



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Puentes de concreto de viga cajón híbridos con paredes en celosía

Santiago Escobar García

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Departamento de ingeniería Civil
Medellín, Colombia
2022

Puentes de concreto de viga cajón híbridos con paredes en celosía

Santiago Escobar García

Tesis o trabajo de investigación presentada(o) como requisito parcial para optar al título
de:

Magister en Estructuras

Director (a):

MSc., Yosef Farbiarz Farbiarz

Codirector (a):

MI., Néstor Fredy Carvajal Monsalve

Línea de Investigación:

Ingeniería de Puentes

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Minas, Departamento de ingeniería Civil

Medellín, Colombia

2022

El placer más noble es el júbilo de comprender

A mis padres

Declaración de obra original

Yo declaro lo siguiente:

He leído el Acuerdo 035 de 2003 del Consejo Académico de la Universidad Nacional. «Reglamento sobre propiedad intelectual» y la Normatividad Nacional relacionada al respeto de los derechos de autor. Esta disertación representa mi trabajo original, excepto donde he reconocido las ideas, las palabras, o materiales de otros autores.

Cuando se han presentado ideas o palabras de otros autores en esta disertación, he realizado su respectivo reconocimiento aplicando correctamente los esquemas de citas y referencias bibliográficas en el estilo requerido.

He obtenido el permiso del autor o editor para incluir cualquier material con derechos de autor (por ejemplo, tablas, figuras, instrumentos de encuesta o grandes porciones de texto).

Por último, he sometido esta disertación a la herramienta de integridad académica, definida por la universidad.



Nombre: Santiago Escobar García

Fecha 21/02/2022

Resumen

Puentes de concreto de viga cajón híbridos con paredes en celosía

Los puentes de concreto segmentales de viga cajón son una de las soluciones más utilizadas en la ingeniería de puentes debido a sus múltiples ventajas sobre otras tipologías, entre las que se encuentran su facilidad constructiva, economía y atractivo estético.

En el presente escrito se realizó una revisión bibliográfica y se analizó el diseño de 16 puentes segmentales de viga cajón construidos en Colombia, a fin de compendiar ayudas para el pedimensionamiento de sus elementos y obtener tenores de referencia que permitan estimar de manera preliminar las cantidades requeridas por los mismos.

Seguidamente, se evalúa la posible reducción de masa y acero de presfuerzo obtenida al reemplazar una sección convencional por una híbrida (losas de concreto y paredes conformadas por perfiles tubulares de acero), la cual es una de las soluciones utilizadas a lo largo del mundo para optimizar los puentes de viga cajón.

Como resultado se obtienen reducciones entre el 10% y 22% del momento flector en la cara del apoyo para la fase isostática, entre 13% y 25% de la masa total del puente y entre 20% y 30% del acero de presfuerzo requerido en la fase isostática.

Palabras clave: predimensionamiento; puente segmental; in situ, tenor, celosía, Puente Híbrido.

Abstract

Hybrid concrete box girder bridges with open webs

Segmental concrete box girder bridges are one of the most widely used solutions in bridge engineering due to their many advantages over other types, including ease of construction, economy and aesthetic appeal.

In this paper, a bibliographic review was carried out and the design of 16 segmental box girder bridges built in Colombia was analyzed, in order to compile aids for the sizing of their elements and material quantities that allow preliminary estimates of the amount of material required for the same.

Next, the possible reduction of mass and prestressing steel obtained by replacing a conventional section with a hybrid one (concrete slabs and walls made of tubular steel profiles) is evaluated, which is one of the solutions used throughout the world for optimize box girder bridges.

As a result, they are obtained reductions between 10% and 22% of the bending moment at the face of the support for the isostatic phase, between 13% and 25% of the total mass of the bridge, and between 20% and 30% of the prestressing steel required in the bridge, for the isostatic phase.

Keywords: predimensioning; segmental bridge; in situ; material quantities; truss; hybrid bridge.

Contenido

	Pág.
Resumen	VII
Introducción	1
1. Ayudas de predimensionamiento para puentes segmentales construidos in situ	5
1.1 Criterios de predimensionamiento	5
1.1.1 Partes de la sección transversal	6
1.1.2 Ayudas de predimensionamiento	8
1.2 Tenores de referencia	11
1.2.1 Tenores de materiales	11
1.2.2 Costos por metro cuadrado	15
1.3 Solicitaciones estimadas	16
2. Comparación entre Puentes convencionales e híbridos.....	19
2.1 Modelos estructurales	20
2.1.1 Sección Convencional	21
2.1.2 Secciones Híbridas	22
2.2 Resultados	23
2.2.1 Momento Flector por peso propio	23
2.2.2 Fuerza de tensado.....	25
2.2.3 Fuerzas Axiales en los tubos	26
2.2.4 Tenores	28
3. Conclusiones y recomendaciones.....	33
3.1 Conclusiones.....	33
3.1.1 Puentes convencionales	33
3.1.2 Puentes Híbridos	34
3.2 Recomendaciones.....	35
Bibliografía	37

Introducción

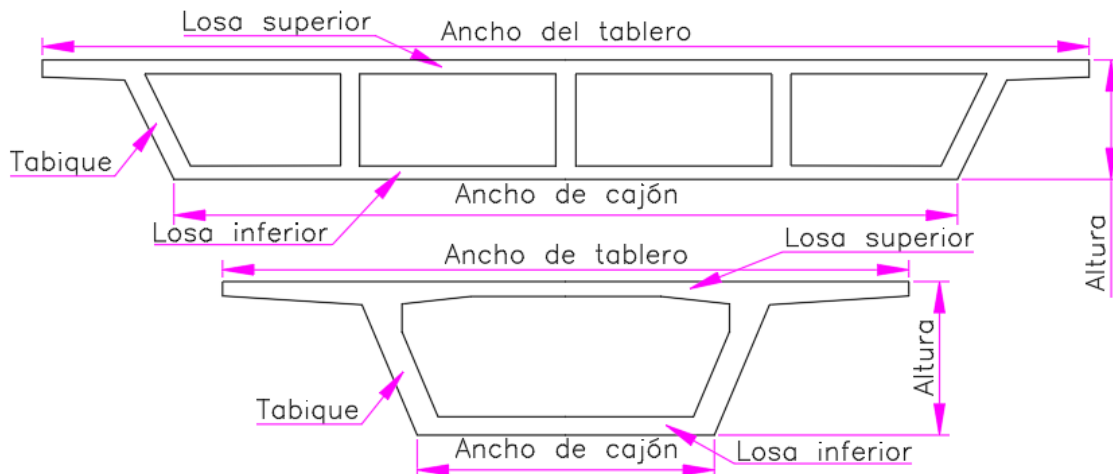
Los puentes segmentales son aquellos cuya superestructura se conforma ensamblando miembros de concreto por medio de cables de postensado. Estos segmentos, también llamados dovelas, pueden ser prefabricados o fraguados in situ (Chen & Duan, 2014) (Diego & Ovalle, 2011) (Luna Olica, 2015) (Nancu, 2011). El proceso constructivo se esquematiza en la Figura 1-1.

Figura 1-1: Esquema del proceso constructivo



Las vigas principales de este tipo de puentes tienen la forma de un cajón, sea trapezoidal o rectangular, con profundidad constante o variable, y de una o múltiples celdas, dependiendo del ancho de la calzada y de la luz a salvar. La sección transversal de las vigas está conformada por una losa superior, una losa inferior y tabiques o muros que las unen, como se muestra a continuación en la Figura 1-2.

Figura 1-2: Secciones típicas de vigas cajón



En cuanto a su aplicabilidad, se tiene que este sistema constructivo es eficiente para luces entre 80 m a 150 m, aunque puede utilizarse en luces de hasta de 200 m. Mas allá de estas dimensiones la relación costo-efectividad se reduce considerablemente (Barras et al., 2003) (Martin, 2016).

Debido a la mínima interrupción de tráfico que genera su construcción, sus bajos costos de mantenimiento, atractivo estético y su capacidad de acomodar trazados curvos a través de una elevada redundancia interna y rigidez torsional (Corven & John, 2016) (Huang & Hu, 2020), esta tipología se ha convertido una de las opciones preferidas en los proyectos de infraestructura pública a través del mundo.

En consecuencia y en virtud de la naturaleza iterativa del diseño, es útil para el diseñador contar con herramientas para estimar rápidamente las dimensiones iniciales y obtener una idea de los resultados que pueden esperarse de este tipo de estructuras, a fin de facilitar el proceso de diseño.

Por esta razón, en el primer capítulo del presente texto se recopilan múltiples ayudas para el diseño de puentes segmentales extraídas de la literatura y del análisis de 16 puentes diseñados y construidos en Colombia entre el 2000 y 2020.

De la revisión de la literatura se concluye que el diseño y la construcción de los puentes de viga en cajón están fuertemente condicionados por su peso propio, siendo este el parámetro que en la mayoría de los casos determina la luz máxima posible, las dimensiones de la sección y el equipo utilizado para la construcción (Rosignoli, 2001).

Es por esto, que es de especial interés reducir el peso propio de las vigas de este tipo de puentes. Sin embargo, dicha reducción, por lo general, no puede llevarse a cabo en las losas, debido a que sus dimensiones se encuentran restringidas por las especificaciones geométricas del proyecto, por los esfuerzos transversales de flexión y por la magnitud de las compresiones generadas en la losa inferior durante la construcción. De aquí que, utilizar secciones que posean tabiques con aberturas sea la mejor alternativa para disminuir las cargas permanentes.

Una de las configuraciones estructurales más utilizadas con almas abiertas, es la de los puentes híbridos con paredes en celosía, en los cuales se remplazan los tabiques por cerchas conformadas por tubos de acero, como se observa en la Figura 1-3. Como ejemplos notables de esta tipología estructural se encuentran el puente de Sarutagawa, el puente Tomoegawa, el puente Shitsumi Ohashi y el viaducto de Kinokawa (Jung et al., 2010; Tan et al., 2019; Yamamura et al., 2002).

Figura 1-3: Puente de Sarutagawa



Fuente: Hybrid prestressed concrete bridges with steel truss webs-Sarutagawa bridge and Tomoegawa bridge (Kanamoto et al., 2015)

A pesar de su limitado uso hasta la fecha, las vigas cajón con aberturas en sus paredes podrían aportar considerables ventajas sobre las secciones convencionales, como reducciones de peso de la superestructura entre un 10% y 35% (Liu et al., 2015) (Rosignoli, 2001), así como reducciones en las cargas de vientos y sísmicas.

Por consiguiente, en el Capítulo 2 de este trabajo de grado, se estima la reducción de volumen de concreto y acero de presfuerzo en la fase isostática (antes del cierre) que podría haberse obtenido si se hubieran sustituido las paredes de concreto de puentes convencionales ya diseñados (y en algunos casos construidos) por cerchas de acero.

1. Ayudas de predimensionamiento para puentes segmentales construidos in situ

El diseño de puentes segmentales es iterativo y requiere de una suposición de dimensiones preliminares, que luego, en virtud del rendimiento estructural, económico y estético de la solución propuesta, deberán ser ajustadas hasta obtenerse un resultado satisfactorio.

Es por ello que en el presente apartado se recopilan múltiples ayudas para el diseño de puentes segmentales construidos in situ de una sola celda, extraídas de la literatura y del análisis de 16 puentes diseñados y construidos entre el 2000 y 2020 en Colombia (Ver Anexo 1). Entre ellas se encuentran criterios de tamaño de secciones, tenores de materiales, y órdenes de magnitud de las solicitaciones esperadas según la luz que se salva en cada tramo de la estructura.

1.1 Criterios de predimensionamiento

En este apartado se presentan las partes que componen la sección transversal típica de un puente segmental de viga cajón de una sola celda, se presentan los criterios que rigen su concepción y ayudas de predimensionamiento. La Figura 1-2 y la Figura 1-1, presentan la sección trasversal y elevación típica de un puente segmental.

Figura 1-1: Elevación típica

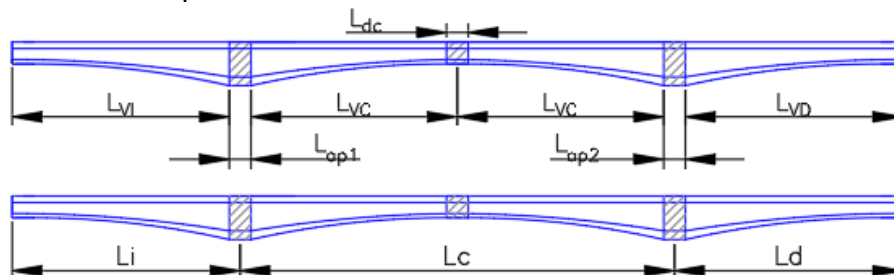
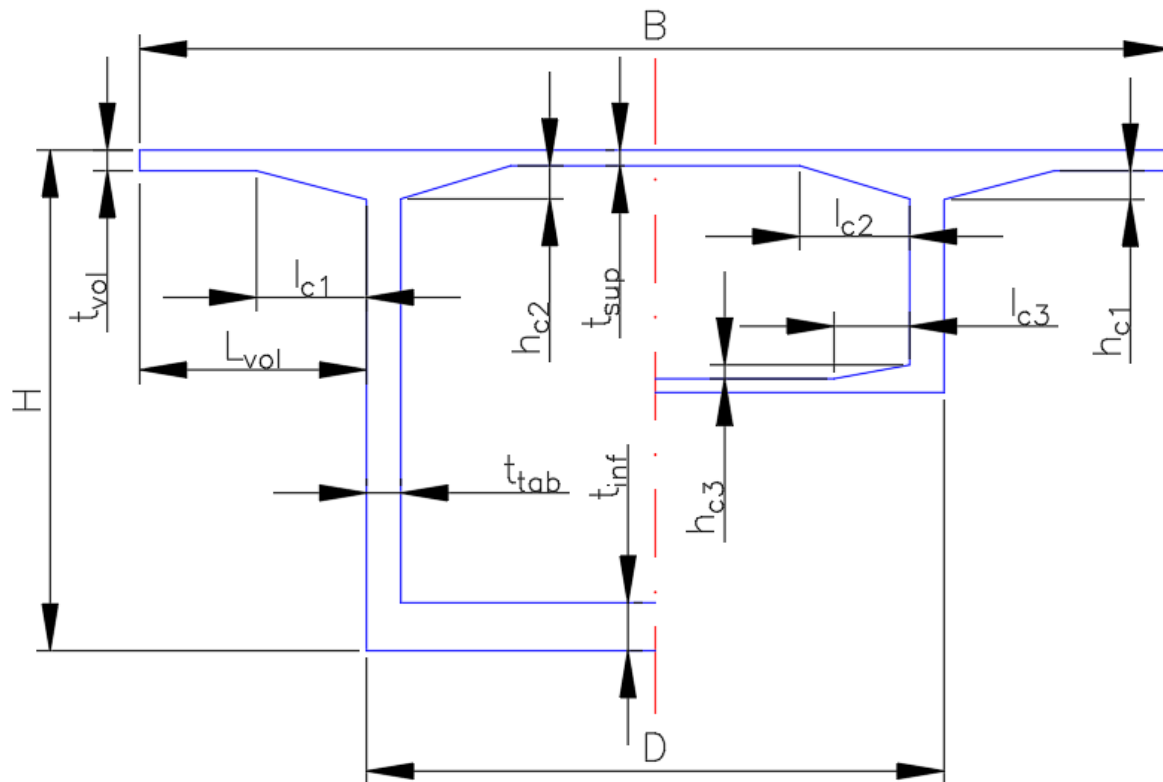


Figura 1-2: Sección transversal típica y sus partes

La sección transversal de esta tipología de puentes debe dimensionarse para resistir dos tipos de solicitaciones: longitudinales y transversales. Las primeras se obtienen de un análisis en la dirección principal de la estructura (eje longitudinal) y están regidas por las etapas constructivas. Las segundas, corresponden a las solicitaciones obtenidas del análisis del efecto que tiene la variación de la posición de la carga viva en la dirección perpendicular al eje longitudinal, y las cuales aumentan los efectos de cortante y torsión en la dirección principal.

1.1.1 Partes de la sección transversal

Ancho del tablero

El ancho del tablero se dimensiona para acomodar la sección vial, la cual consta del ancho requerido de calzada, anchos de barreras, andenes y ciclovías, según lo especifique el diseño vial.

Ancho del cajón

El ancho la losa inferior se dimensiona con el objetivo de mantener una relación óptima entre separación de tabiques y espesor de losa superior, además de garantizar una longitud de voladizos transversales adecuada.

Altura de la sección

Comúnmente, la altura de la sección varía a lo largo de la longitud del puente de forma lineal o parabólica (segundo o cuarto grado), siendo máxima cerca de los apoyos y mínima en la mitad de la luz.

La altura mínima se selecciona teniendo en cuenta las limitaciones normativas para las deflexiones y los requisitos de facilidad constructiva y de mantenimiento. A su vez, la altura máxima debe ser suficiente para atender las grandes solicitaciones que se generan cerca de los apoyos debido al comportamiento de los tramos como voladizos antes del cierre del puente.

Voladizos transversales

La longitud de los voladizos transversales (L_{vol}) se determina con el objetivo de proveer un balance estructural transversal favorable y una distribución uniforme de momentos en la dirección transversal del puente.

Por su parte, el espesor del voladizo en el extremo obedece al tipo de barrera vehicular utilizado y su sistema de anclaje. Este espesor puede variar transversalmente con el fin de ajustarse al aumento de momento negativo a lo largo del voladizo.

Debe tenerse en cuenta que, por requisito normativo de la CCP-14 y según recomendación de no obligatorio cumplimiento de la AASHTO, la longitud del voladizo medida desde el centro del alma no puede ser mayor a 0.45 veces la distancia entre ejes de almas.

Losa superior

El espesor de la losa superior se dimensiona para acomodar el arreglo de acero y de cables transversales, de ser requeridos, cumpliendo con los recubrimientos normativos.

Losa inferior

Usualmente, el espesor de la losa inferior varía a lo largo de la longitud del puente de forma lineal o parabólica (segundo o cuarto grado), siendo máximo cerca de los apoyos y mínimo en la mitad de la luz.

El espesor mínimo se selecciona de manera que pueda albergar el arreglo de acero, se respete el recubrimiento requerido y se impida las deformaciones transversales excesivas. En contraste, el espesor máximo debe ser suficiente para cumplir con el límite normativo de compresiones en la fibra inferior para el estado límite de servicio.

Tabiques

El espesor de los tabiques se dimensiona para resistir las fuerzas de cortante, torsión y flexión transversal, además de proveer suficiente espacio para un adecuado armado del acero pasivo (acero transversal para atender cortante y torsión, acero longitudinal por flexión longitudinal, acero longitudinal por torsión y el acero longitudinal por flexión transversal), vaciado del concreto y ubicación de los anclajes cuando se ubican cables en las almas.

Cartelas superiores

Las cartelas superiores se dimensionan teniendo en cuenta que su función es dar más espesor a la losa en zonas donde las fuerzas transversales son grandes, aumentar el tamaño de la conexión entre losa superior y tabiques, facilitar el vaciado con su forma de embudo, alojar los cables para momento negativo con sus respectivos anclajes y facilitar el desencofrado.

Cartelas inferiores

Las dimensiones de las cartelas inferiores se seleccionan teniendo en cuenta que su función es la de alojar los cables para momento positivo con sus respectivos anclajes y lograr una transición más uniforme de los esfuerzos entre tabiques y losa.

1.1.2 Ayudas de predimensionamiento

En la Tabla 1-1 se listan ayudas de predimensionamiento en función de los valores usualmente utilizados en el medio, presentando los intervalos en los que generalmente se

encuentra el valor de cada variable, señalando como **recomendado** al valor o intervalo de valores más utilizado para cada parámetro.

Adicionalmente, se recopilan bajo la columna **sugerencias** ayudas de predimensionamiento recomendadas en Barras et al., 2003; Perdomo, 2011; Valle-Pascual et al., 2017, Ariñez Fernández & Astiz Suárez, 2012 y con base en el resultado del análisis de 16 puentes diseñados y construidos en Colombia entre el 2000 y 2020.

Tabla 1-1: Ayudas de predimensionamiento

Variable		Rango		Recomendado	Sugerencia
B	Ancho Total	7.50 m	14.00 m	B < 12.00 m	-
D	Ancho Base	0.50B	0.58B	0.54B	-
H	Altura de la Sección en la dovela de arranque	$L_d/15$	$L_d/25$	$L_d/19$	$0.042L_c + 1.904^*$
h	Altura de la Sección en la dovela de cierre	$L_d/30$	$L_d/70$	$L_d/55$	$0.0088L_c + 1.433^*$
H/h	Relación entre alturas	1.80	4.00	3.30	Criterio estético vs técnico
t_{inf_c}	Espesor de la losa inferior en Cierre	0.20 m	0.30 m	0.25 m	-
t_{inf_a}	Espesor de la losa inferior en Arranque	H/10	H/14	H/12	$0.0079L_c - 0.171^*$
t_{sup}	Espesor de la losa superior	0.20 m	0.30 m	0.25 m	Para $L_c > 150$ revisar espacio para ductos
t_{tab}	Espesor de tabiques	0.35 m	0.65 m	0.45 m	$L_d/275 + 1.25B/L_c - 0.125$
l_{c1}	Longitud cartela superior externa (1)	0.60 m	1.50 m	$0.5L_{vol}$	-
h_{c1}	Altura cartela superior externa (1)	$L_{vol}/8$	$L_{vol}/5$	-	-
l_{c2}	Longitud cartela superior interna (2)	0.60 m	1.50 m	-	-
h_{c2}	Altura cartela superior interna (2)	$t_{sup} >$	$1.50t_{sup}$	-	-
l_{c3}	Longitud cartela inferior interna (3)	0.00 m	l_{c2}	l_{c2}	$0.8l_{c2}$
h_{c3}	Altura cartela inferior interna (3)	$h_{c3}/l_{c3} = 1/5$	$h_{c3}/l_{c3} = 1/4$	t_{sup}	-
L_{vol}	Longitud de Voladizo	$0.30(D - t_{tab})$	$0.40(D - t_{tab})$	$0.40(D - t_{tab})$	-
$L_{dovelas}^{**}$	Longitud de Dovelas	2.50 m	5.00 m	Iguals	Múltiplos de 0.50 m 3 longitudes diferentes
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto	35 Mpa	70 Mpa ^{***}	-	$(20 L_c + 4000)/145 > 35\text{Mpa}$
t_{vol}	Espesor de voladizo en extremo	0.25m		-	-
L_i, L_d	Longitud de voladizo Izquierda y Derecha	$0.30L_c$	$0.70L_c$	$0.50L_c$	-

* Relaciones obtenidas del análisis de los 16 puentes.

**Este parámetro depende de la capacidad del carro de avance y del peso de la dovela fraguada. Lo ideal es tener la menor cantidad de longitudes distintas, sin embargo, en luces mayores a 150 m no siempre es posible tener solo 3 longitudes distintas.

La elección de la relación entre altura de dovela en apoyos y dovela central (H/h) es uno de los parámetros que mayor impacto tendrá en el costo final del puente, debido principalmente a que un cambio pequeño en la altura de la sección supone un aumento considerable en el volumen de concreto requerido para los tabiques.

En virtud de lo anterior, debe tenerse en cuenta al dimensionar las secciones, que a partir de los 110 m de luz central, una proporción estética entre alturas de dovelas (H/h cercano a 1.8) comienza a ser significativamente más costosa que una relación económica (H/h cercano a 4.0) y que pasados los 300 m de luz es difícil justificar dicho sobre costo (Honório, 2007).

En la Tabla 1-2 y la Tabla 1-3, se presenta un ejemplo de aplicación de las relaciones anteriormente sugeridas para puentes de luz central entre 75 m y 300 m, y ancho de tablero de 10.50 m.

Tabla 1-2: Dimensiones de un puente de $B=10.50$ m, $D=6.00$ m según el valor “recomendado” de predimensionamiento. Todas las unidades en metros a menos que de indique otra unidad.

L_c	$L_{VI}=L_{VD}$	$l_{c1, 2 y 3}$	L_{vol}	t_{tab}	t_{sup}	$h_{c1, 2 y 3}$	H	h	$t_{inf a}$	$t_{inf c}$	f'_c (Psi)
75	37.5	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	3.9	1.8	0.4	0.25	6000
100	50.0	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	5.3	1.8	0.6	0.25	6000
125	62.5	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	6.6	2.3	0.8	0.25	6500
150	75.0	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	7.9	2.7	1.0	0.25	7000
200	100.0	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	10.5	3.6	1.4	0.25	8000
225	112.5	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	11.8	4.1	1.6	0.25	8500
250	125.0	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	13.2	4.5	1.8	0.25	9000
275	137.5	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	14.5	5.0	2.0	0.25	9500
300	150.0	1.13	2.25	0.45	0.25	0.25	15.8	5.5	2.2	0.25	10000

Tabla 1-3: Dimensiones de un puente de $B=10.50$ m según el valor “sugerido” de predimensionamiento

L_c	$L_{VI}=L_{VD}$	$l_{c1 y 2}$	l_{c3}	L_{vol}	t_{tab}	t_{sup}	$h_{c1, 2 y 3}$	H	h	$t_{inf a}$	$t_{inf c}$	f'_c (Psi)
75	37.5	1.13	0.90	2.25	0.30	0.25	0.25	5.1	2.1	0.4	0.25	6000
100	50.0	1.13	0.90	2.25	0.35	0.25	0.25	6.1	2.3	0.6	0.25	6000
125	62.5	1.13	0.90	2.25	0.45	0.25	0.25	7.2	2.5	0.8	0.25	6500
150	75.0	1.13	0.90	2.25	0.50	0.25	0.25	8.2	2.8	1.0	0.25	7000
200	100.0	1.13	0.90	2.25	0.65	0.25	0.25	10.3	3.2	1.4	0.25	8000

Lc	L _{VI} =L _{VD}	l _{c1 y 2}	l _{c3}	L _{vol}	t _{tab}	t _{sup}	h _{c1, 2 y 3}	H	h	t _{inf a}	t _{inf C}	f _c (Psi)
225	112.5	1.13	0.90	2.25	0.75	0.25	0.25	11.4	3.4	1.6	0.25	8500
250	125.0	1.13	0.90	2.25	0.85	0.25	0.25	12.4	3.6	1.8	0.25	9000
275	137.5	1.13	0.90	2.25	0.90	0.25	0.25	13.5	3.9	2.0	0.25	9500
300	150.0	1.13	0.90	2.25	1.00	0.25	0.25	14.5	4.1	2.2	0.25	10000

Puede notarse que hay poca diferencia entre la altura de dovela en las pilas, estimada con las relaciones optimas y sugerida, siendo del 24% para luces de 75 m y de alrededor del 10% para luces entre 100 m y 300 m.

Sin embargo, para el caso de la altura de dovela en medio de la luz se tiene que la diferencia entre estimados varía linealmente entre 22% y 0% en el intervalo de 75 m a 160m y entre 0% y 35% en el intervalo de 160 m a 300 m.

1.2 Tenores de referencia

Se llama tenor a la proporción entre la cantidad de un material y una medida unitaria de la estructura. De esta forma, el tenor de concreto (m³/m²) relaciona la cantidad de metros cúbicos de concreto requeridos por cada metro cuadrado en planta del puente. En consecuencia, los tenores son herramientas útiles para que el ingeniero estime de manera preliminar las cantidades requeridas para una estructura y evalúe la eficiencia y economía de un diseño.

1.2.1 Tenores de materiales

En la Tabla 1-4 se presentan tenores de referencia de concreto, acero pasivo, y cables de presfuerzo para la superestructura de puentes segmentales construidos in situ para varios países.

Tabla 1-4: Tenores usuales de puentes segmentales

País	Caso	Concreto (m ³ /m ²)	Acero (kg/m ²)	Cables (kg/m ²)
España	Mínimo	0.003Lc + 0.351	0.533Lc + 47.028	0.218Lc + 2.929
	Máximo	0.004Lc + 0.429	0.591Lc + 56.057	0.303Lc + 5.829
Estados Unidos	Mínimo	0.004Lc + 0.1875	-	0.261Lc + 1.631
	Máximo	0.0039Lc + 0.393	-	0.277Lc + 10.357

País	Caso	Concreto (m ³ /m ²)	Acero (kg/m ²)	Cables (kg/m ²)
Francia	Mínimo	0.005Lc + 0.150	130 a 170 kg/m ³ ; > 150 kg/m ³ para puentes curvos	40 a 50 kg/m ³
	Máximo	0.0064Lc + 0.140		
Colombia	Mínimo	0.0035Lc + 0.268	0.575Lc + 42.25	0.2406Lc + 0.169
	Máximo	0.0044Lc + 0.392	0.5656Lc + 60.119	0.289Lc + 7.263
	Promedio	-	130 a 170 kg/m ³ ; > 145 para puentes curvos	30 a 55 kg/m ³

Los tenores de puentes construidos en Francia fueron tomados del Departamento Técnico de Ingeniería de Transportes, Carreteras y Puentes y Seguridad Vial de Francia, SETRA (Barras et al., 2003) y del texto *Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos* (Mathivat, 1980). Por su parte, los tenores de Puentes españoles se extrajeron del Ministerio de Fomento de España (MFOM, 2000), mientras que los estadounidenses se referenciaron de *Prestressed concrete bridges and segmental construction* (Podolny & Muller, 1982). Por último, para el caso de Colombia, se calcularon a partir de 16 puentes diseñados y construidos entre el 2000 y 2020.

En la Figura 1-3 se aprecia que el tenor de concreto de los puentes colombianos analizados es muy similar al reportado en Estados Unidos y España, difiriendo en menos de un 10% en ambos casos. Sin embargo, respecto a Francia se tienen diferencia de hasta el 25%.

De la misma forma, en la Figura 1-4 se observan valores semejantes entre los tenores de acero pasivo de los puentes colombianos y españoles, con discrepancias del 5%.

Por su parte, en la Figura 1-5, se advierte que los límites para el tenor de acero pasivo expresados en kg/m³ de los puentes colombianos son menores a los franceses y tienen un comportamiento parabólico que tiende a 152 kg/m³, a medida que la luz aumenta.

En el caso de los tenores de presfuerzo presentados en la Figura 1-6, se notan diferencias del 6% y 15% entre los puentes colombianos y los puentes españoles y respectivamente.

Por último, la Figura 1-7 muestra un comportamiento parabólico del tenor de acero de presfuerzo colombiano expresado en kg/m³.

Figura 1-3: Tenores de concreto en puentes segmentales por país (España; USA; Francia, Colombia)

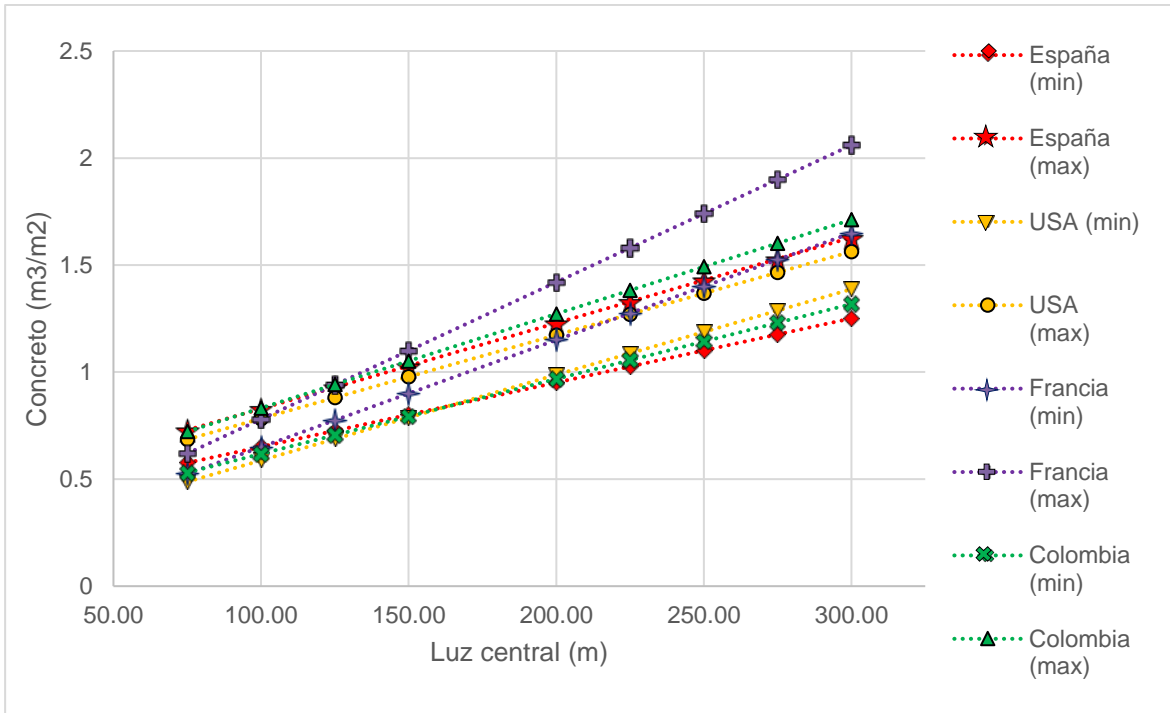


Figura 1-4 Tenores de acero pasivo (kg/m^2) en puentes segmentales por país (España, Colombia)

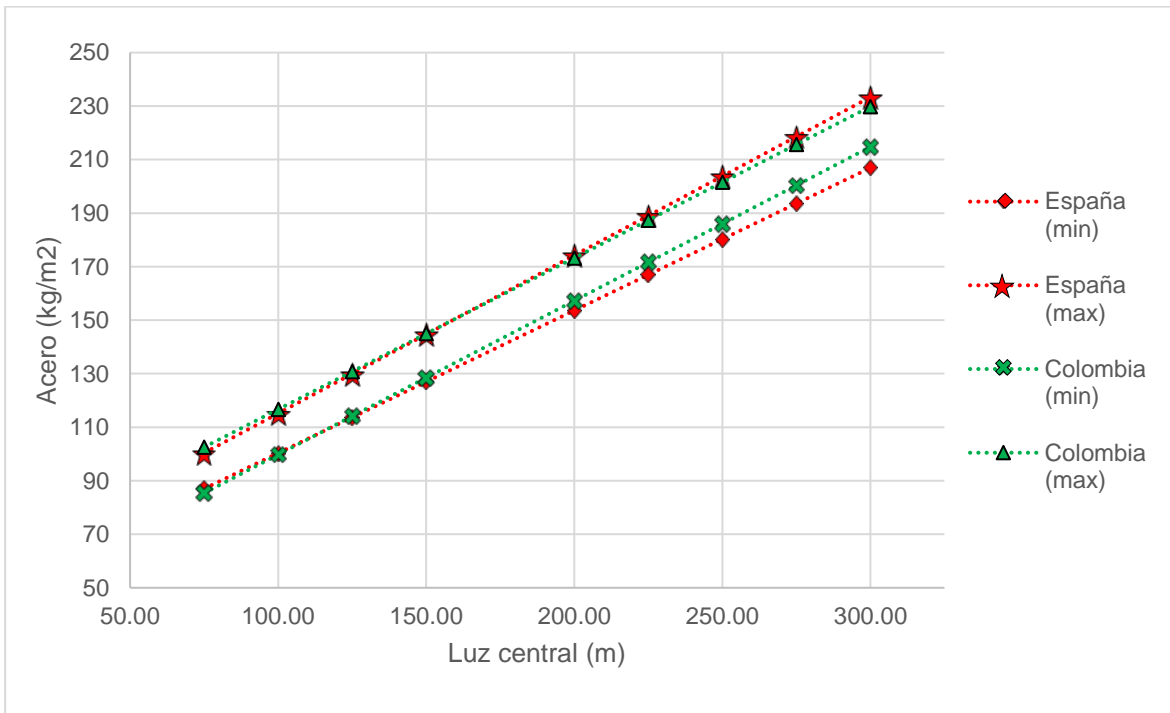


Figura 1-5: Tenores de acero pasivo (kg/m^3) en puentes segmentales por país (Francia, Colombia)

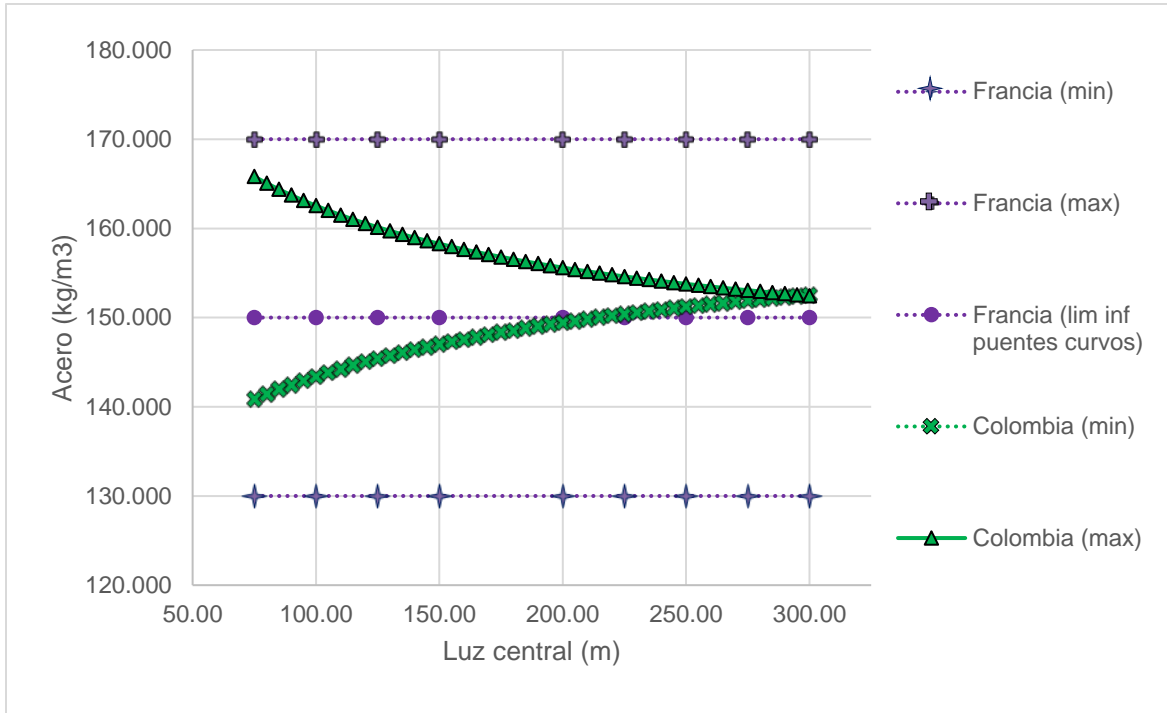


Figura 1-6: Tenores de cables de presfuerzo (kg/m^2) en puentes segmentales por país (España; USA; Colombia)

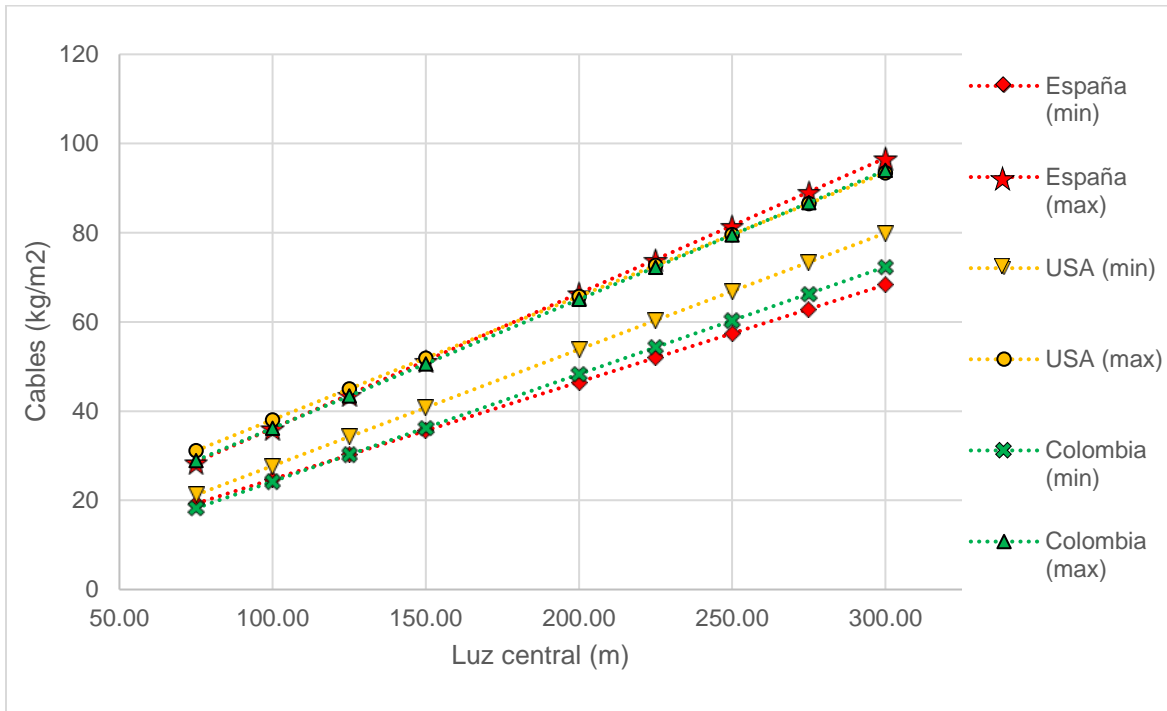
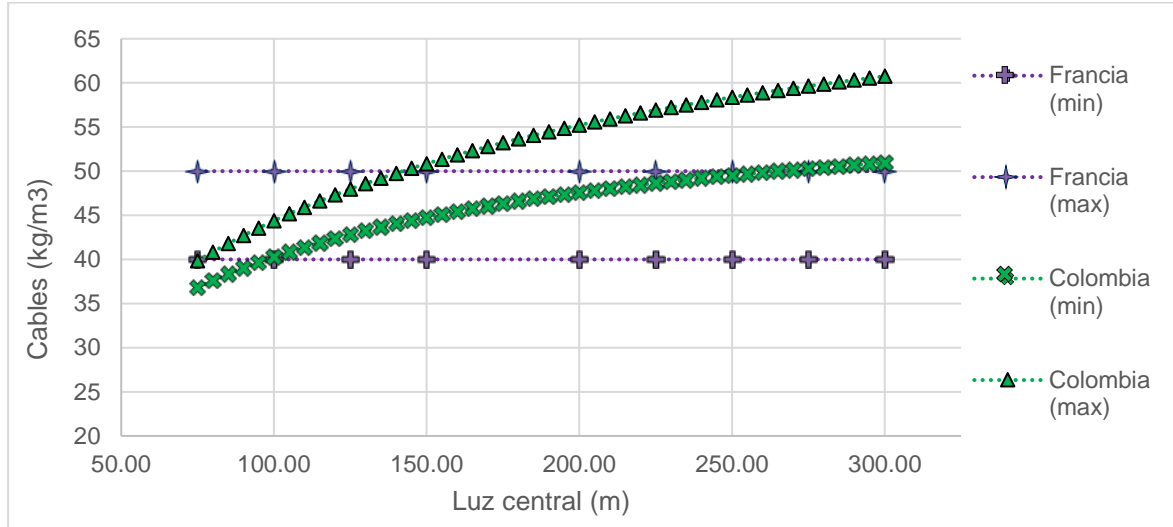


Figura 1-7: Tenores de cables de presfuerzo (kg/m³) en puentes segmentales por país (Francia, Colombia)



En Colombia todavía no se diseñan puentes de voladizos sucesivos con luces centrales mayores a los 200m. Lo presentado en las gráficas para el caso colombiano entre los 200m y 300m de luz central corresponde a una interpolación de lo hallado para las luces convencionales.

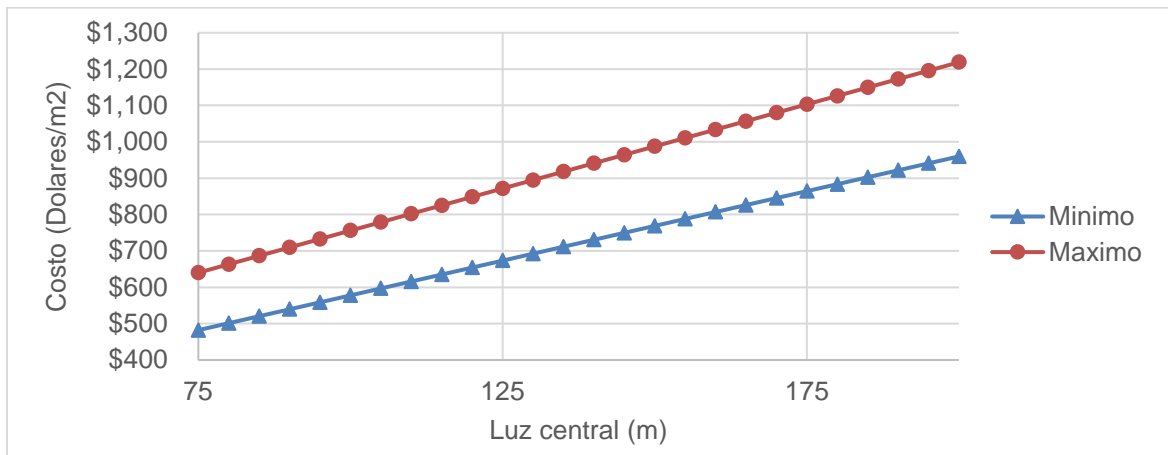
1.2.2 Costos por metro cuadrado

En la Figura 1-8 se presentan los costos por metro cuadrado de tablero de los materiales de la superestructura (concreto, acero pasivo y cables de presfuerzo) incluyendo su colocación y excluyendo el importe asociado al carro de avance. En la Tabla 1-5 se listan los precios de cada material.

Los costos por metro cuadrado fueron estimados a partir de 16 puentes diseñados y construidos entre el 2000 y 2020 en Colombia, con ancho de tablero 10.50 m. Los precios de los materiales se encuentran actualizados a la fecha de presentación de este escrito, 20 de febrero de 2022, día en el cual la Superintendencia Financiera de Colombia especificaba una Tasa Representativa del Mercado (TRM) de \$3.927,25 pesos colombianos.

Tabla 1-5: Estimación de costos

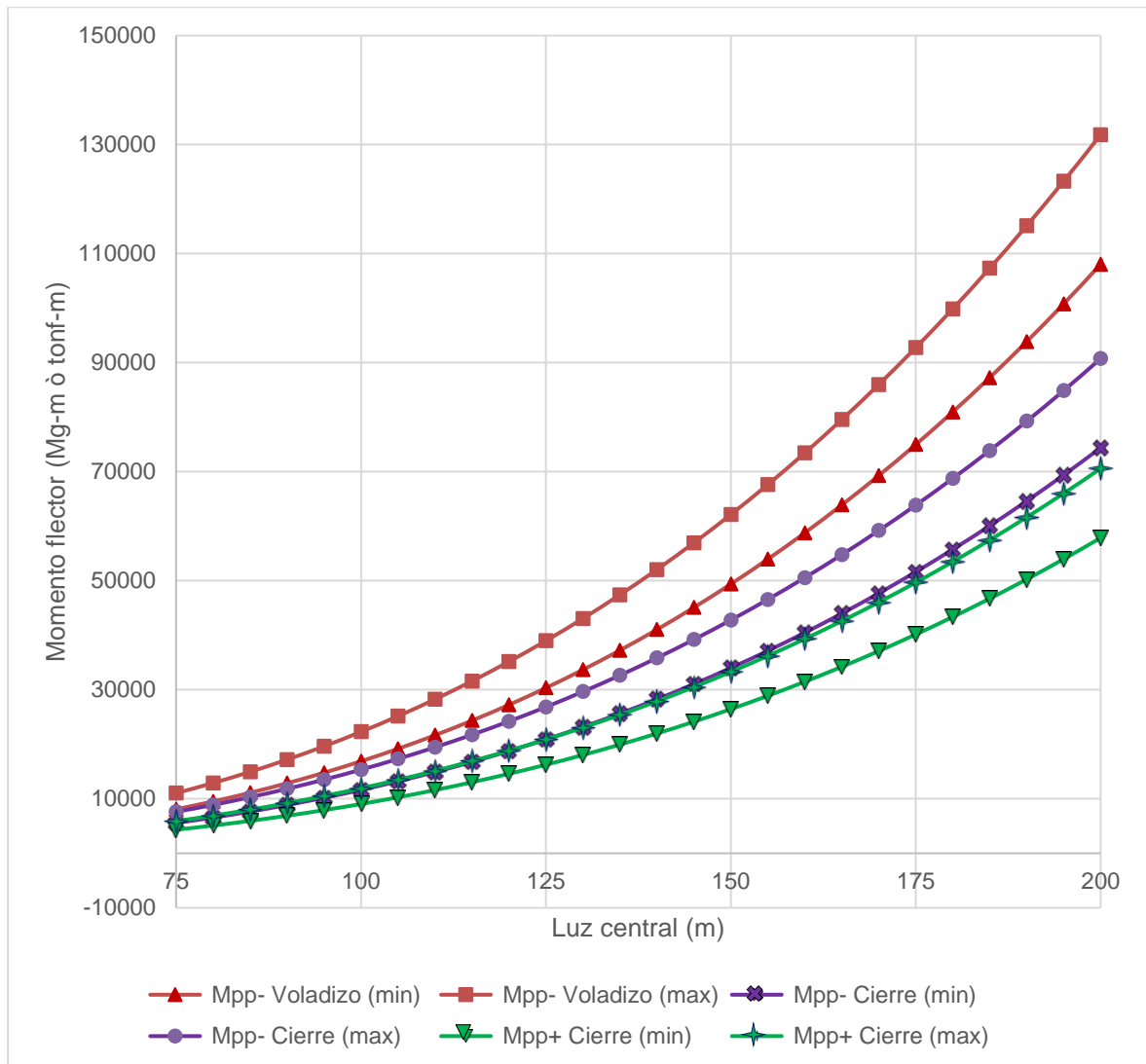
Ítem	Costo (dólares)
Mano de obra Acero 420 Mpa (kg)	0.81
Acero 420 Mpa (kg)	1.04
Mano de obra Acero de presfuerzo (kg)	3.65
Acero de presfuerzo (kg)	3.05
Mano de obra Concreto (m ³)	365.09
Concreto f'c 42 Mpa (m ³)	126.66
Concreto f'c 49 Mpa (m ³)	134.46
Concreto f'c 56 Mpa (m ³)	143.72
Concreto f'c 63 Mpa (m ³)	154.12
Concreto f'c 70 Mpa (m ³)	188.52

Figura 1-8: Costos por metro cuadrado de tablero B=10.50 m

1.3 Solicitaciones estimadas

A partir de un análisis aproximado de solicitaciones de 16 puentes diseñados y construidos en Colombia entre el 2000 y 2020, se estimaron los momentos flectores de diseño probables para puentes con ancho de tablero de 10.50 m que han sido fundidos monolíticamente con su subestructura y que cuentan con luces centrales entre 75 m y 200 m, con el fin de que sirvan de referencia de las solicitaciones probables en puentes de dimensiones similares y de la cantidad de presfuerzo necesario. Los resultados se presentan en la Figura 1-9.

Figura 1-9: Solicitaciones estimadas B=10.50 m



Durante la construcción se presentan las mayores solicitaciones, correspondientes a momentos negativos debido al comportamiento como voladizo de la estructura (Mpp-Voladizo). Después de que se cierra el puente y se presentan los efectos reológicos (10 años aproximadamente) hay una redistribución de las fuerzas por peso propio, disminuyendo los momentos negativos (Mpp- Cierre) y generando un momento positivo de menor valor (Mpp+ Cierre).

2. Comparación entre Puentes convencionales e híbridos

En este apartado se estima la reducción de acero de presfuerzo y concreto obtenida en la fase isostática (antes del cierre) al sustituir las paredes de concreto de puentes convencionales por cerchas de acero.

Para ello, se realizó el modelo 3D de tres puentes cuyo diseño ha sido aprobado para construcción, dos de los cuales han sido construidos y puestos en servicio (Puentes 1 y 2). El resumen de dimensiones de los puentes estudiados se presenta en la Tabla 2-1.

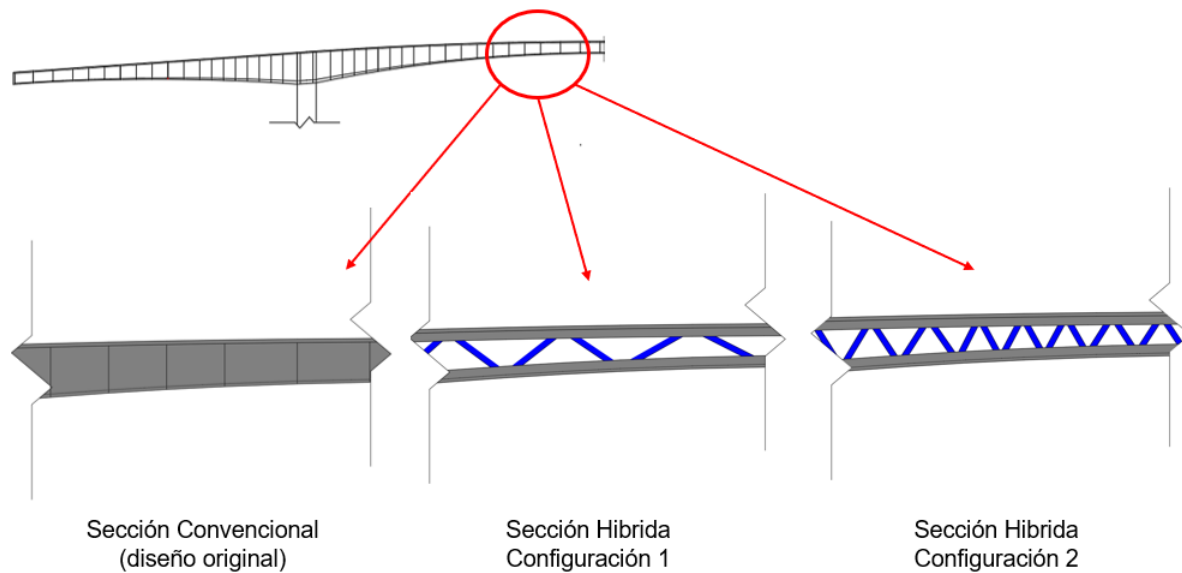
Estos puentes se escogieron en virtud de que representan tres luces distintas del rango comúnmente utilizado en Colombia (75m a 200m), presentan distintas relaciones de H/L y h/L, y de que se disponía de sus planos definitivos para construcción.

Tabla 2-1: Resumen de dimensiones de los puentes estudiados

Ítem		Puente 1		Puente 2		Puente 3	
		Secc. en Apoyos	Secc. en Cierre	Secc. en Apoyos	Secc. en Cierre	Secc. en Apoyos	Secc. en Cierre
DATOS GENERALES							
B(m)	Ancho Total	10.550	10.550	12.000	12.000	7.200	7.200
D(m)	Ancho Base	6.000	6.000	6.500	6.500	4.000	4.000
H(m)	Altura de la Sección	6.400	2.500	8.000	3.000	4.250	2.000
ESPESOR DE LOSAS Y TABIQUES							
t _{sup} (m)	Espesor de la losa superior	0.250	0.250	0.250	0.250	0.225	0.225
t _{inf} (m)	Espesor de la losa inferior	0.500	0.220	0.800	0.200	0.500	0.250
t _{tab} (m)	Espesor de tabiques	0.450	0.450	0.450	0.450	0.400	0.400
LONGITUD DE LUCES							
L _i (m)	Luz Lateral Izquierda	63.000		74.000		52.500	
L _c (m)	Luz Central	130.000		150.000		105.000	
L _d (m)	Luz Lateral Derecha	63.000		74.000		52.500	
LONGITUD DE LUCES							
f' _c (Mpa)	Resistencia del concreto	42		38		56	

También se modelizaron los puentes con secciones híbridas, es decir, reemplazando sus paredes por cerchas conformadas por tubos de acero circulares siguiendo dos configuraciones distintas: Para la configuración 1 (Conf1), se supuso que cada dovela considerada en el diseño original lleva una diagonal por tabique. Para la configuración 2 (Conf2), se dispuso la cercha de manera tal que los ángulos entre tubos fueran de aproximadamente 60° . En la Figura 2-1 se esquematizan los casos estudiados.

Figura 2-1: Esquema de los casos estudiados



De estos modelos se obtuvo el peso de la estructura y las solicitaciones de momento flector sobre la estructura por peso propio.

2.1 Modelos estructurales

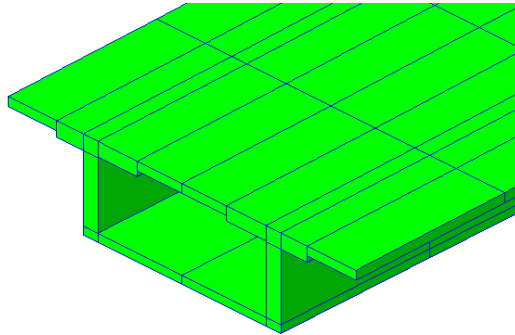
Se modelizó solo medio puente por caso (Voladizo Izquierdo y media luz central, incluyendo media dovela de cierre), en virtud de que se buscaba estudiar solo la fase isostática y de que la configuración de los modelos es simétrica alrededor del plano vertical en el centro de la luz. Para el análisis no se consideró el peso del carro de avance.

Los modelos estructurales de los puentes híbridos y convencionales se realizaron en el software de análisis estructural Midas Civil, debidamente licenciado, teniendo las siguientes consideraciones:

2.1.1 Sección Convencional

Las losas, tabiques y voladizos se modelizaron con elementos bidimensionales, incluyendo resistencia a flexión fuera del plano, con los espesores y resistencia a la compresión ($f'c$) indicados en los planos de los diseños originales. La modelización de la sección estructural del puente 1 se muestra en la Figura 2-2 a manera de ejemplo.

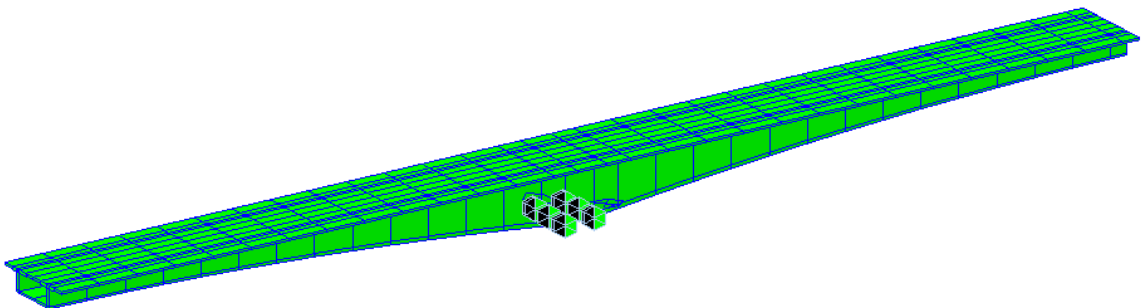
Figura 2-2: Modelización de la sección estructural del puente 1 para el caso convencional



Adicionalmente, para la modelización de la losa superior e inferior se tuvo en cuenta lo dispuesto en planos, incluyendo la variación del espesor de la losa inferior a lo largo del puente.

Como condición de frontera, se consideraron articulaciones en el perímetro de la conexión entre la superestructura y la columna como se observa en la Figura 2-3. Por su parte, el voladizo lateral no se considero apoyado en los estribos, a pesar de ser la condición normal en el medio colombiano al vaciar la dovela de cierre.

Figura 2-3: Modelización del diseño original del puente 1 antes de cierre



2.1.2 Secciones Híbridas

Para conformar las secciones híbridas se conservaron las dimensiones de losas y voladizos, y se supuso un bulbo de anclaje para los tubos de 60 cm de altura sobre las losas y del mismo espesor de los tabiques del diseño original.

Por su parte, los tubos se supusieron de un diámetro equivalente al espesor de los muros que reemplazan y de un espesor igual al mínimo necesario para cumplir con las solicitaciones máximas de flexo compresión de cada caso (Diseño convencional de Miembros tubulares sujetos a compresión axial y flexión). En la Figura 2-4 se presenta una sección convencional y su correspondiente sección híbrida y en la Tabla 2-2 se resumen los espesores utilizados.

Figura 2-4: Sección convencional y su correspondiente sección híbrida

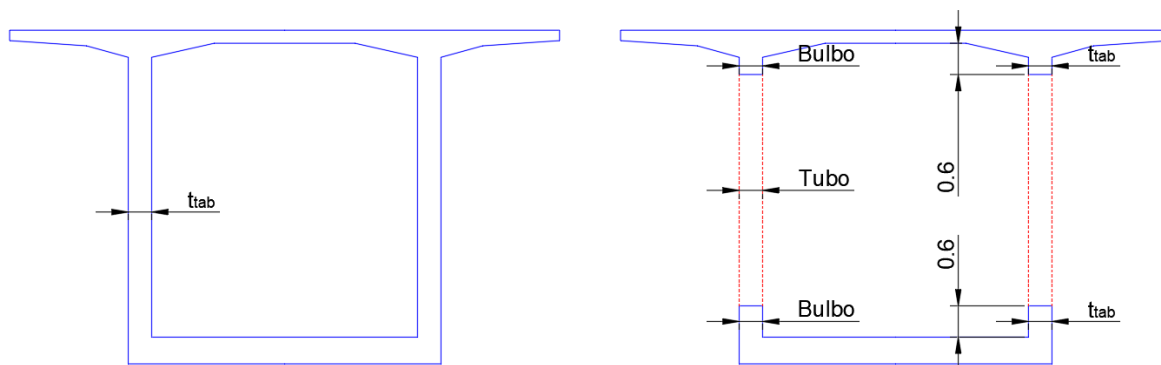


Tabla 2-2: Espesores de tubos según el caso estudiado, en milímetros.

Puente	Sec. Híbrida Conf 1	Sec. Híbrida Conf 2
1	0.008	0.007
2	0.009	0.009
3	0.007	0.004

Para la modelización, se utilizan elementos bidimensionales con resistencia a flexión fuera del plano, para losas, voladizos y bulbos, mientras que para los tubos se usaron elementos unidimensionales. En cuanto a condiciones de frontera se consideraron articulaciones en el perímetro de la conexión entre la superestructura y la columna como en el caso de los puentes convencionales.

En la Figura 2-5 se observa la modelización de la sección estructural del puente 1 para el caso híbrido y en la Figura 2-6 se muestra una comparación entre los tres modelos realizados para el puente 1, a manera ilustrativa.

Figura 2-5: Modelización de la sección estructural del puente 1 para el caso híbrido Conf2

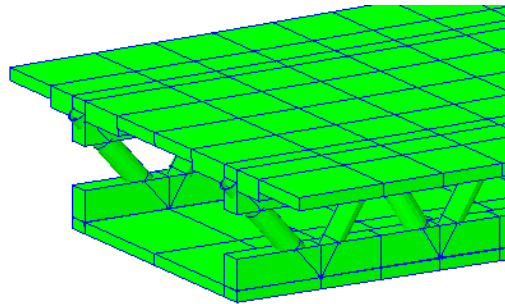
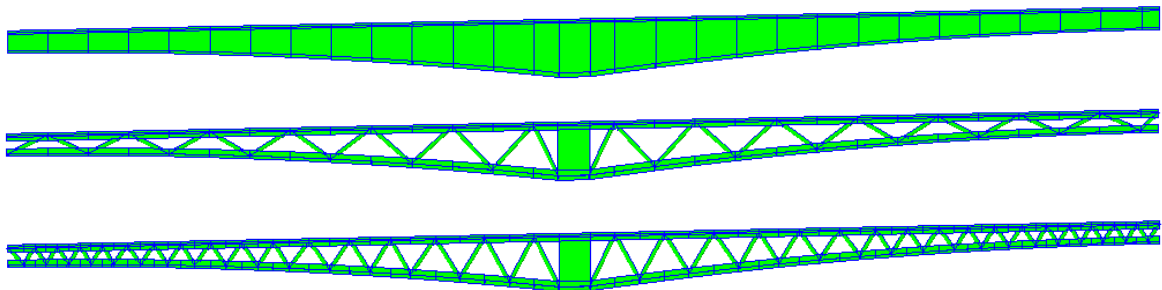


Figura 2-6: Modelos realizados para el puente 1. En orden descendente: Convencional Híbrido Conf1 e Híbrido Conf2.

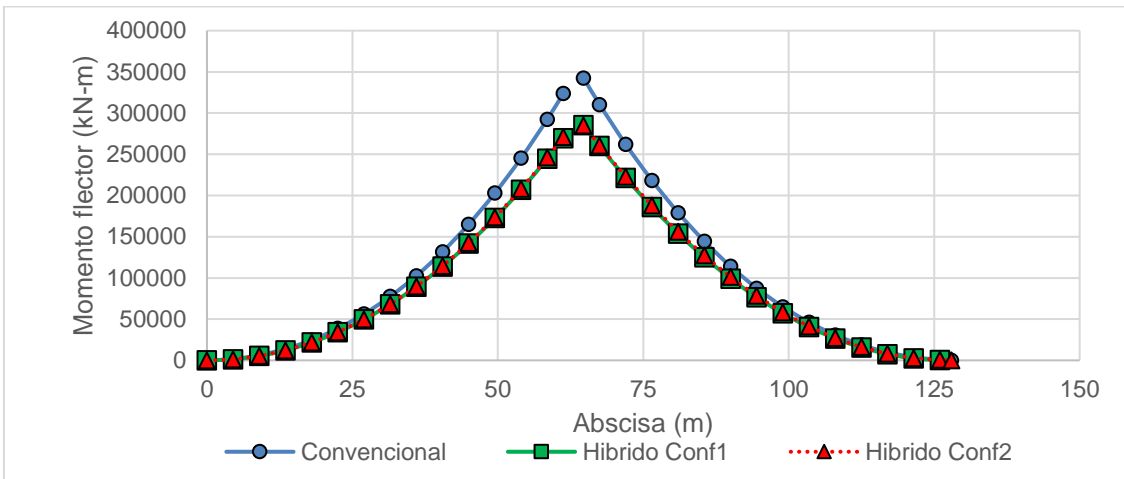
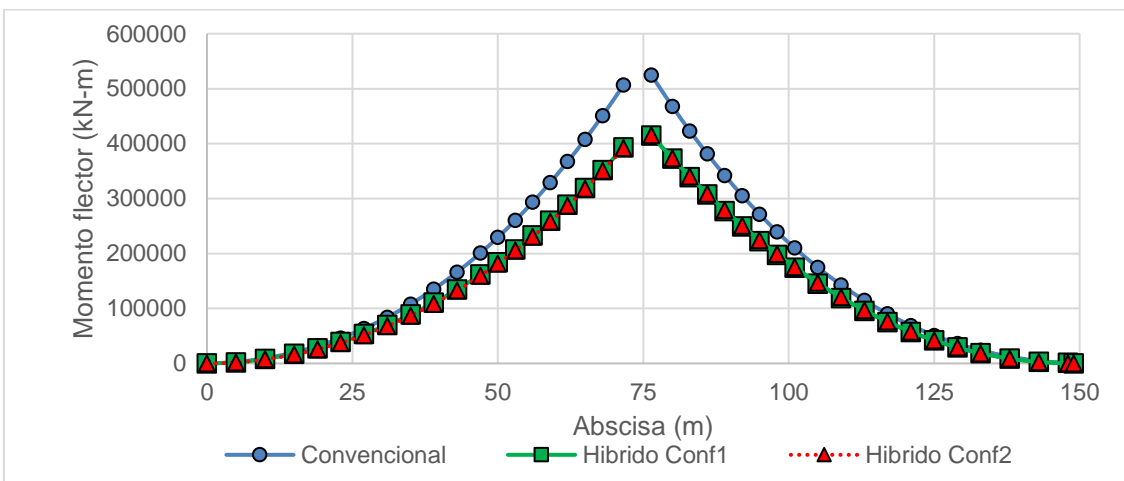
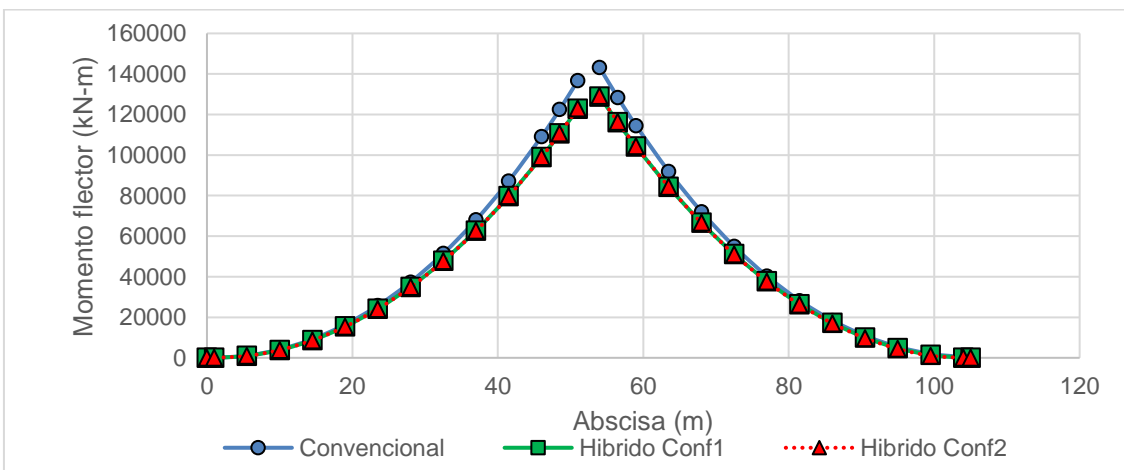


2.2 Resultados

2.2.1 Momento Flector por peso propio

En la Figura 2-7 a la Figura 2-9 se presentan los momentos generados por peso propio en los voladizos izquierdo y central de cada caso analizado.

En las figuras se aprecia que las geometrías híbridas presentan una reducción del 17% en el momento flector en la cara de la pila para el puente 1, del 22% para el puente 2 y del 10% para el caso del puente 3 en comparación a la geometría convencional. Por su parte, las diferencias entre configuraciones híbridas del mismo puente son imperceptibles (menores al 5%).

Figura 2-7: Momentos flectores por peso propio puente 1.**Figura 2-8:** Momentos flectores por peso propio puente 2.**Figura 2-9:** Momentos flectores por peso propio puente 3.

2.2.2 Fuerza de tensado

De la Figura 2-10 a la Figura 2-12, se presenta la fuerza de tensado requerida para que las tensiones en la fibra superior de la sección sean iguales a 0 Mpa bajo la carga de peso propio.

En las figuras se observa una disminución del 30% de la fuerza de tensado en las geometrías híbridas del Puente 1 y 2 respecto a las secciones originales, mientras que para el puente 3 se tiene una reducción del 20%. Adicionalmente, se observa de nuevo una variación insignificante (menores al 5%) entre los resultados obtenidos para las dos configuraciones híbridas del mismo puente.

Figura 2-10: Fuerza de tensado requerida para el Puente 1

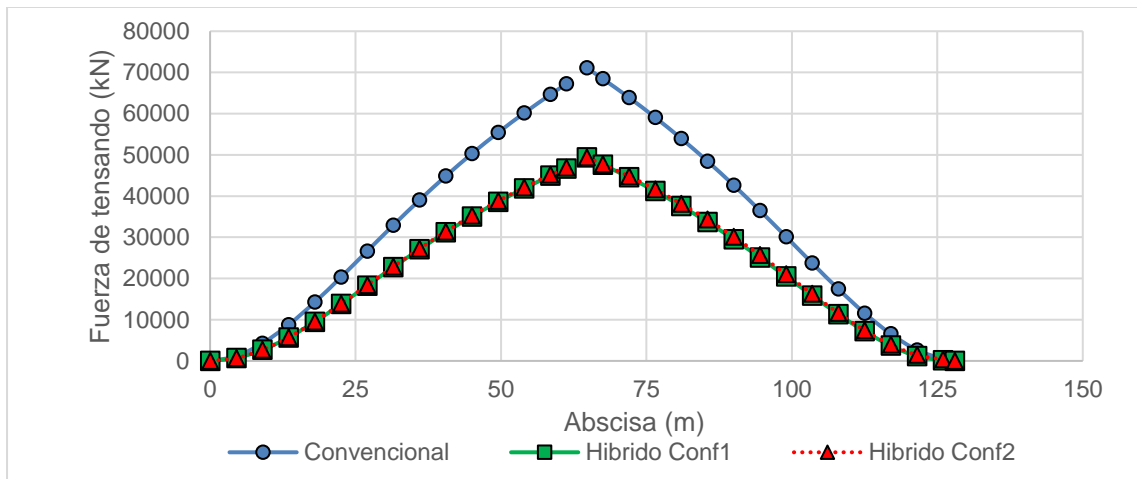


Figura 2-11: Fuerza de tensado requerida para el Puente 2

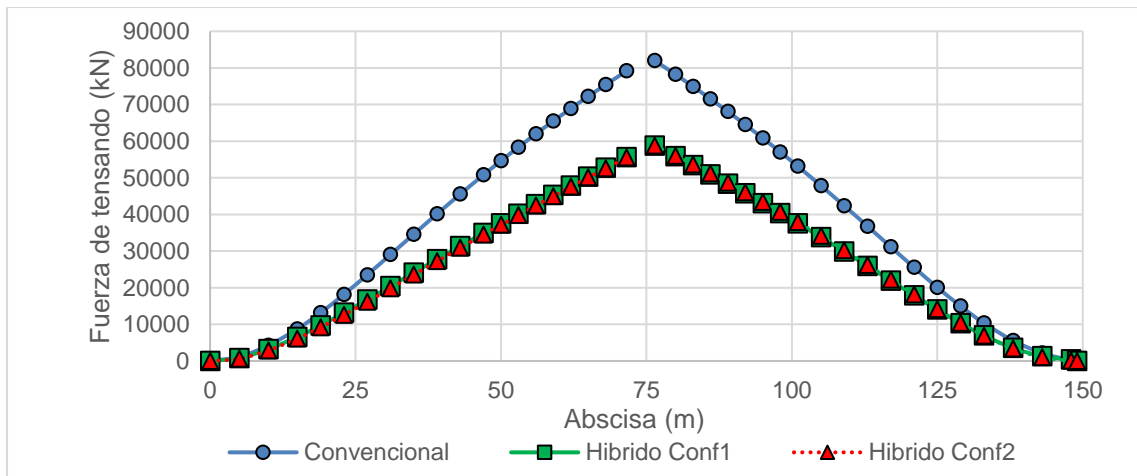
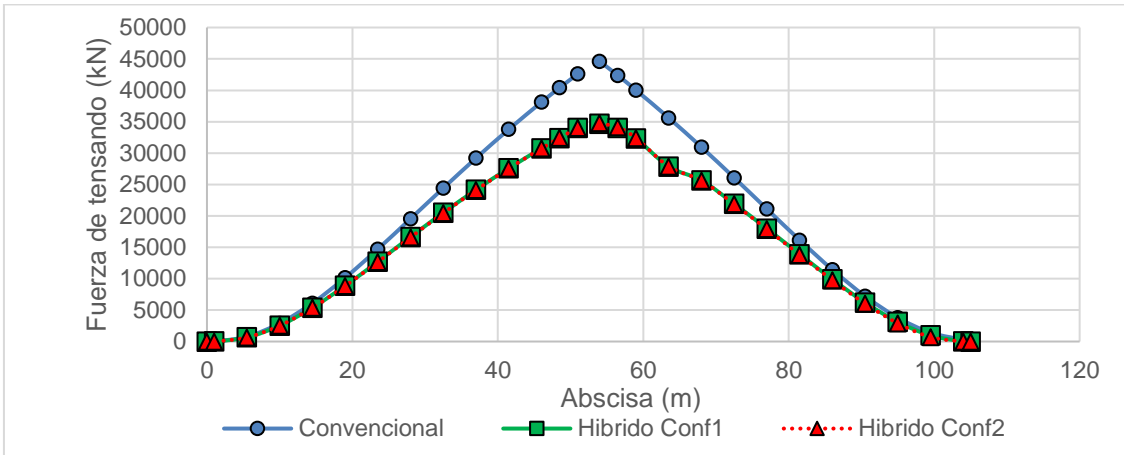


Figura 2-12: Fuerza de tensando requerida para el Puente 3

2.2.3 Fuerzas Axiales en los tubos

El dimensionamiento de los tubos no es una variable considerada en el presente trabajo; sin embargo, se presentan los diagramas de fuerzas axiales de los mismos, para que sirvan de comparación entre tipologías híbridas. De la Figura 2-13 a la Figura 2-18 se presentan los resultados con una elevación de cada caso específico para proveer contexto.

En las figuras se notan reducciones en las fuerzas axiales del 25% al pasar de la configuración 1 a la configuración 2 en el caso del Puente 1, mientras que en el caso del Puente 3 la reducción es de 45%. En contraste, el Puente 3 presenta una diferencia insignificante entre configuraciones (menores al 1%).

Por otra parte, se observa una mejor distribución de las fuerzas axiales en la configuración 2 para todos los casos.

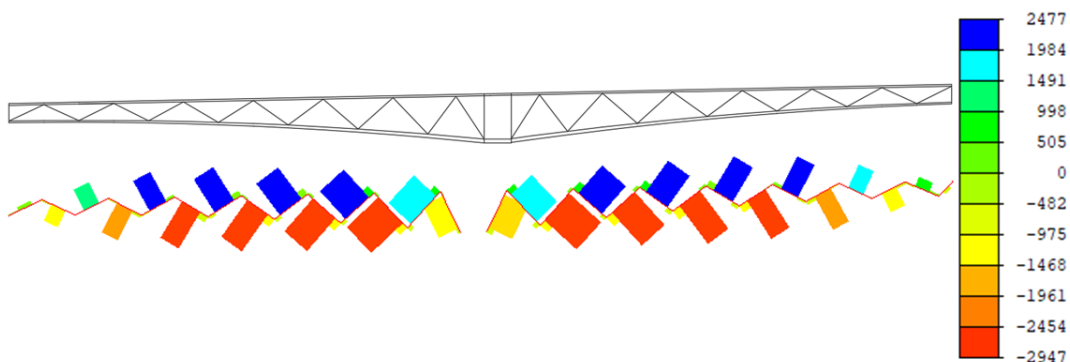
Figura 2-13: Fuerza Axial en tubos Puente 1 configuración Híbrida 1 (kN)

Figura 2-14: Fuerza Axial en tubos Puente 1 configuración Hibrida 2 (kN)

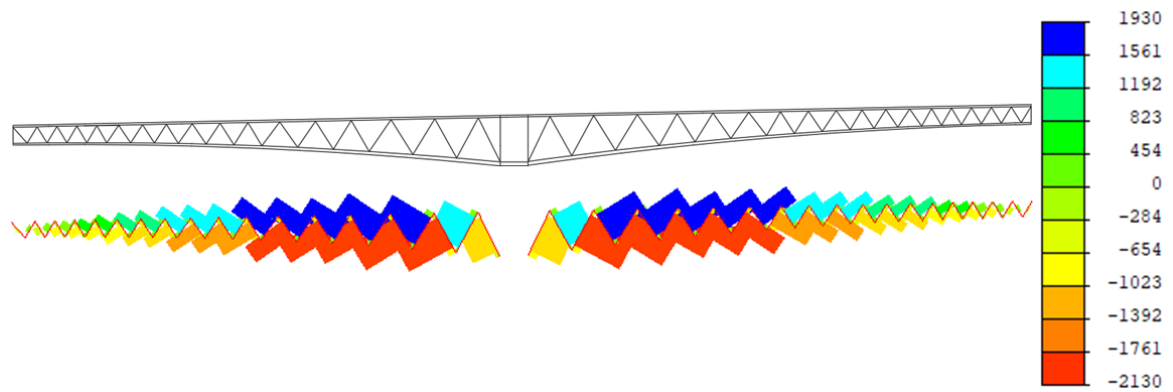


Figura 2-15: Fuerza Axial en tubos Puente 2 configuración Hibrida 1 (kN)

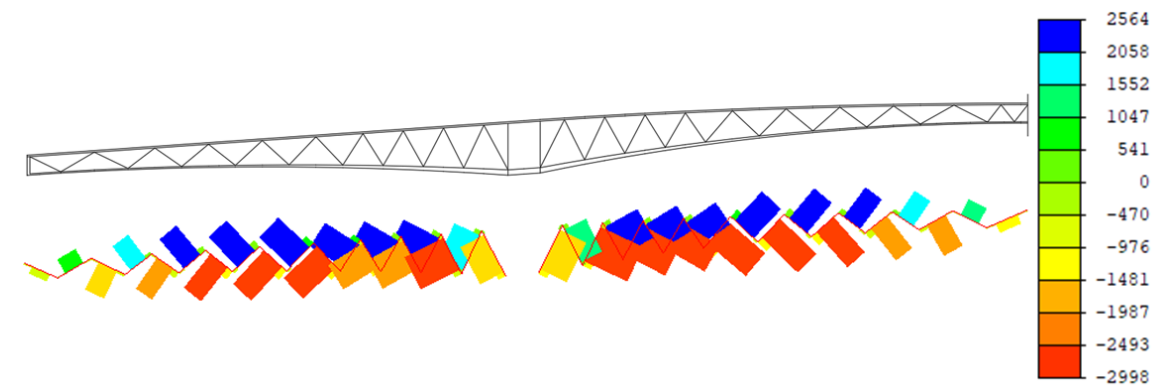


Figura 2-16: Fuerza Axial en tubos Puente 2 configuración Hibrida 2 (kN)

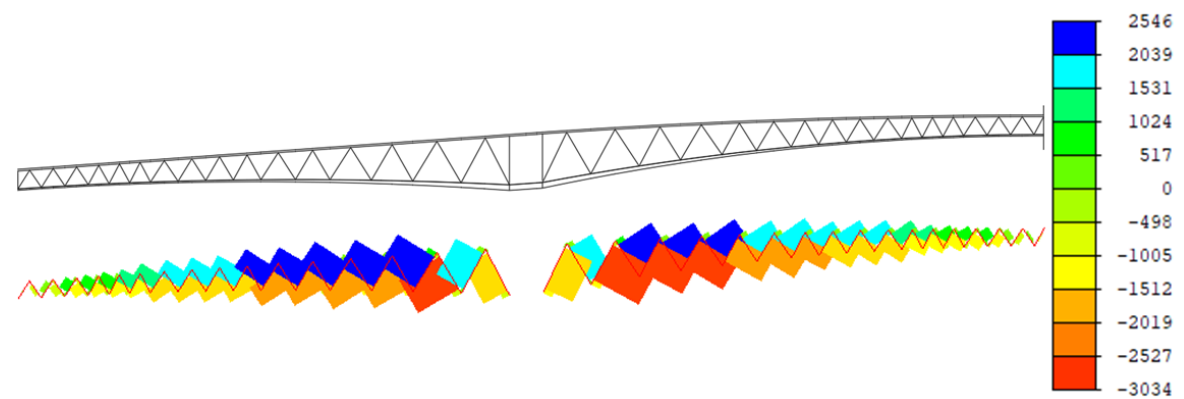
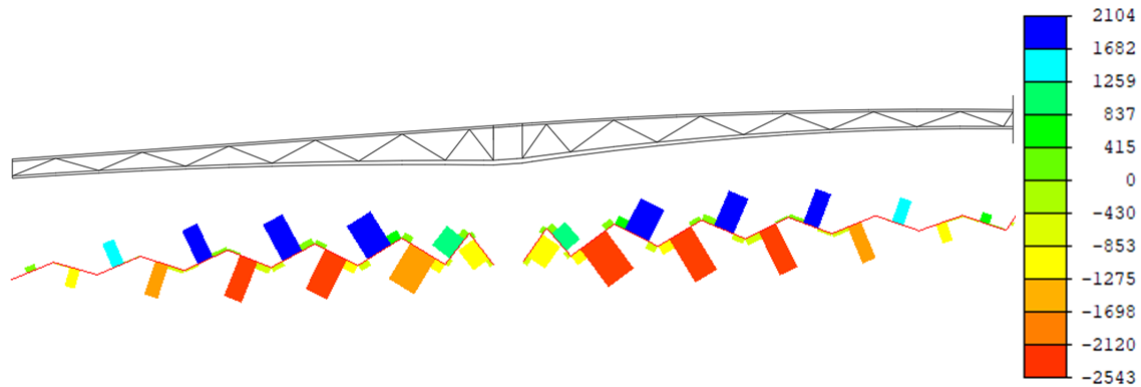
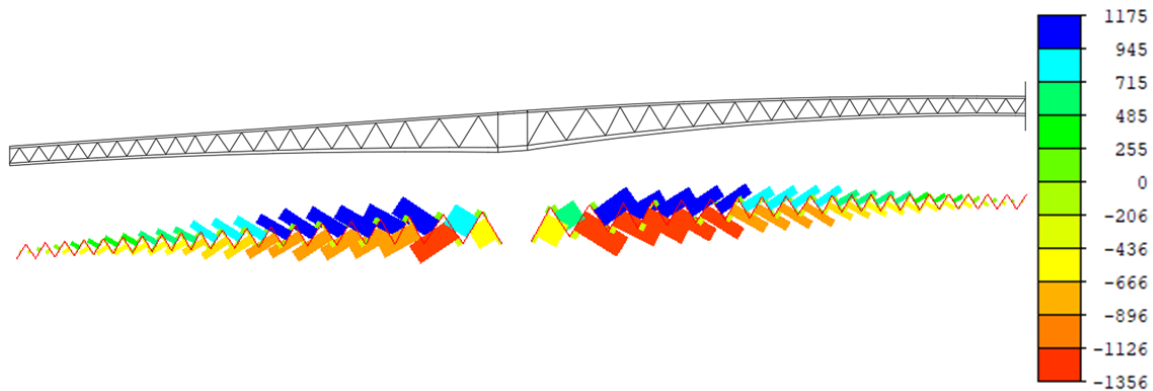


Figura 2-17: Fuerza Axial en tubos Puentes 3 configuración Híbrida 1 (kN)**Figura 2-18:** Fuerza Axial en tubos Puentes 3 configuración Híbrida 2 (kN)

2.2.4 Tenores

En la Figura 2-19, Figura 2-20 y Figura 2-21 se presentan para cada caso los tenores de concreto, tubos y masa total, respectivamente.

De la Figura 2-19 y la Figura 2-21 se infiere que el cambio de sección convencional a híbrida representa una reducción entre el 20% y 25% del volumen de concreto y la masa total para los Puentes 1 y 2, mientras que para el puente 3 la reducción de concreto es de un 15% y la de masa total de un 13%.

En cuanto a la comparación entre distintas configuraciones híbridas de un mismo puente, se encuentra una diferencia en la masa total insignificante para todos los casos (menor al 1%) y un aumento del 20% en el tenor tubos al pasar de la configuración 1 a la 2 en los

Puentes 1 y 2. En contraste, el cambio de configuración 1 a 2 en el puente 3, presentó una reducción del 6% en el mismo tenor.

Figura 2-19: Tenor de concreto

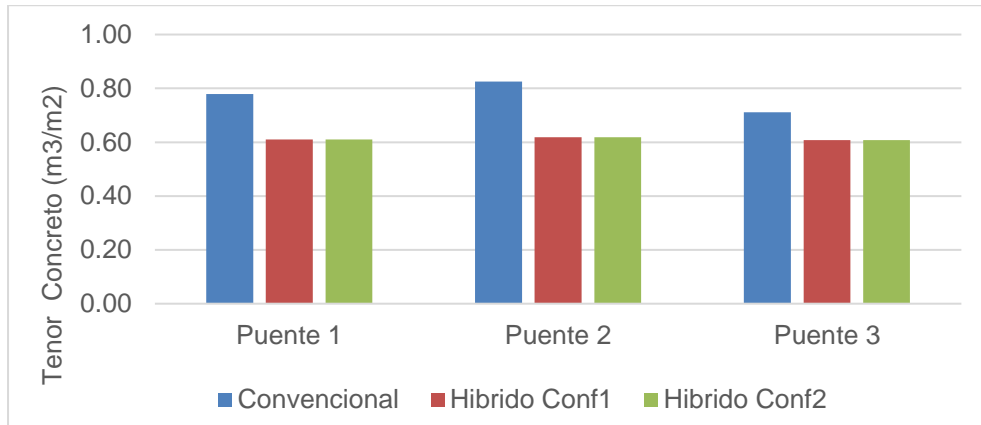


Figura 2-20: Tenor de tubos

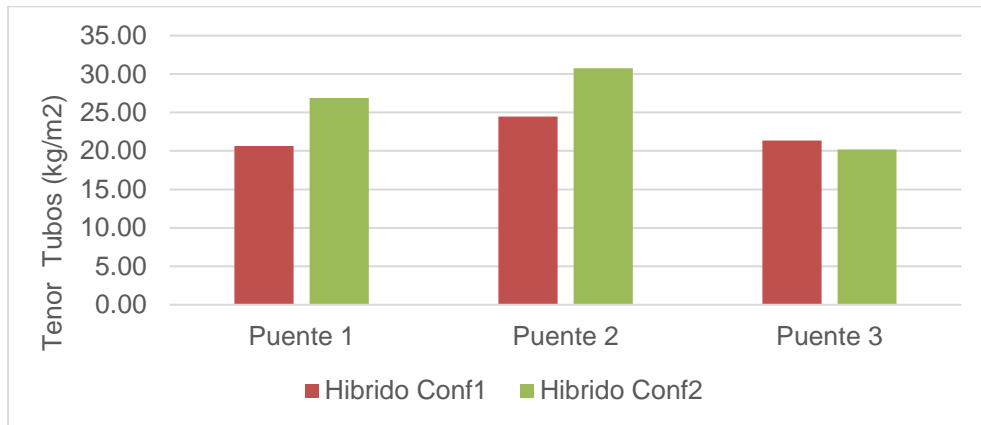
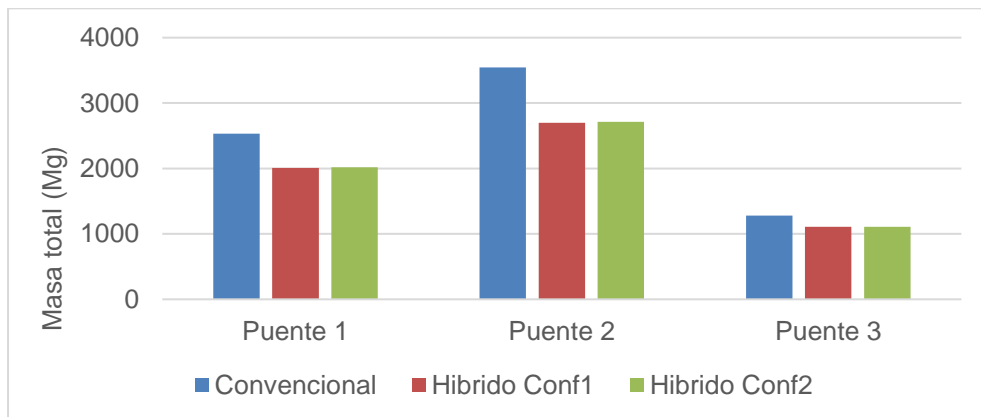
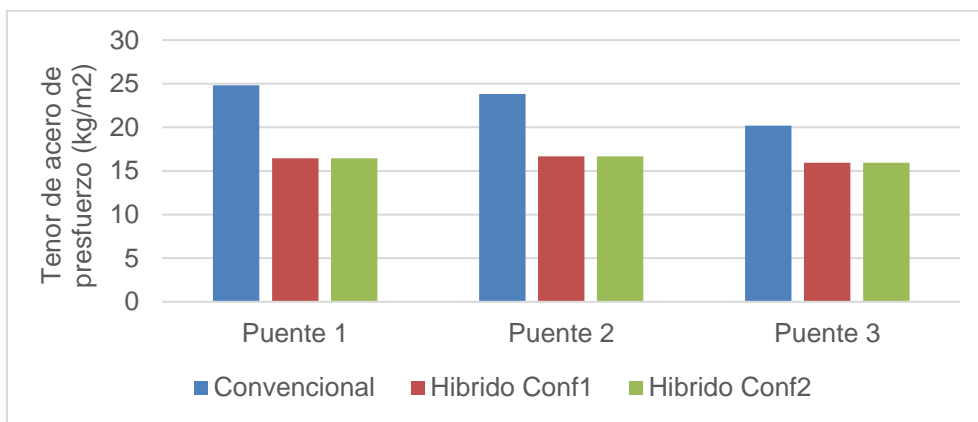


Figura 2-21: Masa total



Por último, se presenta en la Figura 2-22 el tenor de acero de presfuerzo requerido para que las tensiones en la fibra superior de la sección sean iguales a 0 Mpa bajo la carga de peso propio en la fase isostática. Para esto se supuso que para todos los puentes y configuraciones se utilizarían cables de 19 torones de 0.6" de diámetro con un recubrimiento al eje de 11 cm. Adicionalmente, se asumió una fuerza efectiva de tensionamiento por torón de 147 kN, la cual es usual en los puentes segmentales construidos in situ y concuerda con lo encontrado en los 16 puentes analizados en el capítulo anterior.

Figura 2-22: Tenor de acero de presfuerzo



En la figura anterior se aprecia una reducción del 30% en el acero de presfuerzo al utilizar una sección híbrida en los puentes 1 y 2, mientras que en el puente 3 la reducción es del 20%. De nuevo, en este apartado se encuentra una diferencia insignificante (menor al 1%) entre distintas configuraciones híbridas de un mismo puente.

La importante reducción en el acero de presfuerzo requerido se debe a que la sección híbrida es más eficiente, lo cual es fácilmente demostrable al calcular el coeficiente adimensional de eficiencia a flexión ($\rho = r^2 / (Y_{sup} Y_{inf})$) (Chen & Duan, 2014). La eficiencia promedio a flexión de cada caso de estudio se resumen en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3: Coeficiente adimensional de eficiencia a flexión

ρ	Sec. Convencional	Sec. Híbrida
Puente 1	0.61	0.78
Puente 2	0.61	0.80
Puente 3	0.58	0.71

Teniendo en consideración que una sección de eficiencia “perfecta” tiene un coeficiente de 1, puede apreciarse que todos los puentes tienen un aumento del 30% en este parámetro al cambiarse su sección por una híbrida.

3. Conclusiones y recomendaciones

3.1 Conclusiones

3.1.1 Puentes convencionales

- A medida que la luz central del puente sea más grande, se tendrán mayores esfuerzos cortantes y momentos flectores cerca de las pilas. Por ello se sugiere la relación $t_{\text{tab}} = L/275 + 1.25B/L - 0.125$, con el fin de mantener un arreglo de refuerzo transversal eficiente. Sin embargo, no es necesario mantener grandes espesores a lo largo de toda la longitud del puente, puesto que las fuerzas de cortante vertical y torsión disminuyen hacia el centro de la luz.

En consecuencia, la practica usual consta en tener un ensanchamiento en la zona cercana a los apoyos (el aumento de espesor se hace hacia el centro del cajón por facilidad constructiva) y luego una reducción lineal abrupta (desarrollada por lo general en el 20% de la luz) a un espesor mínimo que permita acomodar adecuadamente el refuerzo transversal (45 cm).

- De manera similar a como pasa con la cortante, debido a la configuración del puente como voladizo en la etapa constructiva, la flexión es máxima en los apoyos, por tanto, se debe disponer de una altura de sección mayor en la cara de la pila, la cual va disminuyendo hacia el centro del puente, conforme disminuyen las solicitaciones. Adicionalmente, debe considerarse que la elección de la relación entre altura de dovela en apoyos y dovela central (H/h) es uno de los parámetros que mayor impacto tendrá en el costo final del puente, por tanto, debe realizarse una apropiada suposición inicial de la misma y ajustarse iterativamente conforme se avance en el diseño, teniendo en cuenta el rendimiento estructural, económico y estético.
- La relación entre altura de dovela en apoyos y dovela central (H/h) tiene un impacto significativo en el volumen de concreto requerido por los tabiques.

- Las ayudas de prediseño deben combinarse con buenas prácticas constructivas, como lo es garantizar una altura mínima de dovela, independientemente de la luz, para permitir un fácil tensionamiento de los cables positivos o el garantizar la forma de embudo de las cartelas superiores para facilitar el vaciado.
- Las similitudes halladas entre los tenores de puentes colombianos y estadounidenses pueden deberse a que la Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD (CCP14) (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2014) es una adaptación de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012), lo cual supone el uso de los mismos conceptos de predimensionamiento y diseño.
- De la comparación entre tenores puede intuirse que los puentes franceses tienden a tener secciones más generosas que requieren de más concreto, pero menos presforzado, debido posiblemente a un menor costo del concreto. Esto también puede apreciarse en las relaciones entre altura de dovela de arranque y luz libre que generalmente se utilizan en Francia (Valle-Pascual et al., 2017).
- Los tenores se presentan como ayudas para que el ingeniero determine aproximadamente los costos de la tipología de puente tratada y/o evalué la pertinencia de un diseño. Sin embargo, deben contrastarse con un apropiado juicio y verificarse en el diseño final cumpliendo con toda la normativa aplicable.
- Las solicitaciones estimadas buscan dar un orden de magnitud de los momentos flectores probables. Sin embargo, pueden diferir en función de la sección particular evaluada, los efectos reológicos y el carro de avance utilizado entre otro, por tanto, deben contrastarse con un apropiado juicio y verificarse en el diseño final cumpliendo con toda la normativa aplicable.

3.1.2 Puentes Híbridos

- Una de las razones a las que puede atribuirse la poca reducción del momento y fuerza de presfuerzo al cambiar de tipo de sección en el Puente 3 es la relación tan pequeña de H/h que tiene el puente (2.125), mientras que el Puente 2 y 1 presentan relaciones más grandes (2.67 y 2.56 respectivamente). También puede pensarse en su reducida altura en contraste a la relación óptima de altura de sección ($L/19$).

Sin embargo, es posible que esta relación se deba al control de deflexiones y deba mantenerse al cambiar de sección.

- La reducción de masa total obtenida al cambiar de tipología de sección puede significar ahorros adicionales en los costos directos del proyecto al disminuir la demanda sísmica, las dimensiones de la subestructura y el tamaño del carro de avance.
- A pesar de que la Configuración Híbrida 2 en dos de los casos estudiados supone un aumento en el tenor de tubos de acero del 20%, también presenta reducciones en la carga axial máxima y una mejor distribución de las mismas, teniendo una reducción progresiva conforme los tubos se alejan de la cara del apoyo. Esto la hace una opción interesante para la optimización de la estructura ya sea con la reducción del espesor máximo del tubo utilizado o realizando una disminución progresiva del espesor conforme los tubos se alejan de la pila.
- En la selección de la cercha se debe tener también en cuenta que entre menor sea el ángulo entre tubos menor será la longitud de dovela que pueda vaciarse, puesto que esta longitud esta condiciona por la distancia entre nodos de la cercha. Esto se vuelve especialmente relevante en la región cercana al cierre.
- El cambio de la sección convencional en los puentes estudiados generó una disminución de alrededor del 20% en la masa de total de los puentes y el aumento de la eficiencia de la sección entre el 20% y 30%, lo que decantó en reducciones considerables en el acero de presfuerzo requerido en la fase isostática (entre el 20% y el 30).
- Los puentes de sección híbrida poseen grandes ventajas respecto a los puentes de viga cajón segmentales construidos in situ. Como se demuestra en el presente trabajo el cambio de tipo de sección ofrece reducciones importantes en el peso de la estructura, volumen de concreto y acero de presfuerzo en la fase isostática, en adición a ventajas que no fueron tratadas, como reducción en las cargas de viento o mayor atractivo estético.

Sin embargo, también debe considerarse que su complejidad constructiva es mayor, en especial la conexión entre tubos y placas, y el control de deflexiones.

3.2 Recomendaciones

A continuación, se recopilan aspectos que se podrían profundizar en futuras investigaciones del mismo tema.

- Evaluar la posible reducción de solicitaciones y acero de presfuerzo obtenida en la fase hiperestática (después del cierre) al sustituir las paredes de concreto de puentes convencionales por cerchas de acero.
- Evaluar los efectos reológicos a tiempo infinito en puentes híbridos.
- Realizar un estudio paramétrico que permita obtener ayudas de predimensionamiento y tenores para los puentes híbridos.
- Profundizar en el diseño de conexiones de la estructura metálica en puentes híbridos.
- Evaluar la posible reducción en tiempos de construcción obtenida al utilizar puentes híbridos en comparación a puentes convencionales.
- Evaluar la posible reducción en de la rigidez torsional de puentes híbridos en comparación a puentes convencionales y las consecuencias que esto tiene en el diseño y comportamiento a torsión.
- Evaluar el comportamiento ante deflexiones y vibraciones.

Bibliografía

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 7th Edition*.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Edition*.
- Ariñez Fernández, F. A., & Astiz Suárez, M. Á. (2012). *Criterios para la optimización del predimensionamiento de puentes de sección cajón*. 800(0935), 1–5.
- Asociación colombiana de ingeniería sísmica. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14. *Norma Técnica*, 1(9), 1689–1699.
- Barras, P., Matteis, D. De, Derais, J.-F., Duviard, M., Guillot, D., Lacombe, J.-M., Lecointre, D., Lacoste, G., Ojeda, V., Paillusseau, P., & Reinhard, J.-M. (2003). Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. "Les Outils". <http://www.setra.equipement.gouv.fr>
- Chen, W. F., & Duan, L. (2014). Bridge engineering handbook, second edition: Super structure design. In *Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Superstructure Design*. <https://doi.org/10.1201/b16523>
- Corven, & John. (2016). Post-Tensioned Box Girder Design Manual. *Federal Highway Administration, Washington, DC 20590, June*, 355. <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/concrete/hif15016.pdf>
- Diego, C., & Ovalle, N. (2011). *Evaluación del proceso constructivo en el comportamiento estructural de un puente construido por voladizos sucesivos*. <http://www.ainfo.inia.uy/digital/bitstream/item/7130/1/LUZARDO-BUIATRIA-2017.pdf>
- Honório, J. D. (2007). *Conceptual design of long span cantilever constructed*

concrete bridges.

- Huang, D., & Hu, B. (2020). *Concrete Segmental Bridges.*
- Jung, K. H., Yi, J. W., & Kim, J. H. J. (2010). Structural safety and serviceability evaluations of prestressed concrete hybrid bridge girders with corrugated or steel truss web members. *Engineering Structures*, 32(12), 3866–3878.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.029>
- Luna Olica, C. (2015). *Análisis y dimensionamiento de puentes construidos por avance de cimbra.* 1–164.
<https://repositorio.comillas.edu/xmlui/handle/11531/27436>
- Martin, B. T. (2016). Highway bridges. In *Innovative Bridge Design Handbook: Construction, Rehabilitation and Maintenance.* Elsevier Inc.
<https://doi.org/10.1016/B978-0-12-800058-8.00018-9>
- Mathivat, J. (1980). *Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos.*
- MFOM. (2000). *Obras de paso de nueva construcción.*
- Nancu, M. L. (2011). Metodología para el Análisis y Dimensionamiento de Puentes Construidos Evolutivamente mediante Avance por Voladizos Sucesivos. *Escuela Técnica Superior De Ingeniería*, 169.
- Perdomo, M. G. (2011). *Estudio Comparativo De Puentes Construidos Por Voladizos Sucesivos.* 114.
- Podolny, W. J., & Muller, J. M. (1982). *Prestressed concrete bridges and segmental construction.*
- Rosignoli, M. (2001). Trusses Instead of Solid Webs ? *Concrete International*, May, 2–5.
- Tan, Y., Zhu, B., Yan, T., Huang, B., Wang, X., Yang, W., & Huang, B. (2019). Experimental study of the mechanical behavior of the steel-concrete joints in a composite truss bridge. *Applied Sciences (Switzerland)*, 9(5).
<https://doi.org/10.3390/app9050854>
- Valle-Pascual, R., Carvajal-Monsalve, N., & Carlos Botero-Palacio, J. (2017). Evolution of geometrical design parameters for cast in place bridges built using the cantilever method. *Uis Ingenierías*, xx(x), 1–17.

Yamamura, M., Okamoto, H., & Minami, H. (2002). Design and construction of the first composite truss bridge in Japan kinokawa viaduct, Wakayama, Japan. *Proceedings of the Fib Symposium 2004 - Concrete Structures: The Challenge of Creativity*, 250–251.