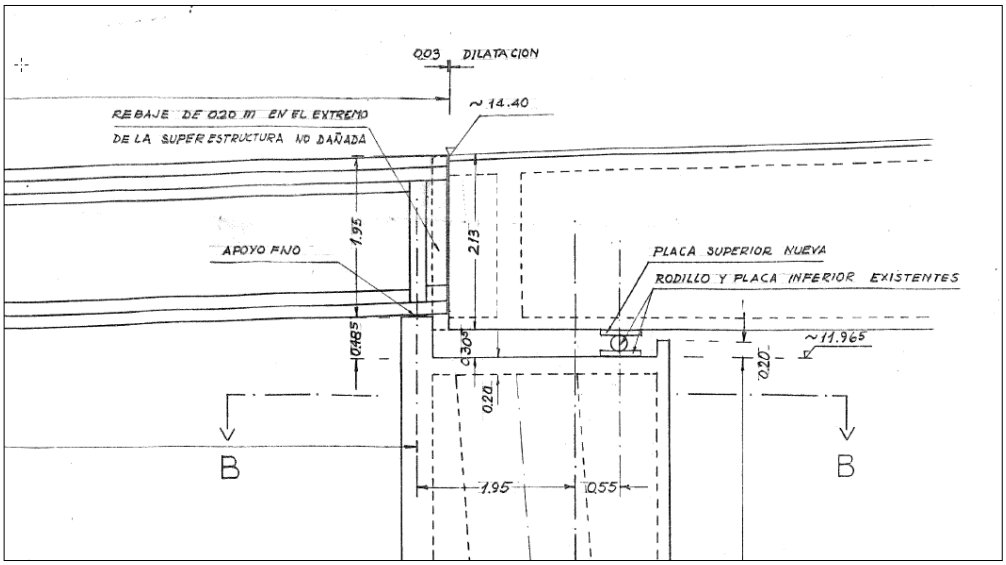


Fig. 3.32 Detalle conexión a la pila de la viga mixta y la viga cajón.

Como se observa en la Fig. 3.32 la viga mixta se conecta a la pila mediante un apoyo fijo, dejan 0,03 m de junta de dilatación. El cajón se apoya mediante un apoyo móvil, compuesto por dos placas y un rodillo.

Infraestructura: Según los datos encontrados en el Archivo Nacional, las fundaciones se proyectarían de cajones de hormigón armado que se hunden hasta el terreno de fundación mediante dragado interior. Las profundidades que alcanzarían los machones principales serían de 17,50 m y 12,10 m bajo el lecho, con lo cual se esperaba dejarlos empotrados en la capa de cancagua dura ubicada por los sondajes. Por el lado de la Isla Teja se empalmaría, después de un terraplén, con el nivel principal de los terrenos. Por el lado de Valdivia, el terraplén se debería extender 100 m hasta empalmar al nivel del pavimento de la ciudad frente a la calle Independencia. Este terraplén deberá cruzar en un paso superior la calle Yungay.

Estado: Los apoyos Gerber se encuentran en mal estado, esta es una de las desventajas de esta solución. El pavimento también estaba en mal estado por lo que fue reparado el año 2010. Las cantoneras se encuentran sueltas. Las vigas y arriostramientos se encuentran en estado de corrosión, mientras que los apoyos y barras de anclaje se encuentran en esta de oxidación. Existe un escurrimiento de agua en los muros de los estribos. Debido a la constante congestión vehicular, se estudia la construcción de otro puente como vía alternativa.

Historia: El proyecto se aprueba el 28 de agosto de 1946, en el contexto de las celebraciones del cuarto centenario de la fundación de Valdivia. El Ingeniero Federico Wiesse Isense (quien también tuvo a su

cargo las obras de construcción de los puentes sobre el río Calle Calle, el río Biobío, el de Toltén y el de Lebu.) realizó los estudios y encabezó su posterior construcción, la cual comenzó simultáneamente desde sus dos riberas. Terminado en 1953 e inaugurado en forma oficial por el Presidente de la República Carlos Ibañez del Campo el 12 de marzo de 1955. El puente recibe su nombre en honor al fundador de la ciudad, el conquistador español Pedro de Valdivia. Sobrevivió al Terremoto de Valdivia de 1960, mientras que los edificios cercanos no soportaron. Después del terremoto sobrevivió a los efectos del Riñihuazo, una inundación causada por el terremoto.

Fig. 3.33 Puente Pedro de Valdivia antes (arriba) y después (abajo) del terremoto.

El presupuesto de la obra, sin incluir el valor de las expropiaciones ascendió a la suma de $12.874.453. El Director General de Obras Públicas de esa época, Servando Oyanedel, solicita al Ministro de la misma cartera, en julio de 1946, la construcción de este puente, asegurando que era altamente aconsejable que se iniciara inmediatamente su construcción, ya que se había concluido con éxito el puente sobre el río Calle Calle en el sector de las Ánimas, de características muy parecidas y del cual no solo habían quedado la experiencia adquirida por el personal técnico, sino también diversos elementos que se podrían aprovechar, como herramientas, andamiajes, saldos de materiales, etc.

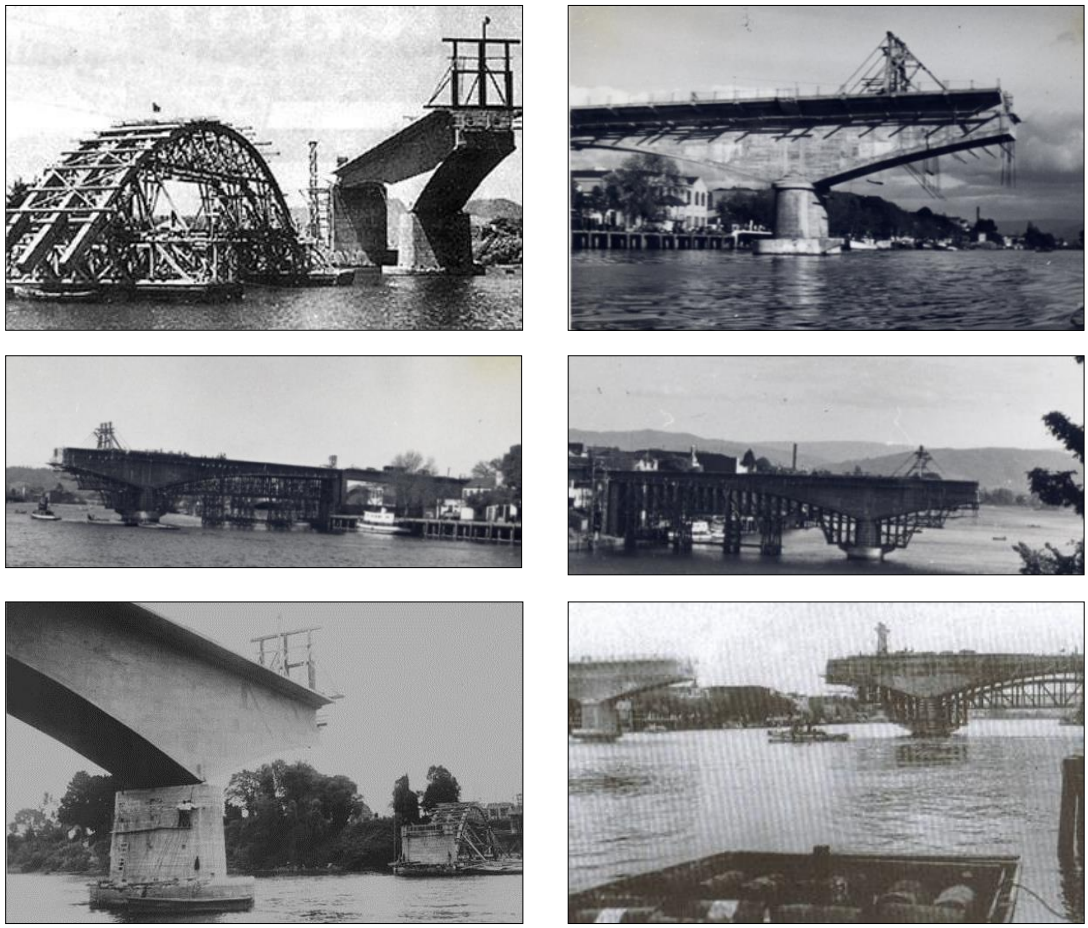


Fig. 3.34 Proceso de construcción del Puente Pedro de Valdivia.

Como se puede observar en la Fig. 3.34, el puente se realiza mediante hormigonado *in situ.* El tablero se dividió en dovelas construyéndose una a continuación de la otra, avanzando en voladizos cada vez mayores y con ayuda de cimbras que se apoyan en la parte del tablero que ya fue construida.

Otros:

Debido a los problemas que la congestión vehicular causa entre el centro de Valdivia y la Isla Teja por la alta afluencia, el año 2009 se comienza a realizar el estudio para la construcción de un nuevo puente que entregue una vía alternativa al actual puente Pedro de Valdivia.

Fig. 3.35 Alternativas para la ubicación del Puente Pedro de Valdivia 2

A este nuevo puente se uniría un segundo estudio, que integraría al Puente Los Pelúes que uniría la Isla Teja calle Los Pelúes con el sector de General Lagos a la altura del Torreón Los Canelos. El proyecto del puente Los Pelúes de Valdivia ya ingresó a la Contraloría, donde será visado y podrá estar en condiciones de ser postulado a licitación pública para su concreción. A la fecha del martes 10 de Abril de 2012, el Puente Los Pelúes-Cochrane obtiene RS del Ministerio de Desarrollo Social.

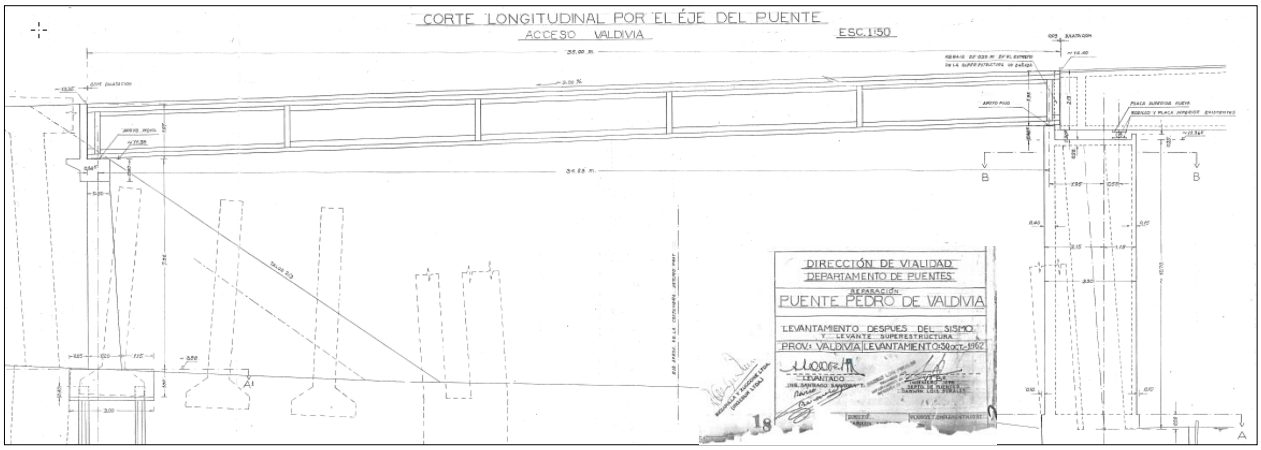


Fig. 3.36 Parte del Proyecto de Reparación del Puente Pedro de Valdivia, luego del terremoto de 1960. Fecha del documento: 30/10/1962

Fig. 3.37 Estribo sector centro de Valdivia

Fig. 3.38 Vigas longitudinales de alas variables y los arriostramiento,

Fig. 3.39 Vano secundario.

Fig. 3.40 Detalle y estado de la rótula de la viga Gerber.

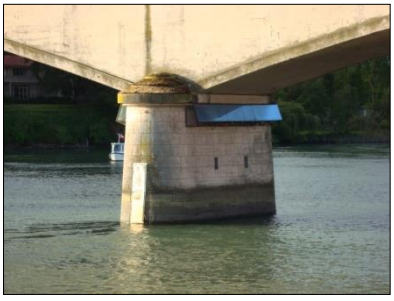


Fig. 3.41 Detalle de pilas centrales.

Fig. 3.42 Conexión Viga Cajón – Pila.

3.3.5 Puente Calle Calle

Ubicación:	Valdivia, P. de Valdivia
Ruta:	Cruce Ruta 5 (Mariquina) – Cruce Ruta 206 (Valdivia) [Rol: Ruta 202]
Cauce:	Río Calle Calle
Año:	1944
Uso:	Carretero
Material:	HA
Longitud:	223 m (LC: 64,8 m)
Ancho:	12 m (AC: 9 m)
Galibo:	33,36 m
Estructura:	*Superestructura:* Puente de hormigón armado, de una longitud total de 223 m, el tramo central es de 64,8 m y los metros restantes se dividen entre los tramos laterales y los accesos en forma de pasos superiores, como vigas continuas. Los vanos centrales salvan el ancho del río en tramos de vigas Gerber de canto variable. El canto varía a lo largo del puente, creciendo desde el centro de la luz hacia los apoyos, la curva es parabólica. En este caso, no se conoce la sección del puente, pero se asume que es muy parecido al del puente Pedro de Valdivia, pues fue este puente fue tomado como ejemplo para la posterior construcción del anteriormente nombrado, además es diseñado por el mismo ingeniero. La calzada es de 12 m con una vereda de 2 m. *Infraestructura:* Las fundaciones son cajones de hormigón armado que se hincaron hasta el terreno de fundación mediante dragado interior. En los extremos, las vigas continuas tipo paso superior, se empalman al terreno mediante terraplenes.
Historia:	El 22 de julio de 1938 se aprueba la construcción de un puente sobre el Río Calle Calle en el sector de Las Animas y se comienza a construir el 18 de diciembre del mismo año. Es diseñado por el ingeniero Federico Wiese Isense e inaugurado el 11 de febrero de 1945. Los encargados de las obras y del diseño deben haber resuelto una solución más conveniente a la estipulada en el proyecto, pues originalmente el puente estaba planeado con cuatro arcos.

Fig. 3.43 Puente Calle Calle

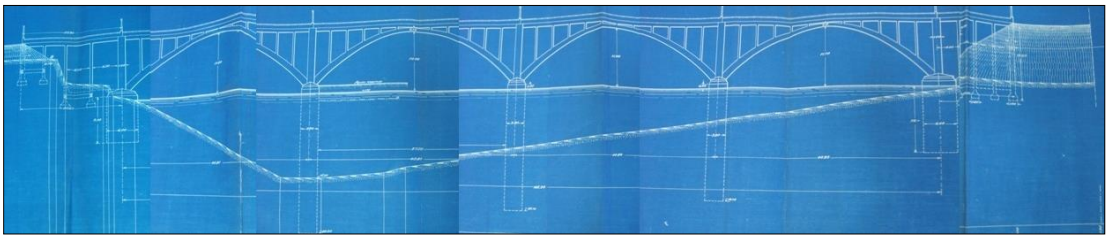


Fig. 3.44 Planos proyectados para el Puente Calle Calle en 1939.

Fig. 3.45 Tapa los planos del Puente sobre el río Calle-Calle del año 1938

Como se indica en la carta enviada al Ministerio la superestructura del puente constaría de una losa de 0,18 m de espesor con armadura cruzada sobre 4 longuerinas de 0,25 m de ancho a 3,71 m de distancia y travesaños de 0,30 m de espesor sobre 4 arcos. Los arcos tendrían un eje parabólico y una luz teórica de 40 m y una flecha de 10,5 m. El espesor de la clave sería de 0,70 m y en los arranques de 1,40 m. El ancho sería de 0,70 m en los 2 arcos exteriores y 1,10 m en los 2 arcos interiores. La infraestructura constaría de 5 machones de sección rectangular casi en toda su altura y ligeramente puntiaguda en los 3 m superiores. Los dos machones exteriores serían de 6 m de ancho por 13,5 m de largo y de 10,40 m y 14,35 m de altura total, enterrados 8,60 m y 11,20 m. Los machones intermedios serían de 3,80 m por 13,30m y de 29,20 m, 25,80 m y 23,40 m de altura total, enterrados 10,50 m, 12,00 m y 14,90 m respectivamente. Los tramos de acceso tendrían una superestructura semejante a la del puente, sobre pilares fundados directamente. Los terraplenes de acceso consultados en el proyecto son de 13 m de ancho y de 224 m y 82,40 m de largo con una pendiente máxima de 5% y 1,79% respectivamente. Este puente es proyectado por Alberto Claro Velasco. El plazo para la total terminación de la obra se fija en tres años que empezaría a partir de la fecha del contrato. En caso de atraso se establece una multa de $300 por cada día de demora. El presupuesto enviado al Ministerio, ascendió a $3.892.453,80 (Ministerio de Fomento, 1938).

Para el puente definitivo y al igual que en el puente Pedro de Valdivia, el hormigonado se realiza in situ. El tablero se dividió en dovelas construyéndose una a continuación de la otra, avanzando en voladizos cada vez mayores y con ayuda de cimbras que se apoyan en la parte del tablero que ya fue construida.

Fig. 3.46 Proceso de construcción del Puente Calle Calle

Otros:

Debido al gran tráfico de la zona, el año 1995 se construye un puente gemelo paralelo a él. Aunque esta vez el puente es mixto, tablero de hormigón con vigas de acero, pero imita la forma.

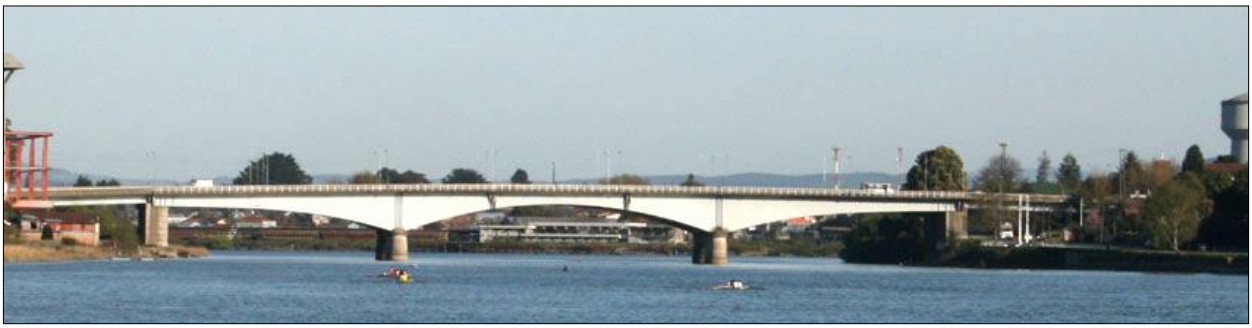


Fig. 3.47 Vista lateral del Puente Calle Calle. Se observan las rótulas de la viga Gerber.

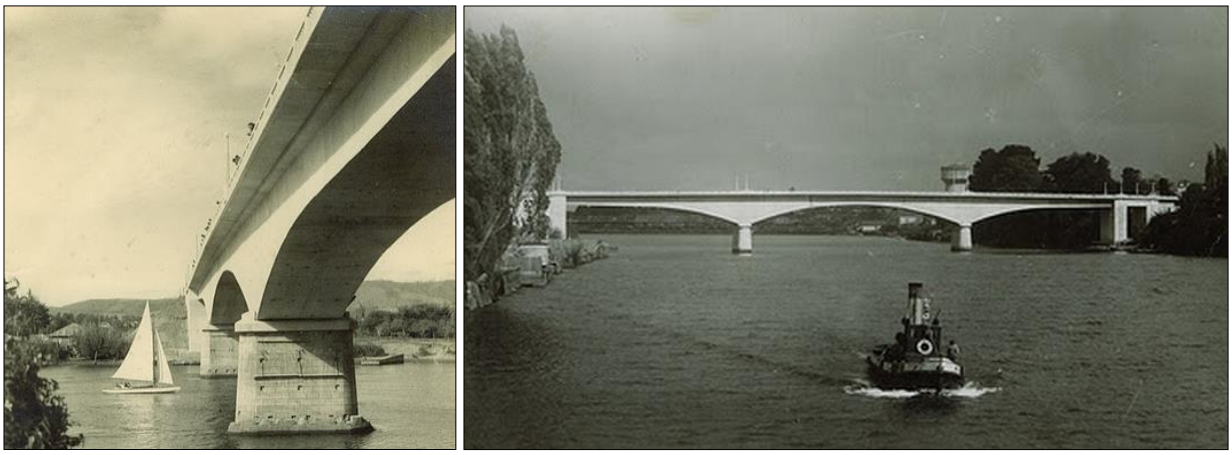


Fig. 3.48 Puente Calle Calle, década de 1950 (Foto: © historiadevaldivia-chile)

3.3.6 Puente Calle Calle II

Ubicación:	Valdivia, P. de Valdivia
Ruta:	Cruce Ruta 5 (Mariquina) – Cruce Ruta 206 (Valdivia) [Rol: Ruta 202]
Cauce:	Río Calle Calle
Año:	1997
Uso:	Carretero
Material:	Mixto (HA-Acero)
Longitud:	223 m (LC: 64,8 m)
Ancho:	12 m (AC: 9 m)
Galibo:	33,36 m

Fig. 3.49 Puente Calle Calle II

Estructura: *Superestructura:* Puente de mixto, tiene un tablero de hormigón armado apoyado sobre dos vigas de acero de alma llena con canto variable que a la vez se apoyan sobre pilas. Viga Gerber. Este puente tiene 5 tramos y 4 cepas, dos de ellas sobre el lecho. La geometría imita al primer puente Calle Calle. Las vigas de acero tienen diafragmas transversales formados por arriostramientos. Los vanos de los accesos son vigas continuas y forma un paso superior.

Infraestructura: Las fundaciones son cajones de hormigón armado que se hincaron hasta el terreno de fundación mediante dragado interior. En los extremos, las vigas continuas tipo paso superior, se empalman al terreno mediante terraplenes.

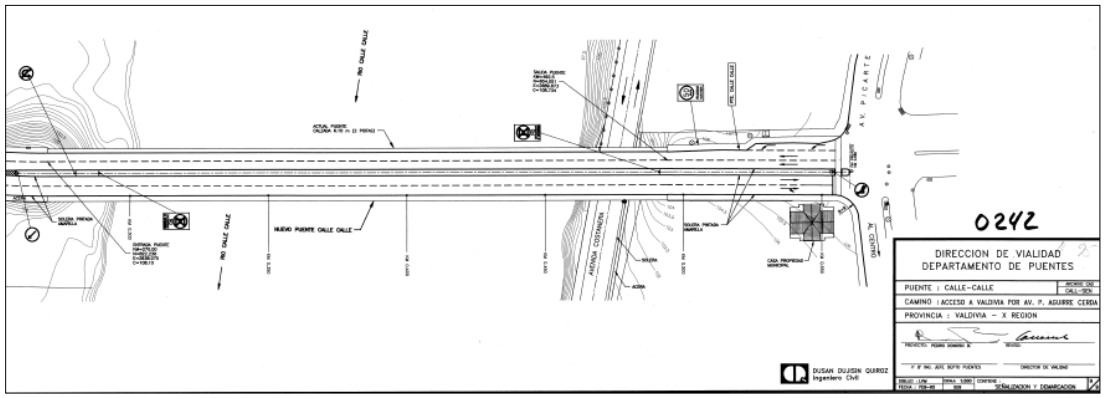
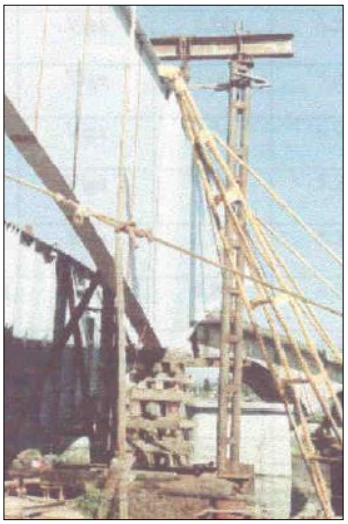


Fig. 3.50 Señalización y Demarcación de los Puente Calle Calle y Calle Calle II. Planos año 1995

Historia: Se construye como una forma de entregar una vía adicional al ya construido puente Calle Calle. El proyectista a cargo es Nelson San Martin y la empresa contratista encargada de su construcción es Gender Ltda. Ingeniería y Construcción.

Fig. 3.51 Instalación vigas metálicas, vanos de acceso.



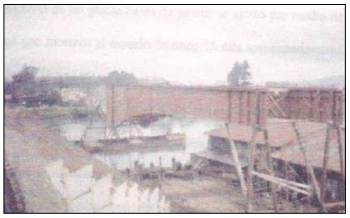


Fig. 3.52 Instalación vigas metálicas, vanos principales.

Estado: El año 2011 se realiza la conservación de ambos puentes Calle Calle.

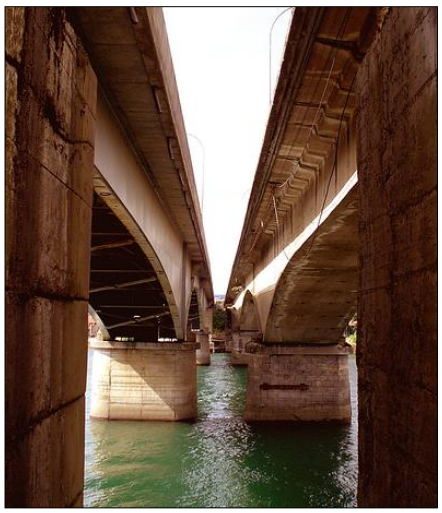


Fig. 3.53 Vista de los puentes Calle Calle (Foto: © Majunche) Se observa una de las vigas de alma llena en la cual se apoya el tablero.

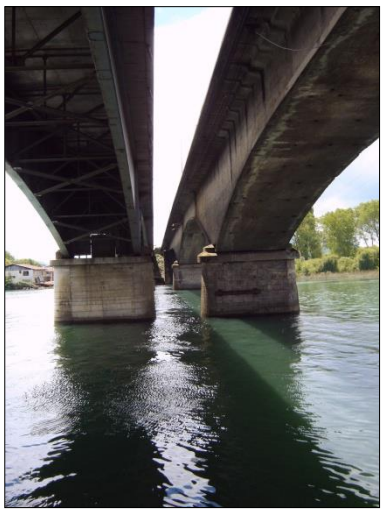


Fig. 3.54 Vista de los puentes Calle Calle (Foto: © Sernatur) Se observan los diafragmas transversales compuestos de arriostramientos,

3.3.7 Puente Cruces

Ubicación:	Valdivia, P. de Valdivia
Ruta:	Cruce T-338 (Valdivia) – Niebla – Los Molinos [Rol: T-350]
Cauce:	Río Cruces
Año:	1987
Uso:	Carretero
Material:	Mixto (HA-Acero)
Longitud:	455 m (LC: 35 m)
Ancho:	10,4 m (AC: 8 m)
Galibo:	28,6 m en el centro.

Fig. 3.55 Puente Cruces

Estructura: *Superestructura:* Puente mixto, tiene una losa de hormigón armado de sección transversal variable, de 0,225 m de espesor en el centro y 0,31 m en donde se apoya en vigas doble T de acero. El ancho útil del puente es de 10,40 m, tiene una calzada de 8 m bidireccional y posee un pasillo en cada uno de sus extremos de 1,20 m cada uno y espesores de 0,40 m. Las vigas de acero se encuentran a 5,5 m de separación. Es un puente viga de 13 tramos simplemente apoyados (de 35 m cada uno) que se conectan a cada pila mediante apoyos de neopreno. El tablero tiene una pendiente longitudinal del 6% y transversal del 1,5%.

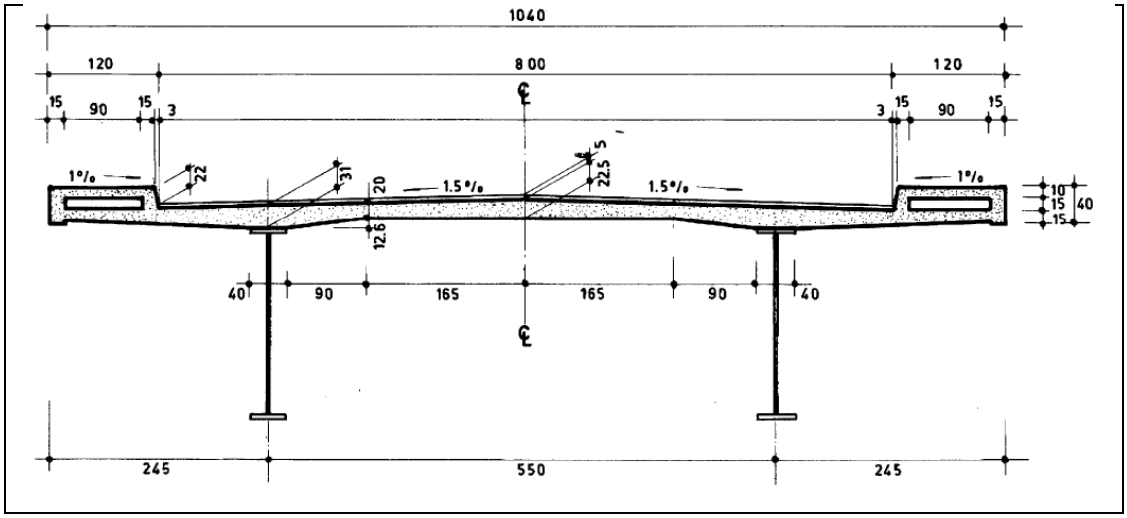


Fig. 3.56 Corte transversal de la losa y detalle de una de las vigas.

Las vigas de acero tienen 1800 mm de altura de alma (espesor 12 mm), con alas de superiores que varían dependiendo de su ubicación entre 250 y 280 mm (espesor también varía de 12 a 50 mm) y alas inferiores de 330 mm a 350 mm (espesores de 14 mm a 85 mm). Dependiendo el lugar en que se encuentren las vigas pueden tener atiesadores de carga, de rigidez y/o longitudinales.

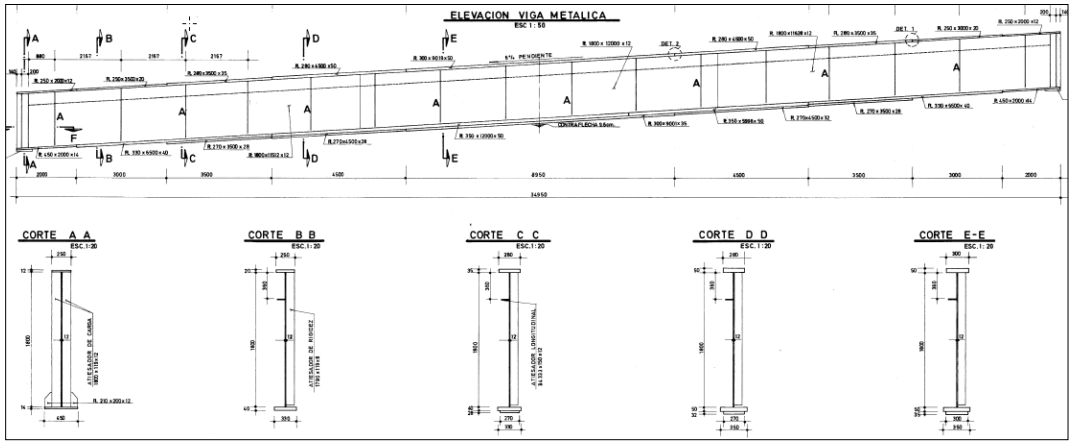


Fig. 3.57 Elevación de la viga metálica y detalle de vigas

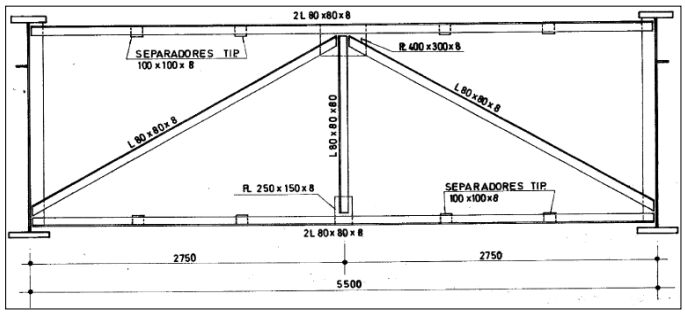


Fig. 3.58 Arriostramiento de vigas metálicas.

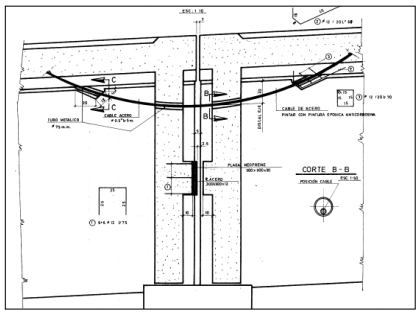


Fig. 3.59 Travesaños sobre cada pila

En la figura 3.7.4 se puede observar el detalle de los travesaños sobre cada pila. Los travesaños son de hormigón armado, y tienen una sección de 5,5 m de ancho por 2,3 m de alto y un espesor de 0,26 m.

Infraestructura: Las vigas se conectan, a través de los travesaños, a las pilas y a los estribos mediante apoyos de neopreno.

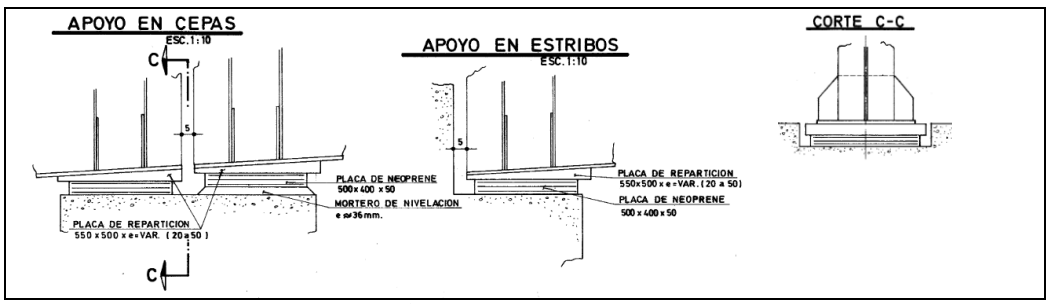


Fig. 3.60 Conexión de la viga a vigas y estribos.

El puente consta con dos estribos de 7,2 m de ancho por 11,2 m de altura, y de 9,5 m de largo antes de encontrarse con la carrera, estos estribos se encuentran conectado al terreno con una cimentación profunda a través de 12 pilotes.

El puente consta de 13 tramos y 12 pilas. La cepa es profunda y es del tipo pila pilote. La altura varía según su posición y tienen una geometría como se presenta en la Fig. 3.7.5. Las fundaciones de las 8 cepas ubicadas en los sectores más profundos del río están constituidos por cilindros de gran diámetro (3 m), el resto de las cepas y los dos estribos están fundados sobre pilotes de hormigón armado in situ, todos ellos empotrados en el terreno 18 m como mínimo.

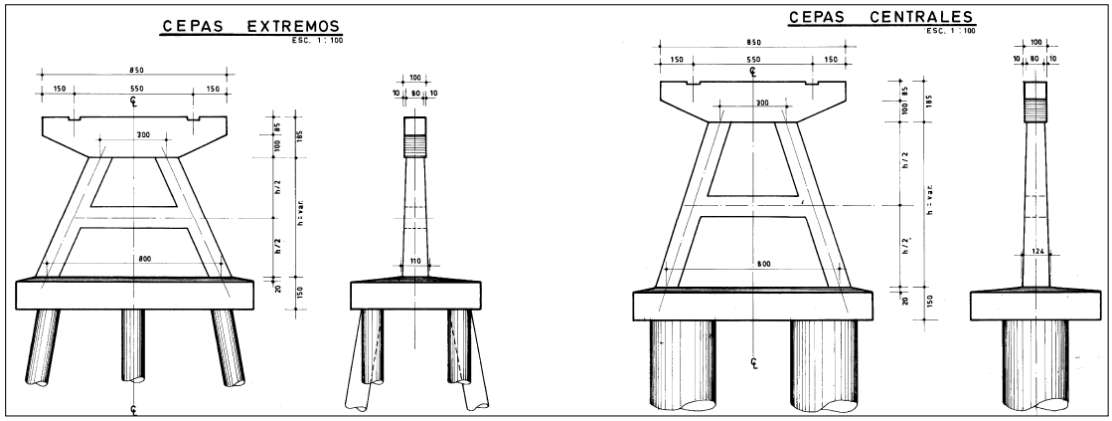


Fig. 3.61 Detalle tipo de las cepas.

Estado:

Los arriostramientos y vigas en algunos sectores se encuentran en estado de oxidación. Se observa oxidación en las juntas de dilatación.

Fig. 3.62 Oxidación de arriostramientos y corrosión de las juntas de dilatación. (Foto: © F. Schanack)

Historia:

Las autoridades regionales interpretando una antigua aspiración Valdiviana, impulsaron el proyecto de construcción de un puente sobre el río Cruces, que permitiera eliminar definitivamente el balseo de Las Mulatas y así poder unir en forma expedita y segura la ciudad de Valdivia con toda la extensa zona costera que se ubica en la ribera poniente del río Cruces, este puente fue habilitado para su uso el 15 de Febrero de 1987 (Moreira, 2003). El alcalde en funciones en ese tiempo era el Sr. Eduardo Schild, su reflexión fue la siguiente: «Si no estamos conectados de manera vertical al país, nosotros debemos unirnos de forma horizontal». La apuesta de la administración municipal era lograr la comunicación terrestre y expedita con la costa, de tal forma que se integrara a Valdivia y se transformara en un barrio más de la ciudad (Aguirre, 2010). La empresa EDYCE CORP se encargó de la fabricación de las estructuras de acero. Aprueba el proyecto el Director del Departamento de puentes de la fecha, el ingeniero Gonzalo Carrasco Medina.

Fig. 3.63 Construcción del Puente Cruces (Foto: © J. Montoya)

Otros:

La implementación del Puente Cruces marcó un quiebre en Niebla. Produjo una anexión a la ciudad, rompiendo el aislamiento geográfico y social; generó un cambio en los estilos de vida de los habitantes de la zona; influenció y re-configuró el lugar; permitió la generación de nuevas características sociales, potenciando el desarrollo local y la posibilidad de generar ingresos de diversas y nuevas maneras, como el turismo y la residencia temporal, dando como resultado una mayor diversidad en la composición socio-demográfica y de mercados (Aguirre, 2010).

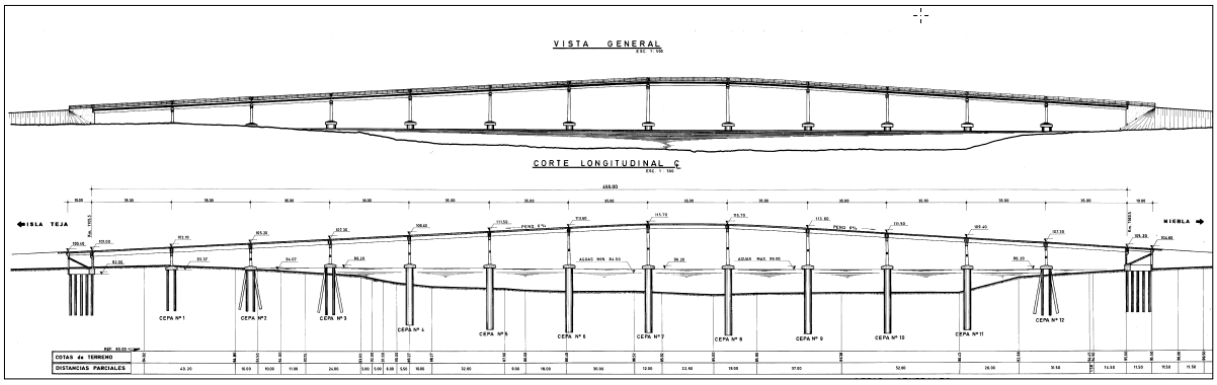


Fig. 3.64 Vista general y corte longitudinal.

Fig. 3.65 Vista aérea del Puente Cruces (Foto: © Editorial Kactus)

3.3.8 Puente Chaihuín

Ubicación:	Corral, P. de Valdivia
Ruta:	Cruce T-80 (Hueicolla) - Quitaluto - Corral [Rol: T-470]
Cauce:	Río Chaihuín
Año:	2001
Uso:	Carretero
Material:	HA
Longitud:	207 m (LC: 41,4 m)
Ancho:	13,0 m
Estructura:	*Superestructura:* Puente de hormigón armado, compuesto de vigas de tramos simplemente apoyados. El tablero, con una calzada bidireccional y un pasillo en cada lado, de hormigón armado se apoya sobre 3 vigas doble T (podrían ser prefabricadas) distribuidas de forma uniforme. Al parecer la losa se encuentra superpuesta a las vigas. Las vigas están arriostradas transversalmente por diafragmas de hormigón. Las vigas podrían ser pretensadas y estar conectadas a mediante apoyos de neopreno a los estribos y cepas. *Infraestructura:* Las vigas se apoyan simplemente sobre los estribos y cepas. Las cepas tienen cimentación profunda, cada una de ellas consta de tres pilotes.
Historia:	Se inaugura el 23 de noviembre del año 2001, la ceremonia está a cargo del subsecretario del Ministerio de Obras Públicas, Juan Carlos Latorre.
Otros:	La construcción demandó al ministerio de Obras Públicas cerca de 600 millones de pesos. Un grupo de jóvenes ecologistas intentó boicotear la ceremonia inaugural del puente, sin embargo fueron expulsados por los propios lugareños. Esta protesta se debería por los supuestos impactos negativos que su puesta en marcha provocaría en la biodiversidad del bosque costero (australvaldivia).

Fig. 3.66 Puente Chaihuín (Foto: © P. Meneses)

Fig. 3.67 Apoyo de la viga sobre el estribo. (Foto: © chinofx)

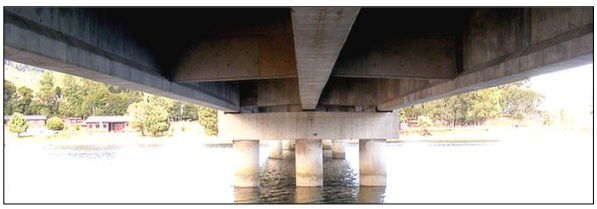


Fig. 3.68 Vista inferior, vigas, pilas y diafragmas. (Foto: © drogxser)

3.3.9 Puente Naguilán

Ubicación:	Corral, P. de Valdivia
Ruta:	Cruce T-60 - CruceT-450 (La Aguada) [Rol: S/R]
Cauce:	Río Tornagaleones
Año:	1984 (Fecha de Planos)
Uso:	Carretero
Material:	Híbrido (Acero-Madera)
Longitud:	160,14 m (LC: 20 m)
Ancho:	4,7 m (AC: 3,5 m)
Galibo:	7,6 m

Fig. 3.69 Puente Naguilán

Estructura: *Superestructura:* Puente híbrido, el tablero, con una calzada unidireccional y un pasillo en cada lado, es de madera y se apoya sobre dos vigas longitudinales de acero doble T. Es un puente viga dividido en tramos de 20 m simplemente apoyados. El tablero lo componen vigas transversales (travesaños) de madera de 8" x 8", de 4,7 m de longitud separadas a 1,2 m cada una. En esta separación (paño) se agregan 12 tablones parados de 3" x 8" de 3,60 m de largo. Sobre estos se apoyan los tablones de rodado (1,25 m en cada vía), guardarruedas, pasillos y pasamanos.

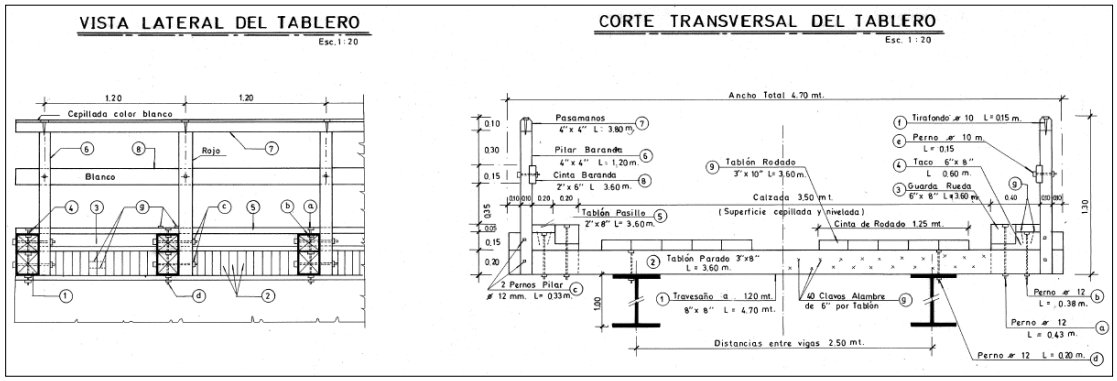


Fig. 3.70 Vista lateral y corte transversal del tablero.

El tablero se apoya sobre dos vigas doble T, que se encuentran separadas por 2,5 m. Éstas tienen una altura de alma de 1 m y espesor de 12 mm: Las alas varían tanto en espesor como en dimensión a los largo de la viga. Los primeros (y últimos) 3,5 m, la sección es de 300x20 mm, los tres metros siguientes, de 350x25 mm y el tramo central de 7 metros es de 400x25 mm.

Estas vigas se encuentran arriostradas transversalmente cada 3,88 m.

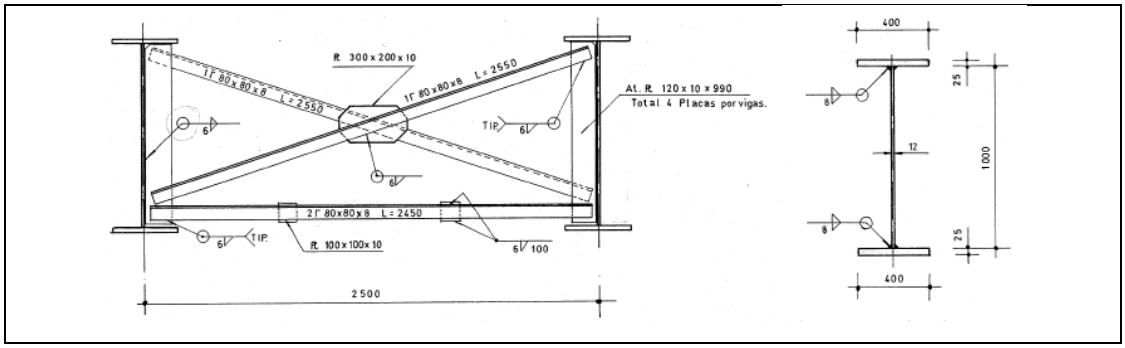


Fig. 3.71 Arriostramiento de vigas longitudinales y detalle de la viga central.

Infraestructura: Las vigas longitudinales se conectan a las cepas mediante un conjunto de vigas de acero. La unión entre las vigas longitudinales y este conjunto se realiza a través de apoyos de neoprene, uno de los apoyos será fijo, mientras que el otro será móvil.

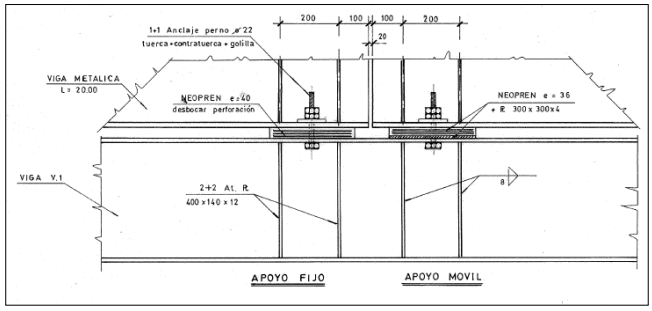


Fig. 3.72 Detalle de apoyo de vigas longitudinales.

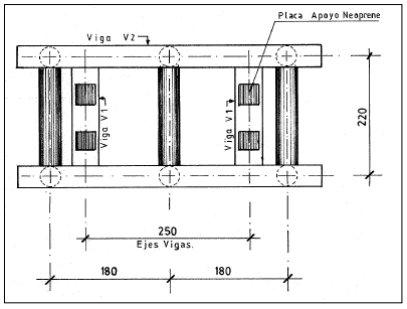


Fig. 3.73 Planta de la cepa.

La fundación en el cauce del río se realiza mediante cimentación profunda, a través de 6 pilotes de acero de 12 ¾" con un espesor de 7,92 mm rellenos con hormigón grado 180.

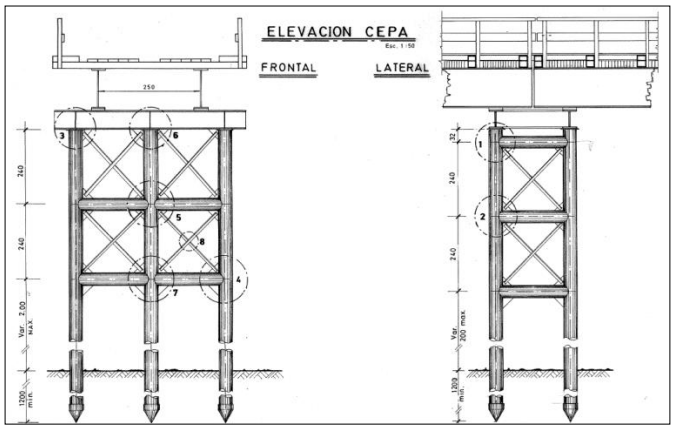


Fig. 3.74 Elevación de las cepas sobre el cauce del río.

Para los estribos de los accesos, se utilizan gaviones de protección de 1 x 1 x 2 m con pilotes de riel cada 1 m y pedraplen.

Estado: Las vigas, arriostramientos y pilotes se encuentran en estado de oxidación. El tablero no se encuentra en buen estado, con crecimiento de musgo y vegetación. Las barandas en algunos sectores están en estado de pudrición.

Fig. 3.75 Estado tablero de madera

Historia: Los planos encontrados en el Departamento de Puentes de la Dirección de Vialidad de Santiago indican que fue proyectado en Agosto de 1984 y fue aprobado por el jefe del departamento, Gonzalo Carrasco Medina.

Otros: La capacidad del puente es de 12 toneladas. Se utiliza acero A 37-24 ES y se recomienda madera de roble pellín o coigüe. Se diseña en módulos de 20 m considerando que en el futuro se puedan añadir más, si se estima necesario. Se diseña el acero según al AASHTO 1977 y la madera según NCh 1198.

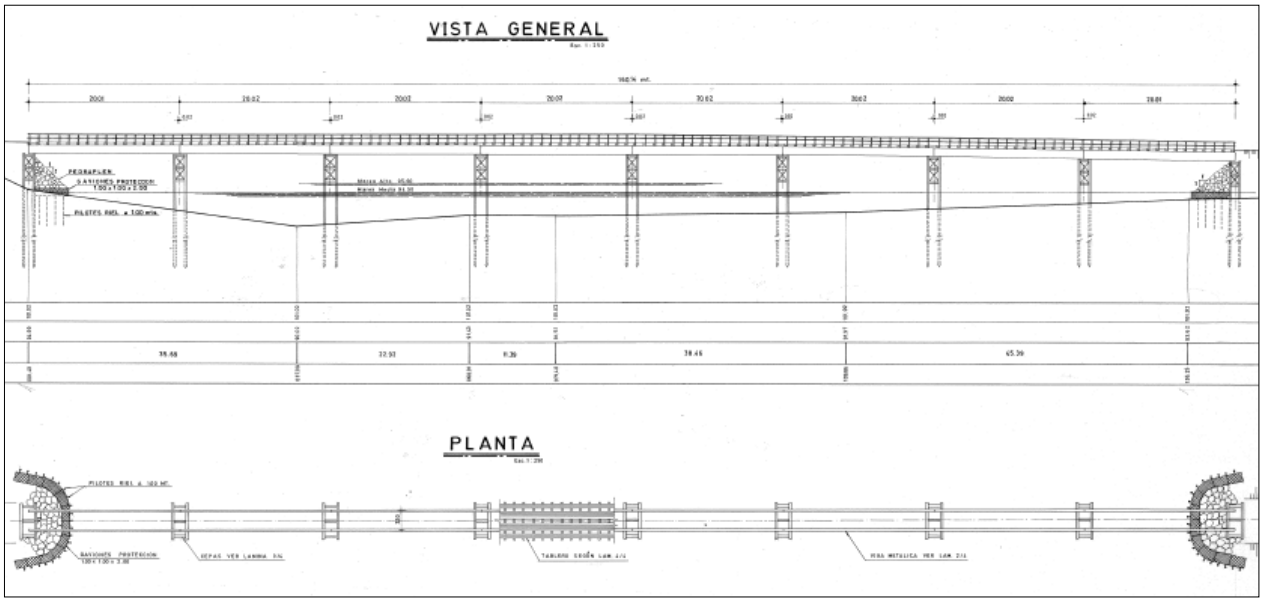


Fig. 3.76 Vista general y planta del Puente Naguilán.

3.3.10 Puente Calcurrupe

Ubicación:	Lago Ranco, P. de Ranco
Ruta:	Cruce Ruta T-39 (Los Lagos) - Nontuela - Futrono - Llifen – Calcurrupe [Rol: T-55]
Cauce:	Río Calcurrupe
Año:	
Uso:	Carretero
Material:	HA
Longitud:	140,0 m (LC: ~46,7 m)
Ancho:	10,0 m

Fig. 3.77 Puente Calcurrupe.

Estructura: Puente de hormigón armado o pretensado. Tiene una tipología de viga continua. El tablero, con una calzada bidireccional y un pasillo en cada lado, se apoya sobre tres vigas longitudinales que a su vez se apoyan sobre 3 cepas sobre el cauce del río y los dos estribos de los accesos.

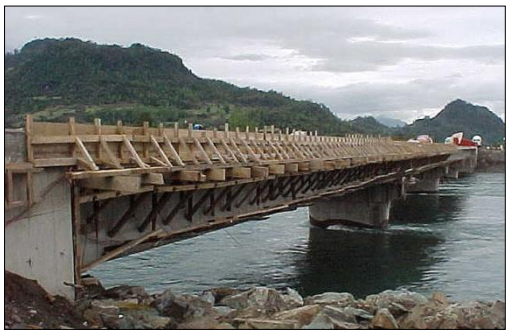


Fig. 3.78 Moldajes puente Calcurrupe. (Foto: © Ramirez L.)

Estado: Con el sismo del año 2010, las juntas de dilatación se agrietaron.

Fig. 3.79 Vista superior de la carpeta de rodado. (Foto: © Kauffman R.)

3.3.11 Puente Quinchilca

Ubicación:	Los Lagos, P. de Valdivia
Ruta:	T-39: Cruce Ruta 5 (Los Lagos) - Cruce 203 CH (Panguipulli) [Rol: T-39]
Cauce:	Río Quinchilca
Año:	
Uso:	Carretero
Material:	HA
Longitud:	140,0 m (LC: ~20 m)
Ancho:	6,4 m
Galibo:	
Estructura:	*Superestructura:* Es un puente de hormigón armado, de viga continua con canto variable. Sobre los vanos el canto es constante, mientras que sobre las pilas es variable, lo que le da una separación visual a la sección constante. El tablero, con una calzada bidireccional y un pasillo en cada lado, se apoya sobre tres vigas de hormigón armado, estas a su vez están rigidizadas por diafragmas de hormigón, formando un emparrillado. Los pasillos se encuentran en voladizo con nervios.

Fig. 3.80 Puente Quinchilca. (Foto: © F. Schanack)

Fig. 3.81 Emparrillado, formado por las vigas longitudinales y los diafragmas de hormigón. (Foto: © F. Schanack)

Infraestructura: El puente se apoya sobre 6 cepas que se ubican dentro del cauce y los estribos de los accesos. Los apoyo s en los estribos son móviles (rodillos). Las cepas dentro del cauce cuentan con una protección contra la erosión fluvial que crean los restos que arrastra el río con la corriente.

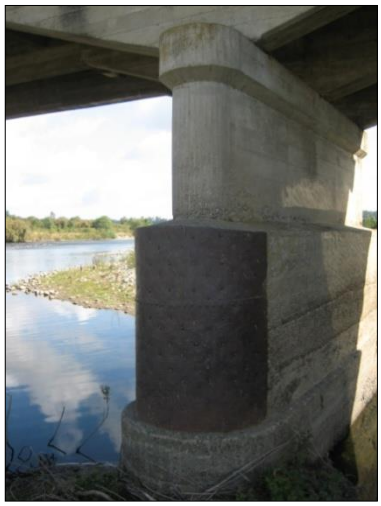


Fig. 3.82 Protección de las cepas dentro del cauce y apoyos móviles en estribos. (Foto: © F. Schanack)

Estado:

El hormigón presenta estados de carbonatación. Los apoyos móviles presentan oxidación y se encuentran bloqueados por la vegetación.

Fig. 3.83 Corrosión del hormigón en vigas y tablero. Vegetación en apoyos móviles. (Foto: © F. Schanack)

3.3.12 Puente San José

Ubicación:	Mariquina, P. de Valdivia
Ruta:	Cruce Ruta 202 - Cruce T-20 (San José de la Mariquina, Acceso Norte) [Rol: T-18]
Cauce:	Río Cruces
Año:	1929
Uso:	Carretero
Material:	HA
Longitud:	115,0 m (LC: 20,0 m)
Ancho:	6,4 m (AC: 5,0 m)
Galibo:	8,5 m

Fig. 3.84 Puente San José (Foto: ©F. Schanack)

Estructura: *Superestructura:* Es un puente de hormigón armado, de viga continua con canto variable. Sobre los vanos el canto es constante, mientras que sobre las pilas es variable, lo que le da una separación visual a la sección constante. El tablero, con una calzada bidireccional y un pasillo en cada lado, se apoya sobre tres vigas de hormigón armado, estas a su vez están rigidizadas por diafragmas de hormigón, formando un emparrillado. Los pasillos se encuentran en voladizo con nervios. Posee ménsulas transversales que rigidizan la sección.

Fig. 3.85 En la izquierda vigas longitudinales apoyadas sobre cepas y ménsulas sobre apoyos. A la derecha, emparrillado, formado por las vigas longitudinales y los diafragmas de hormigón. (Foto: © F. Schanack)

Infraestructura: El puente se apoya sobre 5 cepas que se ubican dentro del cauce y los estribos de los accesos.

Estado: El hormigón se encuentra corroído y presenta carbonatación. El rodillo que aporta el apoyo móvil se encuentra en estado de oxidación.

Fig. 3.86 En la izquierda se observa la corrosión del hormigón en vigas y tablero, mientras que a la izquierda se puede observar la carbonatación. (Foto: © F. Schanack)

Fig. 3.87 Estado de corrosión de los rodillos y las placas que componen el apoyo móvil.

Otros: Se está realizando una consulta ciudadana para la construcción de un nuevo puente para San José de la Mariquina. A la fecha abril del 2012, el Ministerio de Obras Públicas MOP ha evaluado 4 alternativas para ubicar un nuevo puente, optando finalmente, por la opción de Avda. Colón. Esto se decidió sin tomar en cuenta la opinión de la comunidad que solicita nuevas instancias de Participación Ciudadana para evaluar el puente por calle Trincheras (mariquinapatrimonial).

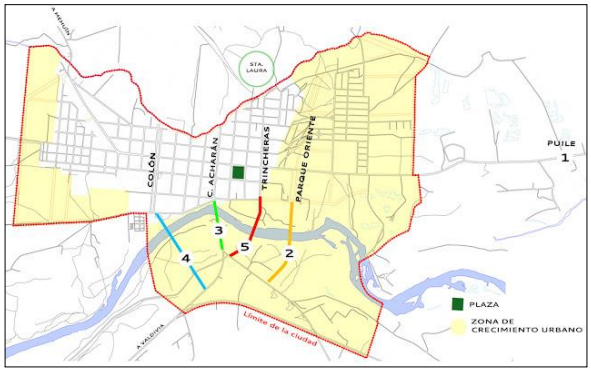


Fig. 3.88 Alternativas de trazado para un nuevo puente de acceso a San José de la Mariquina.

3.3.13 Puente Huilo Huilo

Ubicación:	Panguipulli, P. de Valdivia
Ruta:	Lanco - Panguipulli - Paso Huahum [Rol: 203 CH]
Cauce:	Río Fuy
Año:	1984
Uso:	Carretero
Material:	Mixto (HA-Acero)
Longitud:	85 m (LC: 45 m)
Ancho:	7,5 m (AC: 6,1 m)
Galibo:	18,77 m

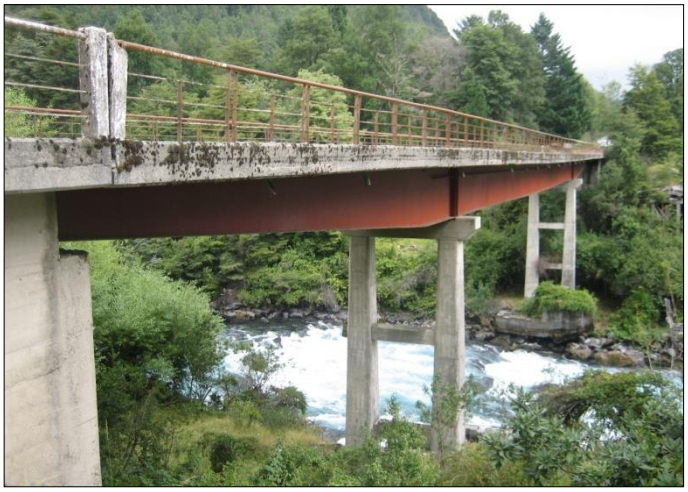


Fig. 3.89 Puente Huilo Huilo (Foto: © F. Schanack)

Estructura: *Superestructura:* Puente mixto de de tablero de hormigón armado sobre dos vigas de acero. Posee una tipología de viga continua con canto variable. El tablero es bidireccional, tiene un ancho de calzada de 6,1 m y un pasillo en cada extremo de 0,7 m. Tiene un espesor de losa de 0,20 m en el centro y 0,30 m sobre las pilas.

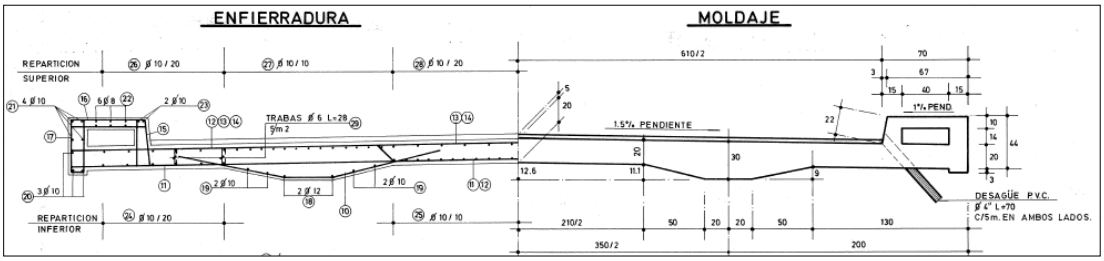


Fig. 3.90 Corte Transversal de la losa.

Las vigas de acero constan de tres vanos: Los vanos hacia los accesos miden 20 m y tienen un canto que varía en forma lineal desde 0,84 m en los accesos, hasta 1,9 m sobre la pila. En el vano central, la viga mantiene un canto constante de 1,9 m.

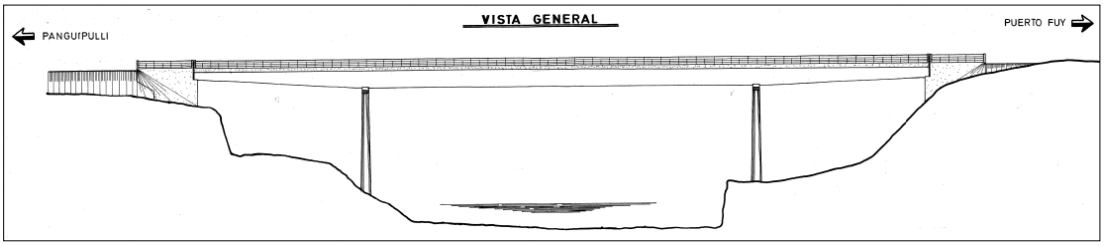


Fig. 3.91 Vista General

El espesor de alma de cada viga longitudinal es 12 mm. Las vigas tienen atiesadores de carga en los sectores de los accesos y sobre las pilas, atiesadores de rigidez en las restante y además, en el sector central además, cuenta con atiesadores longitudinales. Las vigas se encuentran arriostradas entre sí.

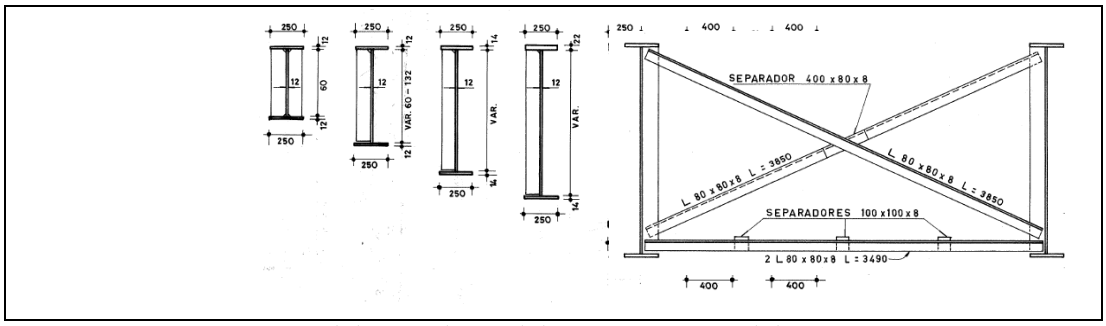


Fig. 3.92 Secciones de la viga en la zona de los accesos y esquema de los arriostramientos.

Infraestructura: Las vigas de acero se apoyan sobre dos pilas esbeltas de hormigón armado que se cimientan al terreno sobre fundaciones de hormigón. La altura de la pila es de 12 m y las fundaciones se estimaron en 7 m en el proyecto.

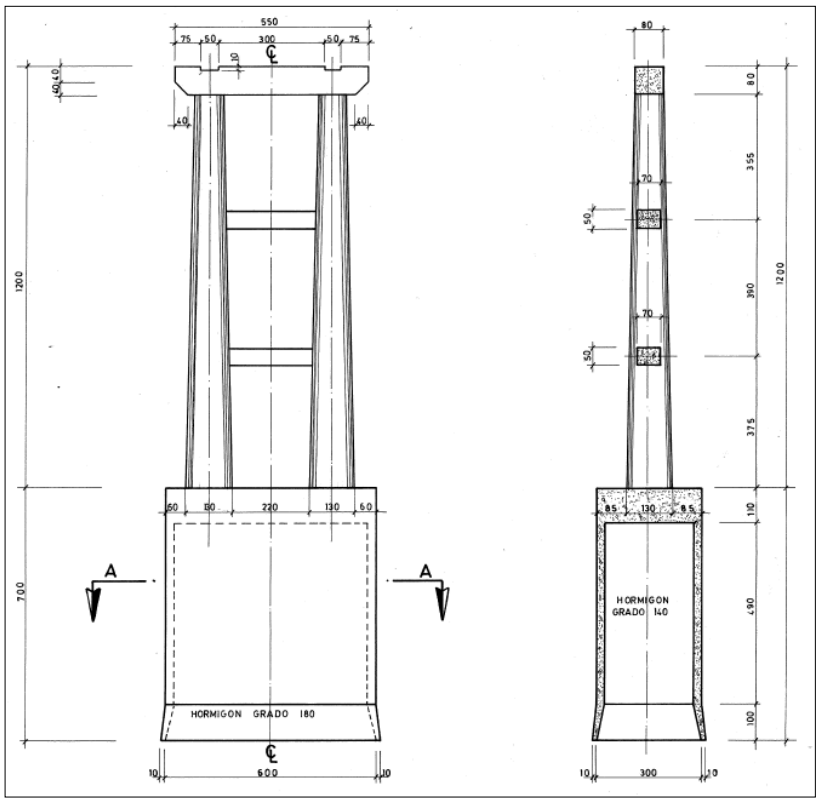


Fig. 3.93 Elevaciones de la pila con la fundación.

Fig. 3.94 Vista inferior sonde se aprecian las dos vigas longitudinales y sus arriostramientos.

Fig. 3.95 Unión Pila-Tablero.

Fig. 3.96 Unión arriostramiento-viga longitudinal

Fig. 3.97 Vista inferior

Fig. 3.98 Vista frontal del puente.

3.3.19 Puente Malihue

Ubicación:	Los Lagos, P. de Valdivia
Ruta:	Cruce Ruta 5 (Los Lagos) - Cruce 203 Ch (Panguipulli) [Rol: T-39]
Cauce:	Río San Pedro
Año:	
Uso:	Carretero
Material:	HA
Longitud:	83,0 m
Ancho:	7,5 m
Estructura:	Puente pórtico con pilas inclinadas, que reducen la luz central del dintel y consiguen un mejor empotramiento del vano central (Manterola, 2005). El canto del talero continuo es variable.
Otros:	Como se puede ver en la fotografía, este puente surge como una vía para solventar el río San Pedro, luego de que el puente colgante fuera demolido.

Fig. 3.99 Puente Malihue (Foto: © G. Roca)

Fig. 3.100 Pilas del puente anterior (Foto: © G. Roca)

3.4 Análisis y reflexiones sobre el catálogo de puentes

Referente a los datos estadísticos, de los puentes existentes en la región, 501 según el catastro del 2010, más del 65% corresponden a puentes de madera e híbridos (provisorios y semi-definitivos según el lenguaje utilizado por la dirección de vialidad) y solo un 35% corresponden a los llamados puentes "definitivos", de hormigón o mixtos.

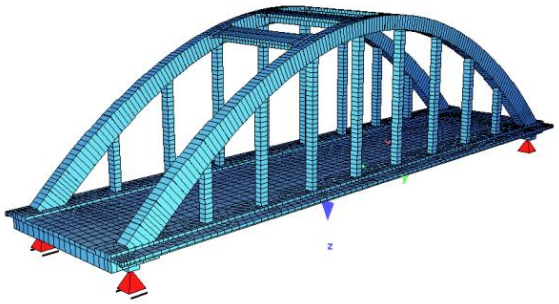
Aproximadamente el 90% de los puentes de la región no superan los 45 m de longitud y 14 están por sobre los 100 m. En lo que se refiere al ancho del tablero, el 75% tiene un ancho menor al requerido para ser utilizado como doble vía (8 m) e incluso el 45% tiene un ancho menor al mínimo establecido por el Manual de Carreteras.

Con respecto al diseño de los puentes, el porcentaje de puentes con una superestructura no convencional es mínimo en relación al total. El mayor porcentaje, sino en su mayoría, corresponde a puentes viga, isostáticos o continuos, con cantos constantes.

Los puentes que podrían llamarse "no convencionales" en su mayoría corresponden a puentes construidos antes de la década del 50 donde su cálculo, diseño y construcción eran aún más arduos que en el presente. Dentro de los puentes más representativos con las características recién mencionadas se encuentran, el puente Pedro de Valdivia, los dos puentes Calle Calle, el puente Santo Domingo, el puente Chirre y el puente Carlos Ibañez del Campo entre otros. Debido principalmente a su arquitectura no convencional y a su valor histórico, con el paso del tiempo, estos puentes se han ido arraigando en la memoria colectiva de la población y le han dado identidad a la región. Según la UNESCO (1977) *"Patrimonio Cultural es el conjunto de bienes muebles e inmuebles, materiales e inmateriales, de propiedad de particulares o de instituciones u organismos públicos o semipúblicos que tengan valor excepcional desde el punto de vista de la historia, del arte, de la ciencia y de la cultura y por lo tanto sean dignos de ser considerados y conservados para la nación"*. En conclusión, ya que estos puentes fortalecen la identidad del lugar en el que han sido construidos y son testimonios históricos de la ingeniería en la región, han pasado a ser parte del patrimonio cultural y es de suma importancia revalorizarlos, mereciendo tener atenciones y cuidados especiales.

Capítulo IV

EVALUACIÓN PUENTE SANTO DOMINGO



Capítulo IV. EVALUACIÓN PUENTE SANTO DOMINGO

4.1 Introducción

Luego de la identificación del patrimonio ingenieril en puentes en la Región de los Ríos, se realiza el estudio estructural de uno de los puentes no convencionales, con el fin de evaluar la posible conservación. Aparte de este objetivo, se estudia el diseño realizado en décadas anteriores a las normativas actuales. Este estudio se realiza con la normativa entregada por la Dirección de Vialidad en el Manual de Carreteras, específicamente en el Volumen N°3, Capítulo 3.1000 sobre Puentes y Estructuras Afines, consolidada el año 2008.

El puente en estudio es el Puente Santo Domingo que, como se describió anteriormente, es un arco superior atirantado, que se encuentra ubicado aproximadamente a 12 kilómetros de la salida sur de Valdivia, en la ruta T-207 que une Valdivia con Paillaco.

4.2 Metodología

El estudio y cálculo estructural se realiza con la ayuda del programa SOFiSTiK, aplicando las cargas de diseño especificadas en el Manual de Carreteras.

Con respecto a la geometría, no existen planos del puente Santo Domingo en el Ministerio de Obras Públicas, por lo que los planos que se entregan en la presente tesis son el resultado de mediciones en terreno. Aunque de esta forma se puede obtener la geometría externa, se desconoce el refuerzo interior. Debido a esto se realiza un cálculo estimativo del acero necesario para resistir los esfuerzos y se estudia si es posible que contenga la cuantía calculada.

4.3 Nota de Cálculo

4.3.1 Estándares y Normas

Según el Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad, los puentes en Chile se deben ceñir a las disposiciones entregadas por la Norma AASHTO "Standar Specifications for Highway Bridges, Seventeenth Edition, 2002", más específicamente, en la Parte A de la Sección 3 de la Norma AASHTO se establecen las disposiciones que se deben tener en cuenta para el diseño estructural de los puentes. En lo que se refiere a las disposiciones sísmicas, el

Manual de Carreteras en su punto 3.1004 incorpora las recomendaciones y los criterios a tomar en cuenta para este esfuerzo.

En lo que no contradiga lo establecido en las normativas anteriores también se utilizan los siguientes documentos.

Volumen N°2, Procedimientos de Estudios Viales, del Manual de Carreteras.

Normas Chilenas del Instituto Nacional de Normalización (INN).

Las combinaciones de carga se realizan rigiéndose a lo establecido en la Parte B de la Sección 3 de la Norma AASHTO. Como se pretende evaluar la posibilidad de conservación después de décadas de servicio, el criterio de comprobación se hará de acuerdo a la teoría de los estados de límite últimos, que son aquellos que si se sobrepasan producirán el agotamiento o colapso de la estructura o parte de ella.

4.3.2 Unidades

Con respecto a las unidades, el análisis y diseño de las estructuras de puentes se realizará mediante las unidades establecidas por el Sistema Internacional (SI).

4.3.3 Modelo Numérico del Puente

4.3.3.1 Descripción General

El modelo realizado en SOFiSTiK, es un modelo híbrido tridimensional que cuenta con elementos tipo viga para arcos, péndolas, arriostramientos, vigas transversales y longitudinales, y elementos tipo lámina para la losa.

El puente Santo Domingo es un puente monolítico y su tipología corresponde a un arco atirantado de tablero inferior. Ambos arcos, verticales, aumentan su canto hacia los extremos en donde se empotran al tablero, poseen una directriz parabólica y están arriostrados por vigas T con una disposición tipo Vierendeel. La conexión entre arco y losa, se realiza a través de péndolas verticales. El tablero es un emparrillado de vigas T.

Tanto los arcos, las vigas transversales y los arriostramientos cuentan con un canto variable, en el modelo esta variación se ha discretizado.

En la Figura 4.1 se muestra una comparación entre el puente Santo Domingo y el modelo realizado.

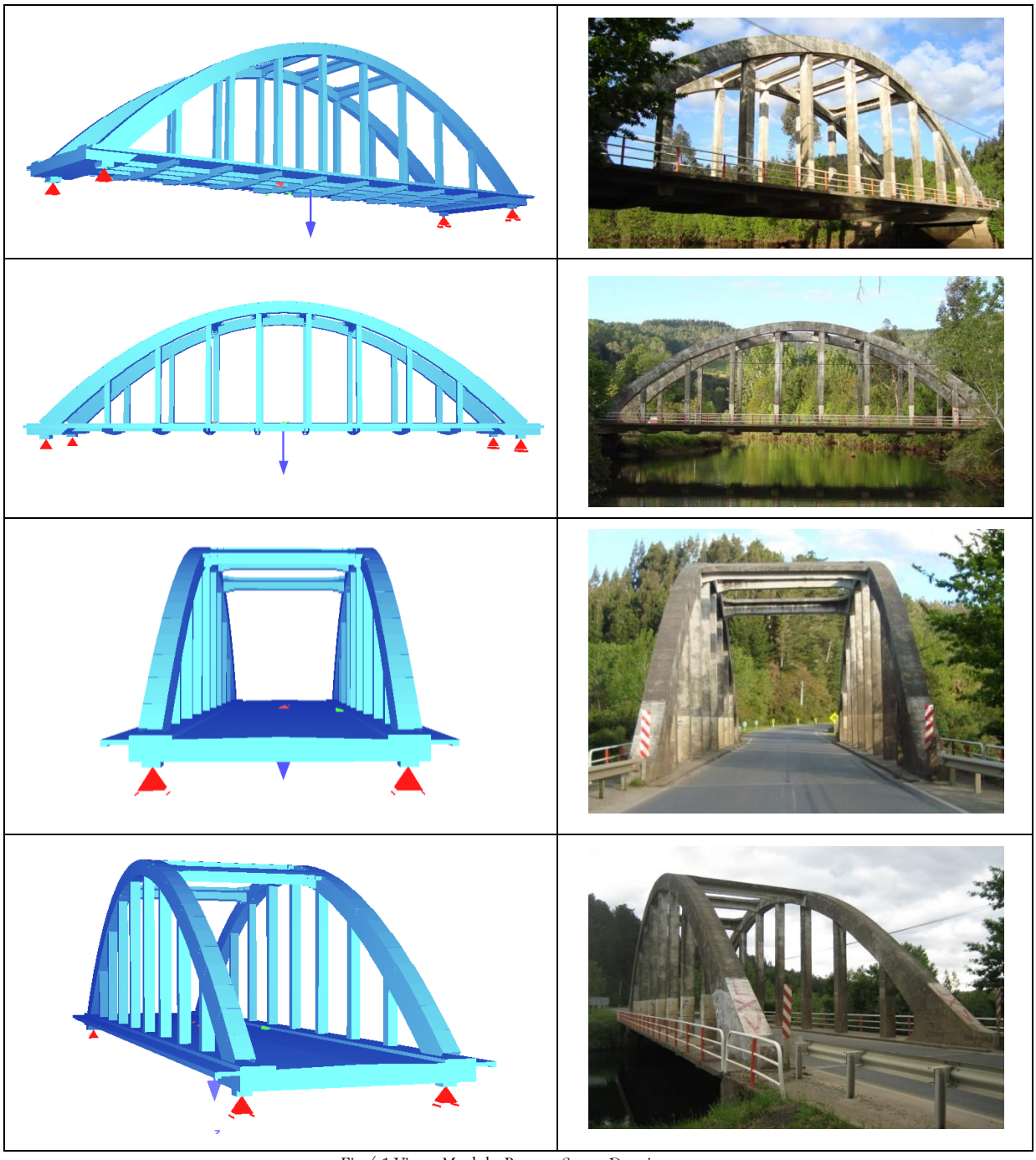


Fig.4.1 Vistas Modelo Puente Santo Domingo.

4.3.3.2 Condiciones de Borde

El puente posee cuatro puntos de apoyo ubicados de a pares en cada estribo. Dos de estos apoyos ubicados en el mismo estribo, son apoyos fijos que restringen dos grados de libertad en su desplazamiento (vertical y horizontal). Los otros dos apoyos ubicados en el otro estribo se modelan como apoyos deslizantes, que restringen el desplazamiento vertical y horizontal transversal.

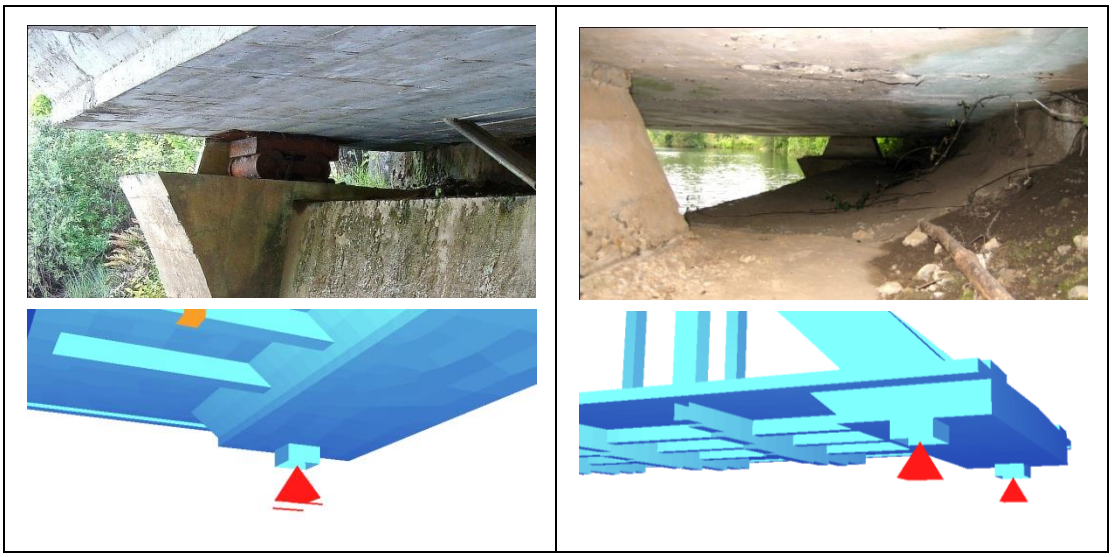


Fig.4.2 Condiciones de Borde.

4.3.3.3 Malla de Elementos Finitos

Los elementos finitos que contiene la malla deben ser lo suficientemente pequeños para asegurar la exactitud de los resultados. Después de realizar un estudio de sensibilidad, se determina el tamaño de elemento óptimo en 0,5 m para todos los elementos estructurales, que da la exactitud requerida sin perjudicar la factibilidad en términos de tiempo de cálculo.

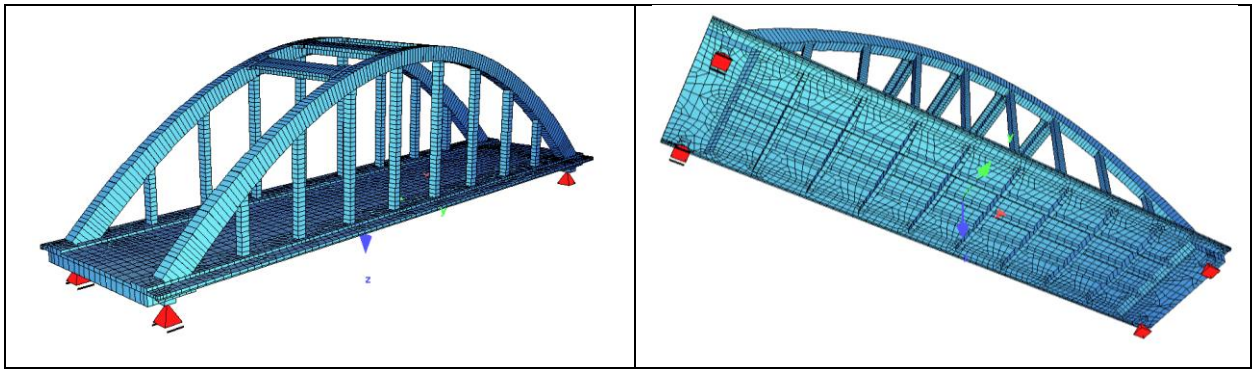


Fig.4.3 Mallado del Modelo.

4.3.3.4 Tipo de Cálculo

Se realiza un cálculo estático, con un análisis no-lineal para las cargas exigidas por Ministerio de Obras Públicas, descritas en el Manual de Carreteras Volumen 3. El cálculo se ha realizado con el programa SOFiSTiK.

4.3.4 Hipótesis de Carga

De acuerdo a lo señalado en el Manual de Carreteras (2008) y conforme a lo establecido en el artículo 3.2 de la Norma AASTHO, las estructuras se deben diseñar para soportar las siguientes cargas: Permanentes; Cargas Vivas; Cargas Sísmicas; Cargas de Viento; Presiones Hidrodinámicas; Otras cargas, cuando existan, tales como fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas, esfuerzos térmicos, acortamiento elástico, tenciones de retracción, acortamiento del borde, presión de agua, hielo y empuje de la tierra.

4.3.4.1 Carga Permanente

Las cargas permanentes que deben tomarse en cuenta son el peso propio de todos los elementos estructurales, el peso propio de la carpeta de rodado, los pasillos, las barandas y barreras.

De la misma forma, cuando sea necesario, se debe agregar las cargas producidas por los servicios de utilidad pública como tendidos eléctricos, alcantarillados, telefonía, etc. Por otra parte, la carga de hielo y nieve se considera compensada, y no debe ser incluida excepto bajo condiciones especiales (ICHA, 2008). Debido a la naturaleza y a la ubicación geográfica del puente de la presente tesis, ambas cargas no son consideradas.

Según lo señalado en el Artículo 3.3.2.1 de la Norma AASHTO si se prevé un posible asentamiento, los esfuerzos resultantes de tales asentamientos deben ser considerados.

4.3.4.1.1 Peso Propio de la Estructura

El peso específico de los materiales que componen los elementos estructurales se indican en la siguiente tabla.

Tabla 4.1. Peso Específico de Materiales

Material	Peso Específico [kN/m^3]
Asfalto	22,0
Hormigón Armado y/o Pretensado	25,0

El modelo se realiza considerando entre sus elementos constituyentes:

a) Arcos
b) Péndolas
c) Tablero
d) Arriostramientos

A continuación se analizan en detalle cada uno de estos elementos.

a) Arcos

El puente posee dos arcos verticales de directriz parabólica, con una luz de 34,9 m y una flecha de 8,8 m, correspondiente al 25,2%. El canto del arco crece hacia los extremos en donde se empotra con el tablero, variando de 0,8 m a 1,3 m antes de la sección de empotramiento. El espesor es de 0,70 m constante a lo largo del arco. La distancia transversal entre ambos arcos no varía y es de 7,5 m. La longitud total de cada arco en su plano es de 40,2 m. El área de cada arco es igual a 41,9 m^2.

b) Péndolas

Cada arco se conecta al tablero a través de 8 péndolas verticales de hormigón armado. Cada péndola tiene su par geométrico y miden 8m, 7,2 m, 5,6 m y 3,2 m. La sección es cuadrada de 40x40 cm y están ubicadas a 3,7 m entre ellas.

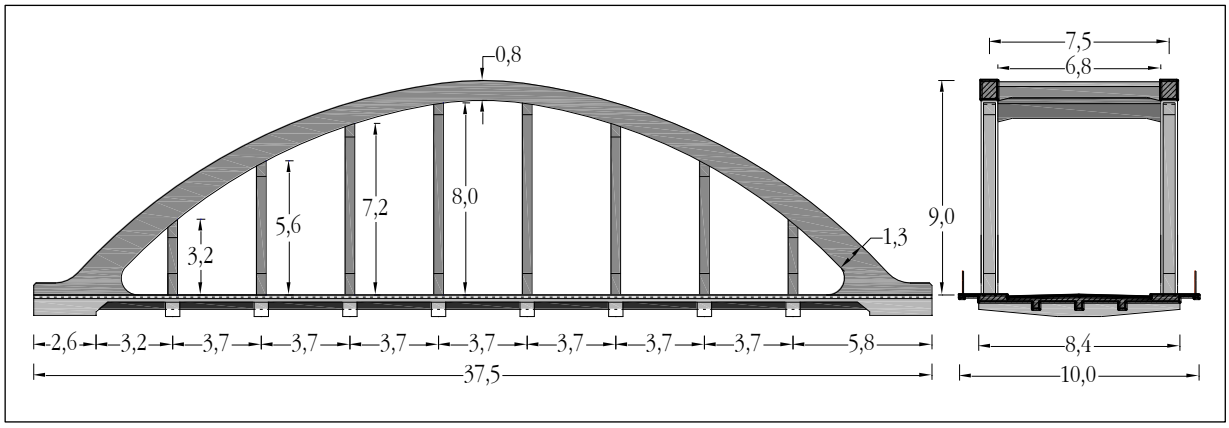


Fig.4.4. Vista Lateral y Frontal del Puente Santo Domingo (medidas en m).

c) Tablero

El tablero es un emparrillado de vigas T de hormigón armado. Este emparrillado consta de 3 vigas longitudinales y 8 vigas transversales. Las vigas longitudinales tienen un alma se sección cuadrada constante de 30x30 cm y una longitud de 32,3 m. Las vigas transversales tienen una longitud de 8,4 m, poseen un ancho constante, igual 60 cm, mientras que el canto varía desde el extremo hasta 3,3 m hacia el centro en donde tiene un canto de 60 cm. El canto menor en el extremo es igual a 30 cm.

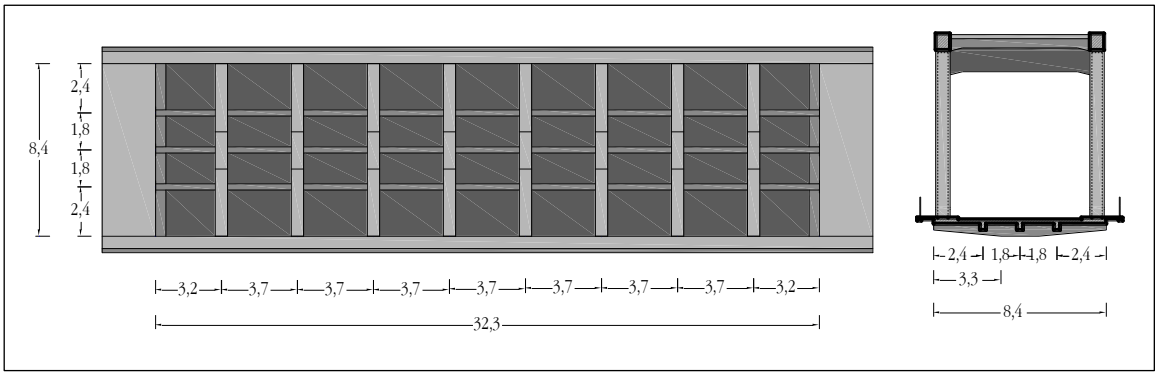


Fig.4.5.Disposición del emparrillado de vigas en el tablero (medidas en m).

La losa tiene una sección variable, y es como indica la figura 4.6.

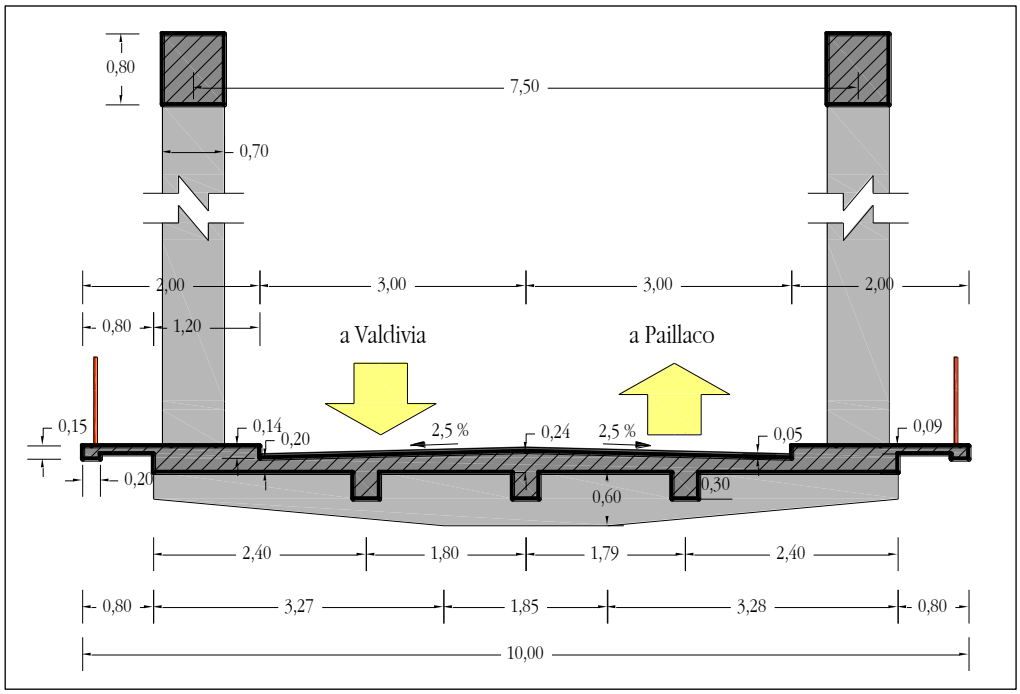


Fig.4.6. Sección Transversal (medidas en m).

La sección de la losa ubicada en la zona del tránsito vehicular tiene su mayor espesor en el centro del puente, con 24 cm y luego disminuye hacia los extremos con una pendiente de 2,5%, siendo su menor espesor igual a 0,20 m. La sección de la acera ocupada por arco y péndolas tiene un espesor 30 cm por 1,10 m de ancho. Luego para el paso peatonal la losa tiene un espesor de 0,09 m que aumenta en los últimos 20 cm a 0,15 cm.

d) Arriostramientos

Los arcos están arriostrados por cuatro vigas T, con una disposición tipo Vierendeel. El espesor de almas es igual a 0,30 m y el espesor de alas es igual a 0,20 m, manteniéndose contante en los 6,80 m de longitud del arriostramiento. Tanto el ancho de alas como el alto de alma se mantienen constantes en los 5,60 m centrales, midiendo 1,1 m y 0,40 m respectivamente. Ambos aumentan linealmente hacia los extremos, teniendo como máximas medidas 1,7 m y 0,6 m. Las alas toman la forma del arco, por lo que varía su inclinación dependiendo de su ubicación.

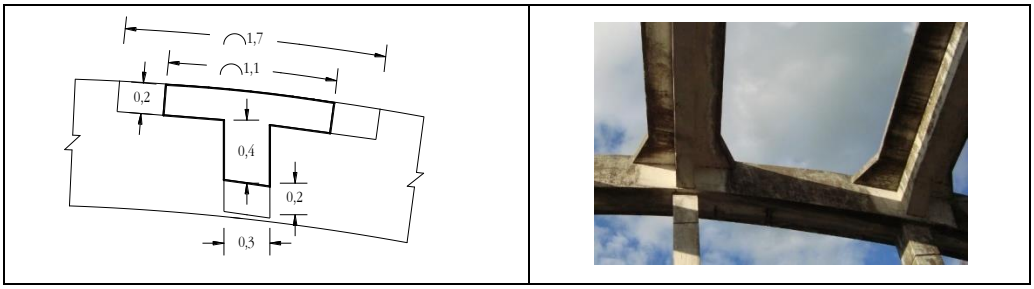


Fig.4.7. Sección de los arriostramientos y comparación con lo construido (medidas en m).

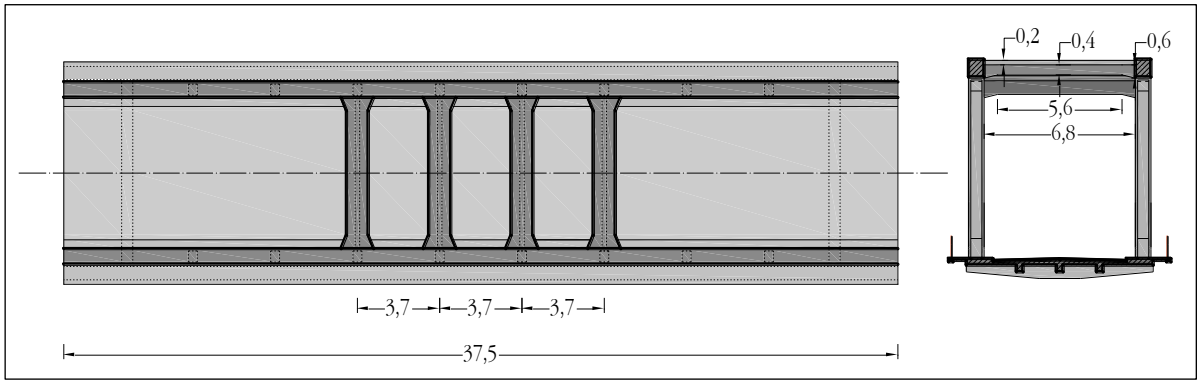


Fig.4.8. Distribución de los arriostramientos (medidas en m).

4.3.4.1.2 Asfalto

Se considera una capa de asfalto de 5 cm sobre la calzada. El peso específico que se considera es de 24 kN/m^3 dado para la capa asfáltica [MC, V3, Tabla 3.1003.202.A].

Así, la carga sobre el área de la calzada es igual a 24 $kN/m^3 \cdot 0,05\ m = 1,2\ kN/m^2$. De manera de tener en cuenta el asfalto añadido que compensa las irregularidades de la losa de hormigón, se agrega un 50% [50% según IAP-98, 3.2.1.2 ó 0,5 kN/m^2 según DIN-Fb, 101,4.10.1(1)P]. Consecuentemente la carga debida al asfalto, según sea más desfavorable, es de 1,2 kN/m^2 o $1,2\ kN/m^2 \cdot 1,5\ m = 1,8\ kN/m^2$.

4.3.4.1.3 Barandas y Barreras

El puente de la presente Tesis no cuenta con barreras por lo que sólo se tomará en cuenta el peso de las barandas. Las barandas se encuentran a ambos lados del puente, tienen un alto de 1,00 m. El peso específico de éstas se asume igual a 1 kN/m por eje.

4.3.4.2 Carga Viva

Dentro de las cargas vivas se encuentran todas las cargas que se encuentran en movimiento, tales como el paso de los automóviles y los peatones.

4.3.4.2.1 Vías de Tránsito

Las cargas vehiculares se disponen sobre vías de tránsito. Según el Manual de Carreteras estas cargas ocupan un ancho de 3,05 m y sólo para el cálculo estructural éstas deben ser ubicadas en vías de 3,66 m distribuidas en todo el ancho de la calzada. Ya que no se deben utilizar fracciones de vías de tránsito, anchos entre 6,10 my 8,00 m deben ser diseñados con dos vías de tránsito, cada uno igual a la mitad del ancho del tablero. El puente Santo Domingo no cuenta con el ancho de calzada exigido en las presentes normativas (mínimo 10,0 m y 8,00 m para puentes urbanos), por lo que no cuenta con los requisitos para aplicar las vías de 3,66 m, por lo tanto se remite a lo descrito anteriormente, aunque no cuente con los 6,10 m especificados. Se divide en dos vías de tránsito de 3,00 m cada una. Luego las cargas móviles de diseño se colocarán de tal modo que produzcan los mayores esfuerzos.

4.3.4.2.2 Cargas Vehiculares

Las cargas vehiculares utilizadas para el diseño corresponden a un camión estándar o una carga faja según sea más desfavorable [AASHTO, 3.7.1.1]. En Chile, los puentes definitivos se deben diseñar para un camión HS20, incrementadas sus cargas en un 20% [MC, 3.1003.202], disposición realizada por el Departamento de Puentes del

Ministerio de Obras Públicas, que tiene como fin considerar el aumento en el tiempo de las cargas producidas por los camiones que circulan por el país [Manual de Diseño de Superestructuras de Acero para Puentes, 1.3.1.8]. El camión se debe colocar en cada vía de tránsito, a lo largo de la calzada, tantas veces como vías de tránsito existan [Manual de Diseño de Superestructuras de Acero para Puentes, 1.3.1.3]. La carga faja y la carga concentrada se distribuyen uniformemente en el ancho de 3,0 m, perpendicular al eje del tránsito.

a) Camiones

El camión HS20-44 de tres ejes utilizado para el diseño de puentes en Chile [MC, 3.1003.202] se define con seis cargas puntuales, cuatro para los ejes traseros de 71,2 kN y dos para los ejes delanteros de 17,8 kN [AASHTO, Fig.3.7.7.A]. Como se describió anteriormente, cargas deben ser aumentadas en un 20%, así, para cada rueda la carga es la siguiente.

Ruedas Delanteras: $17{,}8\ \text{kN} \cdot 1{,}2 = 21{,}4\ \text{kN}$

Ruedas Traseras: $71{,}2\ \text{kN} \cdot 1{,}2 = 85{,}4\ \text{kN}$

En total, la carga por camión es igual a: $4 \cdot 85{,}4\ \text{kN} + 2 \cdot 21{,}4\ \text{kN} = 384{,}4\ \text{kN}$

Dentro de la vía de tránsito, transversalmente, el camión tiene como límite de ubicación antes del término de la vía, 0,3 m hacia las aceras y 0,61 m hacia la otra vía de tránsito.

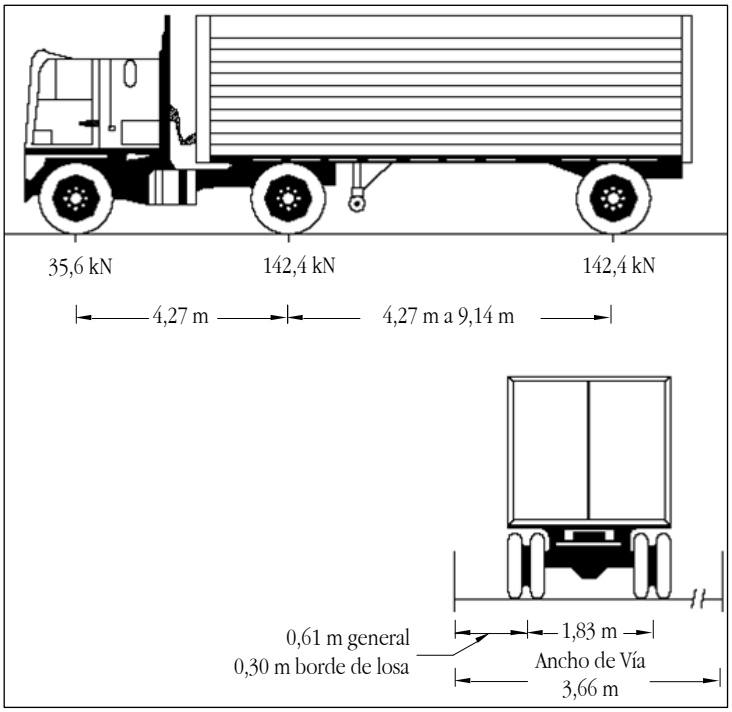


Fig. 4.9 Distribución Cargas de Camión Estándar HS20-44

b) Carga Faja

La carga de faja y su respectiva carga puntual indicada en la norma AASHTO, se distribuyen uniformemente en un ancho de 3,05 m [AASHTO, 3.7.1.2], pero dadas las dimensiones del puente en estudio se realiza la distribución sobre 3,0 m.

La carga distribuida correspondiente a la carga HS20-44, es igual a 9,3 kN/m, y la concentrada es igual a 80,1 kN para el cálculo del momento y 115,7 m para el corte [AASHTO, 3.7.1.2].

Los valores para la carga faja distribuida en una vía de 3,0 m + 20% son iguales a lo siguiente.

Carga Distribuida: $(9{,}3 \text{ kN/m} / 3{,}0 \text{ m}) \cdot 1{,}2 = 3{,}72 \text{ kN/m}^2$

Carga Concentrada para Momento: $(80{,}1 \text{ kN} / 3{,}0 \text{ m}) \cdot 1{,}2 = 32{,}04 \text{ kN/m}$

Carga Concentrada para Corte: $(115{,}7 \text{ kN} / 3{,}0 \text{ m}) \cdot 1{,}2 = 46{,}28 \text{ kN/m}$

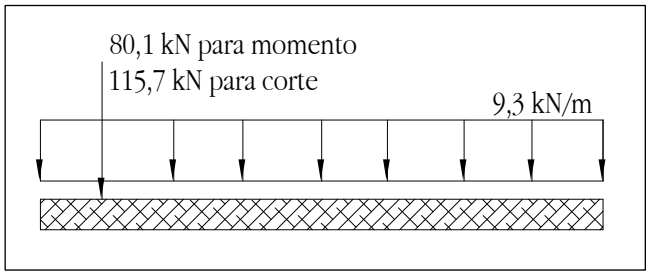


Fig. 4.10 Distribución Carga Faja HS20-44

Para losas simples y continuas, la carga a utilizar, sea el camión estándar o la carga faja, debe ser la que produzca los mayores esfuerzos [AASHTO, 3.11.4].

4.3.4.2.3 Efecto Dinámico de la Carga Viva

El efecto dinámico producido por las cargas móviles se introduce como una incrementación de las cargas producidas por las mismas cuando corresponda. Este Impacto, se calcula según lo establecido en el apartado 3.8 de la Norma AASHTO. Dado que lo calculado es la superestructura del puente el porcentaje por impacto debe ser incluido a las cargas móviles y no se debe aplicar a la carga peatonal [AASHTO, 3.8.1.1].

La fórmula de Impacto, es igual a lo siguiente:

$$I = \frac{15{,}24}{L + 38{,}11} \leq 0{,}30$$

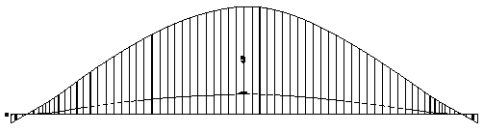
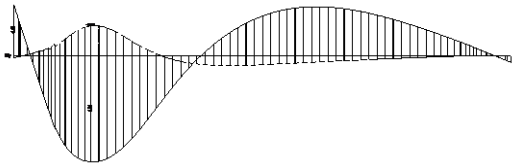
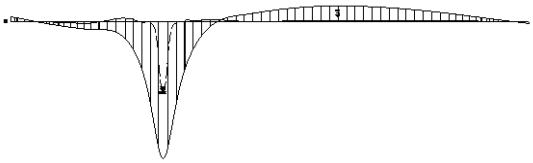
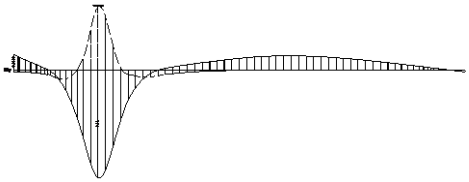
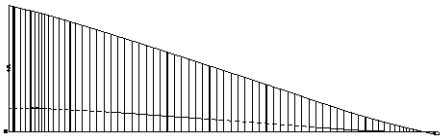
Donde: I: Fracción de Impacto

L: Longitud de carga de la línea de influencia del elemento en cuestión para producir la máxima tensión.

Los esfuerzos y principales elementos de interés diseñados son: Axial y Momento flector en el Arco; Axial y Momento flector en vigas longitudinales; Axial y Momento flector en vigas transversales; Axial en péndolas; Reacciones verticales en apoyos.

La siguiente tabla muestra las líneas de influencias típicas para estos esfuerzos.

Tabla. 4.2 Líneas de Influencia

Esfuerzo	Línea de Influencia	Longitud Cargada (L)	Impacto
Axial en el Arco		34,9 m	$I = \frac{15,24}{34,9 + 38,11} = 0,21 < 0,3$ $\Rightarrow I = 0,21$
Flexión en el Arco		~13,0 m	$I = \frac{15,24}{13 + 38,11} = 0,3 \leq 0,3$ $\Rightarrow I = 0,3$
Axial en Viga Longitudinal		~13,4 m	$I = \frac{15,24}{13,4 + 38,11} = 0,3 \leq 0,3$ $\Rightarrow I = 0,30$
Flexión en Viga Longitudinal		~9,2 m	$I = \frac{15,24}{9,2 + 38,11} = 0,32 > 0,3$ $\Rightarrow I = 0,3$
Reacción en los Apoyos		34,9 m	$I = \frac{15,24}{34,9 + 38,11} = 0,21 < 0,3$ $\Rightarrow I = 0,21$

[1] Para péndolas verticales la longitud a considerar corresponde a 4 veces la distancia entre ellas, es decir $4 \cdot 3,7\ \text{m} = 14,8\ \text{m}$ [IAPF, 2007. Cuadro B.4 Longitudes Determinantes]

$$I = \frac{15,24}{14,8 + 38,11} = 0,29 < 0,3 \Rightarrow I = 0,29$$

Para las vigas transversales la longitud es igual a 8,4 m, por lo tanto el porcentaje por impacto es igual a

$$I = \frac{15,24}{8,4 + 38,11} = 0,33 < 0,3 \Rightarrow I = 0,3$$

Resumiendo:

Para el esfuerzo axial en el arco y reacción en los apoyos: I = 0,21

Para axial en péndolas, axial en viga longitudinal, flexión en el arco, flexión en viga longitudinal: I =0,30

Para el tablero transversal y la viga transversal: I = 0,30

4.3.4.2.4 Fuerzas Longitudinales y Centrífugas

Las cargas producidas por fuerzas longitudinales se aplican cuando todas las vías de tránsito van en un mismo sentido [MC, V3, 3.1003.202]. En el caso del puente Santo Domingo las vías van en sentido contrario, pero si es previsible que en algún futuro todas las vías de tránsito vayan en un sentido es preciso considerarlas [AASHTO, 3.9].

Debido a la actualidad del puente y el estado de la vía es un escenario bastante posible, por lo que las fuerzas longitudinales se incluyen en el diseño.

La fuerza longitudinal corresponde a un 5% de la carga faja más la carga concentrada correspondiente al momento [AASHTO, 3.9]. Consecuentemente, la carga debido a las fuerzas longitudinales son las siguientes.

Carga Distribuida: $9{,}3\ \text{kN/m} / 3{,}0\ \text{m} \cdot 0{,}05 = 0{,}16\ \text{kN/m}^2$

Carga Concentrada para Momento: $80{,}1\ \text{kN} / 3{,}0\ \text{m} \cdot 0{,}05 = 1{,}3\ \text{kN/m}$

Con respecto a la fuerza centrífuga, ésta se aplica en puentes curvos, en donde éstos deberán ser diseñados con una fuerza radial horizontal igual a un porcentaje de la carga vivaque dependerá de la curva [AASHTO, 3.10.1]. En el caso del puente Santo Domingo, las vías de tránsito son rectas por lo que no se consideran fuerzas centrífugas.

4.3.4.2.5 Reducción de la Intensidad de Carga

Debido a que las cargas se establecen de forma simultánea, la Norma AASHTO establece que pueden reducirse en algún porcentaje las cargas móviles por la improbabilidad de que ocurran estos eventos de forma sincrónica. Sin embargo, para puentes de dos vías, como es la situación del puente estudiado, el porcentaje de carga que se debe considerar es del 100% [MC, 3.1003.202]. Consecuentemente, no existe la posibilidad de reducir las cargas, el coeficiente de reducción es igual a 1,0.

4.3.4.2.6 Cargas en las Aceras

Los voladizos que soportan las cargas del paso de los peatones (aceras) se diseñan para soportar una carga de 4,1 kN/m [AASHTO, 3.14.1]. Para el diseño del resto de la estructura, la carga de las aceras puede ser reducida en función de la luz. Para una luz de 34,9 m la en la acera es la siguiente.

$$P = \left(1{,}44 + \frac{43{,}8}{L}\right)\left(1{,}1 - \frac{W}{15{,}24}\right)$$

Donde:

L = Luz del Puente (34,9 m)

W = Ancho de la aceras, más ancho del área bajo el arco (0,9 m + 1,1 m = 2 m)

Consecuentemente,

$$P = \left(1{,}44 + \frac{43{,}8}{34{,}9}\right)\left(1{,}1 - \frac{2{,}0}{15{,}24}\right) = 2{,}61\, kN/m^2$$

Para una acera de 2 m de ancho la carga lineal es igual a 2,61 kN/m2 · 2 m= 5,22 kN/m.

Con el fin de uniformizar el cálculo se opta por el mayor valor entre ambos para el cálculo de todos los elementos estructurales. Es por tanto que el valor de la carga para las aceras es tomado igual a 5,22 kN/m.

4.3.4.3 Fuerzas Térmicas

Las cargas debido a los cambios de temperatura dependerán de la localidad en la que sitúa el puente. Debido a que no se especifica una zonificación en el Manual de Carreteras se supone un "Clima Moderado" para el lugar de construcción.

La variación de la temperatura, con respecto a la de construcción, en estructuras de hormigón, es de -16,7 K y +22,2 K. La temperatura supuesta durante la construcción se fija en 15°C [AASHTO, 3.16].

El coeficiente de dilatación del hormigón se define igual a 1,08E-5 K^{-1} [AASHTO, 8.5.3].

4.3.4.4 Cargas de Viento

4.3.4.4.1 Cargas Horizontales

Las cargas que se aplican sobre la estructura corresponden a una velocidad de viento igual a 160 km/h [AASHTO, 3.15].

Las cargas de viento dispuestas por la Norma AASHTO, dependen de la situación en la que se encuentre el puente, específicamente depende si el puente se encuentra con tráfico o no. Es por esto que divide en grupo las combinaciones de carga para cuando está cargado y para cuando no lo está. A continuación se detallan las fuerzas para ambos casos.

a) Grupos II y V (Sin Tráfico)

Las fuerzas descritas se aplican en forma horizontal, en un ángulo de 90° con respecto al eje longitudinal del puente [AASHTO, 3.15.1.1.1]

Para péndolas, arriostramientos y arcos la fuerza aplicada es igual a 3,59 kN/m^2, mientras que para el tablero es igual a 2,39 kN/m^2.

La carga total horizontal transversal sobre el plano del arco a barlovento resulta ser aproximadamente:

Arco: $3{,}59\ \text{kN/m}^2 \cdot 41{,}9\ \text{m}^2 = 150{,}4\ \text{kN}$

Péndolas: $3{,}59\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}4\ \text{m} \cdot (3\ \text{m} + 5{,}5\ \text{m} + 7{,}1\ \text{m} + 8\ \text{m}) \cdot 2 = 67{,}8\ \text{kN}$

Tablero: $2{,}39\ \text{kN/m}^2 \cdot 25{,}3\ \text{m}^2 = 60{,}5\ \text{kN}$

Lo que hace un total de $150{,}4\ \text{kN} + 67{,}8\ \text{kN} + 60{,}5\ \text{kN} = 278{,}7\ \text{kN}$.

La carga total horizontal transversal sobre el plano del arco a sotavento resulta ser aproximadamente:

Arco: $3{,}59\ \text{kN/m}^2 \cdot 41{,}9\ \text{m}^2 = 150{,}4\ \text{kN}$

Péndolas: $3{,}59\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}4\ \text{m} \cdot (3\ \text{m} + 5{,}5\ \text{m} + 7{,}1\ \text{m} + 8\ \text{m}) \cdot 2 = 67{,}8\ \text{kN}$

Lo que hace un total de $150{,}4\ \text{kN} + 67{,}8\ \text{kN} = 218{,}2\ \text{kN}$.

La carga horizontal debida a la acción del viento no debe ser menor que $4{,}38\ \text{kN/m} \cdot 35\ \text{m} = 153{,}3\ \text{kN}$ ($< 278{,}7\ \text{kN}$) sobre el plano de arco a barlovento y $153{,}3\ \text{kN} / 2 = 76{,}65\ \text{kN}$ ($< 218{,}2\ \text{kN}$) sobre el plano a sotavento. En ambos casos la condición se cumple por lo que se utilizan las fuerzas anteriormente descritas.

b) Grupos III y VI (Con Tráfico)

Para estos grupos, las cargas que se deben adoptar son las utilizadas en los Grupos II y V reducidas en un 70%, más una carga horizontal de 1,46 kN/m aplicadas igualmente en un ángulo de 90° con respecto al eje longitudinal de la estructura y a una altura de 1,83 m sobre la carpeta de rodado, que corresponde a una carga de viento sobre la carga móvil [AASHTO, 3.15.2].

Debido a que no se puede aplicar una fuerza a esa altura en el modelo, se aplica una fuerza horizontal sobre el tablero y el momento correspondiente que produce dicha altura a 1,83 m. Consecuentemente, las fuerzas sobre la carga viva son iguales a:

Fuerza horizontal sobre carga viva:	1,46 kN/m
Momento debido a la excentricidad de 1,83 m:	1,46 kN/m · 1,83 m = 2,67 kNm/m
Viento sobre péndolas, arriostramientos y arco:	3,59 kN/m^2 · 0,3 = 1,08 kN/m^2
Viento sobre tablero:	2,39 kN/m^2 · 0,3 = 0,72 kN/m^2

4.3.4.4.2 Cargas Verticales. Volcamiento.

En adición a las fuerzas aplicadas horizontalmente, se debe aplicar un a fuerza en sentido vertical ascendente sobre el cuarto de la sección transversal de la losa, incluyendo las aceras, del lado que se aplica el viento. Esta carga es igual a 0,96 kN/ m^2 para los grupos II y V y 0,29 kN/m^2 para los grupos III y VI [AASHTO, 3.15.3]

El esquema presentado en la figura 4.12 indica la forma en que se aplican las cargas de viento, tanto horizontales, como el volcamiento para el caso de los grupos de combinación II y IV.

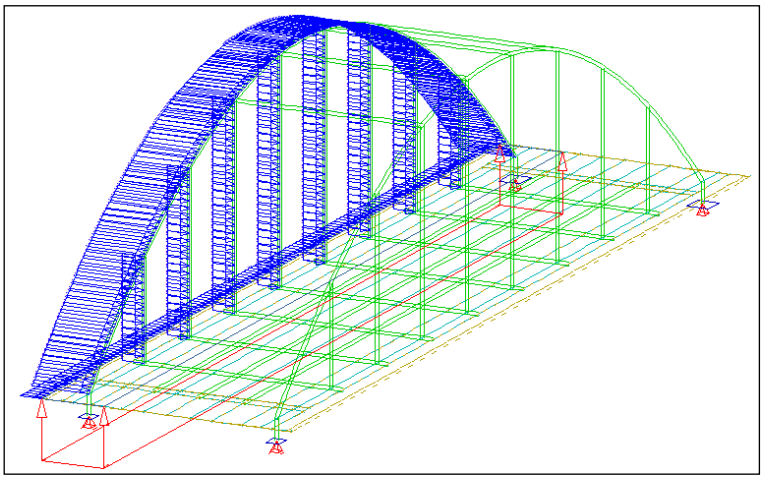


Fig. 4.11 Esquema de aplicación de fuerzas sobre el modelo.

4.3.4.5 Fuerzas Sísmicas

Las disposiciones correspondientes al diseño sísmico de puentes en Chile se encuentran establecidas en el Manual de Carreteras, Volumen 3, apartado 3.1004.

4.3.4.5.1 Alcance

Las recomendaciones que se indican en el Manual de Carreteras no se aplican a puentes con tipologías estructurales especiales, como es el caso de puente en estudio, un puente tipo arco [MC, 3.1004.101]. Consecuentemente se realiza el diseño sísmico con el método modal espectral. Este método está basado en un espectro de aceleración con el cual se determina la respuesta modal de la estructura.

4.3.4.5.2 Definición de Parámetros

a) Aceleración efectiva máxima del suelo (A_0) y coeficiente de aceleración efectiva máxima del suelo (A'_0)

El sector en el que se ubica el puente Santo Domingo, se encuentra en la **zona sísmica 3** [MC, Tabla 3.1004.304.A], consecuentemente, $\boldsymbol{A_0 = 0{,}40\ g}$ y $\boldsymbol{A_0 = 0{,}4}$ [MC, Tabla 3.1004.302.A].

b) Clasificación por Importancia (CI)

Los Puentes y Estructuras Esenciales, tienen un coeficiente de importancia igual a I, así, $\boldsymbol{CI = \text{I}}$ [MC, 3.1004.305].

c) Coeficiente de Importancia (K_1)

Dada una Clasificación por Importancia igual a CI = I, el coeficiente de importancia es igual a $\boldsymbol{K_1 = 1{,}0}$ [MC, Tabla 3.1004.309(1).A]

d) Efecto del Suelo (S)

No se dispone del informe geotécnico del suelo de la localización del puente, por lo que se toma para estar del lado de seguridad, un tipo de **suelo IV**, con ello se producirán mayores solicitaciones sísmicas en la estructural. Así por tanto, el coeficiente del suelo es igual a $\boldsymbol{S = 1{,}3}$ [MC, Tabla 3.1004.308.A]

d) Constantes Espectrales (T_1 y K_2)

Para un suelo tipo IV, los valores de las constantes espectrales son iguales a $T_1 = 1{,}1$ s y $K_2 = 1{,}598$ [MC, Tabla 3.1004.309(2).A]

e) Razón de Amortiguamiento (ξ)

La razón de amortiguamiento uniforme para todos los modos de vibrar debe tomarse igual a $\xi = 0{,}05$

4.3.4.5.3 Método Modal Espectral

El valor espectral de aceleración absoluta, que corresponde al modo "m", se obtiene mediante el siguiente espectro de aceleración [MC, 3.1004.309(3)].

$$S_a(T_m) = \begin{cases} 1{,}5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0 & T_m \le T_1 \\ \dfrac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{T_m^{2/3}} & T_1 \le T_m \end{cases}$$

Reemplazando los valores indicados en los puntos anteriores, se obtiene un espectro igual a lo siguiente.

$$S_a(T_m) = \begin{cases} 0{,}780g & T_m \le T_1 \\ \dfrac{0{,}267g}{T_m^{2/3}} & T_1 \le T_m \end{cases}$$

En donde T_m es el período de vibrar del modo m.

Se analiza el espectro de aceleraciones para cada uno de los tipos de suelos, como forma de establecer qué tipo de suelo se encuentra del lado de seguridad. Los espectros se han graficado en la figura 4.12. Como se puede observar, la envolvente de las aceleraciones resulta ser el espectro de aceleraciones correspondiente al Suelo Tipo IV.

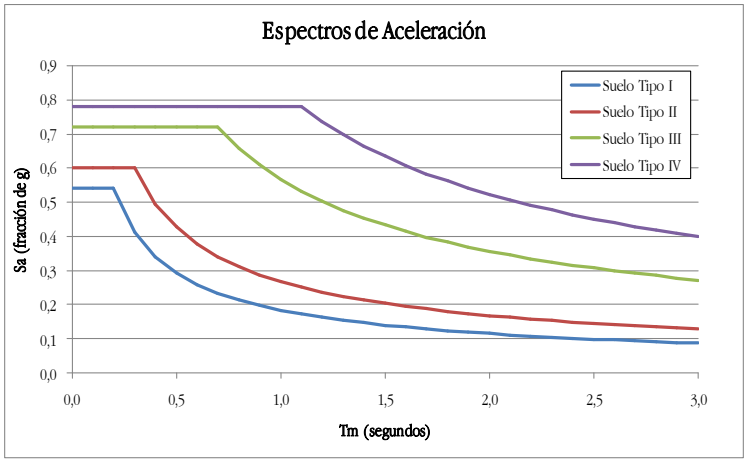


Fig. 4.12 Espectros de aceleración por tipo de suelo.

4.3.4.5.4 Componente Vertical

El Manual de Carreteras no incluye la componente vertical en el diseño sísmico, por lo que se recurre al Eurocódigo 8, en donde se establece que la componente vertical de la acción sísmica debe presentarse por el espectro de respuesta definido para la acción sísmica horizontal, pero con las ordenadas reducidas de acuerdo a lo siguiente [ENV 1998, 1-1,4.2.1 (3)]

- Para períodos de vibración menores de 0,15 s, se multiplican las ordenadas por un factor de 0,70.
- Para períodos de vibración menores de 0,50 s, se multiplican las ordenadas por un factor de 0,50.
- Para períodos de vibración entre 0,15 s y 0,50 s, se debe realizar una interpolación lineal.

Como una forma de estar del lado de seguridad se utiliza el factor de 0,7 para todos los períodos de vibrar.

4.3.4.5.5 Combinación de Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas y momentos producidos por la carga sísmica se obtendrán de la suma del 100% del valor absoluto de las fuerzas y momentos elásticos resultantes del análisis en una de las direcciones perpendiculares más el 30% de las fuerzas y momentos elásticos resultantes del análisis de las otras dos direcciones perpendiculares [ENV 1998, 1-2,3.3.4.2(4)].

Como se indica las tres combinaciones que pueden utilizarse son las siguientes.

a) $0{,}30\,E_x + 0{,}30\,E_y + E_z$

b) $E_x + 0{,}30\,E_y + 0{,}3\,E_z$

c) $0{,}30\,E_x + E_y + 0{,}3\,E_z$

En donde: E_x: Solicitaciones derivadas de la aplicación de la componente horizontal longitudinal.

E_y: Solicitaciones derivadas de la aplicación de la componente horizontal transversal.

E_x: Solicitaciones derivadas de la aplicación de la componente vertical.

La superposición de los valores máximos se hace mediante el método CQC (Complete Quadratic Combination). Se incluirá en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes, para que en cada una de las dos direcciones de análisis sísmico, sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

4.3.4.6 Retracción

El coeficiente de retracción para hormigones de peso normal, es igual a 0,0002 (0,2‰) [AASHTO, 8.5.4]

4.3.5 Combinaciones de Carga

Las diferentes combinaciones de carga para el diseño son definidas por la Tabla 3.22.1A, ubicada en la sección 3, parte B, de la norma AASHTO. Se distinguen las combinaciones para el diseño según "service load" y las combinaciones para el diseño según "load factor design". En este caso y como se describió anteriormente, se ha optado por el diseño según "load factor design". Después de descartar las cargas no presentes en las consideraciones de este puente, las combinaciones son las siguientes:

Tabla 4.3 Combinaciones de Carga

Combinación	Cargas
Combinación 1: Grupo I	1,3 [D + 1,67[1](L + I)]
Combinación 2: Grupo II	1,3 [D + W]
Combinación 3: Grupo III	1,3 [D + (L + I) + 0,3 W+ WL + LF]
Combinación 4: Grupo IV	1,3 [D + (L + I) + T + (R + S)]
Combinación 5: Grupo VI	1,25 [D + (L + I) + 0,3 W + WL + LF + T + (R + S)]
Combinación 6: Grupo VII	1,3 [D + EQ]

En donde:

D : Peso propio de la estructura, incluyendo la carga permanente, como barandas, barreras y asfalto.

L : Sobrecarga de uso, en donde se consideran las cargas sobre las aceras y cargas de faja o camiones según corresponda.

I : Impacto.

W : Carga de viento sobre la estructura.

WL : Carga de viento sobre la carga viva.

LF : Fuerza longitudinal debido a la carga viva.

T : Fuerzas debidas a los cambios de temperaturas.

(R + S): Fuerzas debido a la Retracción y Fluencia de la estructura.

EQ : Combinaciones sísmicas según 4.3.4.5.5.

[1]Para el diseño de losa se debe utilizar un factor de 1,00 en vez de 1,67, de acuerdo a lo especificado en el artículo 3.24.2.2.

4.3.6 Propiedades de Materiales

Ya que se desconoce el grado del hormigón o el tipo de acero utilizado, se proponen para el cálculo de los elementos los siguientes materiales.

Hormigón tipo H25

Resistencia Especificada Cilíndrica	$f_c^{'} = 20 Mpa$	Tabla 3.1003.601.A
Módulo de Elasticidad:		
Para hormigón de densidad normal:	$E_c = 4700\sqrt{f_c^{'}} = 21.019 Mpa$	8.7.1 AASHTO
Coeficiente de Dilatación Térmica:	$\alpha = 0{,}0000108$	8.5.3 AASHTO

Acero de Refuerzo tipo A63-42H

Fluencia:	$F_y = 420 Mpa$	Tabla 3.1003.601.B
Resistencia a la Tracción:	$F_u = 630 Mpa$	Tabla 3.1003.601.B
Módulo de Elasticidad:	$E_s = 200.000 Mpa$	8.7.2 ASSHTO

4.3.7 Cálculo General

Los esfuerzos se obtienen del modelo de elementos finitos y las cargas introducidas en el programa estructural SOFiSTiK. Para el tablero, (losa, vigas longitudinales y vigas transversales) se utiliza la combinación de carga que entrega los resultados más desfavorables en el sentido vertical, esta combinación es la Combinación 1 descrita en el punto 4.3.5, 1,3 [D + 1,67[1](L + I)]. Para los otros elementos se utilizará la carga más desfavorable de las seis combinaciones. El procedimiento de diseño para cada esfuerzo se describe en los siguientes puntos.

4.3.7.1 Flexión

Luego de obtener el momento de diseño, calculado con la combinación de carga especificada en el punto 4.3.5, el cálculo para la armadura de flexión necesaria se obtiene como se indica a continuación.

El momento de diseño (φM_n) utilizado para la armadura en flexión debe ser calculado con la siguiente expresión, según la AASHTO, 8.16.3.2.1, fórmula 8-15:

$$\phi M_n = \phi \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot d \cdot \left(1 - 0{,}6 \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \right) \right]$$

Siendo ρ, cuantía del acero, igual a $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$, según el punto 8.2 de la AASHTO.

Para calcular el acero necesario, se sustituye y se resuelve para ρ, tomando el menor valor de las dos soluciones.

$$\rho = \frac{0{,}85 f_c^{'}}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_n}{0{,}85 f_c^{'} b d^2}}\right) \qquad \text{[Ec. 1]}$$

donde:

f'_c = Resistencia específica cilíndrica a la compresión del Hormigón

Para un hormigón H25: $f'_c = 20$ N/mm^2 3.1003.601 (1), Tabla 3.1003.601.A, MC

f_y = Resistencia a la fluencia del acero

Para un acero A63-42H $f_y = 420$ N/mm^2 3.1003.601 (1), Tabla 3.1003.601.B, MC

ϕM_n = Momento de Diseño (M_u)

ϕM_n = Momento obtenido de las combinaciones de carga

Luego se obtiene $M_n = M_u / \phi$

ϕ = Factor de Minoración en la Resistencia

φ Flexión = 0,9 8.16.1.2.2, AASHTO

b = Ancho de la sección

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

Donde:

$d = h - R_{inf} - (D_{arm})/2$ [Ec. 2]

R_{inf} = Recubrimiento Inferior[1]

D_{arm} = Diámetro Armadura

h = Altura

De la Ecuación 2 se obtiene el valor de <u>d</u>.

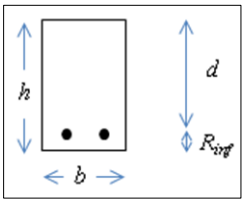


Fig. 4.13 Esquema del recubrimiento inferior en una viga

[1]Los recubrimientos de obtienen del punto 3.1003.604, del Manual de Carreteras.

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

Calculando con la Ec.1 se obtiene el valor de ρ.

<u>Limitaciones de ρ</u>:

Según la AASHTO la cuantía de acero debe cumplir con dos condiciones, una especificada en el punto 8.16.3.1.1, que menciona que esta cuantía no debe ser mayor al 75% de la cuantía de balance y la siguiente

condición especificada en el punto 8.16.6.8.5 de la AASHTO que indica que la cuantía debe ser mayor a 0,04 (f'_c/f_y)

Consecuentemente las condiciones son las siguientes:

Condición 1: $\rho < 0{,}75\,\rho_b$

Condición 2: $\rho > 0{,}04\ (f'_c/f_y)$

En donde

ρ_b = Cuantía de balance

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y}\left(\frac{599{,}844}{599{,}844 + f_y}\right)$$ [Ec.3] 8.16.3.2.2, Fórmula 8-18, AASHTO

Donde:

$$\beta_1 = máx\begin{cases}\begin{cases} 0{,}85 \ldots f'_c \le 30MPa \\ 0{,}85 - 0{,}05\left(\dfrac{f'_c - 30}{6{,}895}\right) \ldots f'_c > 30MPa \end{cases} \\ 0{,}65 \end{cases}$$ [Ec.4] 8.16.2.7, AASHTO

De la Ec.4 se obtiene β_1

De la Ec.3 de obtiene ρ_b

Se realiza la comprobación de las condiciones de cuantía máxima y cuantía mínima y se establece el área de acero necesaria.

4.3.6.2 Corte

El cálculo de la armadura de corte se hace según las disposiciones del código ACI 318, en donde el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$\phi V_n \le V_u$$ [Ec.5]

Donde V_u es la fuerza de corte mayorada y V_n es la resistencia nominal al cortante, calculada con $V_n = V_c + V_s$ [Ec.6]. V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de la armadura. De las Ec.5 y Ec.6 resolvemos para V_s y obtenemos:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$ [Ec.7]

V_u = Fuerza de corte mayorada. Obtenida de las combinaciones de carga.

ϕ = Factor de Minoración en la Resistencia

ϕ Corte = 0,85 8.16.1.2.2, AASHTO

V_c =El punto 11.3.2.3 del código ACI 318 indica que para los elementos sometidos a una tracción axial significativa, la resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón es igual a lo siguiente, no menor que cero.

$$V_c = 0{,}17\left(1+\frac{0{,}29N_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}\,b_w d \qquad \text{[Ec.8]}$$

Donde

N_u = Carga axial mayorada, debe tomarse negativa para la tracción. Obtenidos de las combinaciones de carga.

A_g = Área bruta de la sección.

f'_c = Resistencia específica cilíndrica a la compresión del Hormigón

Para un hormigón H25: f'_c = 20 N/mm^2 3.1003.601 (1), Tabla 3.1003.601.A, MC

b_w = ancho de alma

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción

De la Ec.8 se obtiene: V_c

De la ecuación Ec.7 se obtiene: V_s

Del punto 11.5.7.2 del código ACI 318 se obtiene: $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$ [Ec.9]

Despejando A_v se obtiene: $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$ [Ec.10]

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal, MPa.

f_{yt} = 420 N/mm^2 3.1003.601(1) MC

De la ecuación 10, se obtiene $\frac{A_v}{s}$

s = Espaciamiento de los refuerzos.

Una vez obtenido el área de refuerzo para resistir el esfuerzo cortante se verifica con la armadura mínima y máxima.

El código ACI 318-02 indica que la armadura mínima es igual a lo siguiente.

$$\frac{A_{\min}}{s} = \frac{\sqrt{f_c^{'}} \cdot b_w}{16 f_y} \qquad \text{[Ec.11]}$$

De la Ec.11 se obtiene, $\frac{A_{\min}}{s}$ y se compara, eligiendo la mayor armadura.

En el punto 11.5.7.9 de la norma ACI 318, estipula que la limitación de *Vs*:

$$Vs \leq 0{,}66\sqrt{f_c'}\, b_w d \qquad \text{[Ec.12]}$$

4.3.6.3 Diseño para Flexocompresión

Como se explicó en el ejemplo anterior se diseña como un elemento a compresión corto, pero con un límite a la resistencia. Este límite es 0,80 veces la resistencia de diseño para columnas (8.16.4.1.2 AASHTO). La resistencia axial de diseño de elementos en compresión:

$$\phi P_n = \phi\left[0{,}85 f_c^{'}\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} f_y\right] \qquad \text{8.16.4.2.1 AASHTO}$$

Por lo tanto, la resistencia axial máxima será igual a $\phi P_{n,\max} = 0{,}80 \cdot \phi P_n = 0{,}80 \cdot \phi\left[0{,}85 f_c^{'}\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} f_y\right]$

donde:

ϕ = 0,70 para columnas con flejes (8-30, AASHTO).

f'_c = Resistencia específica cilíndrica a la compresión del Hormigón

Para un hormigón H25: f'_c = 20 N/mm^2 3.1003.601 (1), Tabla 3.1003.601.A, MC

A_g = Es el área de sección bruta.

A_{st} = Es el área del refuerzo longitudinal.

f_y = Resistencia a la fluencia del acero

Para un acero A63-42H f_y = 420 N/mm^2 3.1003.601 (1), Tabla 3.1003.601.B, MC

El diseño de columnas se basa en el estado de sobrecargas mayoradas, por lo cual la resistencia requerida no debe exceder la resistencia de diseño, así, $\phi M_n \geq M_u$ y $\phi P_n \geq P_u$ (8.16.4.24, AASHTO).

Para una compresión axial *P* combinada con un momento flector *M*, es conveniente, reemplazar la carga axial y el momento flector por una carga equivalente de igual magnitud *P* aplicada con una excentricidad e=M/P (Nilson, 1999).

Según lo aconsejado por Nilson (1999), para el diseño se puede utilizar un diagrama de interacción de resistencia que define la carga y el momento de falla para una determinada columna en el intervalo completo de excentricidades, ya que para cualquier excentricidad existe solo un par de valores P_n y M_n que producirán un estado inminente de falla. Estos valores se dibujan como un punto en un gráfico como muestra la figura 4.14.

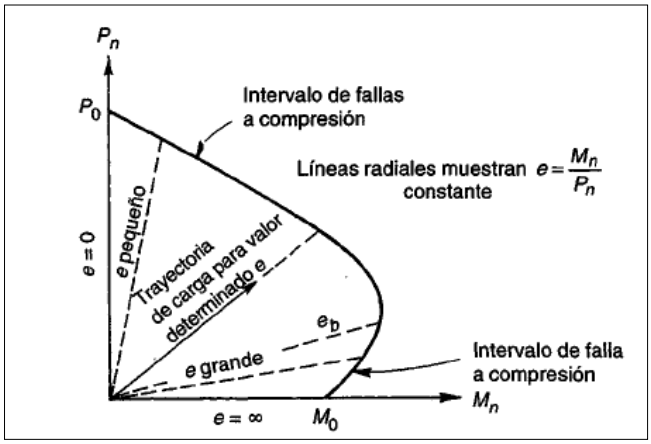


Fig.4.14 Diagrama de Interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas (Nilson, 1999)

La fuerza axial P_n y el momento M_n, correspondientes a la localización seleccionada del eje neutro y que establecen un punto en el diagrama de interacciones de resistencia, se calculan a través del equilibrio entre fuerzas internas y externas.

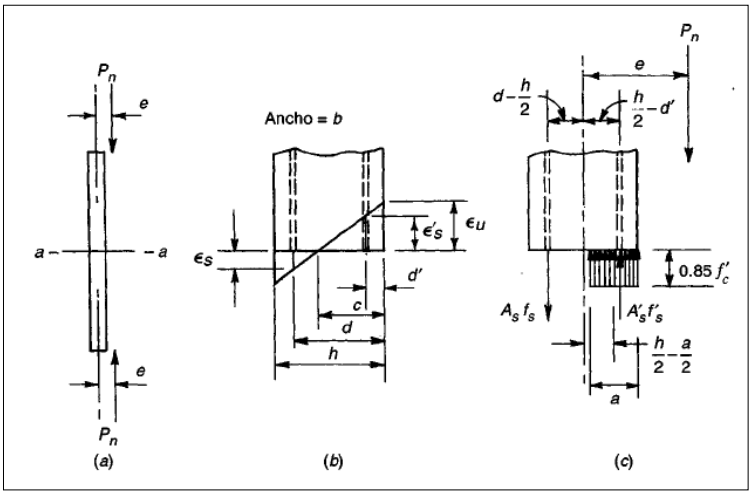


Fig.4.15 Columna sometida a compresión excéntrica. a) columna cargada,
b) distribución de deformaciones, c) esfuerzos y fuerzas para la resistencia última nominal (Nilson, 1999).

Por ejemplo, para una columna como la indicada en la figura 4.16, el equilibrio de fuerzas entregaría los siguientes resultados,

$$P_n = 0{,}85 f_c^{'} ab + A_s^{'} f_s^{'} - A_s f_s$$

$$M_n = P_n e = 0{,}85 f_c' ab\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s f_s\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

donde,

a = Espesor de la distribución rectangular equivalente de los esfuerzos de compresión.

$a = \beta_1 c$

β_1 = 0,85 para f'_c entre 17 y 28 MPa.

c = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

h = Altura de la sección.

b = Ancho de la sección.

A'_s = Área del acero en compresión.

f'_s = Esfuerzo en el refuerzo en compresión bajo cargas mayoradas.

A_s = Área del acero en tracción.

d' = Recubrimiento

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

f_s = Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s = \in_u E_s \frac{d-c}{c} \le f_y$$

$\in_u$ = Deformación unitaria última = 0,003 — 10.2.3, ACI

E_s = Módulo de Elasticidad =200.000 MPa — 8.7.2 ASSHTO

$$\in_s = \in_u \frac{d-c}{c}$$

Como se puede observar en la figura 4.14, el diagrama de interacción se divide en un intervalo de falla a compresión y en un intervalo de falla a tracción. El modo de falla balanceada es donde el hormigón alcanza su deformación límite $\in_u$ en el mismo instante que el acero a tracción logra su deformación de fluencia, los valores del Momento de balance M_b y del esfuerzo axial de balance P_b son el punto de inflexión del diagrama, en este caso,

$c = c_b = d\frac{\in_u}{\in_u + \in_y}$ y $a = a_b = \beta_1 c_b$, siendo $\in_y = \frac{f_y}{E_s}$.

Así, finalmente, obtenemos el punto de balance (M_b, P_b) y luego eligiendo un punto $c < c_b$ se genera un punto de falla a tracción en la curva de interacción y eligiendo un punto $c > c_b$ genera un punto de falla a compresión, con lo cual se puede graficar la curva de interacción.

4.4 Comprobación de Secciones

4.4.1 Tablero

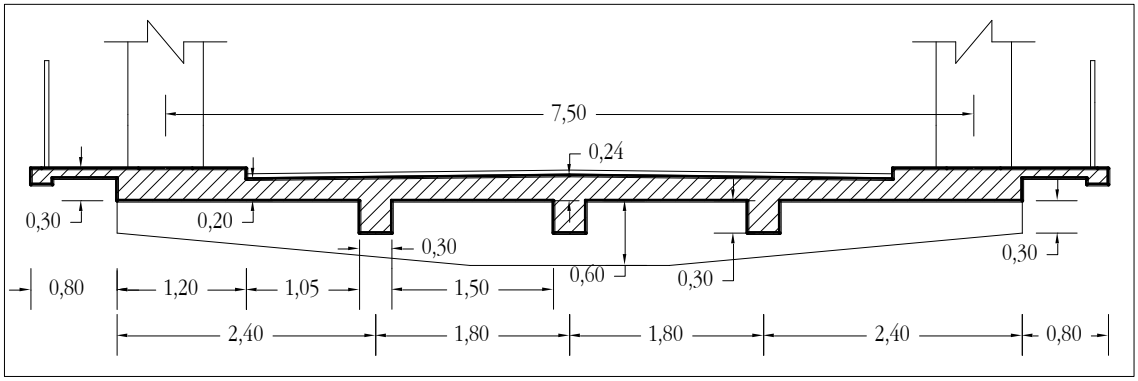


Fig. 4.16 Corte transversal del tablero (en m).

4.4.1.1 Limitación de Espesor

Según la tabla 8.9.2 de la AASHTO, el espesor mínimo recomendado para losas es igual a:

$$\frac{1{,}2 \cdot (S + 3{,}048)}{30} \text{ con S en metros [Ec.14]}$$

Según la AASHTO, 3.24.1.2 para losas monolíticas, la luz efectiva será la luz libre entre vigas que la soportan, por lo tanto S = 1,50 m. Utilizando esta igualdad, el espesor de losa debe ser mayor a 0,18 m. Ya que el espesor de losa es de 0,24 m en su mayor espesor y 0,20 m en el menor, cumple la condición. Sin embargo, analizando el diagrama de momento transversal obtenido bajo peso propio en el programa SOFiSTiK, se observa que los puntos de apoyo principales no son las vigas longitudinales, sino los arcos.

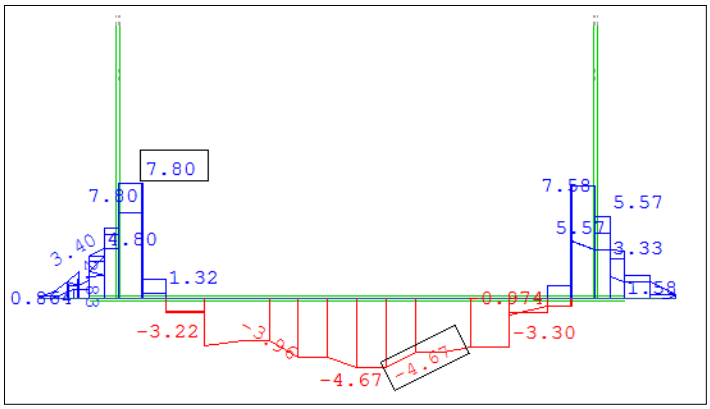


Fig. 4.17 Momentos flectores transversales sobre la losa bajo peso propio (en kNm).

Teniendo esto en cuenta y para estar dentro del rango de seguridad, la losa se calculará como una losa simple. De esta forma, la luz efectiva de la losa S, será igual a la distancia entre los planos del arco, es decir: $S = 7{,}5$ m. Con esto en cuenta y utilizando la Ec.14, el espesor mínimo debe ser igual a 0,42 cm. El espesor no cumple con esta condición, no obstante, el punto 8.9.2 de la norma AASHTO aclara que este espesor mínimo se debe adoptar salvo que se realice una comprobación por deflexión que indique que un espesor menor es posible. En el próximo punto se realiza esta comprobación.

4.4.1.2 Limitación de deflexiones

Para el control de deflexiones, según el Manual de Carreteras, 3.1003.602, rigen las especificaciones entregadas por la AASHTO en los artículos 8.9 y 8.13. En estos artículos se especifica que para cargas de servicio más impacto, las deflexiones no deben exceder 1/800 de la luz. La carga viva debe consistir en todas las vías cargadas con la reducción especificada en el artículo 3.12. Las mayores deflexiones se dan con el caso de carga del camión por sobre la carga faja. Las imágenes muestran los resultados más representativos.

4.4.1.2.1 Deflexión Longitudinal

La deflexión longitudinal del tablero se mide en los planos del arco.

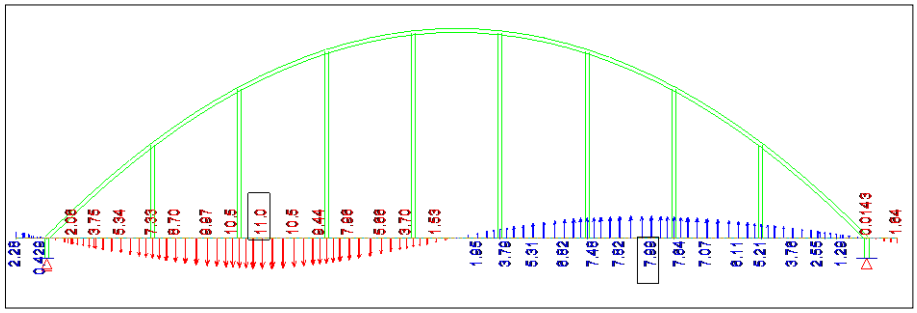


Fig. 4.18 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la primera mitad del tablero (en mm).

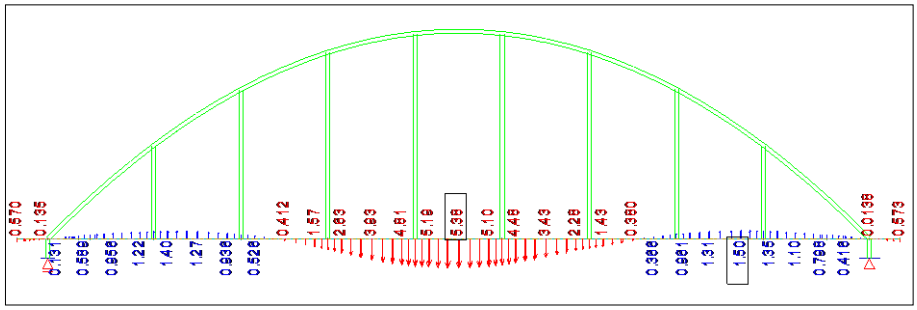


Fig. 4.19 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la mitad del tablero (en mm).

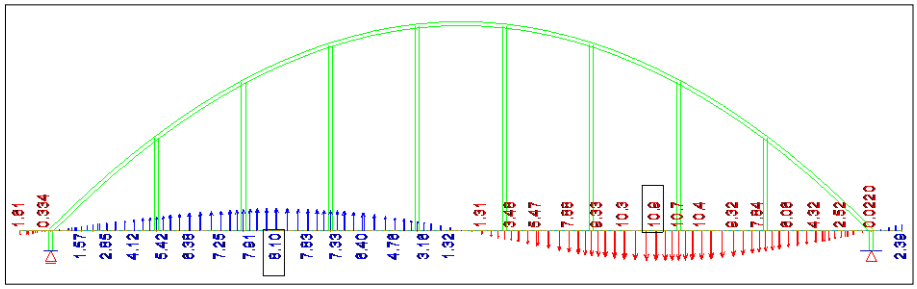


Fig. 4.20 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la segunda mitad del tablero (en mm).

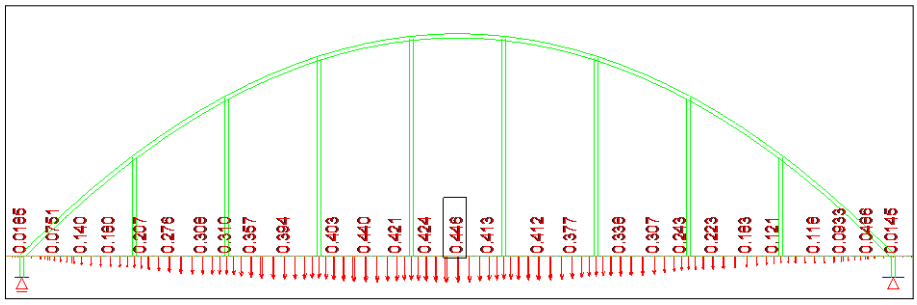


Fig. 4.21 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco debido a la carga sobre aceras (en mm).

De las figuras 4.15, 4.16 y 4,17 se puede observar que el mayor desplazamiento se obtiene con la carga de dos camiones en la primera mitad del puente. Así la deformación total por carga viva (en la cual se incluye el 20% de incremento de carga y el 30% por impacto) es igual a lo siguiente.

Deflexión longitudinal debida a la carga de camión + 20% + 30%	= 11 mm
Deflexión longitudinal debida a la carga sobre aceras[1]	= 0,394 mm
Suma	**= 11,394 mm**

Considerando la luz de cálculo del puente de 34,9 m, la deflexión debe ser menor a 34900/800 = 43,625 mm, lo que se cumple.

[1]La deflexión de las aceras se obtiene del mismo punto en que la deflexión por el camión es máxima.

4.4.1.1.2 Deflexión Transversal

La deflexión transversal se mide entre el descenso de los planos del arco y el máximo descenso del tablero.

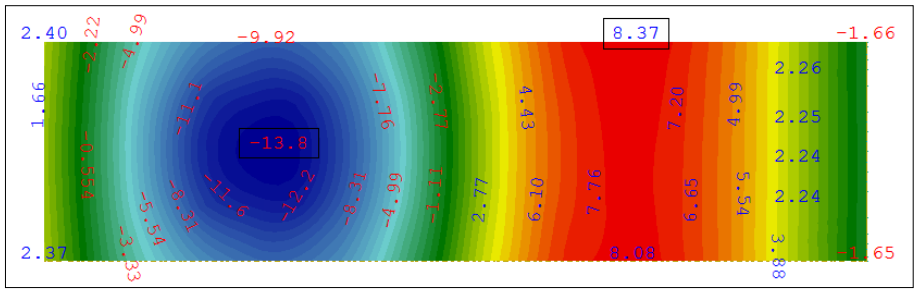


Fig. 4.22 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la primera mitad del tablero (en mm).

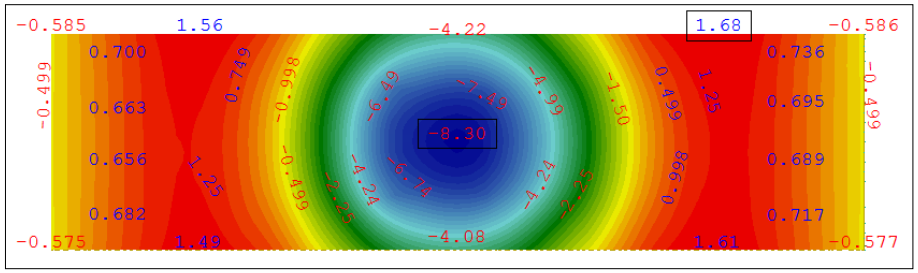


Fig. 4.23 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la mitad del tablero (en mm).

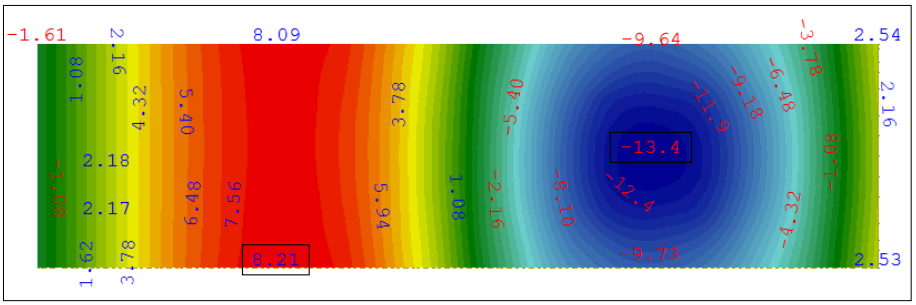


Fig. 4.24 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco cuando dos camiones, uno en cada vía, se encuentran en la segunda mitad del tablero (en mm).

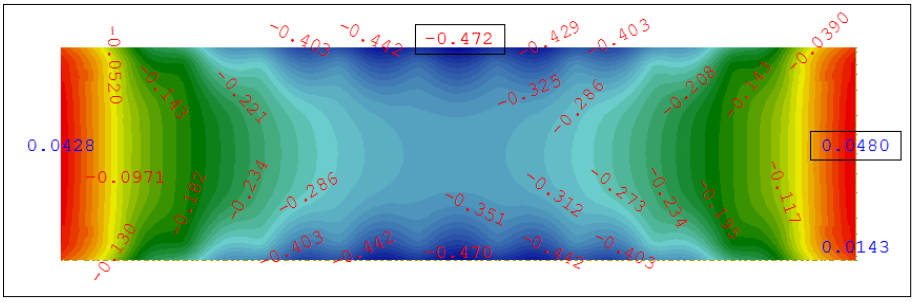


Fig. 4.25 Desplazamiento vertical del tablero en el plano del arco debido a la carga sobre aceras (en mm).

De esta forma la deflexión transversal por carga viva es la siguiente:

Deflexión transversal debida a la carga de camión + 20% + 30% = 13,8 -11,000 = 2,8 mm

Deflexión transversal debida a la carga sobre aceras = 0,262 - 0,394 = - 0,132 mm[1]

Suma = 2,8 mm

Considerando la luz transversal del tablero, como la distancia entre los arcos, 7,5 m, la deflexión transversal debe ser menor a 7500/800 = 9,375 mm, lo que se cumple.

[1]La deflexión de las aceras es menor en el centro de la primera mitad del tablero que en los planos del arco por lo que se toma igual a cero, para obtener un caso más desfavorable.

4.4.1.3 Diseño de Secciones

El cálculo de la armadura se realiza mediante el Método de Cargas Últimas especificado en la AASHTO, 116va Edición, 1996. Para elementos tipo viga, se utilizarán las envolventes de las combinaciones de carga que correspondan, entregadas por el programa de elementos finitos, sin embargo, para los elementos lámina, se realizará las combinaciones con los máximos de cada solicitación para no perjudicar la factibilidad en términos de tiempo de cálculo.

Momento Flector Solicitante

Para el cálculo del tablero se utiliza la combinación de carga 1: 1,3 [D + 1,67 (L + I)] donde las cargas verticales son mayores. Para la losa, se utiliza un factor de 1,0 en lugar de 1,67 por lo descrito en el punto 4.3.5.

El cálculo de la armadura se hará por separado, para la sección de los tramos centrales, para los tramos en voladizo y bajo los arcos.

4.4.1.3.1 Losa Tramo Central

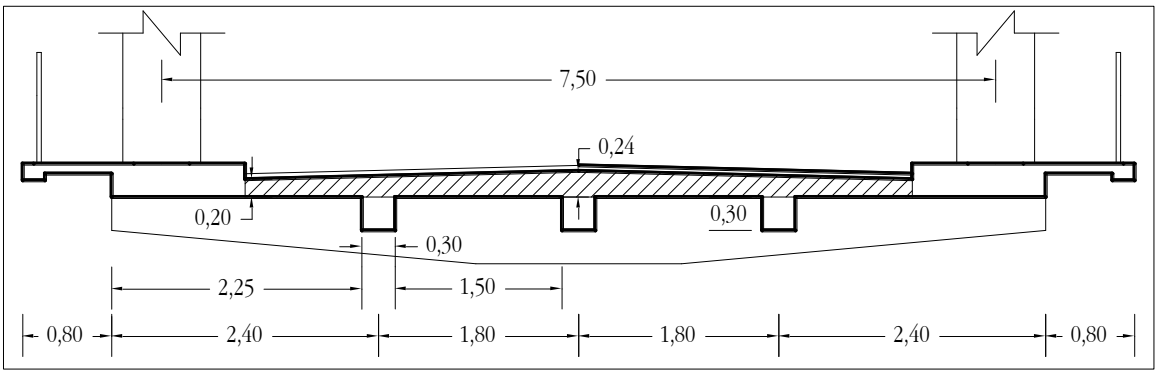


Fig. 4.26 Zona central del tablero en el corte transversal de la losa.

Para obtener el sentido en el que se dispone el refuerzo principal se comparó los esfuerzos de momento en las dos direcciones. Para los casos de carga como peso propio, cargas vivas y cargas permanentes, el momento positivo mayor se obtiene en el sentido transversal. En las figuras 4.23 y 4.24 se puede observar el caso del peso propio.

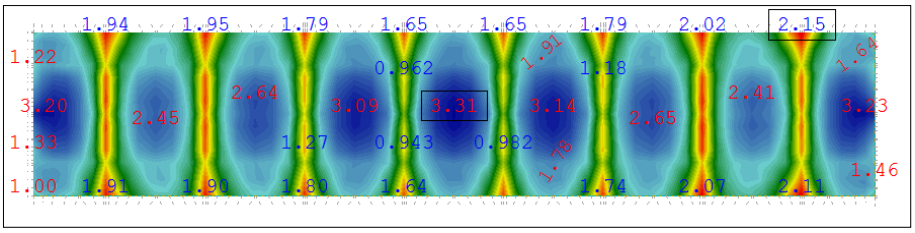


Fig. 4.27 Flexión en el tablero bajo peso propio en el sentido longitudinal, momentos positivos en rojo (en kNm).

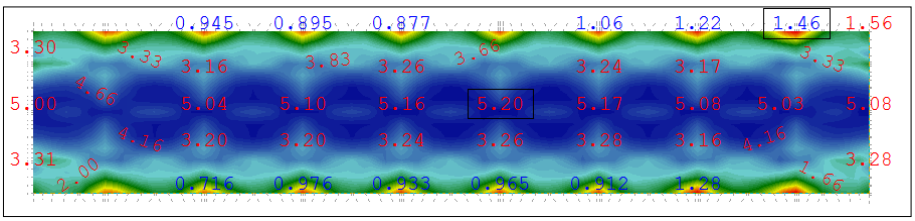


Fig. 4.28 Flexión en el tablero bajo peso propio en el sentido transversal, momentos positivos en rojo (en kNm).

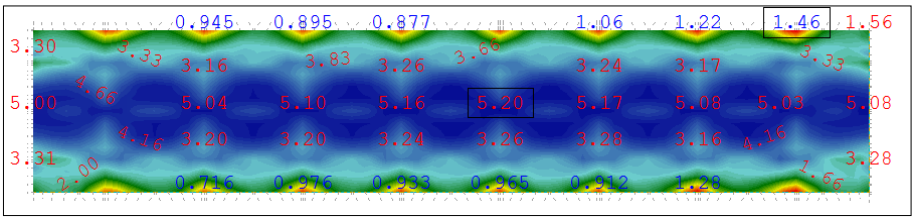
Consecuentemente, ya que el momento mayor es en el sentido transversal, el refuerzo principal se dispondrá perpendicular al tránsito.

Armadura Principal Perpendicular al tráfico

Los momentos flectores máximos transversales obtenidos en el centro de la losa son los siguientes:

1) Carga Muerta:

a) Peso Propio



Fi. 4.29 Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo peso propio (en kNm).

b) Carga Permanente

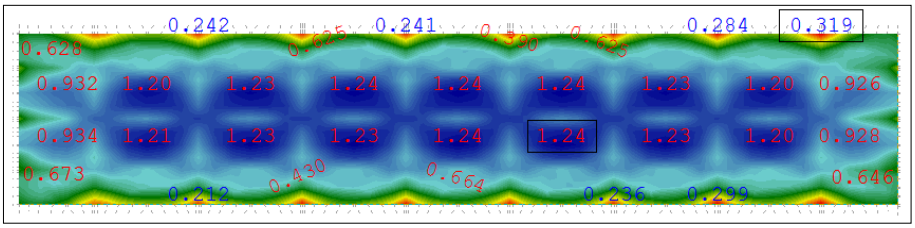
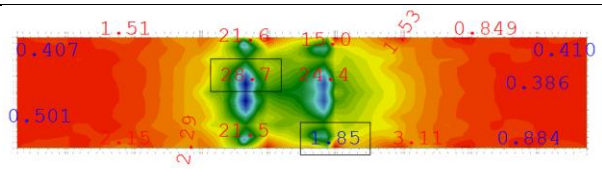


Fig. 4.30 Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga permanente (en kNm).

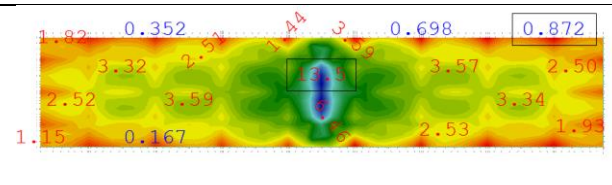
2) Carga Viva:

a) Carga Vehicular

Para la carga viva vehicular se estudia el caso que controla el diseño, si la carga faja o la carga vehicular.



1) Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga viva, correspondiente a dos camiones en el mismo sentido (en kNm).



2) Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga viva, correspondiente a la carga faja (en kNm).

Fig. 4.31 Comparación de momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga de camión y carga faja (en kNm).

Como se puede observar el momento máximo lo entrega la carga de camión por sobre la carga faja.

Luego se estudia la posición en que los camiones entregan el momento máximo.y para los dos tipos de camiones (diferente largo de carril trasero, 4,27 m y 9,14 m), para encontrar el más desfavorable. La carga de camión que

resulta más desfavorable es cuando ambos camiones están en un mismo sentido, que podría darse en el caso que se haga una doble vía, como se realizó en el Puente Calle Calle y en el futuro se realizará en el Puente Pedro de Valdivia, y ambos se encuentran en la primera mitad de la losa. El camión que entrega mayores solicitaciones es el del carril de 4,27 m, es decir el más compacto. En la figura 4.32 se muestran los casos más representativos.

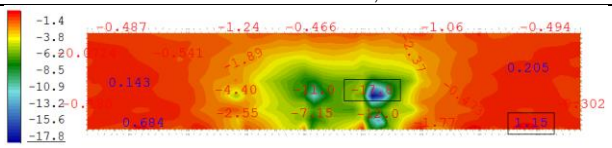
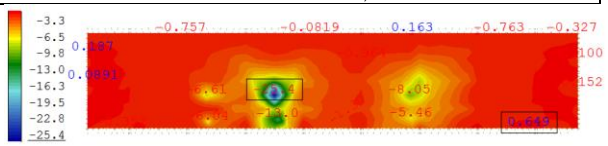
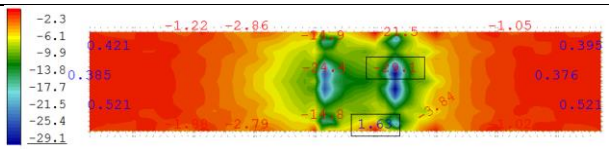
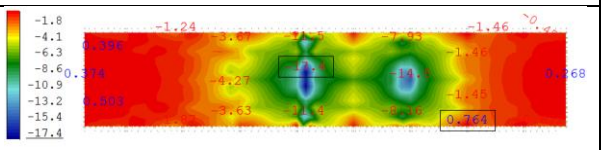
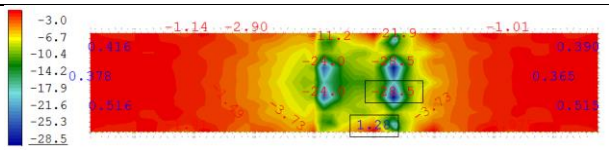
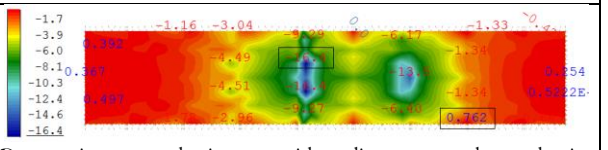
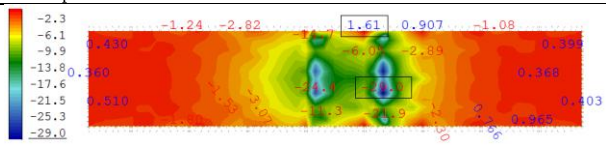
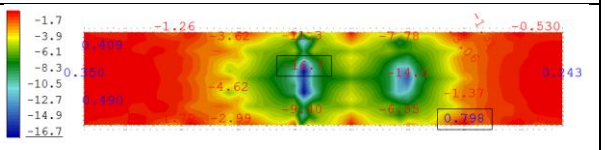
Carril Trasero de 4,27 m	Carril Trasero de 9,14 m
 Un camión hacia la acera.	 Un camión hacia la acera.
 Dos camiones en el mismo sentido y dispuestos hacia el centro de la losa.	 Dos camiones en el mismo sentido y dispuestos hacia el centro de la losa.
 Dos camiones en el mismo sentido y dispuestos cada uno hacia sus respectivas aceras.	 Dos camiones, en el mismo sentido y dispuestos cada uno hacia sus respectivas aceras.
 Dos camiones en el mismo sentido y dispuestos hacia una acera.	 Dos camiones en el mismo sentido y dispuestos hacia una acera.

Fig. 4.32 Comparación de momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga de camión de distinto carril trasero (en kNm).

Así, para dos camiones con el carril trasero de 4,27 m dispuestos ambos en un mismo sentido, el momento máximo se encuentra cuando el camión se ubica en la primera mitad del puente:

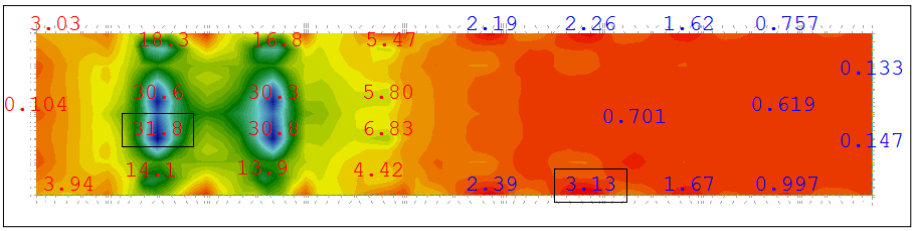


Fig. 4.33 Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga viva vehicular (en kNm).

b) Carga sobre aceras

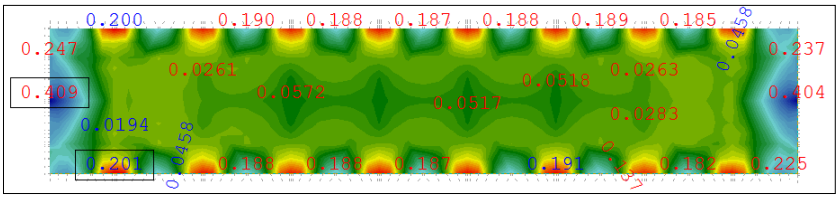


Fig. 4.34 Momentos flectores transversales a lo largo de la losa bajo carga viva sobre aceras (en kNm).

Consecuentemente la suma de los momentos para cada caso de carga es como se indica a continuación.

Tabla. 4.4 Resumen de esfuerzos transversales según estado de carga, losa central.

Estados de Carga	My (+) [kNm]
PP	5,200
CP (asfalto+50%, barreras)	1,240
SC vehicular (+20%+30% impacto)	31,800
SC aceras	0,420
1,3[D+(L+I)]	50,258

Cálculo de la armadura principal perpendicular al tráfico:

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 50,3 kNm

M_n = 50,3 kNm / ϕ = 50,3 kNm / 0,9 = 55,9 kNm

b = ancho = 1 m (se diseña la losa como una viga de ancho unitario)

R_{inf} = Recubrimiento Inferior[1] = 2,5 cm

[1]Hormigón de losa en climas moderados, refuerzo inferior (3.1003.604, MC).

D_{arm} = Diámetro Armadura = 12 mm

h = Espesor losa = 20 cm

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: d = 0,169 m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: ρ = 0,0050

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene β_1 = 0,850

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene ρ_b = 0,0202

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0{,}75\,\rho_b$ | Condición 2: $\rho > 0{,}04\,(f'_c/f_y)$

$\rho = 0{,}0050$ | $\rho = 0{,}0050$

$0{,}75\,\rho_b = 0{,}0152$ | $0{,}04\,(f'_c/f_y) = 0{,}0019$

Cumple | Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria es $\rho = 0{,}0056$

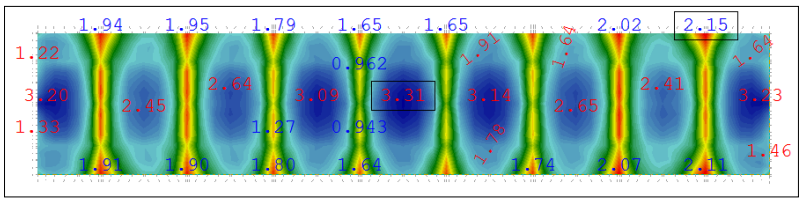
El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s = 8{,}40 cm^2}$. Se elige una armadura ϕ 12 a 20 cm (10,05 cm^2, $\rho = 0{,}006 < 0{,}75\,\rho_b$).

Armadura Principal Paralela al tráfico

Los momentos flectores máximos longitudinales se obtienen con el mismo procedimiento anterior.

1) Carga Muerta:

a) Peso Propio



Fi. 4.35 Momentos flectores longitudinales a lo largo de la losa bajo peso propio (en kNm).

b) Carga Permanente

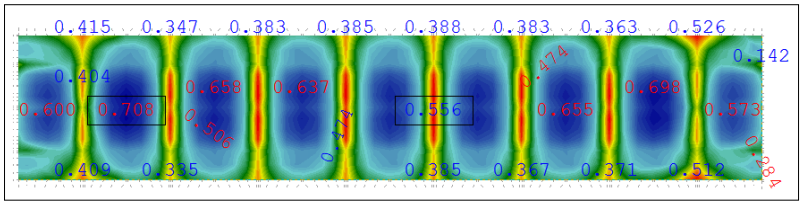


Fig. 4.36 Momentos flectores longitudinales a lo largo de la losa bajo carga permanente (en kNm).

2) Carga Viva:

a) Carga Vehicular

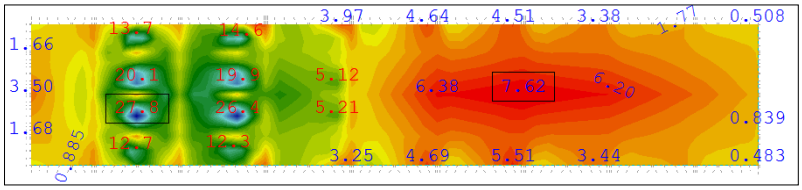


Fig. 4.37 Momentos flectores longitudinales a lo largo de la losa bajo carga viva vehicular (en kNm).

b) Carga sobre aceras

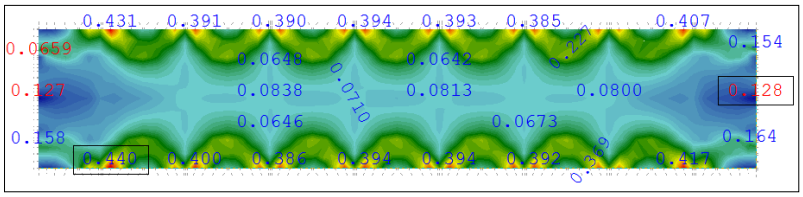


Fig. 4.38 Momentos flectores longitudinales a lo largo de la losa bajo carga viva sobre aceras (en kNm).

Tabla. 4.5 Resumen de esfuerzos longitudinales según estado de carga, losa central.

Estados de Carga	My (+) [kNm]
PP	3,310
CP (asfalto+50%, barreras)	0,708
SC vehicular (+20%+30% impacto)	27,800
SC aceras	0,127
1,3[D+(L+I)]	41,529

Cálculo de la armadura secundaria paralela al tráfico:

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 41,6 kNm

M_n = 41,6 kNm / ϕ = 41,6 kNm / 0,9 = 46,2 kNm

b = ancho = 1 m (se diseña la losa como una viga de ancho unitario)

R_{inf} = Recubrimiento Inferior[1] = 3,7 cm

[1]Esta armadura se coloca sobre la armadura perpendicular al tráfico, por lo tanto es el recubrimiento inferior más el diámetro de la armadura principal.

D_{arm} = Diámetro Armadura = 12 mm

h = Espesor losa = 20 cm

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: $d = 0,157$ m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: $\rho = 0,0047$

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene $\beta_1 = 0,850$

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene $\rho_b = 0,0202$

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0{,}75\,\rho_b$ Condición 2: $\rho > 0{,}04\ (f'_c/f_y)$

$\rho = 0{,}0047$ $\rho = 0{,}0047$

$0{,}75\,\rho_b = 0{,}0152$ $0{,}04\ (f'_c/f_y) = 0{,}0019$

Cumple Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria es $\rho = 0{,}0053$

El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s = 7{,}46 cm^2}$. Se elige una armadura ϕ 12 a 20 cm (10,05 cm^2, $\rho = 0{,}006 < 0{,}75\,\rho_b$).

Armadura de distribución:

Según la AASHTO, 3.24.10.2, en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria, esta armadura se calcula como un porcentaje de la armadura principal para el momento positivo.

Cuando la armadura principal es perpendicular al tráfico, el porcentaje de ésta que corresponderá a la armadura de repartición es la siguiente:

$$\% = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\% \qquad \text{[Ec.12]}$$

Sabiendo que $S = 7{,}5$ m, de la ecuación 12 se obtiene un 44,2%.

El área de la armadura de distribución es igual a $0{,}442 \cdot A_s = 0{,}442 \cdot 8{,}40$ cm^2 = 3,71 cm^2. Dado que la armadura calculada para la dirección secundaria con los momentos flectores es mayor, se elige esa armadura.

4.4.1.3.2 Pasillos

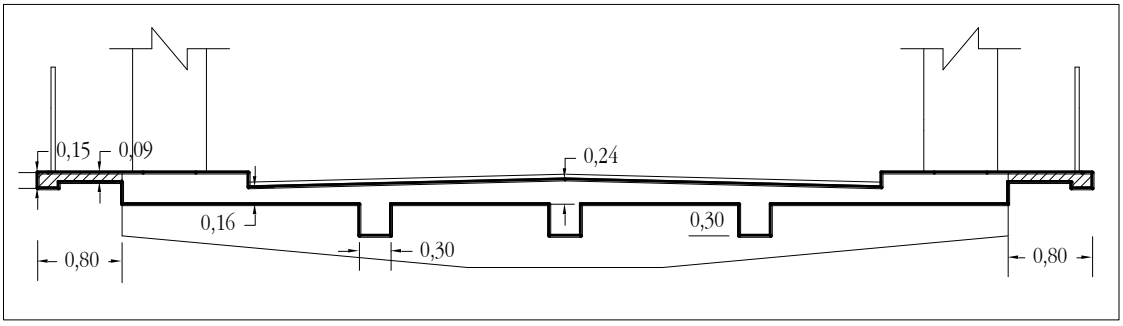


Fig. 4.39 Zona de los pasillos en el corte transversal de la losa.

Para los tramos extremos, el punto 3.24.2.2 (AASHTO) indica que se debe incluir un caso eventual en el que una rueda se ubique sobre el pasillo teniendo que estar a 0,305 m del borde interno de la baranda, sin embargo, también se estipula, en dicho punto, que esto se debe obviar en pasillos protegidos por barreras de tráfico, en este caso las péndolas del arco presentan una barrera hacia el paso de los vehículos al pasillo, por lo que no se realiza este cálculo eventual. El cálculo de acero necesario para los pasillos se realiza de la misma forma que para el tramo central de la losa. Los esfuerzos principales resultan de los momentos flectores longitudinales, por lo que la armadura principal es paralela al tráfico.

Los esfuerzos máximos para el momento longitudinal entregados por SOFiSTiK son los siguientes:

Tabla. 4.6 Resumen de esfuerzos según estado de carga, pasillos.

Estados de Carga	My (+) [kNm]	My (-) [kNm]
PP	1,270	2,370
CP (asfalto+50%, barreras)	0,360	0,657
SC vehicular (+20%+30% impacto)	3,016	1,520
SC aceras	0,356	1,170
1,3[D+(L+I)]	6,503	7,432

Momento Negativo: Cálculo armadura superior.

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 7,5 kNm

M_n = 7,5 kNm / ϕ = 7,5 kNm / 0,9 = 8,3 kNm

b = ancho = 0,80 m

R_{inf} = Recubrimiento Superior = 2,5 cm

D_{arm} = Diámetro Armadura = 10 mm

h = Espesor losa = 9 cm

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: $d = 0,060$ m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: $\rho = 0,0076$

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene $\beta_1 = 0,850$

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene $\rho_b = 0,0202$

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0{,}75\,\rho_b$	Condición 2: $\rho > 0{,}04\,(f'_c/f_y)$
$\rho = 0{,}0076$	$\rho = 0{,}0076$
$0{,}75\,\rho_b = 0{,}0152$	$0{,}04\,(f'_c/f_y) = 0{,}0019$
Cumple	Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria es $\rho = 0{,}0085$

El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s, = 3{,}66\ cm^2}$. Se elige una armadura superior de ϕ 10 a 15 cm (3,77 cm^2, $\rho = 0{,}008 < 0{,}75\,\rho_b$).

Momento Positivo: Cálculo armadura inferior.

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 6,503 kNm

M_n = 6,503 kNm / ϕ = 6,503 kNm / 0,9 = 7,651 kNm

b = ancho = 1 m (se diseña como una viga con un ancho unitario)

R_{inf} = Recubrimiento Inferior = 2,5 cm

D_{arm} = Diámetro Armadura = 10 mm

h = Espesor losa = 9 cm

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: d = 0,06 m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: $\rho = 0{,}0051$

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene $\beta_1 = 0{,}850$

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene $\rho_b = 0{,}0202$

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0{,}75\,\rho_b$	Condición 2: $\rho > 0{,}04\,(f'_c/f_y)$
$\rho = 0{,}0051$	$\rho = 0{,}0051$
$0{,}75\,\rho_b = 0{,}0152$	$0{,}04\,(f'_c/f_y) = 0{,}0019$
Cumple	Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria es $\rho = 0{,}0051$

El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s = 3{,}06\ cm^2}$. Se elige una armadura ϕ 10 a 30 cm (3,77 cm^2, $\rho = 0{,}007 < 0{,}75\ \rho_b$).

Armadura de distribución:

Según la AASHTO, 3.24.10.2, en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria, esta armadura se calcula como un porcentaje de la armadura principal para el momento positivo.

Cuando la armadura principal es paralela al tráfico, el porcentaje de ésta que corresponderá a la armadura de repartición es la siguiente:

$$\% = \frac{55}{\sqrt{S}} \leq 67\% \qquad \text{[Ec.12]}$$

Sabiendo que $S = 3{,}7$ m, de la ecuación 12 se obtiene un 28,6%.

El área de la armadura de distribución es igual a $0{,}286 \cdot A_s = 0{,}286 \cdot 3{,}66\ \text{cm}^2 = 1{,}05\ \text{cm}^2$. Se elige una armadura ϕ 8 a 30 cm (2,62 cm^2, 0,04 (f'_c/f_y) $\leq \rho = 0{,}004 < 0{,}75\ \rho_b$).

4.4.1.3.3 Vigas bajo el arco

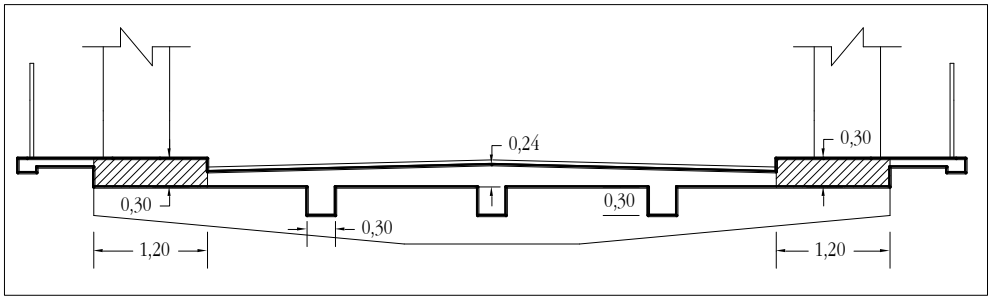


Fig. 4.40 Zona de vigas bajo el arco en el corte transversal de la losa.

La armadura principal se calcula paralela al tráfico. La longitud de cálculo de estas vigas es la distancia entre péndolas, así $S = 3{,}7$ m. Los esfuerzos máximos para el momento longitudinal entregados por SOFiSTiK son los siguientes:

Tabla. 4.7 Resumen de esfuerzos según estado de carga, vigas bajo el arco.

Estados de Carga	My (-) [kNm]	My (+) [kNm]	Vz [kN]	Nx [kN]
PP	19,100	0,864	33,700	2,380
CP (asfalto+50%, barreras)	3,850	0,000	7,490	0,368
SC vehicular (+20%+30% impacto)	52,000	17,500	95,600	4,390
SC aceras	6,090	0,058	11,800	0,531
1,3[D+1,67 (L+I)]	155,948	39,242	286,712	14,256

Momento Negativo: Cálculo armadura superior.

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 156 kNm

M_n = 156 kNm / ϕ = 156 kNm / 0,9 = 173,3 kNm

R_{inf} = Recubrimiento Superior[1] = 4 cm

[1]Hormigón de losa en climas moderados, refuerzo superior (3.1003.604, MC).

b = ancho = 1,2 m

D_{arm} = Diámetro Armadura = 16 mm

h = Altura = 30 cm

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: d = 0,252 m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: $\rho = 0,0058$

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene $\beta_1 = 0,850$

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene $\rho_b = 0,0202$

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0,75\,\rho_b$

$\rho = 0,0058$

$0,75\,\rho_b = 0,0152$

Cumple

Condición 2: $\rho > 0,04\ (f'_c/f_y)$

$\rho = 0,0058$

$0,04\ (f'_c/f_y) = 0,0019$

Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria es $\rho = 0,0058$

El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s, = 17{,}68\ cm^2}$. Se elige una armadura superior de 9 ϕ 16 (18,1 cm^2, $\rho = 0{,}006 < 0{,}75\ \rho_b$).

Momento Positivo: Cálculo armadura inferior.

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 39,3 kNm

M_n = 39,3 kNm / ϕ = 39,3 kNm / 0,9 = 43,7 kNm

b = ancho = 1,2 m

R_{inf} = Recubrimiento Inferior[1] = 2,5 cm

[1]Hormigón de losa en climas moderados, refuerzo inferior (3.1003.604, MC).

D_{arm} = Diámetro Armadura = 12 mm

h = Altura = 30 cm

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: d = 0,269 m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: $\rho = 0{,}0012$

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene $\beta_1 = 0{,}850$

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene $\rho_b = 0{,}0202$

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0{,}75\ \rho_b$	Condición 2: $\rho > 0{,}04\ (f'_c/f_y)$
$\rho = 0{,}0012$	$\rho = 0{,}0012$
$0{,}75\ \rho_b = 0{,}0152$	$0{,}04\ (f'_c/f_y) = 0{,}0019$
Cumple	No Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria se toma igual a la mínima, por lo tanto $\rho = 0{,}0019$

El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s = 6{,}15\ cm^2}$. Se elige una armadura superior de 9 ϕ 12 (10,2 cm^2, $\rho = 0{,}003 < 0{,}75\ \rho_b$).

Corte:

$\phi V_n = V_u$ = Corte de diseño = 286,8 kN

V_n = 286,8 kN/0,85 = 337,412

N_u = Carga axial mayorada, debe tomarse negativa para la tracción = -14,3 kN

A_g = Área bruta de la sección.

$A_g = 1200 \cdot 300 = 360.000\ mm^2$

b_w = 120 cm

h = 30 cm

d = 26,9 cm

De la Ec.8 se obtiene: V_c = 242,6 kN

De la Ec.7 se obtiene: V_s = 94, 83 kN

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal = 420 N/mm^2

De la Ec. 10 se obtiene: $\frac{A_v}{s}$ = 0,084 cm

A_{min} = Armadura mínima

De la Ec.11 se obtiene: $\frac{A_{min}}{s}$ = 0,089 cm

Limitaciones

Condición: $\frac{A_v}{s} > \frac{A_{min}}{s}$

$\frac{A_v}{s}$ = 0,84 mm

$\frac{A_{min}}{s}$ = 0,89 mm

No Cumple

Consecuentemente la cantidad de acero necesaria será igual a la mínima necesaria, por lo tanto $\frac{A_v}{s} = 0{,}89mm$

Se opta por una armadura E ϕ 10 a 15.

4.4.1.3.4 Vigas Longitudinales

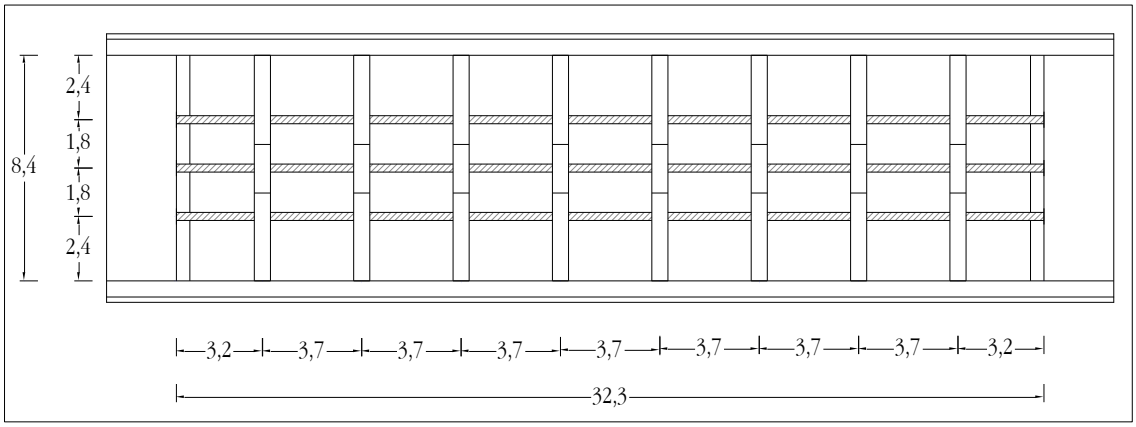
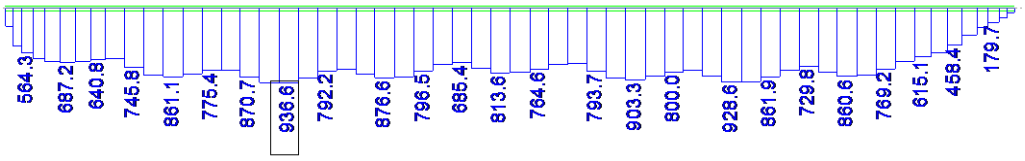
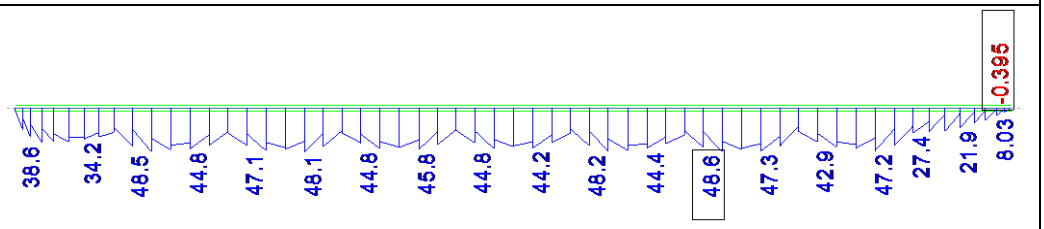
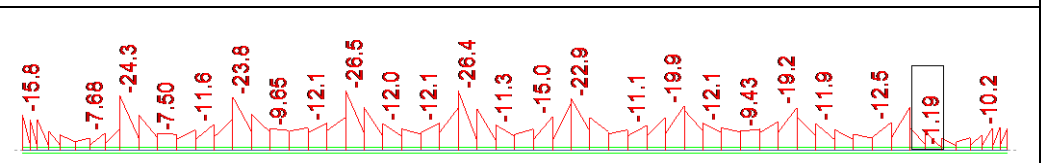
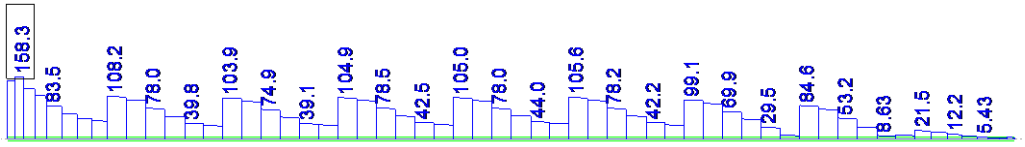
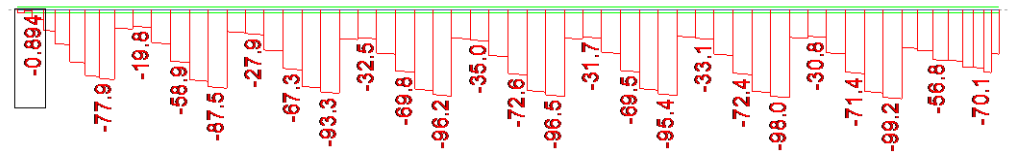


Fig. 4.41 Vigas longitudinales, vista inferior del tablero.

Las envolventes para la combinación de carga 1,3[D+1,67(L+I)] entregadas por SOFiSTiK son las siguientes:

Tabla. 4.8 Envolventes para los esfuerzos sobre vigas longitudinales

Tracción N (máx) [kN]	
Flexión M (máx) [kNm]	
Flexión M (mín) [kNm]	
Corte Vz (máx) [kN]	
Corte Vz (mín) [kN]	

Tracción:

La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse (8.16.2.5, AASHTO), por lo que sólo se toma en cuenta la resistencia a la tracción del acero. La resistencia a la tracción del acero grado A63-42H es igual a 630 MPa. Para una tracción igual a N = 936,6 kN, la armadura mínima del refuerzo debe ser igual a:

$$A_{\min} = \frac{936.600N}{630\frac{N}{mm^2}} = 1486,7mm^2 = 14,9cm^2$$

Momento Positivo: Cálculo armadura inferior.

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 48,6 kNm

M_n = 48,6 kNm / ϕ = 48,6 kNm / 0,9 = 54 kNm

b = ancho = 0,3 m

R_{inf} = Recubrimiento Inferior[1] = 2,5 cm

[1]Hormigón de losa en climas moderados, refuerzo inferior (3.1003.604, MC).

D_{arm} = Diámetro Armadura = 22 mm

h = Altura = 50 cm (alto de la viga 30 cm + la altura de la losa 20 cm)

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: d = 0,464 m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: ρ = 0,0020

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene β_1 = 0,850

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene ρ_b = 0,0202

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0,75\,\rho_b$

ρ = 0,0020

$0,75\,\rho_b$ = 0,0152

Cumple

Condición 2: $\rho > 0,04\,(f'_c/f_y)$

ρ = 0,0020

$0,04\,(f'_c/f_y)$ = 0,0019

No Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria se toma igual a la mínima, por lo tanto $\rho = 0{,}0024$

El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s = 2{,}84\ cm^2}$. Se elige una armadura superior de 2 ϕ 22 (7,6 cm^2, $\rho = 0{,}0051 < 0{,}75\ \rho_b$), tomando en cuenta el acero necesario para resistir la tracción (mitad del acero necesario = 7,43 cm^2).

Momento Negativo: Cálculo armadura superior.

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 26,9 kNm

M_n = 26,9 kNm / ϕ = 26,9 kNm / 0,9 = 29,9 kNm

R_{inf} = Recubrimiento Superior[1] = 4 cm

[1]Hormigón de losa en climas moderados, refuerzo superior (3.1003.604, MC).

b = ancho = 1,2 m

D_{arm} = Diámetro Armadura = 22 mm

h = Altura = 50 cm

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: d = 0,449 m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: $\rho = 0{,}0012$

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene $\beta_1 = 0{,}850$

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene $\rho_b = 0{,}0202$

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0{,}75\ \rho_b$	Condición 2: $\rho > 0{,}04\ (f'_c/f_y)$
$\rho = 0{,}0012$	$\rho = 0{,}0012$
$0{,}75\ \rho_b = 0{,}0152$	$0{,}04\ (f'_c/f_y) = 0{,}0019$
Cumple	No Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria se toma como la mínima $\rho = 0{,}0019$. El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s, = 2{,}57\ cm^2}$. Se elige una armadura superior de 2 ϕ 22 (7,6 cm^2, $\rho = 0{,}006 < 0{,}75\ \rho_b$), tomando en cuenta el acero necesario para resistir la tracción.

La suma de las áreas de la armadura superior e inferior es igual a 7,6 cm^2+7,6 cm^2=15,2 cm^2>14,9 cm^2 necesarios para resistir la tracción en el elemento.

Corte:

$\phi V_n = V_u$ =Corte de diseño = 158,3 kN (Máximo absoluto)

V_n = 158,3 kN/0,85 = 186,3 kN

N_u = Carga axial mayorada, debe tomarse negativa para la tracción = -477,1 kN

A_g = Área bruta de la sección.

$A_g = 30 \cdot 50 = 1.500\ cm^2$

b_w = 30 cm

h = 50 cm

d = 46,9 cm

De la Ec.8 se obtiene: V_c = 8,302 kN

De la Ec.7 se obtiene: V_s = 177,934 kN

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal = 420 N/mm^2

De la Ec. 10 se obtiene: $\frac{A_v}{s} = 0{,}090$ cm

A_{min}= Armadura mínima

De la Ec.11 se obtiene: $\frac{A_{min}}{s} = 0{,}020$ cm

Limitaciones

Condición 1: $\frac{A_v}{s} > \frac{A_{min}}{s}$

$\frac{A_v}{s} = 0{,}090$ cm

$\frac{A_{min}}{s} = 0{,}020$ cm

Cumple

Condición 2: $V_s \le 0{,}66\sqrt{f_c'}\, b_w d$

V_s = 177,934 kN

$0{,}66\sqrt{f_c'}\, b_w d$ = 415,29 kN

Cumple

Consecuentemente la cantidad de acero necesaria será igual a $\frac{A_v}{s} = 0{,}090$ cm

Se opta por una armadura de corte E ϕ 12 a 20.

4.4.1.3.5 Vigas Transversales

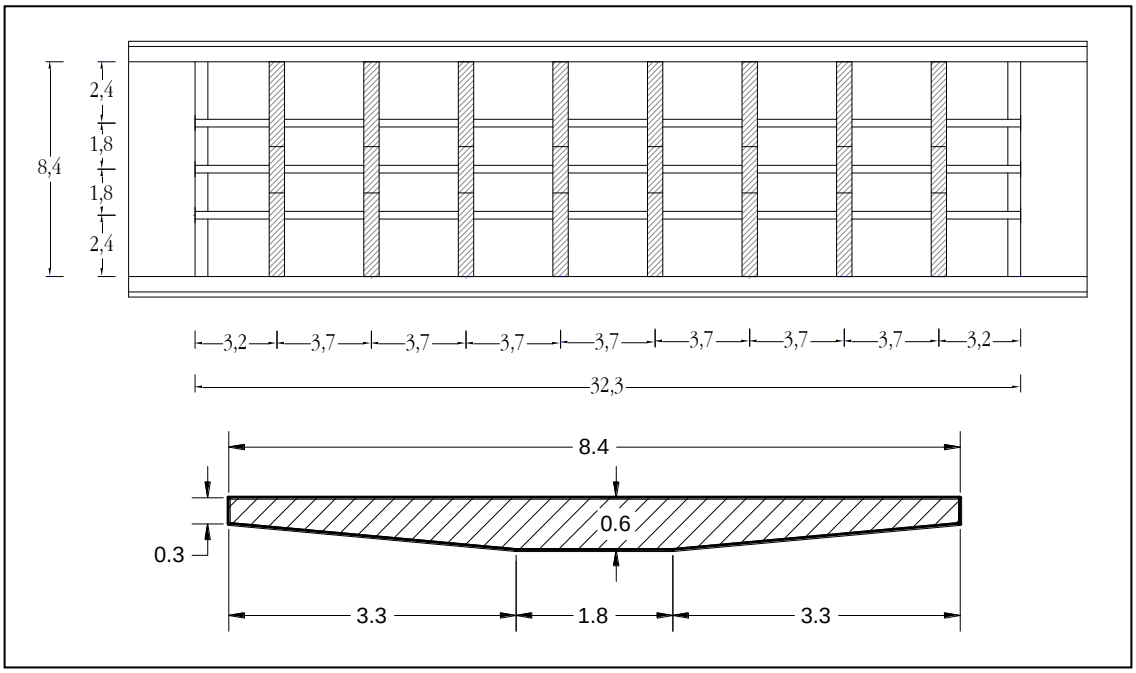
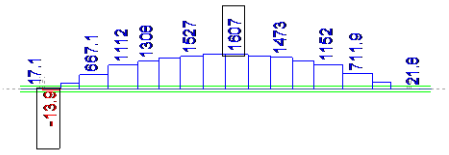
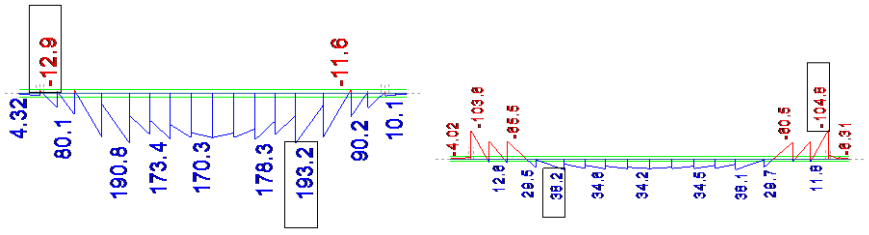
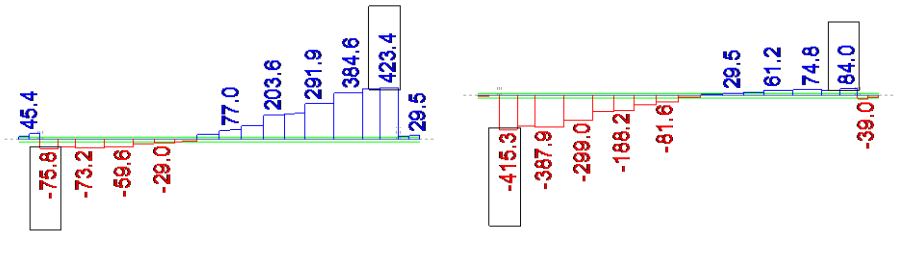


Fig. 4.42 Vigas transversales, vista inferior del tablero y sección longitudinal de la viga.

Las envolventes para la combinación de carga 1,3[D+1,67(L+I)] entregadas por SOFiSTiK son las siguientes:

Tabla. 4.9 Envolventes para los esfuerzos sobre vigas transversales

Tracción N (máx) [kN]	
Flexión M (máx, mín) [kNm]	
Corte Vz (máx, mín) [kN]	

Tracción:

Al igual que en el caso de las vigas longitudinales, estas vigas se encuentran sometidas a tracción, por lo que es necesaria una armadura mínima. Para una tracción igual a N = 1607 kN, la armadura mínima del refuerzo debe ser igual a:

$$A_{\min} = \frac{1607.000N}{630\frac{N}{mm^2}} = 2550,79mm^2 = 25,5cm^2$$

Se utiliza al mismo procedimiento de cálculo usado para el cálculo de la armadura en las vigas longitudinales.

Momento Positivo: Cálculo armadura inferior.

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 193,2 kNm

M_n = 193,2 kNm / ϕ = 193,2 kNm / 0,9 = 214,67 kNm

b = ancho = 0,6 m

R_{inf} = Recubrimiento Inferior[1] = 5 cm

[1]Hormigón expuesto a la intemperie, refuerzo inferior (3.1003.604, MC).

D_{arm} = Diámetro Armadura = 22 mm

h = Altura = 70 cm

Se utiliza la altura de la viga en el lugar de mayor solicitación + la altura de la losa (20 cm)

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: d = 0,639 m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: ρ = 0,0021

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene β_1 = 0,850

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene ρ_b = 0,0202

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0{,}75\,\rho_b$	Condición 2: $\rho > 0{,}04\ (f'_c/f_y)$
$\rho = 0{,}0021$	$\rho = 0{,}0021$
$0{,}75\,\rho_b = 0{,}0152$	$0{,}04\ (f'_c/f_y) = 0{,}0019$
Cumple	Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria es $\rho = 0{,}0047$

El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s = 8{,}22\ cm^2}$. Se elige una armadura inferior de 4 ϕ 22 (15,21 cm^2 , $\rho = 0{,}004 < 0{,}75\,\rho_b$).

Momento Negativo: Cálculo armadura superior.

Datos:

ϕM_n = Momento de Diseño = 104,8 kNm

M_n = 104,8 kNm / ϕ = 104,8 kNm / 0,9 = 116,44 kNm

b = ancho = 0,6 m

R_{inf} = Recubrimiento Inferior[1] = 5 cm

[1]Hormigón expuesto a la intemperie, refuerzo inferior (3.1003.604, MC).

D_{arm} = Diámetro Armadura = 22 mm

h = Altura = 50 cm

Se utiliza la altura de la viga en la zona de los apoyos, donde el momento negativo es mayor + la altura de la losa (20 cm)

d = Distancia de la fibra extrema del hormigón en compresión al centroide de la armadura en tracción.

De la Ecuación 2 se obtiene: d = 0,439 m

ρ = Cuantía de la armadura en hormigón

De la Ecuación 1 se obtiene: $\rho = 0{,}0025$

β_1 = Factor de proporcionalidad al bloque rectangular

De la ecuación 4 se obtiene $\beta_1 = 0{,}850$

ρ_b = Cuantía de balance.

De la Ecuación 3 se obtiene $\rho_b = 0{,}0202$

Limitaciones

Condición 1: $\rho < 0{,}75\,\rho_b$	Condición 2: $\rho > 0{,}04\ (f'_c/f_y)$
$\rho = 0{,}0025$	$\rho = 0{,}0025$
$0{,}75\,\rho_b = 0{,}0152$	$0{,}04\ (f'_c/f_y) = 0{,}0019$
Cumple	Cumple

Consecuentemente la cuantía de acero necesaria es $\rho = 0{,}0090$

El área de acero necesaria, despejando A_s del punto 8.2 de la AASHTO, $A_s = \rho bd$, es por consiguiente $\mathbf{A_s = 6{,}52\ cm^2}$. Se elige una armadura inferior de 4 ϕ 22 (15,21 cm^2 , $\rho = 0{,}006 < 0{,}75\,\rho_b$).

La suma de las áreas de la armadura superior e inferior es igual a 15,21 cm^2+15,21 cm^2=30,42 cm^2 necesarios para resistir la tracción en el elemento (>25,5 cm^2).

Corte:

$\phi V_n = V_u$ =Corte de diseño = 423,4 kN

V_n = 423,4 kN/0,85 = 498,118 kN

N_u = Carga axial mayorada, debe tomarse negativa para la tracción = - 40,1 kN

A_g = Área bruta de la sección.

$A_g = 600 \cdot 500 = 300.000\ mm^2$

b_w = 60 cm

h = 50 cm

Se utiliza la altura de la viga en la zona de los apoyos, donde el corte es mayor + la altura de la losa (20 cm)

d = 45,5 cm

De la Ec.8 se obtiene: $V_c = 215{,}597$ kN

De la Ec.7 se obtiene: $V_s = 282{,}520$ kN

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal = 420 N/mm^2

De la Ec. 10 se obtiene: $\frac{A_v}{s} = 0{,}148$ cm

A_{min}= Armadura mínima

De la Ec.11 se obtiene: $\frac{A_{min}}{s} = 0{,}040$ cm

Limitaciones

Condición: $\frac{A_v}{s} > \frac{A_{\min}}{s}$

$\frac{A_v}{s} = 0{,}148$ cm

$\frac{A_{\min}}{s} = 0{,}040$ cm

Cumple

Consecuentemente la cantidad de acero necesaria será igual $\frac{A_v}{s} = 0{,}148 cm$

Se opta por una armadura E ϕ 10 a 10.

4.4.1.3.6 Péndolas

Para las péndolas, los arriostramientos y el arco, se tomarán en cuenta para el diseño, todas las combinaciones descritas en el punto 4.3.5. El proceso de cálculo es el siguiente: Se crean las cargas, luego se realizan las 6 combinaciones descritas en el punto 4.3.5 y se obtiene las envolventes para cada combinación.

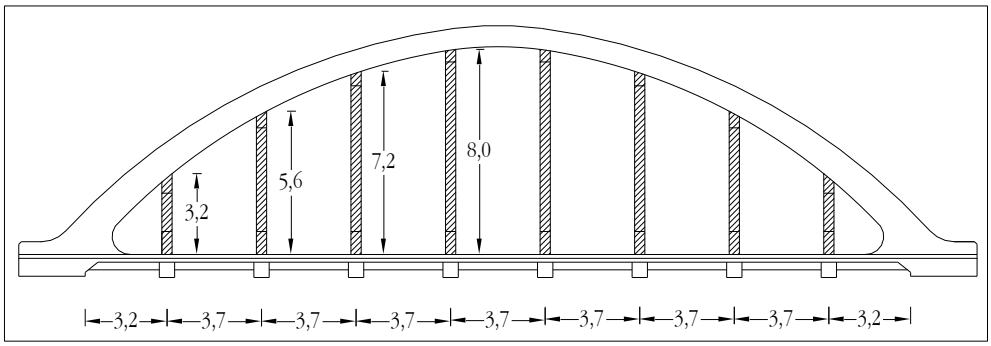
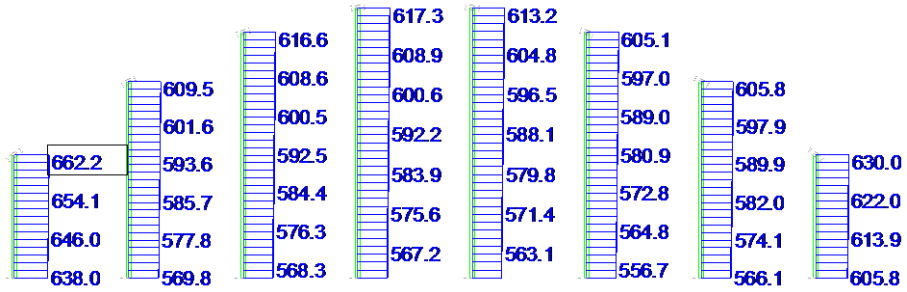
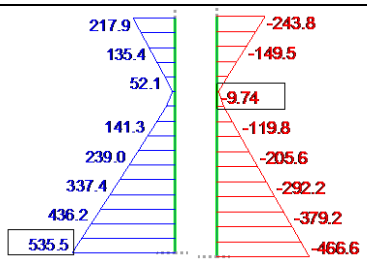
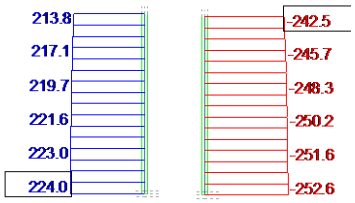


Fig. 4.43 Péndolas, vista lateral.

Las envolventes de cada combinación entregadas por SOFiSTiK son las siguientes:

Tabla. 4.10 Envolventes para los esfuerzos sobre péndolas

Tracción N (máx) [kN]	 Los esfuerzos axiales mayores los entrega la Combinación 1: 1,3[D+1,67(L+I)]
Flexión M (máx, mín) [kNm]	 Los esfuerzos máximos flectores los entrega la Combinación 6: 1,3[D+E], con el sismo principal actuando de manera transversal. La imagen muestra los máximos en la péndola más solicitada.
Corte Vz (máx, mín) [kN]	 Los esfuerzos máximos de corte los entrega la Combinación 6: 1,3[D+E], con el sismo principal actuando de manera transversal. La imagen muestra los máximos en la péndola más solicitada.

Tracción:

Al igual que en el caso de las vigas longitudinales, estas péndolas se encuentran sometidas a tracción, por lo que es necesaria una armadura mínima que la soporte. Para una tracción igual a N = 662 kN, la armadura mínima del refuerzo debe ser igual a:

$$A_{\min} = \frac{662.000N}{630\frac{N}{mm^2}} = 1050,79mm^2 = 10,51cm^2$$

Flexión:

ϕM_n = 535,5 kNm $\Rightarrow M_n$ = 594,5 $M_{máx}$ = 346,43 $\Rightarrow M_n > M_{máx}$, por lo tanto se debe calcular como una viga doblemente armada, con acero en compresión.

Según apuntes de Hormigón Armado II, el acero total requerido tiene la siguiente fórmula:

$$A_{s\ total_{req}} = A_s + A'_s = bd\rho_{\max} + \frac{M_n - M_{\max}}{(d-d')f_y}$$

Así:

$A_s = bd\rho_{\max}$ = 30,46 cm^2

$$A'_s = \frac{M_n - M_{\max}}{(d-d')f_y} = \frac{248}{(0,334-0,066)\cdot 4.200} = 22,03cm^2$$

$\Rightarrow$ **A_s = 30,5 cm^2**. Se elige una armadura en tracción de 3 ϕ 32 (24,13 cm^2)

$\Rightarrow$ **A_s' = 22,03 cm^2**. Se elige una armadura en compresión de 3 ϕ 32 (24,13 cm^2)

Corte:

$\phi V_n = V_u$ = Corte de diseño = 252,6 kN

V_n = 423,4 kN/0,85 = 297,18 kN

N_u = Carga axial mayorada, debe tomarse negativa para la tracción = - 521,2 kN

A_g = Área bruta de la sección.

A_g = 40 · 40 = 1600 cm^2

b_w = 40 cm

h = 40 cm

d = 34,4 cm

De la Ec.8 se obtiene: $V_c = 6{,}47$ kN

De la Ec.7 se obtiene: $V_s = 290{,}71$ kN

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal = 420 N/mm^2

De la Ec. 10 se obtiene: $\frac{A_v}{s} = 0{,}201$ cm

A_{min} = Armadura mínima

De la Ec.11 se obtiene: $\frac{A_{min}}{s} = 0{,}027$ cm

Limitaciones

Condición: $\frac{A_v}{s} > \frac{A_{min}}{s}$

$\frac{A_v}{s} = 0{,}201$ cm

$\frac{A_{min}}{s} = 0{,}027$ cm

Cumple

Consecuentemente la cantidad de acero necesaria será igual $\frac{A_v}{s} = 0{,}201 cm$

Se opta por una armadura E ϕ 12 a 10.

4.4.1.3.7 Arcos

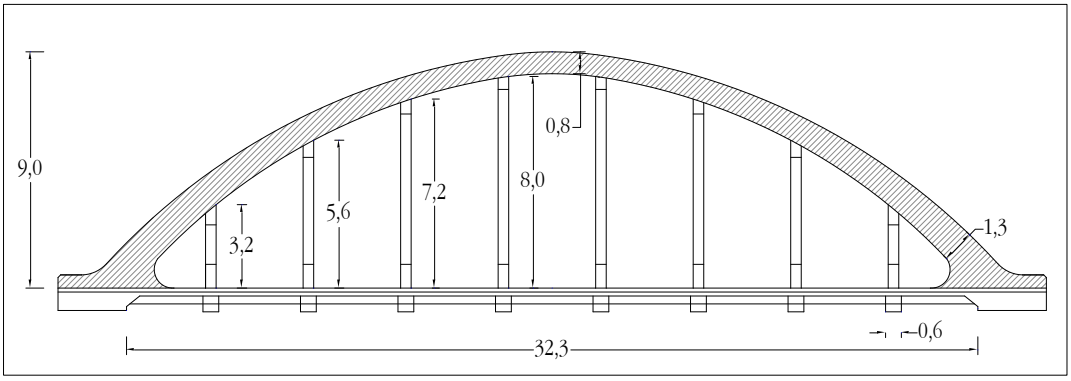


Fig. 4.44 Arco, vista lateral del puente.

El punto 8.14.3 de la norma AASHTO, indica que los esfuerzos de flexión y compresión que se producen en un arco de concreto deben estar en concordancia con lo establecido en los artículos 8.16.4 y 8.16.5. El primer artículo corresponde al diseño de elementos en compresión (o columnas) bajo cargas axiales o una combinación de carga axial con flexión, y el segundo artículo corresponde a los efectos de esbeltez en miembros en compresión. Según el punto 8.14.3.2 (AASHTO), para puentes tipo arco atirantado con tablero inferior, los efectos de pandeo deben ser evaluados con un análisis racional, tomando en cuenta lo estipulado en el artículo 8.16.5.1.1. Sin embargo, Douglas Nettleton (1977) afirma que para puentes tipo arco atirantado, la magnificación de momentos no se debería realizar, debido a que en cualquier punto de un puente atirantado, el tirante y la línea del arco tienen una deflexión prácticamente igual. Así el brazo del momento entre la tensión en el tirante y la componente horizontal del empuje del arco se mantiene constante para cualquier sección, independientemente de la deflexión. Tomando esto en cuenta, para la presente Tesis no se realizará el procedimiento de momentos magnificados y se diseñará el arco como una columna corta. La AASHTO en el punto 8.16.4.1.2 establece una limitación adicional en la resistencia de las columnas, para de alguna forma compensar excentricidades de cargas.

Flexocompresión:

El procedimiento de cálculo será suponer una armadura mínima y luego utilizar el mismo refuerzo a lo largo del arco. Como la sección es variable, se diseñará para la sección menor (80 cm x 70 cm) y la sección mayor (130 cm x 70 cm). Ya que el refuerzo mínimo corresponde al 1% de la sección (10.9.1 ACI), se supondrá ese acero para la sección mayor, y se mantendrá hasta la sección menor. El 1% de la sección mayor corresponde a 130 x 70 x 0,001 = 91 cm^2. De esta forma se define una armadura de 16 ϕ 28 que corresponde a 98,5cm^2.

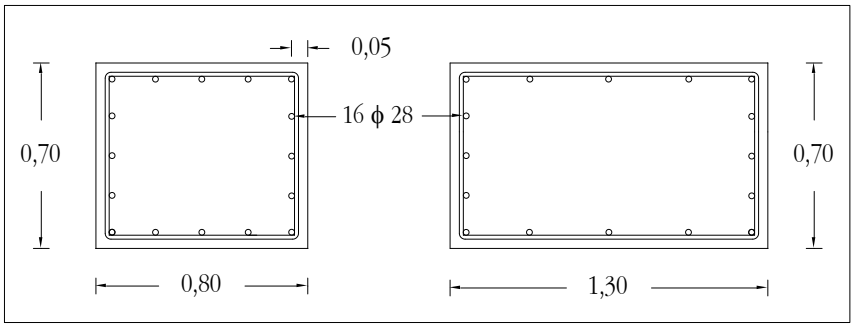


Fig. 4.45 Esquema de la distribución del refuerzo en las secciones del arco.

Sección 70x80

Datos:

f'_c = Resistencia específica cilíndrica a la compresión del Hormigón

Para un hormigón H25: $f'c = 20$ N/mm^2 3.1003.601 (1), Tabla 3.1003.601.A, MC

f_y = Resistencia a la fluencia del acero

Para un acero A63-42H $f_y = 420$ Mpa 3.1003.601 (1), Tabla 3.1003.601.B, MC

E_s = Módulo de Elasticidad

$E_s = 210.000 Mpa$ 8.7.2 ASSHTO

a) Condición Balanceada:

$\in_u$ = Deformación unitaria última = 0,003 10.2.3, ACI

$$\in_y = \frac{f_y}{E_s} = 0{,}002$$

d' = 0,05 m;

d = 0,75 m

b = 0,70 m

$$c_b = d\frac{\in_u}{\in_u + \in_y} = 0{,}45 \text{ m}$$

b) Bloque de Esfuerzos

a = Espesor de la distribución rectangular equivalente de los esfuerzos de compresión.

$a = \beta_1 c_b$

$\beta_1 = 0{,}85$ para f'_c entre 17 y 28 MPa.

$a = 0{,}3825$ m

Resultante a compresión:

C $= 0{,}85 f'_c a\, b = 4551{,}75$ kN

c) Ejemplo de Esfuerzos Unitarios

Para $\in_{s1}$ en la figura 4.44 se observa la relación:

$$\frac{0{,}003}{c_b} = \frac{\in_{s1}}{c_b - d'} \Rightarrow \in_{s1} = 0{,}00280$$

De la ecuación:

$$f_{s1} = \in_u E_s \frac{d-c}{c} \leq f_y$$

$$f_{s1} = 560\,MPa > 420\,MPa \Rightarrow f_{s1} = 420\,MPa$$

Con el mismo prodecimiento anterior se obtiene:

$$\in_{s2} = 0{,}00280 \rightarrow f_{s2} = 315\,Mpa$$

$$\in_{s3} = 0{,}00129 \rightarrow f_{s3} = 70\,Mpa$$

$$\in_{s4} = 0{,}00055 \rightarrow f_{s4} = -175\,Mpa$$

$$\in_{s5} = -0{,}00020 \rightarrow f_{s5} = -420\,Mpa$$

d) Fuerzas en Acero

$C_{s1} = A_s f_{s1} = 3080\ mm^2 \cdot 420\ N/mm^2 = 1293{,}6$ kN

De la misma forma:

$C_{s2} = 387{,}35$ kN

$C_{s3} = 86{,}10$ kN

$T_{s4} = -215{,}25$ kN

$T_{s5} = -1293{,}6$ kN

e) Carga Axial y Momento de Balance

Para obtener el balance hacemos equilibrio de fuerzas:

$N_b = C + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T_{s4} - T_{s5} = 4810{,}1$ kN

Lo mismo se realiza para el momento y se obtiene:

$M_b = 1961{,}2$ kNm

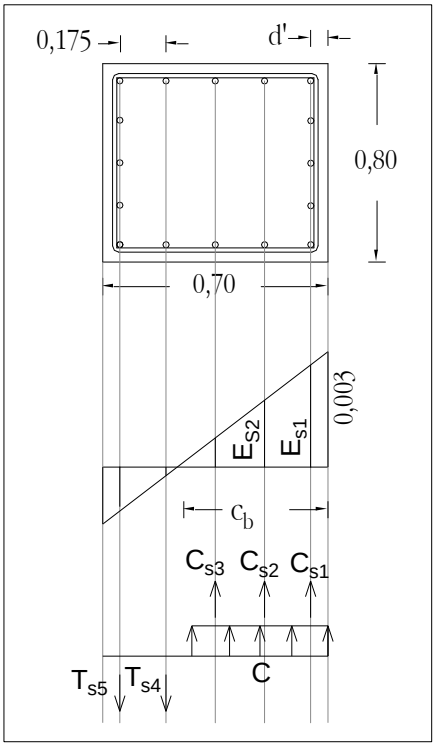


Fig. 4.46 Esquema de cálculo para encontrar los esfuerzos de balance.

Por lo tanto se obtiene el punto de inflexión del diagrama de interacción (M_b, N_b). Para obtener los otros puntos del diagrama se toman diferentes valores para c y se agrega el límite de ϕP_n descrito anteriormente. Así se obtiene el siguiente diagrama de interacción:

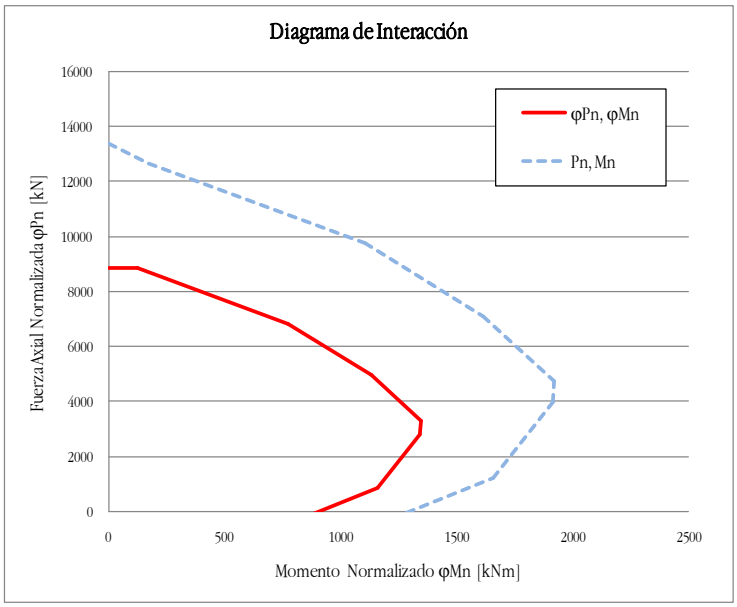


Fig. 4.47 Diagrama de Interacción para el arco en su sección de 70x80.

Luego, se buscan combinaciones de carga Mu, Pu, y deben quedar dentro de los límites.

Antes de evaluar y comprobar la sección se debe agregar el aumento de las tensiones debido a la no linealidad geométrica del arco.

No Linealidad Geométrica:

Se debe considerar la no linealidad geométrica del comportamiento de los arcos, introduciendo deformaciones impuestas o imperfección equivalente, para estudiar la influencia que tiene la deformada del arco cuando varía la carga. El Eurocódigo 2, para proyectos de estructuras de hormigón, señala en el punto 2.5.1.3 P(1), que en los estados límite últimos se deberán considerar los efectos de las posibles imperfecciones en la geometría de la estructura sin carga. Así, también señala que las secciones individuales se diseñarán para las solicitaciones que resulten del análisis global, combinando los efectos de las acciones y los de las imperfecciones en forma conjunta (2.5.1.3 P(2), EN-1992-1-1: 1991).

Cuando una estructura se esté analizando en conjunto, los posibles efectos de las imperfecciones pueden evaluarse suponiendo que la estructura está inclinada un ángulo *v* con respecto a la vertical (2.5.1.3 P(2) (4), EN-1992-1 1: 1991): $\nu = \frac{1}{100\sqrt{l}}$

Con l igual a la altura total de la estructura en metros.

Para el caso del presente puente, con una altura de 9 metros, la inclinación será igual a:

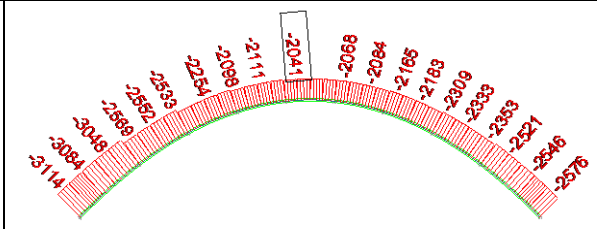
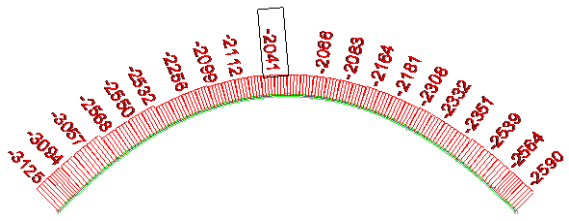
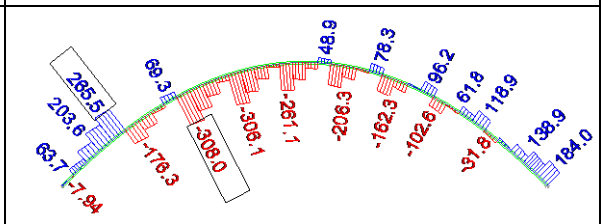
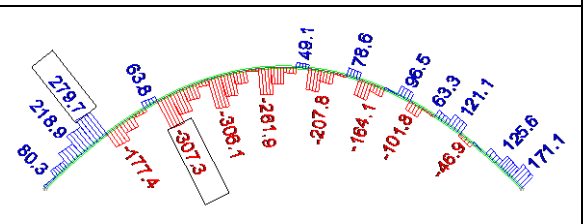
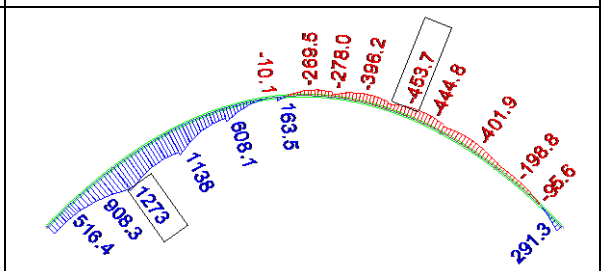
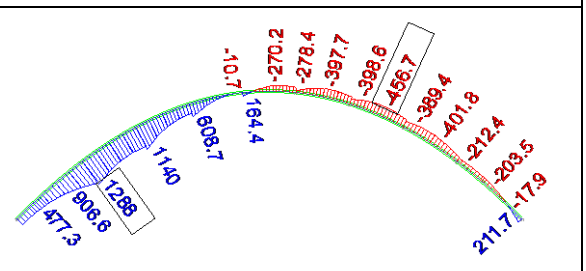
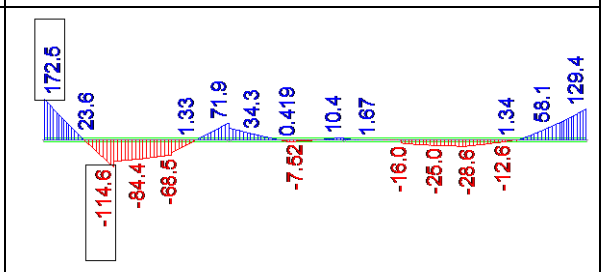
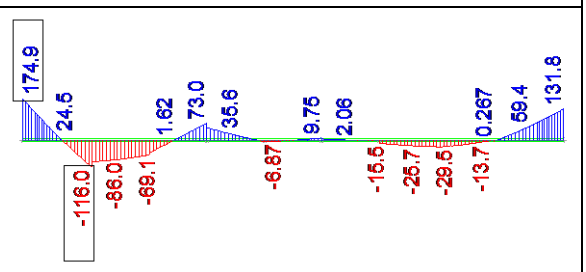
$$\nu = \frac{1}{100\sqrt{9}} = \frac{1}{300}$$

El valor de *v* no debe tomarse menos de 1/400 cuando los efectos de segundo orden no sean significativos o menor que 1/200 cuando tengan que considerarse.

Los efectos de segundo orden se tendrán en cuenta cuando puedan afectar significativamente a la estabilidad del conjunto de la estructura o cuando puedan provocar que se alcance un estado límite último en alguna sección crítica (2.5.1.4 EN-1992-1-1: 1991).

Para determinar la importancia de los efectos de segundo orden, se realiza el cálculo con una misma carga estática, tanto lineal, como no lineal. La carga será la que produce los mayores esfuerzos.

Tabla. 4.11 Comparación entre cálculos Lineales y No lineales, bajo una misma carga.

	CÁLCULO LINEAL	CÁLCULO NO LINEAL
Axial [kN]		
Corte [kN]		
Flexión Longitudinal [kNm]		
Flexión Transversal[kNm]		

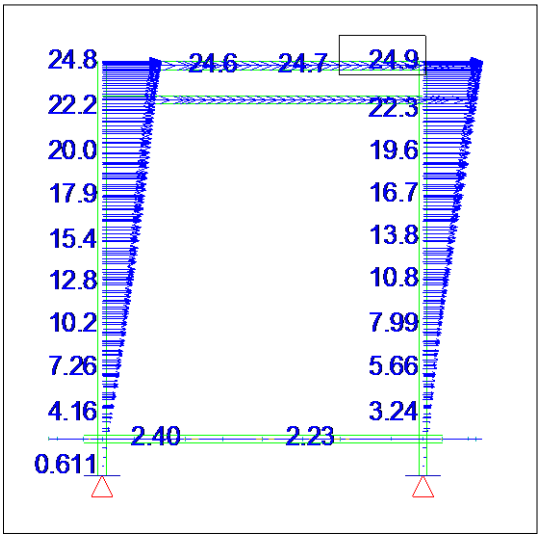
La comparación se realiza con los esfuerzos máximos que son los utilizados para el diseño de la armadura y donde se podría producir el estado de límite último.

Tabla. 4.12 Porcentaje de aumento en esfuerzos máximos debido al cálculo no Lineal.

Esfuerzo	Cálculo Lineal Máximo	Cálculo No Lineal Máximo	% de aumento de esfuerzos
Axial	3114 kN	3125 kN	0,353%
Corte	308,0 kN	307,3 kN	-0,227%
Flexión Longitudinal	1273 kNm	1288 kNm	1,178%
Flexión Transversal	172,5 kNm	174,9 kNm	1,391%

En algunos sectores el aumento de los esfuerzos debido a la no linealidad es mayor, pero son en lugares donde los esfuerzos son menores a los utilizados en el diseño, por lo que la sección será capaz de tomar este aumento sin alcanzar el estado último.

Como se observa en la Tabla 4.9, el aumento de los esfuerzos utilizados en el diseño no sobrepasa del 2%, por lo que no son significativos para el cálculo. Conociendo esto, el valor límite del grado de inclinación de la estructura se toma igual a $v = 1/400$, con v en radianes.



4.48 Deformación impuesta a la estructura.

Como se indicaba anteriormente, en los estados límite últimos se deberán considerar los efectos de las posibles imperfecciones en la geometría de la estructura sin carga. A continuación se comparan las solicitaciones bajo peso propio.

Tabla. 4.13 Comparación entre cálculos con y sin imperfección, bajo peso propio.

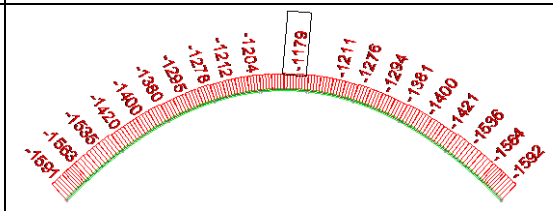
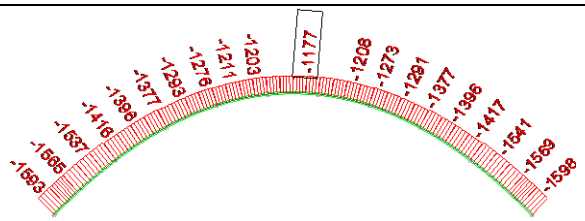
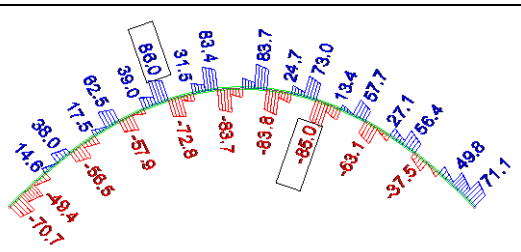
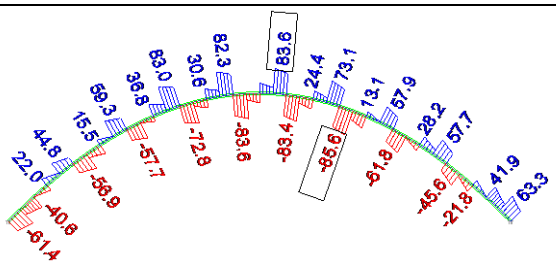
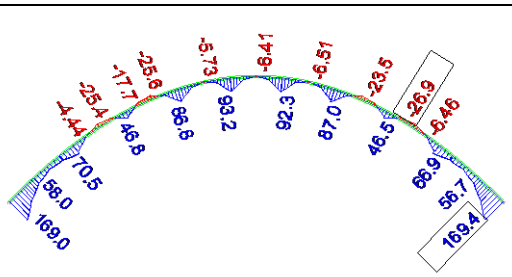
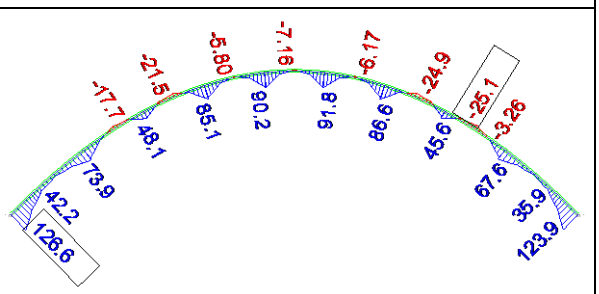
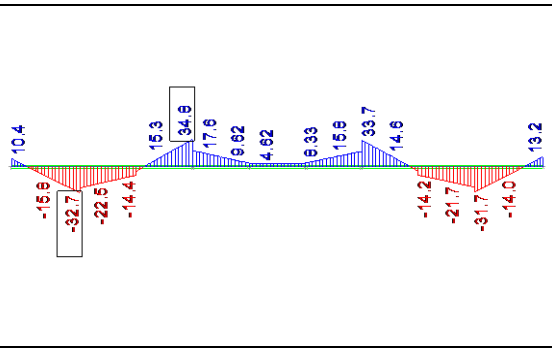
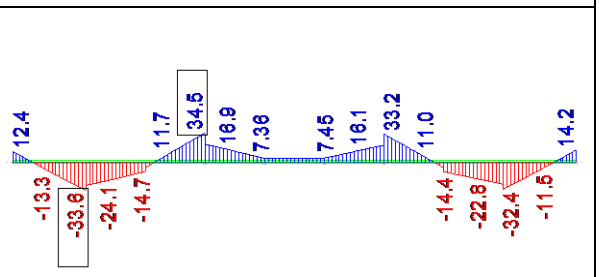
	CÁLCULO SIN IMPERFECCIÓN	CÁLCULO CON IMPERFECCIÓN
Axial [kN]		
Corte [kN]		
Flexión Longitudinal [kNm]		
Flexión Transversal [kNm]		

Tabla. 4.14 Comparación entre cálculos con y sin imperfección, bajo carga de mayor solicitación.

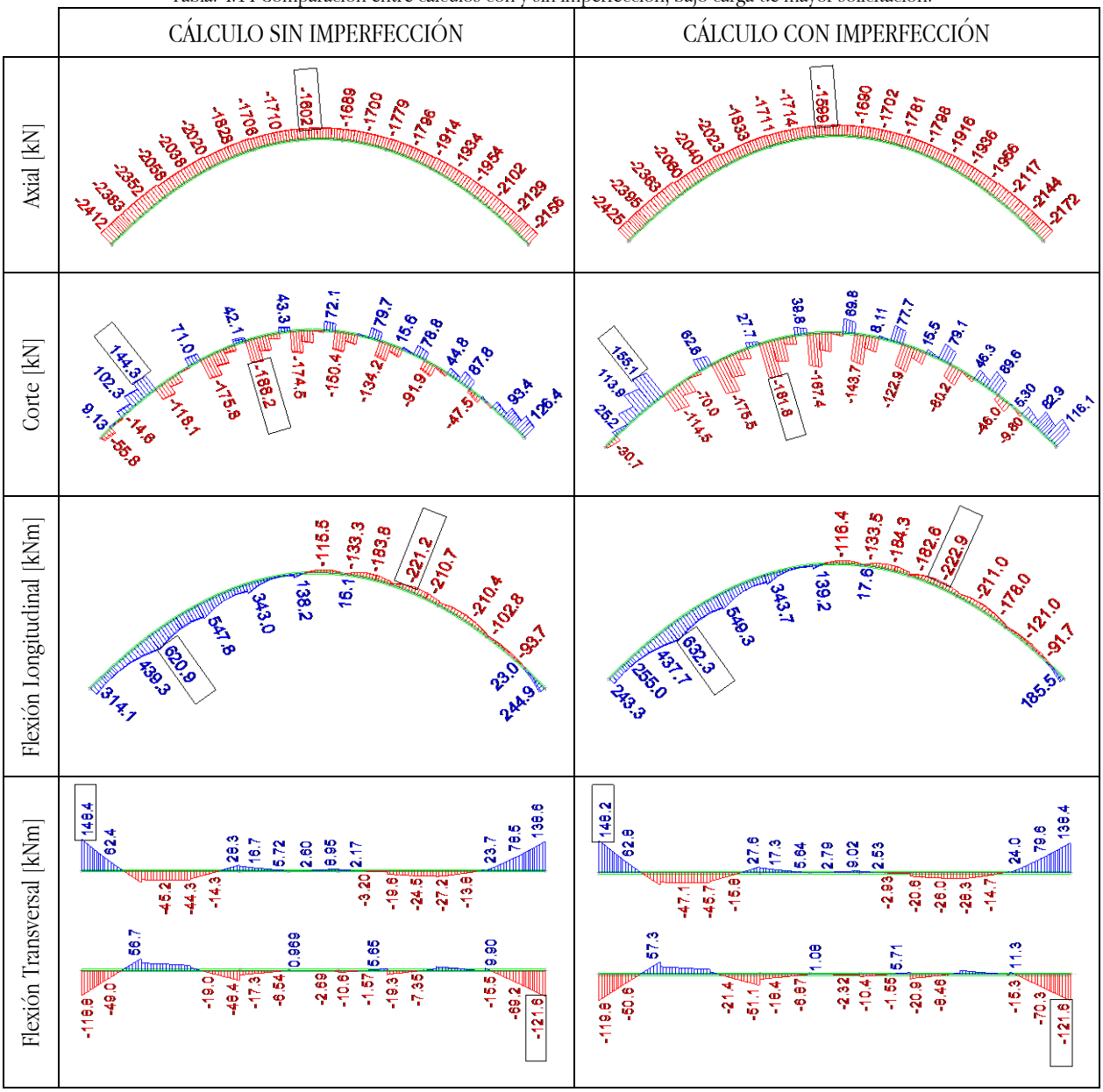
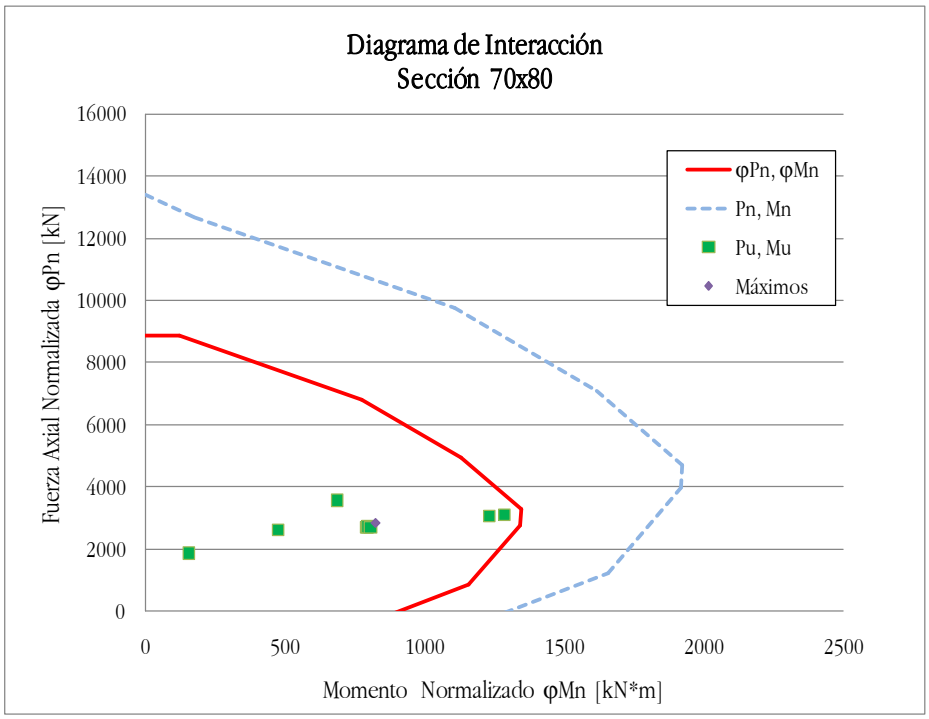


Tabla. 4.15 Porcentaje de aumento en esfuerzos máximos debido al cálculo no Lineal.

Esfuerzo	Sin Imperfección PP (máx)	Con Imperfección PP (máx)	Sin Imperfección PP+SC (máx)	Con Imperfección PP+SC (máx)
Axial	1592 kN	1601 kN (+0,6%)	2412 kN	2425 (+0,6%)
Corte	86 kN	86,3 kN (+0,3%)	188,2 kN	188,4 (+0,2%)
Flexión Longitudinal	169,4 kN	125,8 kN (-25,7%)	620,9 kN	632,3 (+1,8 %)
Flexión Transversal	34,8 kN	34,5 kN (-8,86 %)	148,4 kN	148,2 kN (-0,13 %)

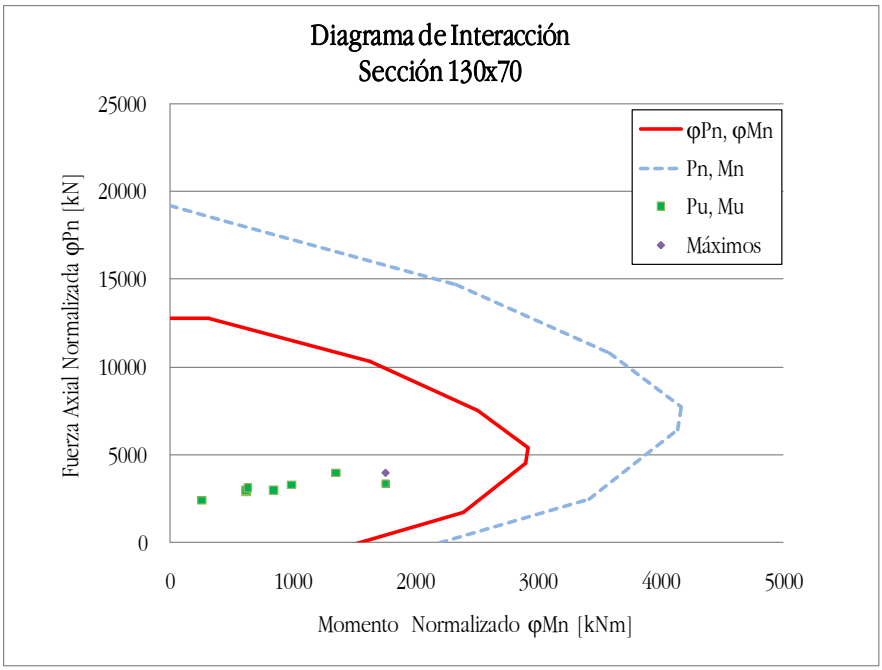
Como se puede observar en la tabla 4.15, el aumento de las solicitaciones debido a la no linealidad de los arcos, no sobrepasa el 2% e incluso para el momento flector lo disminuye cuando se encuentra solo bajo peso propio. Finalmente, las solicitaciones para el cálculo de la sección del arco se aumentan en un 2% por la consideración de la imperfección geométrica de los arcos.

Tomando en consideración la imperfección, se eligen un punto para cada combinación de carga, la que sean más desfavorables para el diagrama de interacción y se añade al diagrama de interacción:



4.49 Diagrama de Interacción para la menor sección del arco.

Se realiza el mismo procedimiento para la mayor sección del arco y se obtiene un diagrama de interacción que se muestra a continuación.

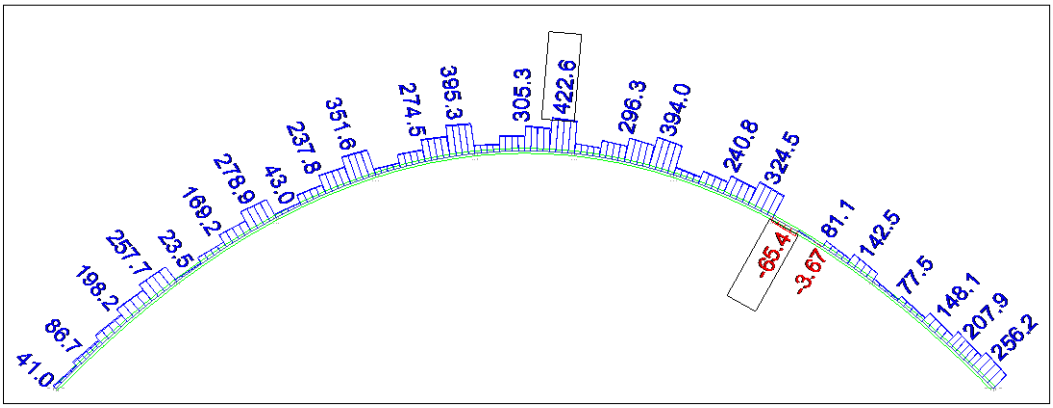


4.50 Diagrama de Interacción para la mayor sección del arco.

En ambos casos la sección cumple con los requisitos para el refuerzo, por lo que se mantienen como se plantearon en un principio.

Corte:

Los mayores esfuerzos de corte se obtienen de la Combinación 1: 1,3[D+1,67(L+I)], la envolvente de las solicitaciones máximas positivas se muestran en la figura 4.47.



4.51 Envolvente de los esfuerzos máximos de corte bajo la combinación 1,3[D+1,67(L+I)]

$$\phi V_n = 422{,}6 \text{ kN}, N_u = 2558 \text{ kN} \Rightarrow \frac{A_v}{s} = 0{,}159 \text{ cm}.$$

Se opta por una armadura de corte E ϕ 8 a 20.

Puesto que la zona más solicitada es donde el arco tiene una menor sección, para las otras secciones se mantiene el mismo refuerzo de corte, con la seguridad que cumplirá.

4.4.1.3.8 Arriostramientos

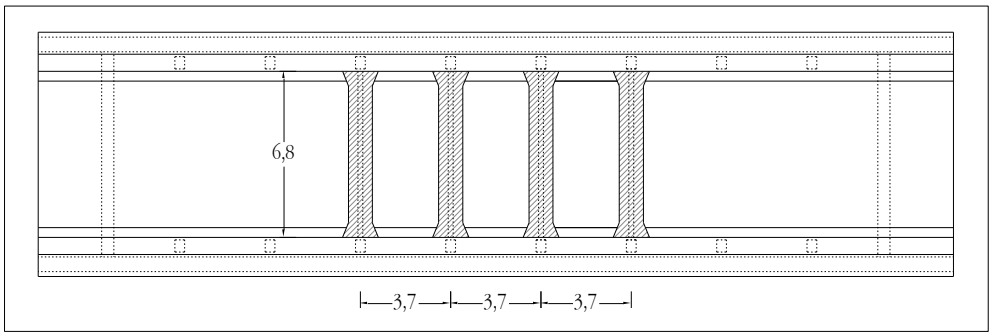
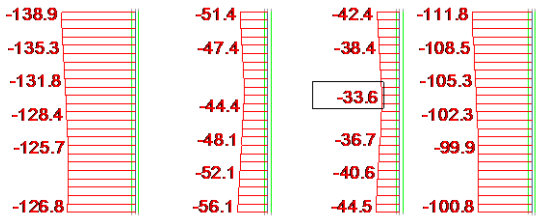
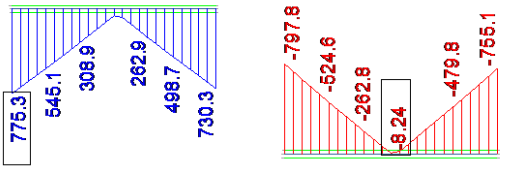
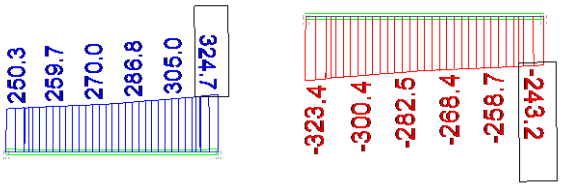


Fig. 4.52 Vigas transversales, vista inferior del tablero.

Los arriostramientos dependiendo de la carga, se encuentran trabajando a flexión, tracción, compresión o flexión combinada con la carga axial. El método de diseño será calcular la armadura para resistir la flexión y luego se comprobará la flexocompresión con un diagrama de interacción.

Tabla. 4.16 Envolventes para los esfuerzos sobre arriostramientos

Compresión N (máx) [kN]	 Los esfuerzos máximos axiales los entrega la Combinación 6: 1,3[D+E], con el sismo principal actuando de manera longitudinal.
Flexión M (máx, mín) [kNm]	 Los esfuerzos máximos flectores los entrega la Combinación 6: 1,3[D+E], con el sismo principal actuando de manera transversal. La imagen muestra los máximos en el arriostramiento más solicitado.
Corte Vz (máx, mín) [kN]	 Los esfuerzos máximos de corte los entrega la Combinación 6: 1,3[D+E], con el sismo principal actuando de manera transversal. La imagen muestra los máximos en el arriostramiento más solicitado.

Se utiliza al mismo procedimiento de cálculo usado para el cálculo de la armadura en las péndolas.

Corte:

$\phi V_n = 324{,}7$ kN, $N_u = 494{,}9$ kN $\Rightarrow \frac{A_v}{s} = 0{,}147$ cm.

Se opta por una armadura de corte E ϕ 8 a 20.

Flexión y FLexocompresión:

$\phi M_n = 775{,}3$ kNm $\Rightarrow M_n = 886{,}5$ kNm; $M_{máx} = 557{,}607$ kN $\Rightarrow M_n > M_{máx}$, por lo tanto se debe calcular como una viga doblemente armada, con acero en compresión.

Según apuntes de Hormigón Armado II, el acero total requerido tiene la siguiente fórmula:

$$A_{s\,total_{req}} = A_s + A'_s = bd\rho_{max} + \frac{M_n - M_{max}}{(d-d')f_y}$$

Así:

$$A_s = bd\rho_{max} = 0{,}30 \cdot 0{,}536 \cdot 0{,}019 = 30{,}55 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M_n - M_{max}}{(d-d')f_y} = \frac{328{,}8}{(0{,}536-0{,}064)\cdot 4.200} = 16{,}6 cm^2$$

$\Rightarrow$ **$A_s = 30{,}55$ cm²**. Se elige una armadura en tracción de 5 ϕ 28 (30,79 cm²)

$\Rightarrow$ **$A_s' = 16{,}6$ cm²**. Se elige una armadura en compresión de 5 ϕ 28 (30,79 cm²)

Suponiendo una sección cuadrada con doble fila de armaduras arriba y abajo, el diagrama de interacción queda de la siguiente forma:

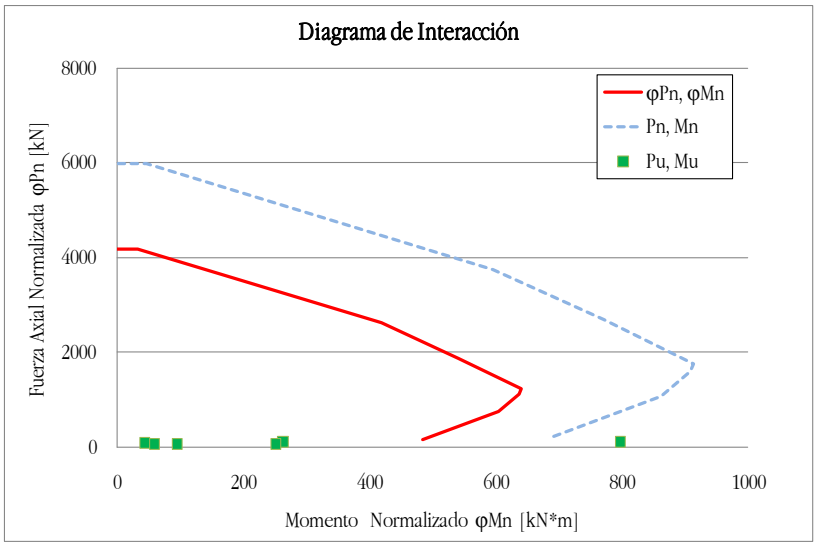


Fig. 4.53 Diagrama de Interacción para los arriostramientos.

Como se puede observar, para todos los casos, menos el que se observa fuera del gráfico, la sección cumple con lo requerido. El punto que se ve fuera del gráfico corresponde a la combinación en el que se encuentra actuando el sismo de manera transversal. Para salvar esa situación posible, tendría que diseñarse como viga T y aumentar los refuerzos.

Consecuentemente se analiza como una viga T, en cuya ala tiene un refuerzo de 6 ϕ 32 + 6 ϕ 28, y una armadura inferior de 3 ϕ 28 + 2 ϕ 28. Con esta sección y con el sistema utilizado anteriormente para el arco, se obtiene:

$\phi M_b = 852{,}78$ kNm; $\phi N_b = 263{,}10$ kN.

4.3.8 Resumen de armadura necesaria

En la Tabla 4.17 se muestran las armaduras según el diseño por resistencia calculados en la presente tesis y además como una forma de comparar refuerzos, se muestran los límites determinados por la norma ACI 318-05.

4.17 Resumen de refuerzos.

Sección	Refuerzo de Flexión y Corte Dispuesto		Área mínima diseño	Área máxima diseño
	Propuesta	Área		
Losa Central	ϕ 12 a 20 ϕ 12 a 20	10,5 cm^2 10,5 cm^2	2,0‰ b·e = 4 cm^2	2,0 e = 40 cm^2
Pasillos	ϕ 10 a 30 ϕ 8 a 30	3,77 cm^2 2,62 cm^2	2,0‰ b·e = 1,44 cm^2	2,0 e = 18 cm^2
Vigas longitudinales bajo arcos	9 ϕ 16 9 ϕ 12 E ϕ 10 a 15	18,10 cm^2 10,18 cm^2 0,105 cm^2/cm	3,3‰ b·d = 11,9 cm^2 3,3‰ b·d = 11,9 cm^2 0,35 b/f_y = 0,100 cm^2/cm	2,5% b·d =90 cm^2 2,5% b·d =90 cm^2 No se establece
Vigas Longitudinales	2 ϕ 22 2 ϕ 22 E ϕ 12 a 20	7,6 cm^2 7,6 cm^2 0,090 cm^2/cm	3,3‰ b·d = 3 cm^2 3,3‰ b·d = 3 cm^2 0,35 b/f_y = 0,025 cm^2/cm	2,5% b·d =22,5 cm^2 2,5% b·d =22,5 cm^2 No se establece
Vigas Transversales	4 ϕ 22 4 ϕ 22 E ϕ 10 a 10	15,21 cm^2 15,21 cm^2 0,158 cm^2/cm	3,3‰ b·d = 5,9 cm^2 3,3‰ b·d = 5,9 cm^2 0,35 b/f_y = 0,05 cm^2/cm	2,5% b·d =45 cm^2 2,5% b·d =45 cm^2 No se establece
Péndolas	3 ϕ 32 3 ϕ 32 E ϕ 8 a 20	24,13 cm^2 24,13 cm^2 0,05 cm^2/cm	3,3‰ b·d = 5,28 cm^2 3,3‰ b·d =5,28 cm^2 0,35 b/f_y = 0,03 cm^2/cm	2,5% b·d =40 cm^2 2,5% b·d =40 cm^2 No se establece
Arriostramientos	11 ϕ 28 6 ϕ 32 E ϕ 8 a 20	116 cm^2 0,05 cm^2/cm	1,1% b·d = 5,94 cm^2 0,35 b/f_y = 0,025 cm^2/cm	8% b·d = 144 cm^2 No se establece
Arco	16 ϕ 28 E ϕ 8 a 20	98,5 cm^2 0,05 cm^2/cm	1% b·d = 61,6 cm^2 0,35 b/f_y = 0,058 cm^2/cm	8% b·d = 448 cm^2 No se establece

Capítulo V

CONCLUSIONES

Capítulo V. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Los puentes destacan dentro de una sociedad pues le dan identidad, aparte, claro, de cumplir su función de comunicar dos sectores geográficamente separados. En primer lugar obedecieron razones de conectividad, luego estratégicas y hoy en día no solo hacen eso, sino que transforman el paisaje natural y urbano, son íconos simbólicos y representan el desarrollo de la sociedad y su capacidad tecnológica.

En relación a la información histórica de los puentes, es muy poca la que se puede encontrar, tanto en los archivos regionales como en los nacionales, debido a incendios en el Archivo Nacional y en el Departamento de Puentes de Santiago, se perdió gran cantidad de información importante, sobre todo en lo que se refiere a planos estructurales. Los que existen hoy en día, en su mayoría están en formato de papel, por lo que la legibilidad no es siempre la óptima. En el Archivo Nacional se pueden encontrar cartas entre departamentos en los que se aprueban los proyectos de puentes, aun así, el hallazgo de información importante es reducido.

En lo que se refiere a la actualidad de la ingeniería de puentes en la Región de los Ríos, según el catastro del 2010 se cuenta con 501 puentes que corresponden aproximadamente al 7,7% del total nacional. De estos 501 puentes, más del 65% corresponden a puentes de madera o madera con vigas de acero. Un 18% corresponde a puentes de hormigón y el 17% restante a puentes mixtos. Aproximadamente el 90% de los puentes de la región, no superan los 45 m de longitud. De los puentes restantes, 14 superan los 100 metros de longitud y de éstos, 5 puentes superan los 200 metros, que son el Puente Cruces, el Puente Pedro de Valdivia, los dos Puentes Calle Calle y el Puente Chaihuín.

Con respecto al ancho del tablero, el 75% de los puentes tiene un ancho menor a los 8 metros que corresponden a un puente de doble vía. Luego, el 45% tienen un ancho menor al mínimo establecido por el Manual de Carreteras. Por el contrario, 18% de los puentes cumple con el ancho mínimo de un puente con dos pistas en zonas rurales.

Con respecto a la superestructura, el porcentaje de puentes con una superestructura no convencional es mínimo en relación al total, que en su mayoría son puentes tipo viga, con cantos constantes, variando entre vigas simplemente apoyadas y continuas. Los puentes con estructuras “no convencionales” en su mayoría datan de años anteriores a la tecnología con la que se cuenta hoy en día. Dentro de los más representativos de la región, como lo son el Chirre, Carlos Ibañez del Campo, Calle Calle, Pedro de Valdivia, Santo Domingo,

fueron construidos antes, o, en la década del 50, donde su cálculo, diseño y construcción, eran aún más arduos.

Estos puentes pueden ser considerados patrimonio, ya que son una herencia propia del pasado ingenieril de la región que aún permanece en servicio y que puede ser transmitida a futuras generaciones, si se les presta la atención necesaria y se conservan como es debido. Son parte de la memoria de la población y debido a su particular diseño, crean una identidad que distingue a la región de otras comunidades.

En lo que se refiere a la conservación de las estructuras, por lo que se puede inferir, no se realiza con la continuidad necesaria para permitir la preservación de una estructura que puede ser patrimonial, en mucho de los casos, se opta por la demolición o inhabilitación del puente antiguo y la construcción de uno nuevo, a su costado como ha ocurrido en el caso del Puente Malihue.

Teniendo en cuenta esta intención de conservación del patrimonio, se estudió el caso del Puente Santo Domingo. Se modeló y calculó bajo condiciones de estados de límite último para estudiar su posible colapso. Como no se conocía el refuerzo, ya que no se contaba con los planos, se realizó el diseño de la armadura bajo las instrucciones de la normativa actual. En la mayoría de los casos, la armadura necesaria para soportar los esfuerzos estuvo muy cerca de la mínima o la media, por lo tanto es probable que el diseño real esté cercano al concluido por la presente tesis. Se infiere que la estimación de las dimensiones de los elementos estructurales es eficiente debido a que se requieren cuantías de armaduras no lejanas a las mínimas exigidas por la normativa actual como se puede observar en la tabla 4.17.

Como el tablero sirve de tirante para los arcos que están a compresión, la carga axial de tracción en esa zona es considerable, pudiéndose observar en las vigas longitudinales que están por debajo de la losa, que tienen una carga de tracción bastante alta, por lo que este esfuerzo prima por sobre la flexión a la hora de conferir la armadura.

En el caso de las péndolas, están sometidas a un alto esfuerzo flector, por lo que se les confiere una armadura bastante alta, pero sigue manteniéndose dentro de los límites establecidos por norma.

El caso más desfavorable es observado en los arriostramientos. Si bien para todos los casos de carga, con una excepción, el acero necesario era cercano al mínimo y no es necesaria la colaboración de las alas para su diseño, la combinación que incluye el sismo transversal le aplica esfuerzos difíciles de contrarrestar. Luego, considerando la colaboración de las alas y un refuerzo cercano al máximo permitido la sección finalmente resiste los esfuerzos solicitantes.

En cuanto al control de deflexiones, tanto transversales como longitudinales, están por debajo de los máximos propuestos por los códigos de diseño.

Referente a las cargas de diseño, se puede observar que para puentes de menor luz, la carga de camión es dominante y de éste, la carga más solicitante se produce cuando el carril trasero es menor y las cargas están más compactas. Adicionalmente, la combinación de cargas más desfavorable es la que incluye el sismo, específicamente los efectos que se inducen en la dirección transversal.

Para considerar la no linealidad de los arcos se aplicó una imperfección correspondiente a una inclinación en el sentido transversal del puente de 1/400 radianes. Se compararon los cambios en los esfuerzos máximos de compresión, corte, flexión longitudinal y flexión transversal. No se observó grandes aumentos de esfuerzos sobre este puente. El cálculo no lineal aumenta la demanda de esfuerzos en un 2% por sobre un cálculo lineal y al añadirle una imperfección geométrica equivalente los esfuerzos tampoco aumentaron de forma significativa. Por lo tanto, se considera un aumento del 2% en los esfuerzos máximos de diseño.

Ya que el área de acero requerido y calculado con la normativa actual, no dista mucho de los mínimos o medios necesarios propuestos por los códigos de diseño, es altamente probable que el puente contenga una disposición mayor o igual a dicha cantidad. Por lo tanto, teniendo en cuenta las conclusiones antes mencionadas en cuanto a la resistencia y deflexiones, se puede afirmar que la conservación del Puente Santo Domingo es altamente recomendable y bajo tráfico es seguro en cuanto a resistencia, pero no así en cuanto a la seguridad vial pues cuenta con un ancho restrictivo que no permite el paso de dos camiones al mismo tiempo.

Referencias

Referencias

AMERICAN ASSOCIATION OF SATATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, AASHTO, 1996. Standard Speifications for Highway Bridges. Sixteenth Edition 1996.

COMITÉ ACI 318, ACI, 2004: Reglamento Estructural para Edificaciones. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario

AGUIRRE, L. 2010. Niebla: de nuevas historias a nuevas realidades 1950-2010.

ALLIENDE, M, 1993. Historia del Ferrocarril en Chile.

BIT. 2007. Revista BIT, N°54 Mayo 2007. Hito Histórico. Puente de Cal y Canto.

CARRACEDO, M. 1994. De Pontibus.

COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN (CEN). 1992. Eurocódigo 2: Diseño de Estructuras de Hormigón.

COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN (CEN). 1998. Diseño Sísmico de Estructuras (EN 1998).

CHILETREN, 2010. (Disponible en http://chiletren.mforos.com/ Consultado el 20 de Diciembre del 2010)

ELRANCO, 2012 (Disponible en http://www.elranco.cl/?p=66369 Consultado el 02 de Febrero del 2012)

INSTITUTO CHILENO DEL ACERO, ICHA, 2008. Manual de Diseño para Estructuras de Acero.

MINISTERIO DE FOMENTO. 2007. IAPF. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril.

LAGOS, R. 2006. Apuntes V.6 Rene Lagos y Asociados. Ingenieros Civiles

PEDERSEN, P. 1992. Historia de San José de la Mariquina (1551-1900). Pág. 52

MANTEROLA, J. 2005. Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción.

MARIQUINAPATRIMONIAL, 2012 (Disponible en http://mariquinapatrimonial.blogspot.com/2012_04_01_archive.html Consultado el 06 de Junio del 2012)

MIGRANCHILE, 2011. (Disponible en http://www.migranchile.cl/puente_chierre.html Consultado el 20 de Diciembre del 2011)MINISTERIO DE FOMENTO, 1938. Decretos. 1351-1353.

MINISTERIO DE FOMENTO. 1998. IAP, Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera. Carretera. Dirección General de Carreteras, Madrid, España.

MORALES, J. 2007. Ciudad Entre Ríos. Conoce Río Bueno. Recreación. (Disponible en http://juan09arnoldo.bligoo.com/content/view/110519/Ciudad_entre_Rios.html Consultado el 03 de noviembre del 2008)

MOREIRA, C. 2003. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Análisis teórico experimental de vigas pretensadas de hormigón sin vibración del alma.

MINISTERIO OBRAS PÚBLICAS; MOP, 2002. Manual de Carreteras. Volumen N°3. Instrucciones y Criterios de Diseño. Parte III. Capítulo 3.1000 Puentes y Estructuras Afines.

NETTLETON, D. 1977. Arch Bridges. Bridge Division. Office of Engineering. Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation. Washington, D.C. 20590.

NILSON, A. 1999. Diseño de Estructuras de Concreto.

REVISTANOS, 2008. Puente del Malleco Mitos y Verdades del coloso de Acero. (Disponible en http://www.revistanos.cl/2008/04/puente-del-malleco-mitos-y-verdades-del-coloso-de-acero/ Consultado el 10 de Marzo 2012)

SANTANA, R. 2006. Mantención de puentes de hormigón armado y mixto.

SCHANACK, F. 2008. Estructuras de Puentes. Manuscrito de la Asignatura “Estructura de Puentes”. Instituto de Obras Civiles, Universidad Austral de Chile.

VALENZUELA, M. 2007. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Evaluación de Factibilidad Estructural de Puentes Atirantados Tipo Network como Alternativa de puentes en Chile. (Disponible en http://www.cybertesis.cl/tesis/uchile/2007/valenzuela_m/html/index-frames.html Consultado el 04 de noviembre del 2008)

MINISTERIO OBRAS PÚBLICAS, MOP, 2010. Áreas de Vialidad. Puentes. Reseña Histórica. (Disponible en http://www.vialidad.cl/areasdevialidad/puentes/Paginas/ResenaHistorica.aspx Consultado el 10 de Diciembre del 2010)

Preguntas Frecuentes, ¿Cuántos Puentes hay en Chile? Disponible en http://oirs2.mop.cl/preg_vialidad.htm Consultado el 14 de Mayo del 2012)

VILLALOBOS, S. 1990. Historia de la Ingeniería en Chile.

WIKIPEDIA, 2010.Puentes, (disponible en http://es.wikipedia.org/wiki/Puentes Consultado el 13 de Diciembre del 2010)