

**ESTUDIO COMPARATIVO DE LA INCIDENCIA DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO EN LA  
CANTIDAD DE ACERO ACTIVO PARA PUENTES DE LUCES MEDIAS.**

**JEFFER MAURICIO ARIZA MEDINA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS  
BUCARAMANGA**

**2016**

**ESTUDIO COMPARATIVO DE LA INCIDENCIA DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO EN LA  
CANTIDAD DE ACERO ACTIVO PARA PUENTES DE LUCES MEDIAS.**

**JEFFER MAURICIO ARIZA MEDINA**

**Trabajo de Monografía para optar al título de  
Especialista en Estructuras**

**Director:**

**ALVARO VIVIESCAS**

**Ingeniero Civil – Ph. D.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS  
BUCARAMANGA**

**2016**

## DEDICATORIA

This one is for Katherine.

## TABLA DE CONTENIDO

	pág.
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>13</b>
<b>1. OBJETIVOS</b>	<b>14</b>
1.1 OBJETIVOS DEL TRABAJO DE GRADO	14
1.1.1 Objetivo General.	14
1.1.2 Objetivos Específicos.	14
1.1.3 Alcance.	14
<b>2. PROCESOS CONSTRUCTIVOS EVALUADOS</b>	<b>15</b>
2.1 MÉTODO DE AVANCE EN VOLADIZOS SUCESIVOS.	15
2.2 MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN VANO A VANO.	16
<b>3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.</b>	<b>18</b>
3.1 NORMA DE DISEÑO:	18
3.2 CARGAS DE DISEÑO:	18
3.3 MATERIALES:	18
3.4 MÉTODO DE DISEÑO:	19
<b>4. CONFIGURACIÓN LONGITUDINAL Y SECCIÓN TÍPICA.</b>	<b>20</b>
<b>5. DISEÑO LONGITUDINAL MÉTODO VANO A VANO.</b>	<b>22</b>
5.1 DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES MÁXIMAS.	22
5.1.1 Cargas permanentes.	23
5.1.1.1 Cargas debidas a peso propio (DC).	23
5.1.1.2 Peso de las cargas sobre impuestas.	24
5.1.1.3 Peso de la carpeta asfáltica (DW).	24
5.1.2 Cargas vivas.	25
5.1.3 Cargas de sismo.	27
5.1.4 Cargas de viento.	28
5.2 SOLICITACIONES MÁXIMAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS.	30
5.3 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE PREESFUERZO.	31

5.4	MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN.	32
<b>6.</b>	<b>DISEÑO LONGITUDINAL MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN DE AVANCE EN VOLADIZOS SUCESIVOS.</b>	<b>35</b>
6.1	DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES MÁXIMAS.	35
6.1.1	Cargas permanentes.	36
6.1.1.1	Cargas debidas a peso propio (DC).	36
6.1.1.2	Carga diferencial (DIFF).	36
6.1.2	Cargas vivas.	36
6.1.2.1	Sobrecarga constructiva distribuida (CLL).	37
6.1.2.2	Equipo de construcción especializado (CEQ).	37
6.1.2.3	Carga longitudinal de equipos de construcción (IE).	37
6.1.2.4	Peso estático del segmento prefabricado que se manipula (A).	38
6.1.2.5	Respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (AI).	38
6.1.3	Cargas de sismo.	38
6.1.4	Cargas de viento.	39
6.1.4.1	Carga de viento sobre la estructura (WS).	39
6.1.4.2	Carga de viento sobre vehículos (WL).	39
6.1.4.3	Carga de viento sobre los vehículos de avance (WE).	40
6.1.4.4	Carga de levantamiento sobre la estructura (WUP).	40
6.2	SOLICITACIONES MÁXIMAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS.	41
6.3	DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE PREESFUERZO.	44
6.4	MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN.	45
<b>7.</b>	<b>COMPARACIÓN DE CUANTÍAS DE ACERO DE PREESFUERZO ENTRE AMBOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS.</b>	<b>48</b>
<b>8.</b>	<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>49</b>
<b>9.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.</b>	<b>50</b>

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Propiedades geométricas de la sección en el centro de luz y en el Apoyo. ....	21
<b>Tabla 2.</b> Combinaciones y factores de carga del código CCP – 14. ....	23
<b>Tabla 3.</b> Presiones Básicas de viento.....	28
<b>Tabla 4.</b> Solicitaciones máximas de momento negativo en el apoyo 3.....	31
<b>Tabla 5.</b> Combinaciones y factores de carga para la construcción segmental CCP – 14. 36	
<b>Tabla 6.</b> Solicitaciones máximas para construcción por Voladizos sucesivos.....	44
<b>Tabla 7.</b> Comparación de solicitaciones máximas para momento negativo en el apoyo 3. .....	48
<b>Tabla 8.</b> Comparación de cuantías de acero de preesfuerzo de las dos soluciones constructivas. ....	48

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Fases construcción por avance en voladizos sucesivos.....	15
<b>Figura 2.</b> Construcción por avance en voladizos sucesivos.....	16
<b>Figura 3.</b> Fases construcción vano a vano.....	16
<b>Figura 4.</b> Construcción por avance vano a vano.....	17
<b>Figura 5.</b> Sección transversal.....	20
<b>Figura 6.</b> Sección en el apoyo y en el centro de luz.....	20
<b>Figura 7.</b> Planta y elevación general.....	21
<b>Figura 8.</b> Modelo matemático del puente.....	22
<b>Figura 9.</b> Definición de la geometría para cargas por peso propio (DC).....	24
<b>Figura 10.</b> Cargas sobreimpuestas.....	24
<b>Figura 11.</b> Peso de la carpeta asfáltica (DW).....	24
<b>Figura 12.</b> Carga Viva: Configuración longitudinal.....	25
<b>Figura 13.</b> Carga Viva: Configuración transversal.....	25
<b>Figura 14.</b> Máximo momento positivo en el vano 3.....	25
<b>Figura 15.</b> Máximo momento positivo en el vano 2.....	26
<b>Figura 16.</b> Máximo momento negativo en la pila 3.....	26
<b>Figura 17.</b> Máximo reacción en el apoyo 1.....	26
<b>Figura 18.</b> Fuerzas de frenado (BR).....	27
<b>Figura 19.</b> Caracterización de la amenaza sísmica.....	27
<b>Figura 20.</b> Espectro de diseño.....	28
<b>Figura 21.</b> Carga de viento sobre la estructura.....	29
<b>Figura 22.</b> Carga de viento sobre los vehículos.....	29
<b>Figura 23.</b> Diagrama de momentos Combinación Servicio I.....	30
<b>Figura 24.</b> Diagrama de momentos Combinación Resistencia I ( $\gamma_p$ Máx).....	30
<b>Figura 25.</b> Diagrama de momentos Combinación Resistencia I ( $\gamma_p$ Min).....	30
<b>Figura 26.</b> Diagrama de momentos Combinación Evento extremo I (EQ Longitudinal).....	31
<b>Figura 27.</b> Diagrama de momentos Combinación Evento extremo I (EQ Transversal).....	31
<b>Figura 28.</b> Modelo matemático del puente Avance en voladizos.....	35
<b>Figura 29.</b> Carga diferencial (DIFF).....	36
<b>Figura 30.</b> Sobrecarga constructiva (CLL).....	37
<b>Figura 31.</b> Equipo de construcción especializado (CEQ).....	37
<b>Figura 32.</b> Carga longitudinal de equipos de construcción (IE).....	38
<b>Figura 33.</b> Peso estático del segmento prefabricado que se manipula (A).....	38
<b>Figura 34.</b> Respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (AI).....	38
<b>Figura 35.</b> Carga de viento sobre la estructura (WS).....	39
<b>Figura 36.</b> Carga de viento sobre los vehículos (WL).....	39
<b>Figura 37.</b> Geometría general de los vehículos de avance.....	40
<b>Figura 38.</b> Carga de viento sobre los vehículos de construcción (WE).....	40
<b>Figura 39.</b> Fuerza de levantamiento de viento (WUP).....	41

<b>Figura 40.</b> Diagrama de momentos Combinación Servicio I .....	41
<b>Figura 41.</b> Diagrama de momentos Combinación Resistencia I ( $\gamma_p$ Máx). .....	42
<b>Figura 42.</b> Diagrama de momentos Combinación Resistencia I ( $\gamma_p$ Min). .....	42
<b>Figura 43.</b> Diagrama de momentos Combinación Evento extremo I (EQ Longitudinal). ...	42
<b>Figura 44.</b> Diagrama de momentos Combinación Evento extremo I (EQ Transversal). ....	43
<b>Figura 45.</b> Solicitaciones máximas para combinación del artículo 5.14.2.3.4 .....	43
<b>Figura 46.</b> Solicitaciones mínimas para combinación del artículo 5.14.2.3.4 .....	43

## RESUMEN

**TÍTULO:** ESTUDIO COMPARATIVO DE LA INCIDENCIA DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO EN LA CANTIDAD DE ACERO ACTIVO PARA PUENTES DE LUCES MEDIAS\*.

**AUTORES:** ARIZA MEDINA, Jeffer Mauricio\*\*

**PALABRAS CLAVES:** Puente, Luces medias, Métodos constructivos, Voladizos sucesivos, Avance vano a vano.

**DESCRIPCIÓN:** El contenido de este documento, describe un estudio comparativo de la incidencia del método constructivo en la cantidad de acero de preesfuerzo para un puente de viga cajón de concreto postensado de cinco luces, dos externas de cincuenta metros (50m) y tres centrales de ochenta metros (80m).

Para el estudio se compararon los sistemas constructivos de avance por voladizos sucesivos y el método de avance vano a vano, para cada uno de los casos se analizó la cuantía de acero de preesfuerzo necesario para resistir el momento generado en los apoyos. El primer método consiste en avanzar la construcción desde los apoyos mediante la creación de dovelas secuenciales fundidas in situ, en general con longitudes de dovela de 3 a 5m las cuáles se ejecutan hacia ambos lados del apoyo, para equilibrar los voladizos que se generan. El segundo método consiste en avanzar la construcción mediante estructuras de avance más robustas, capaces de apoyarse directamente en los apoyos, lo que permite que se puedan construir secciones más grandes, incluso de la longitud total del vano.

La conclusión principal a la cual se llegó con éste análisis, es que el método constructivo de avance por voladizos sucesivos en éste tipo de puentes, requiere alrededor de un veinte por ciento (20%) más de acero de preesfuerzo comparado con el método constructivo de avance vano a vano.

---

\* Monografía.

\*\* Universidad Industrial de Santander (UIS), Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: ALVARO VIVIESCAS, Ingeniero Civil – Ph. D.

## ABSTRACT

**TITLE:** COMPARATIVE STUDY OF THE IMPACT OF CONSTRUCTION METHOD IN THE AMOUNT OF PRESTRESSING STEEL FOR BRIDGES WITH MEDIUM SPANS\*.

**AUTHORS:** ARIZA MEDINA, Jeffer Mauricio\*\*

**KEYWORDS:** Bridge, medium spans, construction methods, balanced cantilever, span by span forward.

**DESCRIPTION:** The content of this document, describes a comparative study of the incidence of construction method in the amount of prestressing steel for a pre-stressed concrete bridge with span configuration of 50, 80, 80, 80, 50m.

For the study the constructive methods systems, balanced cantilever and span by span method development were compared, for each of the cases the amount of necessary prestressing steel is analyzed to resist the moment generated in the supports. The first method is to advance the construction from the support by creating sequential segments cast in situ, usually with segment length of 3 to 5m, which run on both sides of the support to balance the overhangs generated. The second method is to advance the construction using advancement structures hardier, able to support directly on the columns, allowing it to build larger sections, including the total length of the span.

The main conclusion which was reached with this analysis is that the balanced cantilever construction method in this type of bridges, requires about twenty percent (20%) over prestressing steel compared with the span by span constructive method.

---

\* Monografía

\*\* Universidad Industrial de Santander (UIS), Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: ALVARO VIVIESCAS, Ingeniero Civil – Ph. D.

## **INTRODUCCIÓN**

En Colombia el método constructivo más utilizado para puentes de viga cajón de concreto preesforzado es el de avance por voladizos. Éste método tiene como desventaja que las mayores solicitaciones a las que estará sometida la estructura se presentan durante su construcción, esto trae consigo grandes cantidades de acero activo necesario para resistir los grandes momentos que se generan por la estructura en voladizo. Es aquí donde se justifica evaluar la viabilidad de analizar otro tipo de proceso constructivo cómo es el de avance vano a vano que ya se están utilizando en otros lugares, y que tienen la principal ventaja de que el puente se construye bajo las mismas condiciones a las que estará sometido en su etapa de servicio, permitiendo así disminuir las cuantías y la optimización de la sección del puente.

## 1. OBJETIVOS

### 1.1 OBJETIVOS DEL TRABAJO DE GRADO

**1.1.1 Objetivo General.** Evaluar las cantidades de acero activo para un puente de concreto preesforzado de tipología viga cajón con una configuración de 5 luces de 50,80,80,80 y 50m, utilizando dos alternativas de método constructivo, sistema tradicional por avance en voladizos sucesivos contra construcción vano a vano.

**1.1.2 Objetivos Específicos.** Los objetivos específicos son los siguientes:

- Calcular el acero de preesfuerzo necesario en la superestructura en las zonas de apoyo del puente para ser construido por el método de avance en voladizos sucesivos.
- Calcular el acero de preesfuerzo necesario en la superestructura en las zonas de apoyo del puente para ser construido por un método de avance vano a vano.
- Realizar el comparativo para las cantidades de acero de preesfuerzo en las zonas de apoyo de las dos soluciones constructivas estudiadas.

**1.1.3 Alcance.** El puente de análisis consistirá en una estructura de 340m de longitud total, distribuida en cinco vanos de 50, 3\*80 y 50m, con un ancho típico para las vías nacionales o de primer orden en Colombia. Es decir, 11.6 m para un proyecto vial de doble calzada y una altura de pilas centrales de 60m. Se supondrá que es para una zona de amenaza sísmica alta.

El análisis se enfocará sólo en el diseño de la superestructura del puente, en estado de construcción justo antes de la dovela de cierre y en estado de servicio, para la solución de avance por voladizos y en servicio para la solución vano a vano. Esta última simplificación es válida si se tiene en cuenta que el estado de construcción vano a vano genera leyes de momento muy similares al estado de servicio.

Para el modelado numérico por elementos finitos se utilizará el software SAP 2000.

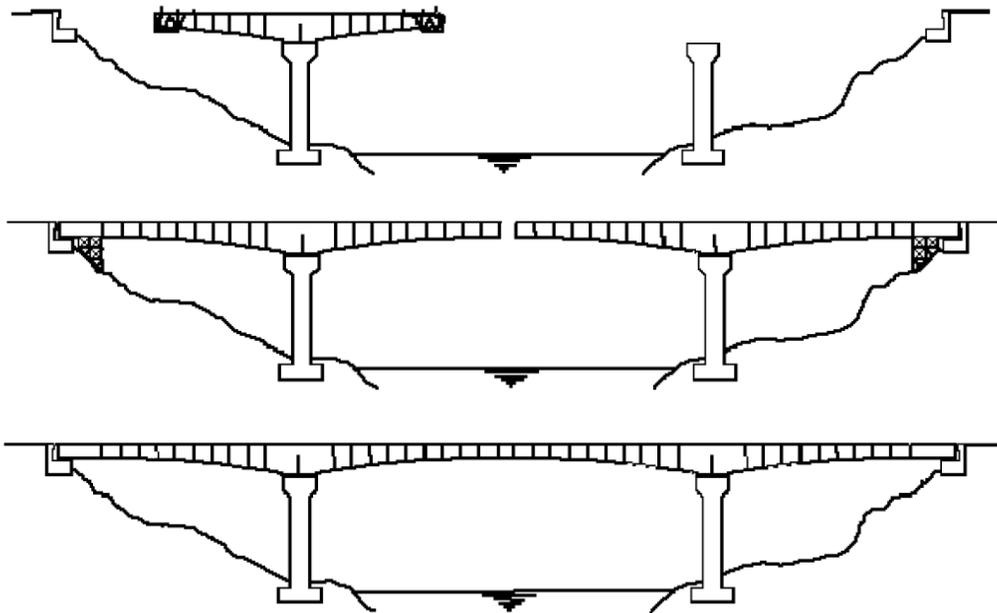
## 2. PROCESOS CONSTRUCTIVOS EVALUADOS

### 2.1 MÉTODO DE AVANCE EN VOLADIZOS SUCESIVOS.

Éste método de construcción de la superestructura, consiste en utilizar los apoyos del puente como punto de inicio para construir en ambos sentidos simultáneamente, con el fin de equilibrar los voladizos que se generan hasta el día que se construye la dovela de cierre.

Éste método tiene dos particularidades principales; la primera es la diferencia en las fuerzas que actúan durante la construcción y las que actúan en las condiciones finales de servicio del puente, esto genera una redistribución gradual de fuerzas entre las dos etapas; La segunda son los grandes esfuerzos que genera la condición de voladizo, lo que controla el diseño del puente en lo concerniente a los momentos de la superestructura sobre los apoyos.

*Figura 1. Fases construcción por avance en voladizos sucesivos.*



Fuente: Sétra, pág 43,44 [3], 2003.

**Figura 2.** Construcción por avance en voladizos sucesivos.

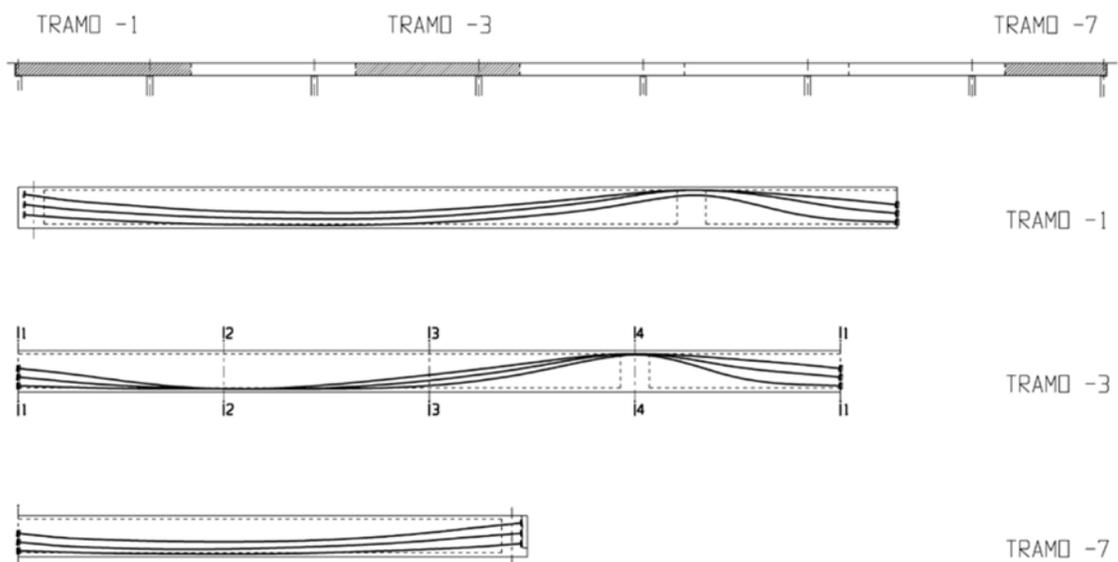


Fuente: [https://es.wikipedia.org/wiki/Puente\\_por\\_volados\\_sucesivos](https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_por_volados_sucesivos), 2016.

## 2.2 MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN VANO A VANO.

Éste método constructivo consiste en avanzar la construcción en tramos de igual longitud a la de los vanos del puente. La principal ventaja de éste método radica en que las fuerzas que actúan sobre la estructura durante su etapa de construcción, son muy similares a las de su etapa de servicio, permitiendo de ésta forma optimizar la sección transversal del puente.

**Figura 3.** Fases construcción vano a vano.



Fuente: Material profesor Javier Muños, 2015

**Figura 4.** Construcción por avance vano a vano.



*Fuente: Revista Noticreto 130/ Mayo-Junio 2015*

### 3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Los siguientes fueron los criterios utilizados:

#### 3.1 NORMA DE DISEÑO:

Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD - CCP 14

#### 3.2 CARGAS DE DISEÑO:

##### **Cargas permanentes**

Peso específico del concreto reforzado (DC): 2.4 (Tonf/m<sup>3</sup>)

Peso específico del concreto preesforzado (DC): 2.5 (Tonf/m<sup>3</sup>)

*Carpeta asfáltica (DW): 0.22 (Tonf/m<sup>2</sup>)*

*Barreras de tráfico (DC): 0.6 (Tonf/m) C/U*

**Carga viva.** La carga viva vehicular utilizada corresponde a las especificaciones del artículo 3.6 del código, usando los factores de presencia múltiple y los factores de amplificación por carga dinámica apropiados.

**Cargas de viento.** Las cargas de viento corresponden a las especificaciones del artículo 3.8 del código.

**Cargas de sismo.** Zona de amenaza sísmica alta, Bucaramanga:

PGA: 0.20; Ss: 0.50; SI: 0.25

Perfil de suelo tipo C.

**Cargas de construcción.** Las cargas de construcción utilizadas corresponden a las especificadas en el artículo 5.14.2.3 del código.

#### 3.3 MATERIALES:

Concreto:

Resistencia a compresión  $f'_c$ : 6 KSI (42 Mpa)

Módulo de elasticidad: 4.751 KSI (32.765 Mpa)

Esfuerzos admisibles establecidos en el artículo 5.9.4.

Recubrimiento mínimo:

Superior de la losa de rodamiento (50 mm)

Exterior e interior (50 mm)

Acero de refuerzo:

Esfuerzo de fluencia: 61 KSI (420 Mpa)

Módulo de elasticidad: 29,000 KSI (200,000 Mpa)

Acero de preesfuerzo:

De acuerdo con la tabla 5.4.4.1-1, para cables de baja relajación, el esfuerzo  $f_{py}$  es igual a  $0.90 f_{pu}$ .

Esfuerzo ultimo de resistencia ( $f_{pu}$ ): 270 KSI (1860 Mpa)

Esfuerzo de fluencia ( $f_{py}$ ): 243 KSI (1674 Mpa)

Módulo de elasticidad aparente: 28,500 KSI (197,000 Mpa)

Coefficiente de fricción: 0.23 por RAD

Coefficiente de curvatura involuntaria: 0.00020 por ft (0.00066 por m)

### **3.4 MÉTODO DE DISEÑO:**

Estados límite: Resistencia, Evento extremo, Servicio.

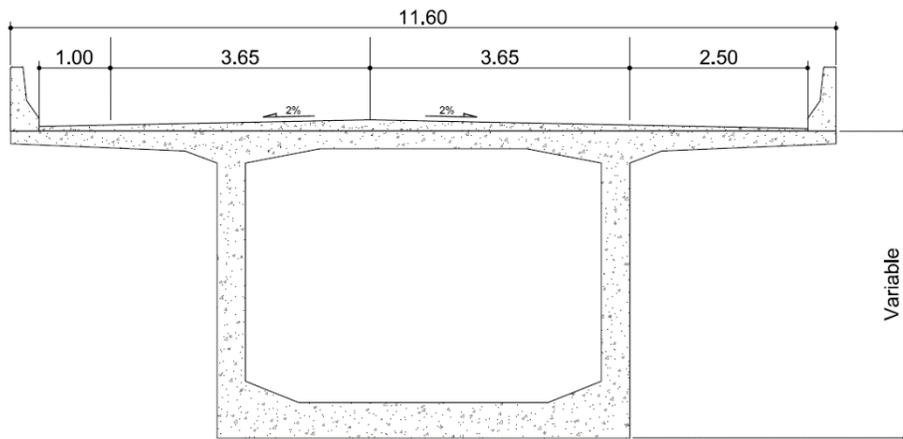
#### 4. CONFIGURACIÓN LONGITUDINAL Y SECCIÓN TÍPICA.

La estructura es un puente de cinco luces con una configuración de 50, 80, 80, 80 y 50m, para una longitud total de 340m. El puente está proyectado para dos carriles de tráfico en una dirección con una berma izquierda de 1m y una berma derecha de 2.5m, para un ancho total de calzada de 10.8m que sumados con los 0.8m correspondientes a las barandas tipo New jersey dan un total de 11.6m.

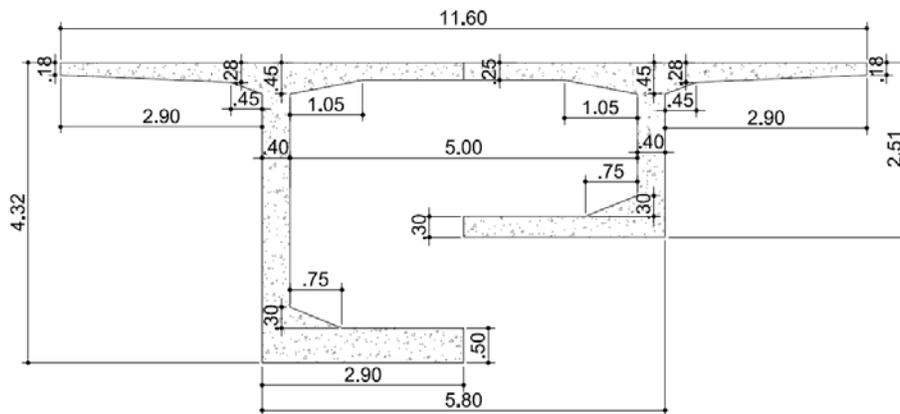
La sección transversal del puente corresponde a una viga cajón de concreto preesforzado, con una profundidad en apoyo de 4.32m y en el centro de la luz de 2.51m.

Para el caso de la construcción por voladizos sucesivos, la sección longitudinal entre apoyos, consta de 17 Dovelas de 4m cada una.

**Figura 5. Sección transversal.**



**Figura 6. Sección en el apoyo y en el centro de luz.**

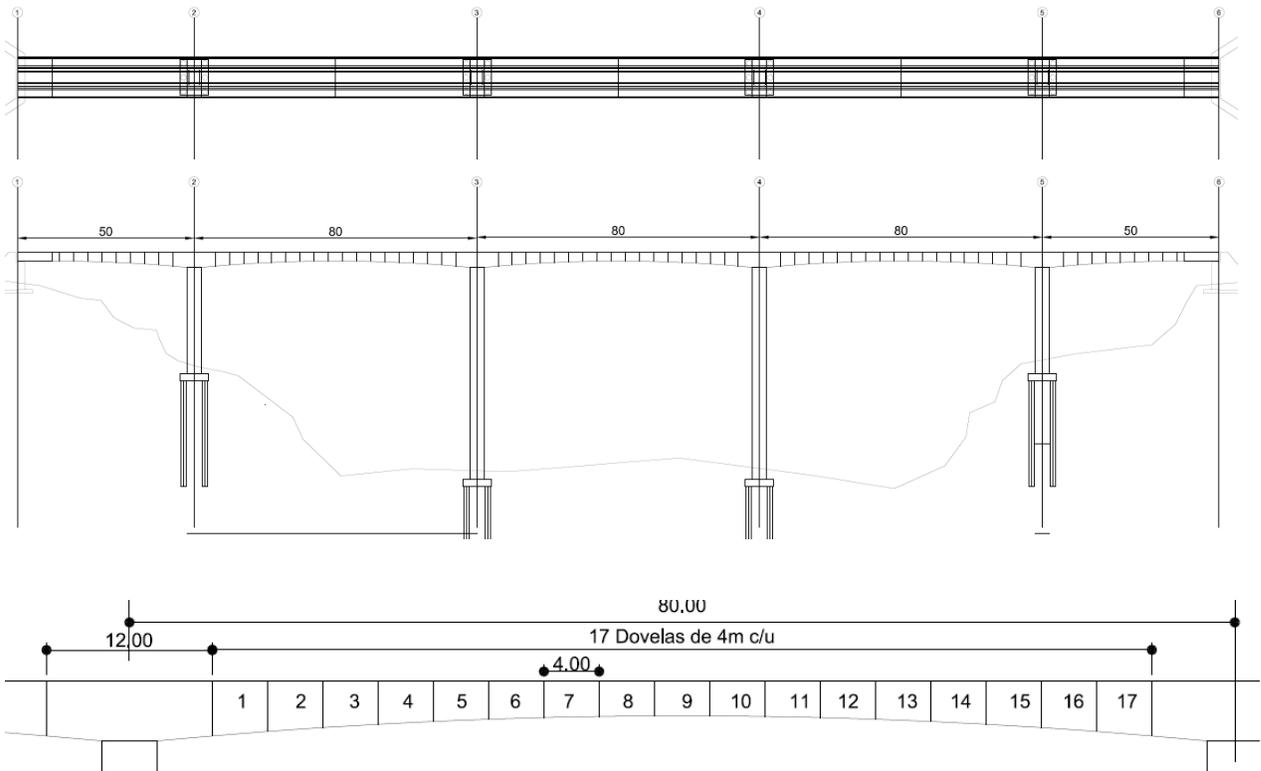


**Tabla 1.** Propiedades geométricas de la sección en el centro de luz y en el Apoyo.

Sección compuesta en la luz		Unidades
A	6.649	m <sup>2</sup>
Y <sub>i</sub>	2.018	m
Y <sub>s</sub>	1.460	m
I <sub>centroidal</sub>	6.404	m <sup>4</sup>
W <sub>s</sub>	4.386	m <sup>3</sup>
W <sub>i</sub>	3.173	m <sup>3</sup>
ρ	0.33	

Sección compuesta, apoyo		Unidades
A	9.093	m <sup>2</sup>
Y <sub>i</sub>	2.240	m
Y <sub>s</sub>	2.070	m
I <sub>centroidal</sub>	26.851	m <sup>4</sup>
W <sub>s</sub>	12.971	m <sup>3</sup>
W <sub>i</sub>	11.987	m <sup>3</sup>
ρ	0.64	

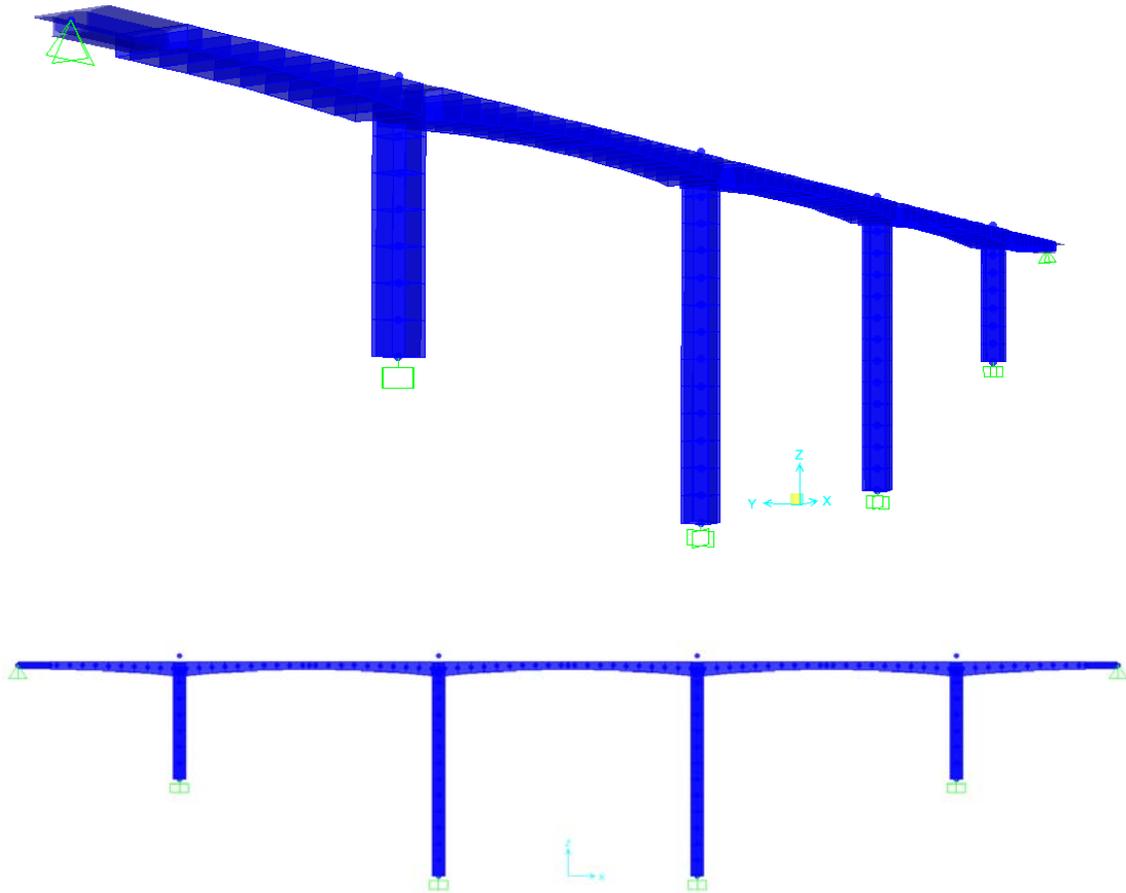
**Figura 7.** Planta y elevación general



## 5. DISEÑO LONGITUDINAL MÉTODO VANO A VANO.

Para el análisis se utilizó un modelo matemático elaborado en el software Sap 2000, en el cuál se tuvo en cuenta la geometría y las solicitaciones establecidas por el código.

*Figura 8. Modelo matemático del puente.*



### 5.1 DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES MÁXIMAS.

Las cargas y sus combinaciones, se hicieron conforme a la sección 3, las combinaciones de carga analizadas fueron las de Servicio I, Resistencia I (para los dos factores de carga permanente; máximos y mínimos) y Evento extremo I (tanto para sismo longitudinal como para sismo transversal).

**Tabla 2. Combinaciones y factores de carga del código CCP – 14.**

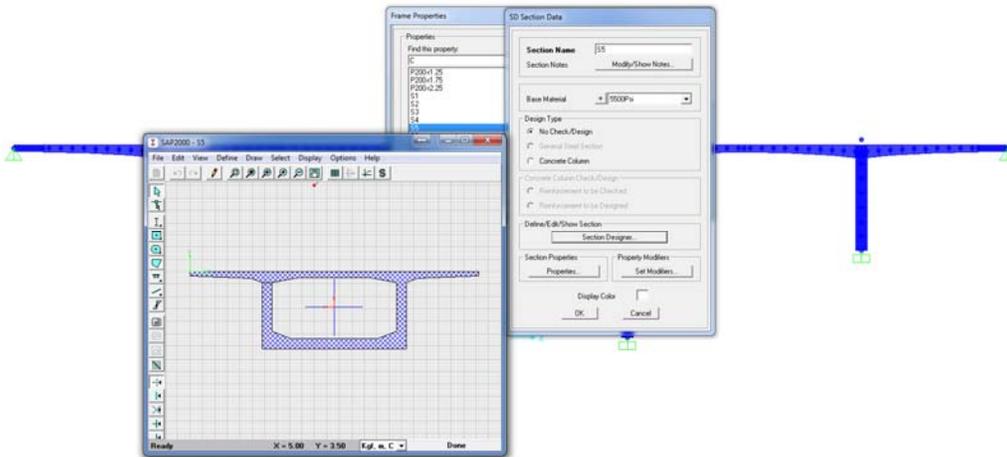
Estado Limite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	$\gamma_p$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia II	$\gamma_p$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia III	$\gamma_p$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia IV	$\gamma_p$	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	$\gamma_p$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: CC – LRFD-14, pág 3-14, [2], 2014

**5.1.1 Cargas permanentes.** A continuación se enumeran las cargas tenidas en cuenta para el análisis.

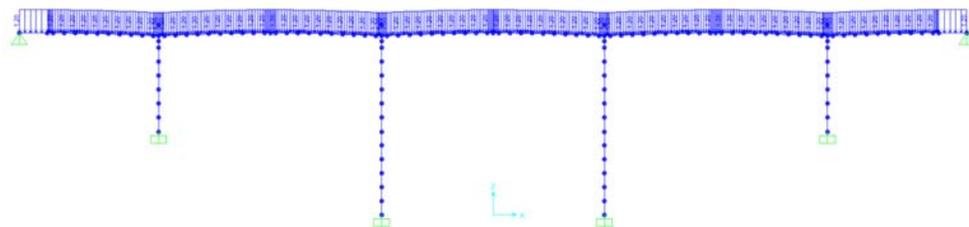
**5.1.1.1 Cargas debidas a peso propio (DC).** Para éste tipo de carga se tuvo especial cuidado en construir adecuadamente la geometría dentro del modelo matemático, para lograr esto se analizó muy bien cada una de las secciones de unión entre dovelas utilizando la herramienta del “Section Designer” como se muestra a continuación.

**Figura 9.** Definición de la geometría para cargas por peso propio (DC).



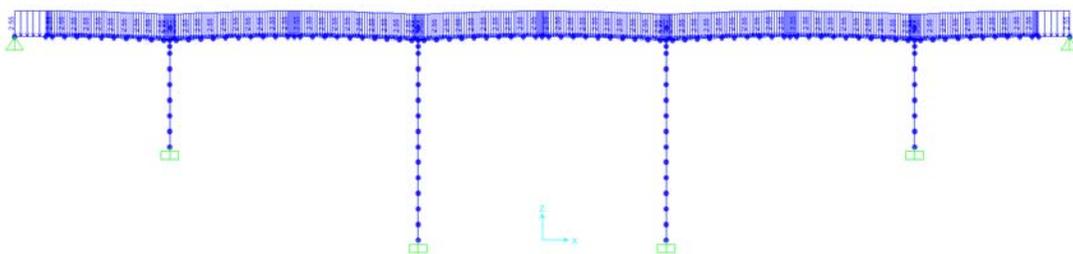
**5.1.1.2** **Peso de las cargas sobre impuestas.** Se consideró el peso de las barreras vehiculares de concreto reforzado tipo New Jersey, las cuales pesan cada una alrededor de 0.6 Tonf/m, para un total de 1.2 Tonf/m.

**Figura 10.** Cargas sobreimpuestas.



**5.1.1.3** **Peso de la carpeta asfáltica (DW).** Se consideró un espesor promedio de 5 cm para la carpeta asfáltica. Esto da un total de 1.28 Tonf/m.

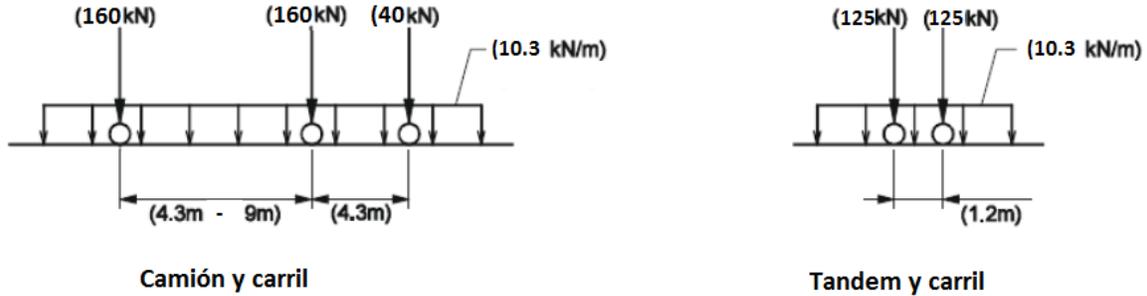
**Figura 11.** Peso de la carpeta asfáltica (DW).



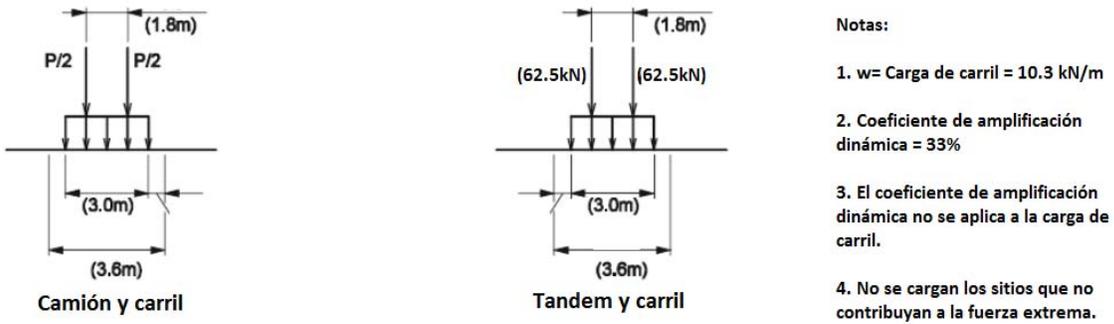
**5.1.2 Cargas vivas.** Las cargas vivas, se analizaron conforme establece el artículo 3.6 del código colombiano de diseño de puentes CCDP-LRFD-14.

**5.1.2.1 Cargas gravitacionales LL y PL.** La aplicación de la carga viva se realizó conforme al artículo 3.6.1.3.

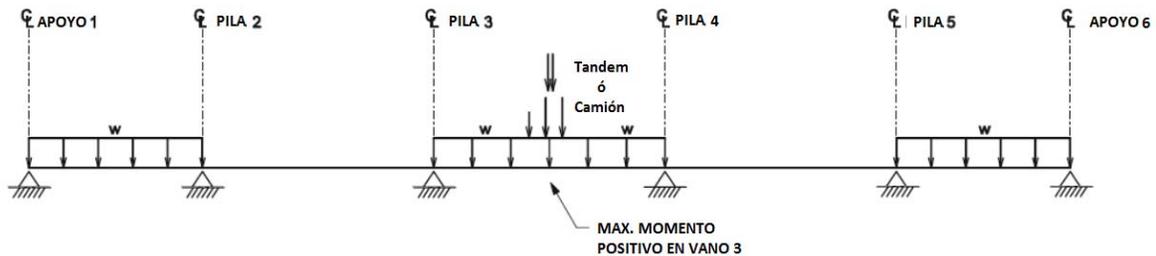
**Figura 12. Carga Viva: Configuración longitudinal.**



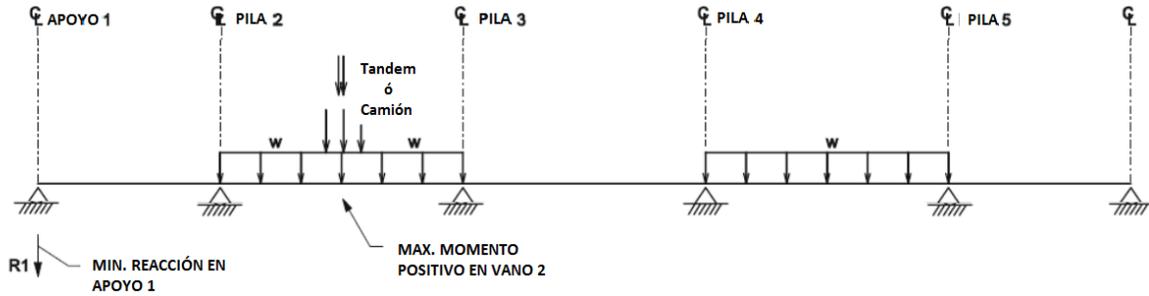
**Figura 13. Carga Viva: Configuración transversal.**



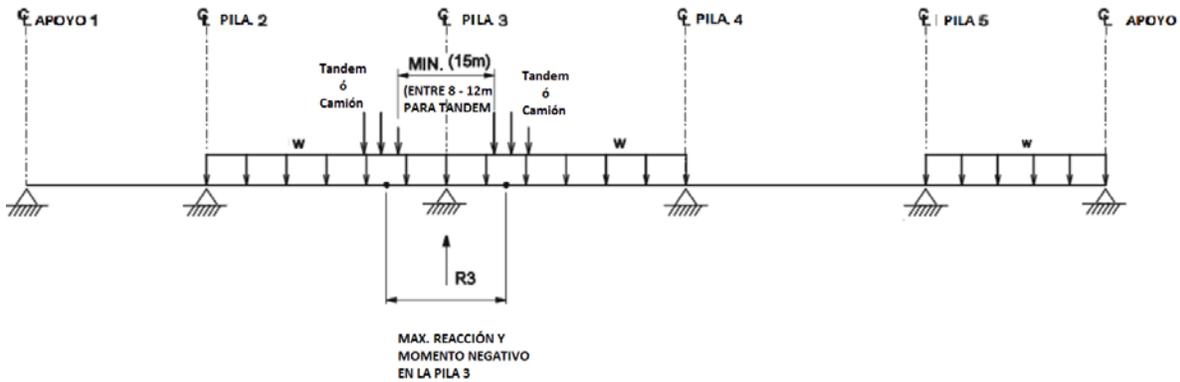
**Figura 14. Máximo momento positivo en el vano 3.**



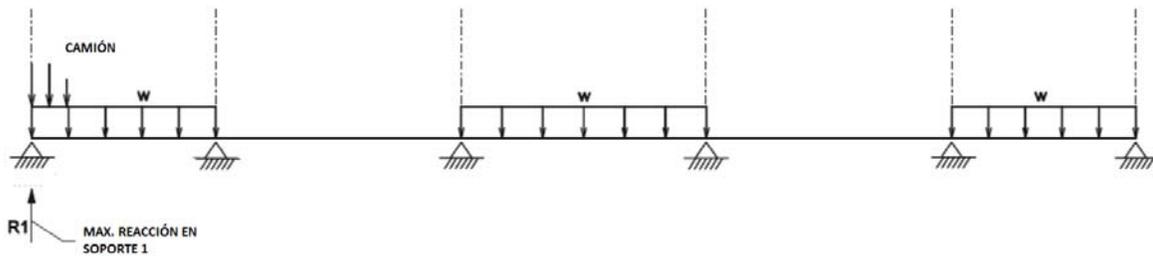
**Figura 15. Máximo momento positivo en el vano 2.**



**Figura 16. Máximo momento negativo en la pila 3.**



**Figura 17. Máximo reacción en el apoyo 1.**

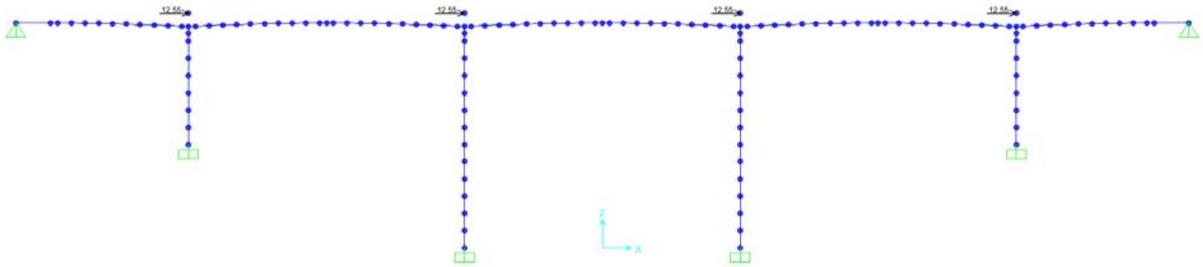


**5.1.2.2 Amplificación por carga dinámica IM.** La amplificación por carga dinámica utilizada fue del 33% excepto para el carril de carga, cómo se especifica en el artículo 3.6.2.1 del código.

**5.1.2.3 Fuerzas de frenado BR.** La fuerza de frenado corresponde al mayor de; El 25 por ciento del peso de los ejes del camión o tándem de diseño o, cinco por ciento del camión de diseño más la carga. Cómo se especifica en el artículo 3.6.4 del código.

Longitud del puente	340 m		
	Caso 1	Caso 2	
	25%	3%	
$P_{1C}$	1.02	0.20	Tonf
$P_{2C}$	4.08	0.82	Tonf
$P_T$	3.19	0.64	Tonf
$W_{carril}$		17.85	Tonf/m
	Caso 1	Caso 2	
$F_{BR}$	27.5	59.1	Tonf
FPM	0.85		
$F_{BR}$	50.2	Tonf	
$F_{BR}$	12.55	Tonf/columna	

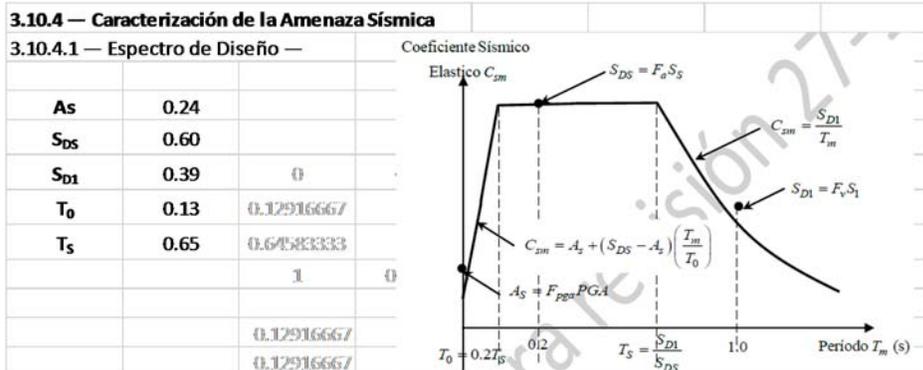
Figura 18. Fuerzas de frenado (BR)



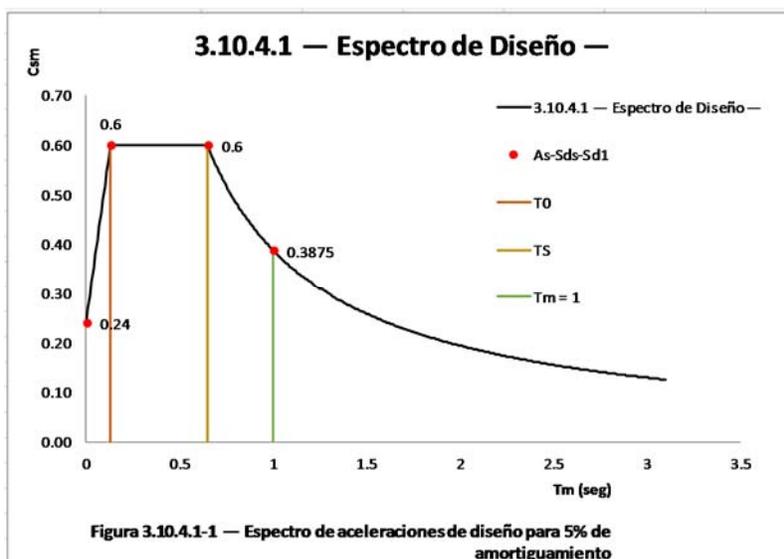
5.1.3 Cargas de sismo. Los efectos sísmicos se analizaron conforme al artículo 3.10 del código, se analizó con las siguientes consideraciones de diseño:

Figura 19. Caracterización de la amenaza sísmica.

<b>3.10.2 — Amenaza Sísmica —</b>				<b>3.10.3 — Efectos de Sitio —</b>	
<b>3.10.2.1 — Procedimiento General —</b>				<b>Tipo de Perfil</b>	
		<b>Región</b>		C	
PGA	0.20	4	Figura 3.10.2.1-1 — Aceleración Pico Horizontal del Terreno PGA	$F_{PGA}$	1.2
Ss	0.50	5	Figura 3.10.2.1-2 — Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal, T=0.2 seg	$F_A$	1.2
S1	0.25	5	Figura 3.10.2.1-3 — Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal, T=1.0 seg	$F_V$	1.55



**Figura 20. Espectro de diseño**



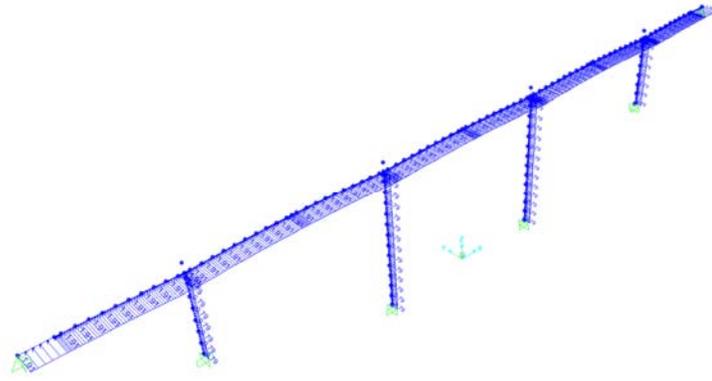
**5.1.4 Cargas de viento.** La acción del viento se analizó conforme al artículo 3.8 del código, y se tuvieron en cuenta 3 tipos de presión; Sobre la superestructura (WS), sobre la subestructura (WS) y una presión de viento sobre vehículos (WL).

**Tabla 3. Presiones Básicas de viento**

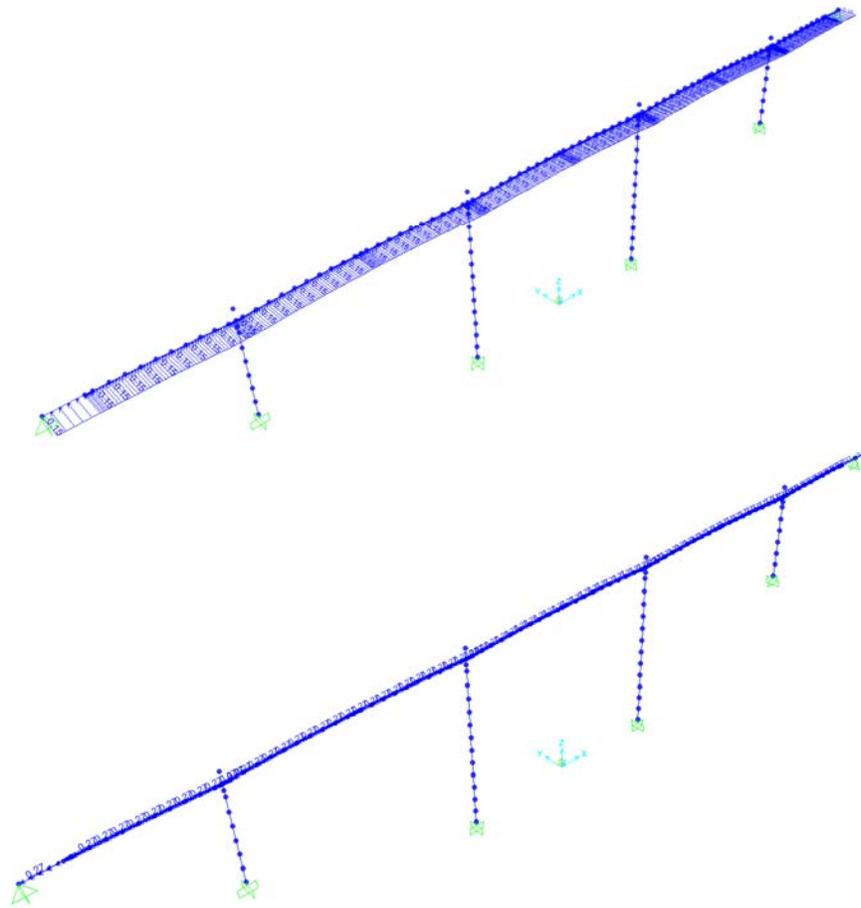
Componente de la Subestructura	Carga de Barlovento MPa	Carga de Sotavento MPa
Cerchas, Columnas, y Arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Superficies grandes Planas	0.0019	NA

<b>3.8.1.2 — Presión de viento sobre estructuras: WS</b>			
Área	1364	m <sup>2</sup>	
FWS (superestructura)	6351.6	kN	
FWS (superestructura)	18.7	kN/m	
<b>3.8.1.2.3 — Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura</b>			
$P_b$	1.918	kPa	Ac
	0.0019	MPa	
	1.9	kN/m <sup>2</sup>	
	7.7	kN/m	
<b>3.8.1.3 — Presión de viento sobre Vehículos: WL</b>			
$W_L$	1.5	kN/m	
$M_{WL}$	2.6	kN*m/m	
A una altura de 1.8m por encima del nivel de la calzada			
Para puentes usuales de vigas y de losa maciza de L<38m y h<10m			
1.46 kN/m, transversal			
0.58 kN/M, longitudinal			

**Figura 21.** Carga de viento sobre la estructura.



**Figura 22.** Carga de viento sobre los vehículos.

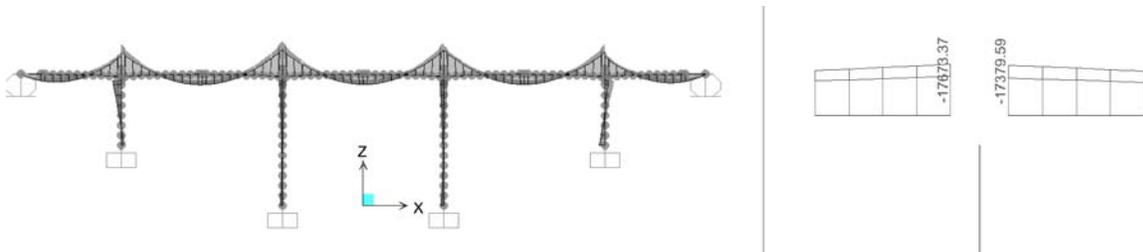


## 5.2 SOLICITACIONES MÁXIMAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS.

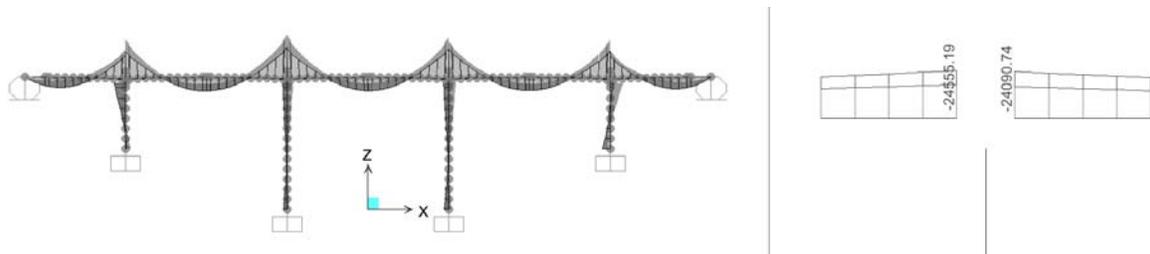
Con base en las combinaciones de carga mencionadas con anterioridad, las siguientes son las solicitaciones esperadas para la superestructura. Más específicamente, las acciones máximas esperadas en el apoyo 3, lugar donde se espera la mayor diferencia de los dos procesos constructivos.

**Nota:** Para éste análisis no se tuvieron en cuenta las Fuerzas debidas a deformaciones superimpuestas cómo lo son: Temperatura uniforme (TU), Gradiente de Temperatura (TG), Retracción diferencial (SH), Flujo plástico (CR), Asentamientos (SE) y fuerzas secundarias del postensado (PS). Estas fuerzas son fundamentales para desarrollar un adecuado diseño de éste tipo de puentes, pero al no ser el diseño completo el objetivo de éste trabajo, se consideró que para el estudio comparativo no van a afectar los resultados dado que no se tienen en cuenta en ninguno de los dos casos.

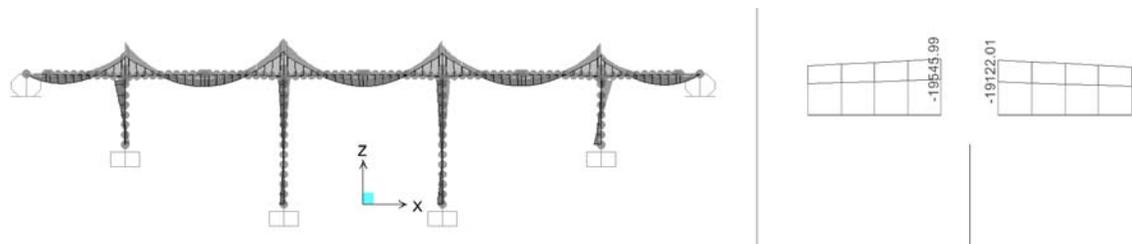
**Figura 23.** Diagrama de momentos Combinación Servicio I



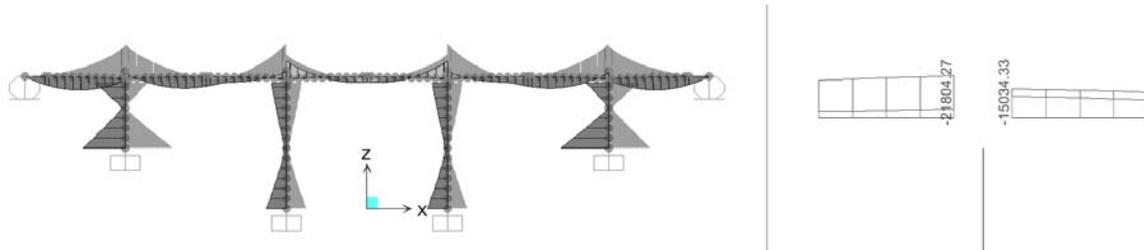
**Figura 24.** Diagrama de momentos Combinación Resistencia I ( $\gamma_p$  Máx).



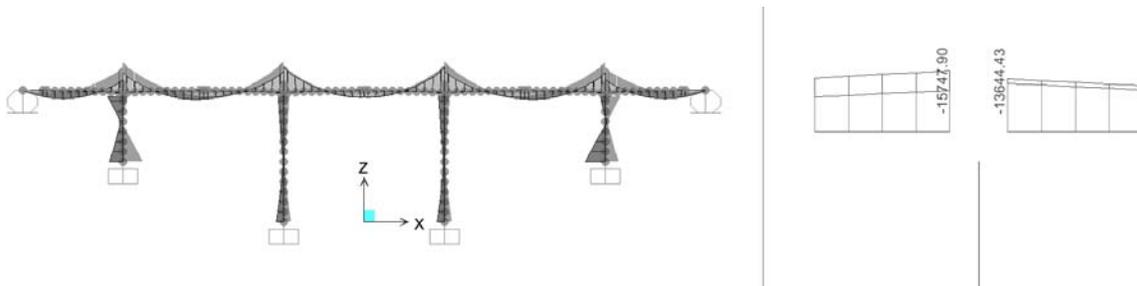
**Figura 25.** Diagrama de momentos Combinación Resistencia I ( $\gamma_p$  Min).



**Figura 26.** Diagrama de momentos Combinación Evento extremo I (EQ Longitudinal).



**Figura 27.** Diagrama de momentos Combinación Evento extremo I (EQ Transversal).



**Tabla 4.** Solicitaciones máximas de momento negativo en el apoyo 3.

Combinación	Descripción	M (-)
		Tonf-m
S1	Servicio I	-17673
R1A	Resistencia I ( $\gamma_p$ Máx)	-24555
R1B	Resistencia I ( $\gamma_p$ Min)	-19546
E1A	Ev. Extremo I (EQ Longitudinal)	-21804
E1B	Ev. Extremo I (EQ Transversal)	-15748

### 5.3 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE PREESFUERZO.

Un método para determinar la fuerza de preesfuerzo P, consiste en suponer que la acción del momento de servicio, sobre la sección compuesta, produce en la fibra superior de la sección un esfuerzo admisible a tracción en el concreto,  $0.5\sqrt{f_c} = 0.5\sqrt{42} = 3.24 \text{ MPa} = 330 \text{ Tonf/m}^2$ . El momento de servicio que actúa en el apoyo, sobre la sección es 28123 Tonf-m.

Por consiguiente la fuerza aproximada de preesfuerzo, en etapa de servicio ( $t=\infty$ ), se convierte en:

$$\sigma_s = -\frac{P}{Ag} - \frac{P.e. Y_s}{I_g} + \frac{M.Y_s}{I_g} \quad 330 = -\frac{P}{9.1} - \frac{P * 1.92 * 2.07}{26.85} + \frac{17673 * 2.07}{26.85}$$

$$P = 4001.8 \text{ Tonf}$$

Si se suponen pérdidas de la fuerza de preesfuerzo del orden del 15%, en etapa de servicio, se obtiene una fuerza de preesfuerzo, durante la transferencia, en el centro de la luz, de magnitud:

$P_{t=0}$	4708.0	Tonf
-----------	--------	------

De acuerdo con la tabla 5.4.4.1-1, para cables de baja relajación, el esfuerzo  $f_{py}$  es igual a 0.90  $f_{pu}$ .

	<b>Mpa</b>	<b>kg/cm<sup>2</sup></b>
$f_{pu}$	1860	18960.2
$f_{py}$	1674	17064.2

De acuerdo con la tabla 5.9.3-1, el esfuerzo en los torones de postensado, de baja relajación, en el estado límite de servicio, después de pérdidas, es 0.80  $f_{py}$ .

$f_{torones}$	13651	kg/cm <sup>2</sup>
---------------	-------	--------------------

Es decir que un torón de diámetro 0.6", con un área de 1.4 cm<sup>2</sup> resiste una fuerza igual a:

$P_{Torón}$	19.1	Tonf
-------------	------	------

Número de torones necesarios	
$N^{\circ}$ Torones/cable	12
$N^{\circ}$ Torones	252
$N^{\circ}$ Cables	21

Se proyectan para el apoyo, 264 torones distribuidos en 22 cables, 11 en la zona superior de cada alma de la viga.

#### 5.4 MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN.

Otra comprobación a realizar, es verificar el momento generado por la combinación de resistencia I contra el momento último resistido por la sección con la configuración de acero de preesfuerzo planteada.

$$M_u = n(1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)})$$

$$M_u = 24555 \text{ Tonf-m}$$

Factores de modificación de carga

$$n_D n_I n_R = 1$$

#### 5.7.3 — Miembros a Flexión

Para  $f_{pe}$  mayor que 0.5  $f_{pu}$  se tiene:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right)$$

$$K = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

Si la sección se comporta como sección tipo T, la profundidad  $c$  del eje neutro es:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85f'_c(b - b_w)h_f}{0.85f'_c\beta_1 b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Si la sección se comporta como rectangular, la profundidad  $c$  del eje neutro es:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85f'_c\beta_1 b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)$$

$b_1$	0.75	
$d_p$	4.17	m
$k$	0.28	Tabla C5.7.3.1.1-1
$b_w$	0.8	m
$b$	5.8	m

El área  $A_{ps}$  total de acero de preesfuerzo es igual a:

$$A_{ps} = 369.6 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta que:

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$f_{py} = 1674 \text{ Mpa}$$

Si se ignora la contribución a la flexión del refuerzo pasivo (no tensionado), tenemos que:

$c$	429.9	mm	Se comporta como rectangular
$c_{\text{recalculado}}$	-787.5	mm	
$a$	-590.7	mm	

Utilizando la ecuación 5.7.3.1.1, el esfuerzo del acero de preesfuerzo es igual a:

$$f_{ps} = 1958.4 \text{ Mpa}$$

Si solo se considera la acción el preesforzado, la resistencia nominal a la flexión de la sección es:

$$M_r = fM_n$$

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + 0.85f'_c(b - b_w)h_f$$

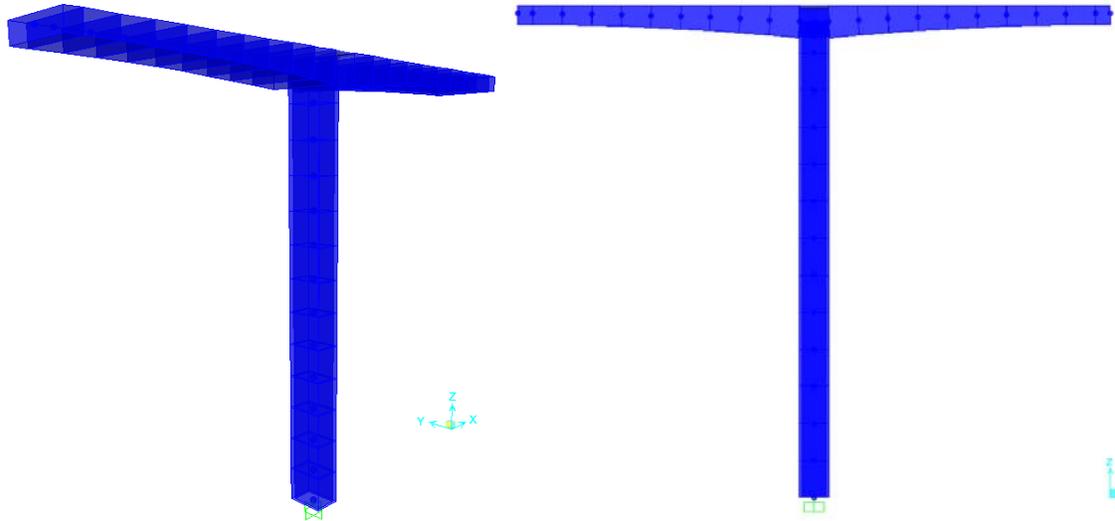
Mn	32329.4	Tonf-m			
f	1	Tomado de 5.5.4.2 — Factores de Resistencia			
Mr	32329.4	Tonf-m	<b>Ok</b>	Mu	24555 Tonf-m

La configuración de acero de preesfuerzo planteada tiene la resistencia adecuada para soportar el momento requerido por la combinación de resistencia I.

## 6. DISEÑO LONGITUDINAL MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN DE AVANCE EN VOLADIZOS SUCESIVOS.

Para el análisis se utilizó un modelo matemático elaborado en el software Sap 2000, en el cuál se tuvo en cuenta la geometría y las solicitaciones establecidas por el código.

**Figura 28.** Modelo matemático del puente Avance en voladizos.



### 6.1 DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES MÁXIMAS.

Las cargas y sus combinaciones, se hicieron conforme a la sección 3, las combinaciones de carga analizadas fueron las de Servicio I, Resistencia I (para los dos factores de carga permanente; máximos y mínimos) y Evento extremo I (tanto para sismo longitudinal como para sismo transversal).

Adicional a las combinaciones previamente descritas para el sistema constructivo de avance Vano a Vano, el código establece que se utilicen unas combinaciones adicionales descritas en el artículo 5.14.2.3, que corresponden a la construcción segmental.

**Tabla 5. Combinaciones y factores de carga para la construcción segmental CCP – 14.**

Combinación de carga	FACTORES DE CARGA														LÍMITES DE TENSIÓN				Ver Nota			
	Carga Muerta			Carga Viva			Carga de Viento			Otras Cargas				Cargas de suelo		Tensión a la flexión		Tensión Principal				
	DC	DIFF	U	CLL	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH	EV	ES	Excluyendo "Otras cargas"		Incluyendo "Otras cargas"	Excluyendo "Otras cargas"	Incluyendo "Otras cargas"
	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{rc}$	1.0	1.0	1.0	0.50 $\sqrt{f'_c}$	0.58 $\sqrt{f'_c}$		0.289 $\sqrt{f'_c}$	0.331 $\sqrt{f'_c}$	
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{rc}$	1.0	1.0	1.0	0.50 $\sqrt{f'_c}$	0.58 $\sqrt{f'_c}$	0.289 $\sqrt{f'_c}$	0.331 $\sqrt{f'_c}$	—	
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{rc}$	1.0	1.0	1.0	0.50 $\sqrt{f'_c}$	0.58 $\sqrt{f'_c}$	0.289 $\sqrt{f'_c}$	0.331 $\sqrt{f'_c}$	—	
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{rc}$	1.0	1.0	1.0	0.50 $\sqrt{f'_c}$	0.58 $\sqrt{f'_c}$	0.289 $\sqrt{f'_c}$	0.331 $\sqrt{f'_c}$	—	
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{rc}$	1.0	1.0	1.0	0.50 $\sqrt{f'_c}$	0.58 $\sqrt{f'_c}$	0.289 $\sqrt{f'_c}$	0.331 $\sqrt{f'_c}$	1	
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{rc}$	1.0	1.0	1.0	0.50 $\sqrt{f'_c}$	0.58 $\sqrt{f'_c}$	0.289 $\sqrt{f'_c}$	0.331 $\sqrt{f'_c}$	2	
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{rc}$	1.0	1.0	1.0	0.50 $\sqrt{f'_c}$	0.58 $\sqrt{f'_c}$	0.289 $\sqrt{f'_c}$	0.331 $\sqrt{f'_c}$	3	

**5.14.2.3.4a — Superestructuras**

- Para solicitaciones máximas:

$$\Sigma \gamma Q = 1.1(DC + DIFF) + 1.3(CEQ + CLL) + A + AI \quad (5.14.2.3Aa-1)$$

- Para solicitaciones mínimas:

$$\Sigma \gamma Q = DC + CEQ + A + AI \quad (5.14.2.3Aa-2)$$

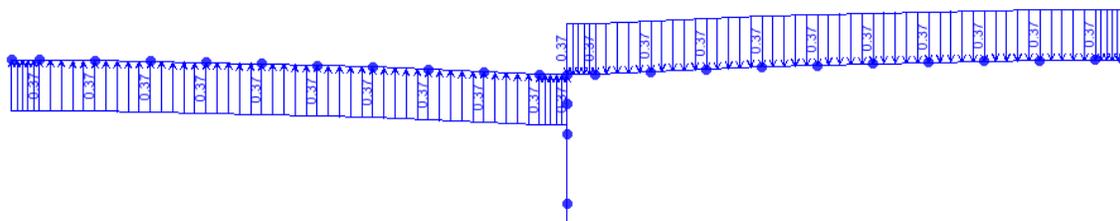
Fuente: CC – LRFD-14, pág 5-216, [2], 2014

**6.1.1 Cargas permanentes.** Las cargas permanentes tenidas en cuenta son:

**6.1.1.1 Cargas debidas a peso propio (DC).** Se trabajó de la misma forma que para el anterior método, teniendo especial cuidado en la geometría del puente.

**6.1.1.2 Carga diferencial (DIFF).** Se toma cómo el 2% de la carga permanente aplicada a un voladizo.

**Figura 29. Carga diferencial (DIFF)**

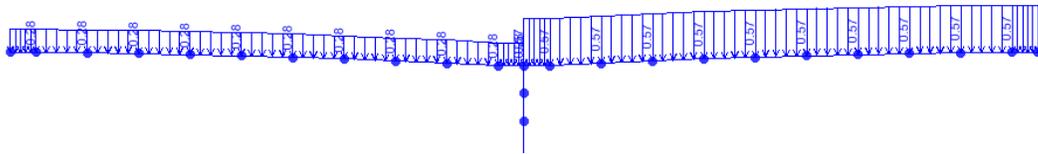


**6.1.2 Cargas vivas.** Las cargas vivas tenidas en cuenta son:

**6.1.2.1 Sobrecarga constructiva distribuida (CLL).** Una tolerancia que considera diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, además del equipo de montaje especializado principal.

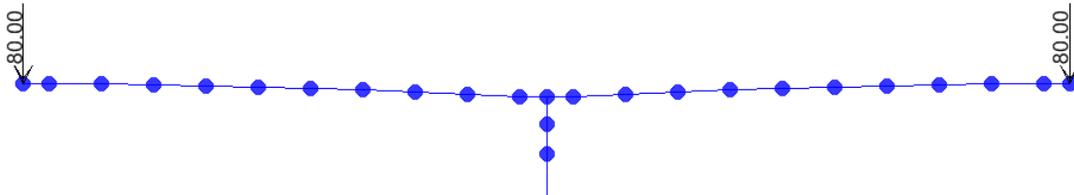
CLL	0.00048	Mpa
Ancho	11.6	m
	5.568	kN/m
	0.57	Tonf/m
CLL2	0.28	Tonf/m

**Figura 30.** Sobrecarga constructiva (CLL).



**6.1.2.2 Equipo de construcción especializado (CEQ).** En Colombia, el carro de avance utilizado para éste método constructivo tiene un peso promedio de 80 Tonf.

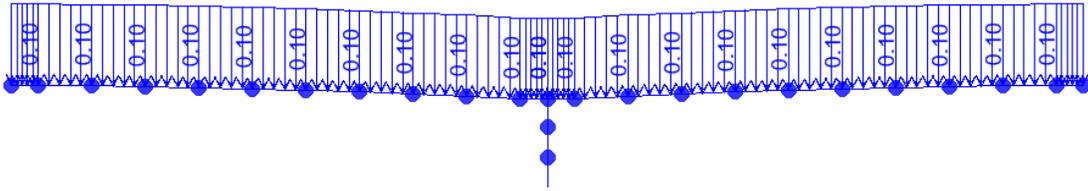
**Figura 31.** Equipo de construcción especializado (CEQ)



**6.1.2.3 Carga longitudinal de equipos de construcción (IE).** Ésta carga es dinámica y se puede tomar como el 10% del peso izado o fundido.

V <sub>A</sub>	30.6	m <sup>3</sup>	Dovela pesada	34.1	m <sup>3</sup>
A	73.4	Tonf		81.8	Tonf
IE	0.1	Tonf/m	Dovela liviana	27.1	m <sup>3</sup>
			A	65.0	Tonf

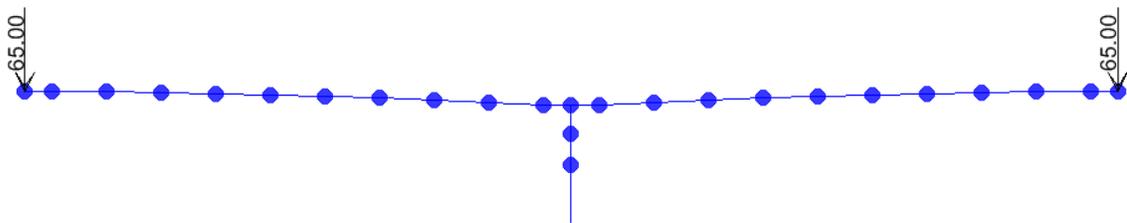
**Figura 32.** Carga longitudinal de equipos de construcción (IE).



**6.1.2.4** **Peso estático del segmento prefabricado que se manipula (A).** Para nuestro caso corresponde al peso de la dovela de cierre.

A	65.0	Tonf
---	------	------

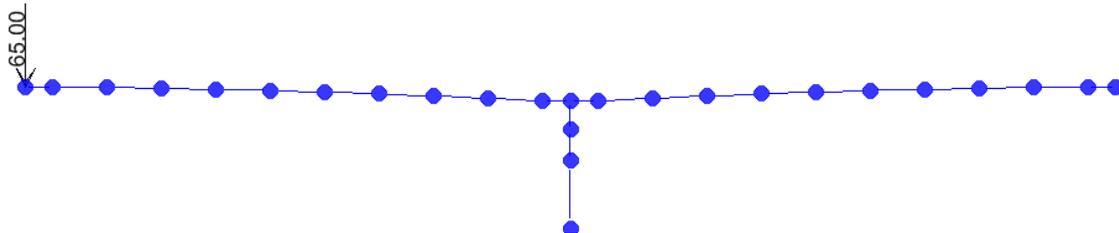
**Figura 33.** Peso estático del segmento prefabricado que se manipula (A).



**6.1.2.5** **Respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (AI).** Se toma cómo el 100% de A.

AI	65.0	Tonf
----	------	------

**Figura 34.** Respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (AI).



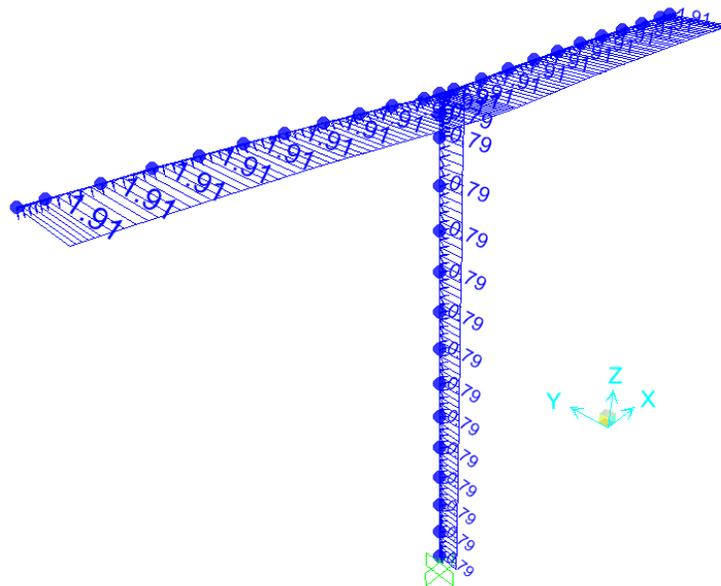
**6.1.3 Cargas de sismo.** Los efectos sísmicos se analizaron conforme al artículo 3.10 del código, de la misma forma que en el diseño de avance vano a vano.

**6.1.4 Cargas de viento.** La acción del viento se analizó conforme al artículo 3.8 del código, y se tuvieron en cuenta 3 tipos de presión; Sobre la superestructura (WS), sobre la subestructura (WS) y una presión de viento sobre vehículos (WL), de la misma forma que en el capítulo anterior.

Adicional a estas fuerzas se consideró también las cargas ejercidas sobre los equipos de construcción (WE) y una fuerza de levantamiento sobre uno de los voladizos (WUP).

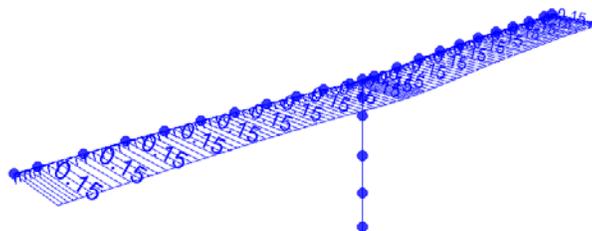
**6.1.4.1 Carga de viento sobre la estructura (WS).**

*Figura 35. Carga de viento sobre la estructura (WS).*



**6.1.4.2 Carga de viento sobre vehículos (WL).** Se tuvo en cuenta ésta carga debido a la gran cantidad de material y elementos que reposan sobre la estructura durante su construcción. Se analizó de la misma forma que el capítulo anterior.

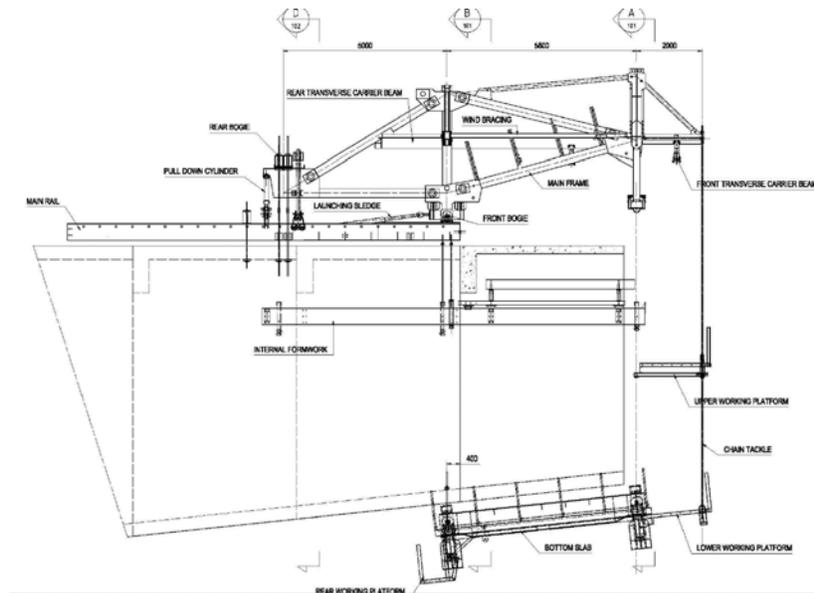
*Figura 36. Carga de viento sobre los vehículos (WL).*



**6.1.4.3 Carga de viento sobre los vehículos de avance (WE).** Se determinó el área expuesta de éstos elementos y con base en la presión impuesta por el código se determinó la fuerza que actúa sobre la estructura.

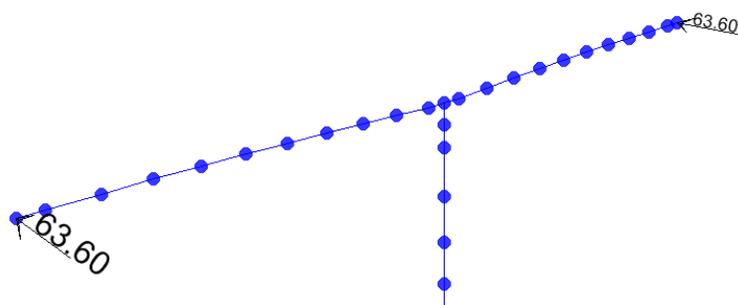
WE	0.0048	<i>Mpa</i>
Área equipo	130	<i>m<sup>2</sup></i>
	63.6	<i>Tonf</i>

**Figura 37.** Geometría general de los vehículos de avance.



Fuente: Material profesor Javier Muños, 2015

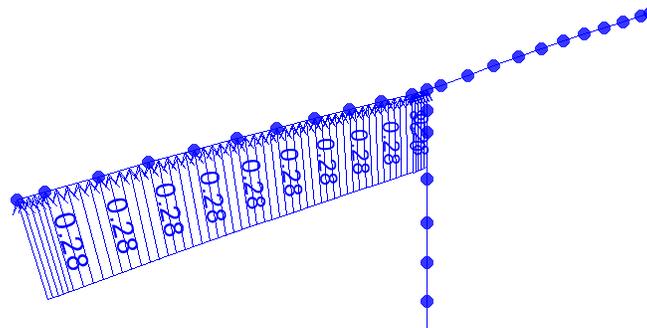
**Figura 38.** Carga de viento sobre los vehículos de construcción (WE).



**6.1.4.4 Carga de levantamiento sobre la estructura (WUP).** El código establece una presión vertical ascendente de  $2.4 \times 10^{-4}$  que modificada por el ancho del puente produce una carga igual a 0.28 Tonf/m.

Presión	0.00024	<i>Mpa</i>
Ancho	11.6	<i>m</i>
WUP	0.28	<i>Tonf/m</i>

**Figura 39.** Fuerza de levantamiento de viento (WUP).

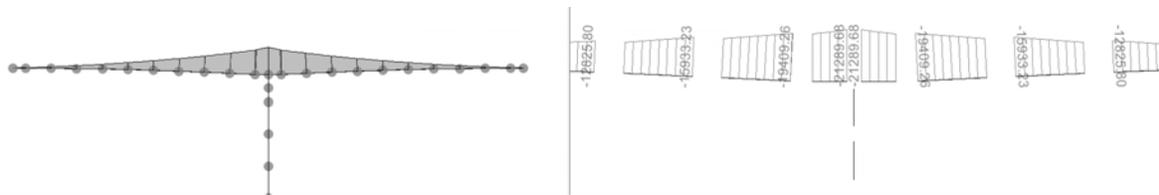


## 6.2 SOLICITACIONES MÁXIMAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS.

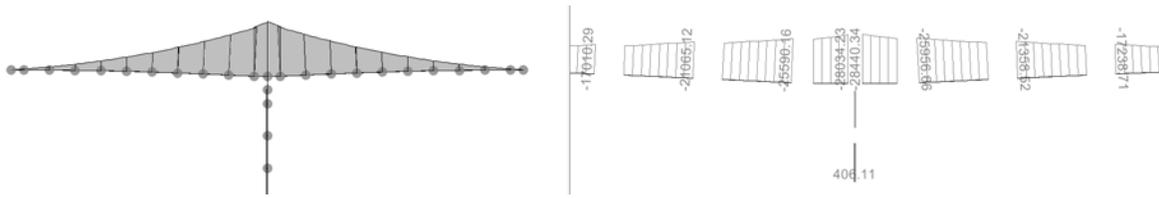
Con base en las combinaciones de carga mencionadas con anterioridad, las siguientes son las solicitaciones esperadas para la superestructura.

Nota: Para éste análisis no se tuvieron en cuenta las Fuerzas debidas a deformaciones superimpuestas cómo lo son: Temperatura uniforme (TU), Gradiente de Temperatura (TG), Retracción diferencial (SH), Flujo plástico (CR), Asentamientos (SE) y fuerzas secundarias del postensado (PS). Estas fuerzas son fundamentales para desarrollar un adecuado diseño de éste tipo de puentes, pero al no ser el diseño completo el objetivo de éste trabajo, se consideró que para el estudio comparativo no van a afectar los resultados dado que no se tienen en cuenta en ninguno de los dos casos.

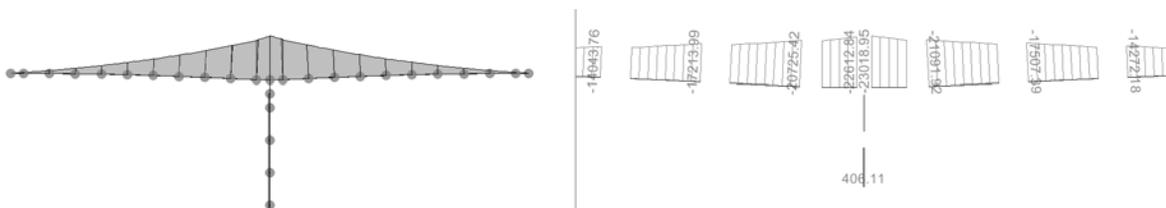
**Figura 40.** Diagrama de momentos Combinación Servicio I



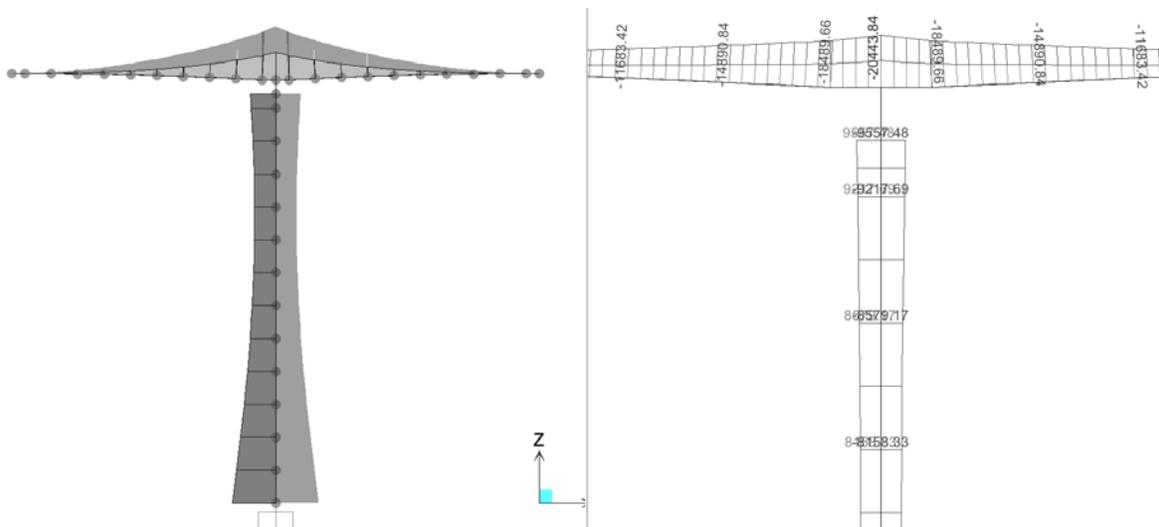
**Figura 41. Diagrama de momentos Combinación Resistencia I ( $\gamma_p$  Máx).**



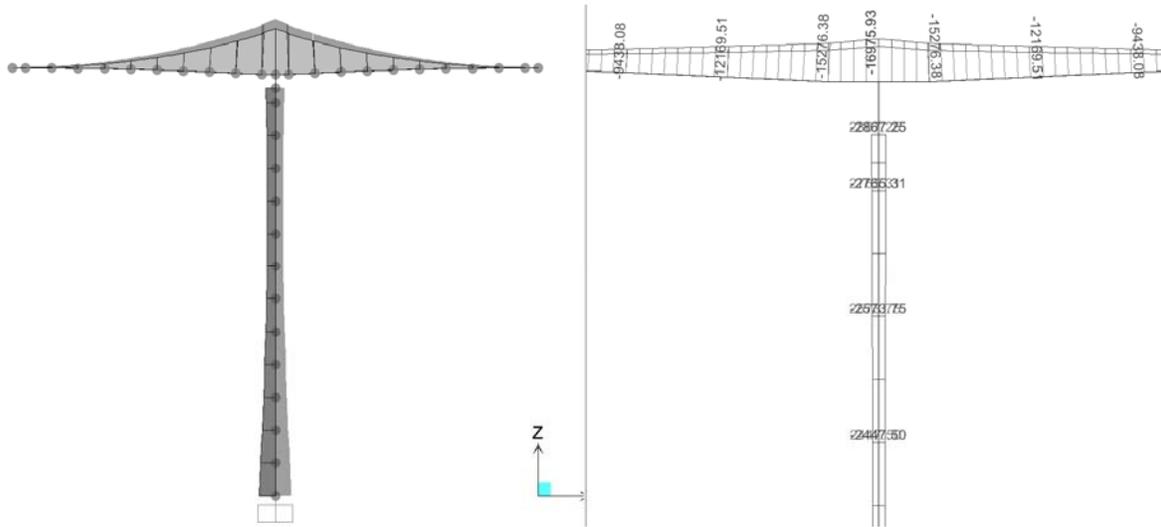
**Figura 42. Diagrama de momentos Combinación Resistencia I ( $\gamma_p$  Min).**



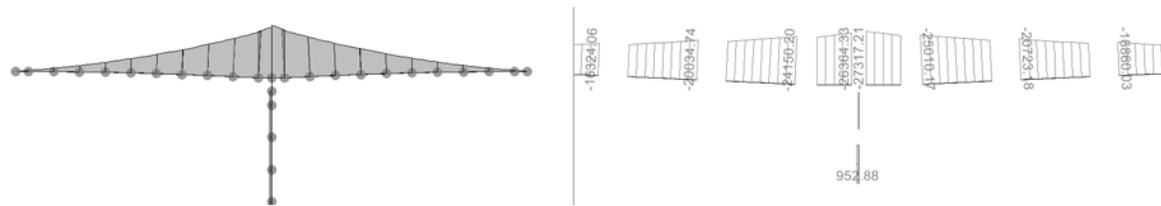
**Figura 43. Diagrama de momentos Combinación Evento extremo I (EQ Longitudinal).**



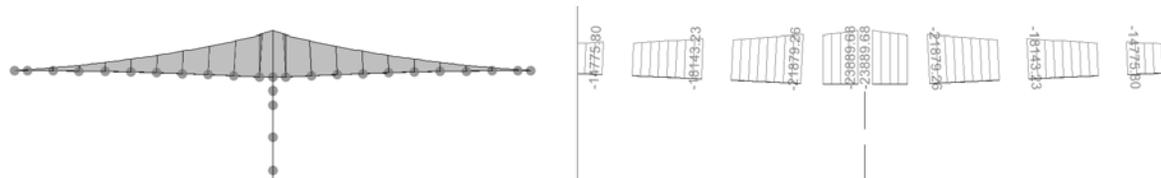
**Figura 44.** Diagrama de momentos Combinación Evento extremo I (EQ Transversal).



**Figura 45.** Solicitaciones máximas para combinación del artículo 5.14.2.3.4



**Figura 46.** Solicitaciones mínimas para combinación del artículo 5.14.2.3.4



**Tabla 6.** Solicitaciones máximas para construcción por Voladizos sucesivos.

Combinación	Descripción	M (-)
		Tonf-m
S1	Servicio I	-21290
R1A	Resistencia I ( $\gamma_p$ Máx)	-28440
R1B	Resistencia I ( $\gamma_p$ Min)	-23019
E1A	Ev. Extremo I (EQ Longitudinal)	-20444
E1B	Ev. Extremo I (EQ Transversal)	-16976
cA		-16322
cB		-16026
cC		-15786
cD		-16242
cE.		-16026
cF		-16026
SMaxVS	Para solicitaciones Máximas	-27317
SMinVS	Para solicitaciones Mínimas	-23890

### 6.3 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE PREESFUERZO.

Un método para determinar la fuerza de preesfuerzo P, consiste en suponer que la acción del momento de servicio, sobre la sección compuesta, produce en la fibra superior de la sección un esfuerzo admisible a tracción en el concreto,  $0.5\sqrt{f_c} = 0.5\sqrt{42} = 3.24 \text{ MPa} = 330 \text{ Tonf/m}^2$   
El momento de servicio que actúa en el apoyo, sobre la sección es 28123 Tonf-m.

Por consiguiente la fuerza aproximada de preesfuerzo, en etapa de servicio ( $t=\infty$ ), se convierte en:

$$\sigma_s = -\frac{P}{Ag} - \frac{P.e. Y_s}{I_g} + \frac{M.Y_s}{I_g} \quad 330 = -\frac{P}{9.1} - \frac{P * 1.92 * 2.07}{26.85} + \frac{21290 * 2.07}{26.85}$$

$$P = 5082.6 \text{ Tonf}$$

Si se suponen pérdidas de la fuerza de preesfuerzo del orden del 15%, en etapa de servicio, se obtiene una fuerza de preesfuerzo, durante la transferencia, en el centro de la luz, de magnitud:

$P_{t=0}$	5979.5	Tonf
-----------	--------	------

De acuerdo con la tabla 5.4.4.1-1, para cables de baja relajación, el esfuerzo  $f_{py}$  es igual a 0.90 fpu.

	<b>Mpa</b>	<b>kg/cm<sup>2</sup></b>
<i>f<sub>pu</sub></i>	1860	18960.2
<i>f<sub>py</sub></i>	1674	17064.2

De acuerdo con la tabla 5.9.3-1, el esfuerzo en los torones de postensado, de baja relajación, en el estado límite de servicio, después de pérdidas, es 0.80 *f<sub>py</sub>*.

<i>f<sub>torones</sub></i>	13651	<b>kg/cm<sup>2</sup></b>
----------------------------	-------	--------------------------

Es decir que un torón de diámetro 0.6", con un área de 1.4 cm<sup>2</sup> resiste una fuerza igual a:

<i>P<sub>Torón</sub></i>	19.1	<b>Tonf</b>
--------------------------	------	-------------

<b>Número de torones necesarios</b>	
<i>N° Torones/cable</i>	12
<i>N° Torones</i>	324
<i>N° Cables</i>	27

Se proyectan para el apoyo, 336 torones distribuidos en 28 cables, 14 en la zona superior de cada alma de la viga.

#### 6.4 MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN.

Otra comprobación a realizar, es verificar el momento generado por la combinación de resistencia I contra el momento último resistido por la sección con la configuración de acero de preesfuerzo planteada.

$$M_u = n(1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)})$$

$$M_u = \frac{28440 \text{ Tonf-m}}{n_D n_I n_R} = 1$$

#### 5.7.3 — Miembros a Flexión

Para *f<sub>pe</sub>* maor que 0.5*f<sub>pu</sub>* se tiene:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right)$$

$$K = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

Si la sección se comporta cómo sección tipo T, la profundidad *c* del eje neutro es:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Si la sección se comporta como rectangular, la profundidad  $c$  del eje neutro es:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$b_1$	0.75	
$d_p$	4.17	m
$k$	0.28	Tabla C5.7.3.1.1-1
$b_w$	0.8	m
$b$	5.8	m

El área  $A_{ps}$  total de acero de preesfuerzo es igual a:

$$A_{ps} = 470.4 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta que:

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$f_{py} = 1674 \text{ Mpa}$$

Si se ignora la contribución a la flexión del refuerzo pasivo (no tensionado), tenemos que:

$c$	542.9	mm	Se comporta como tipo T
$c_{\text{recalculado}}$	-64.3	mm	
$a$	-48.2	mm	

Utilizando la ecuación 5.7.3.1.1, el esfuerzo del acero de preesfuerzo es igual a:

$$f_{ps} = 1868.0 \text{ Mpa}$$

Si solo se considera la acción el preesforzado, la resistencia nominal a la flexión de la sección es:

$$M_r = f M_n$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

$M_n$	36863.6	Tonf-m			
$f$	1		Tomado de 5.5.4.2 — Factores de Resistencia		
$M_r$	36863.6	Tonf-m	<b>Ok</b>	$M_u$	28440 Tonf-m

La configuración de acero de preesfuerzo planteada tiene la resistencia adecuada para soportar el momento requerido por la combinación de resistencia I.

## 7. COMPARACIÓN DE CUANTÍAS DE ACERO DE PREESFUERZO ENTRE AMBOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS.

En cuanto a las solicitaciones máximas, tenemos las siguientes relaciones de momento para el apoyo 3:

**Tabla 7.** Comparación de solicitaciones máximas para momento negativo en el apoyo 3.

Combinación	Descripción	Voladizos sucesivos	Vano a vano	$M_{VV} / M_{VS}$
		$M (-)$ Tonf-m	$M (-)$ Tonf-m	
S1	Servicio I	-21290	-17673	83%
R1A	Resistencia I ( $\gamma_p$ Máx)	-28440	-24555	86%
R1B	Resistencia I ( $\gamma_p$ Min)	-23019	-19546	85%
E1A	Ev. Extremo I (EQ Longitudinal)	-20444	-21804	107%
E1B	Ev. Extremo I (EQ Transversal)	-16976	-15748	93%
cA		-16322		
cB		-16026		
cC		-15786		
cD		-16242		
cE		-16026		
cF		-16026		
SMaxVS	Para solicitaciones Máximas	-27317		
SMinVS	Para solicitaciones Mínimas	-23890		

**Tabla 8.** Comparación de cuantías de acero de preesfuerzo de las dos soluciones constructivas.

Número de torones	Vano a vano	Voladizos sucesivos	
$N^{\circ}$ Torones/cable	12	12	
$N^{\circ}$ Torones	252	324	$A_{tVV} / A_{tVS}$ <b>79%</b>
$N^{\circ}$ Cables	21	27	
$N^{\circ}$ Seleccionados	<b>22</b>	28	
$A_{torones}$	<b>369.6</b>	<b>470.4</b>	$cm^2$

Esto nos da como resultado una diferencia aproximada de un 21% más de acero de preesfuerzo para el método constructivo de avance en voladizos sucesivos comparado con el acero necesario en el método de avance Vano a vano.

## 8. CONCLUSIONES.

- El método constructivo de avance por voladizos sucesivos en éste tipo de puentes de luces medias (80m), requiere alrededor de un 20% más de acero de preesfuerzo que el método de avance Vano a vano, dado que sus mayores solicitaciones se presentan en su etapa constructiva.
- Si se tiene presente la redistribución de fuerzas que ocurre por el cambio de condiciones de la etapa constructiva a la de servicio del método tradicional de avance en voladizos sucesivos y adicional a esto la redistribución por fenómenos de largo plazo cómo lo es el flujo plástico, métodos como el de avance Vano a vano, permiten una mayor optimización en los diseños de éste tipo de puentes.
- Aunque no se tuvieron en cuenta todas las cargas establecidas por el código para el análisis de éste trabajo, si se consideraron aquellas que tienen mayor incidencia en el diseño, por ésta razón la relación de cuantías establecidas de éste análisis, nos da una muy buena aproximación de las diferencias de éstos dos métodos constructivos y nos da un punto de partida para investigar más a fondo otras técnicas constructivas y sus ventajas.

## 9. BIBLIOGRAFÍA.

American Segmental Bridge institute, Precast balanced cantilever bridge design using AASHTO LRFD bridge design specifications, Teddy S. Theryo, P.E. July 2004.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD - CCP 14. Bogotá D.C, 2014.

Sétra, service d'Études techniques des routes et autoroutes, Prestressed concrete bridges built using the cantilever method, Francia, Junio 2003.