

Comparación de la Demanda de Desplazamiento y Ductilidad de un Puente de Dos Luces con  
Tablero de Viga–Losa y Pila Tipo Pórtico Diseñado con la Norma CCP-95 Bajo la Amenaza  
Sísmica en las Normas CCP-95 y CCP-14

Samantha Moreno Pulido

Trabajo de Grado para Optar el Título de Ingeniero Civil

Director

José Miguel Benjumea Royero

PhD. en Ingeniería Civil y Ambiental

Codirector

Gustavo Chio Cho

PhD. en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2020

### **Agradecimientos**

Primero que todo quiero dar gracias a Dios por ser mi guía y fortaleza en todo momento. Gracias a mi familia porque son la razón de mi vida, a mis padres por ser mi apoyo incondicional, a mis hermanas por su ternura y solidaridad, y a mi abuela por ser un ejemplo de vida. Gracias a mis amigos Javier, Angélica y Diego porque marcaron positivamente mi carrera universitaria.

Gracias a mis profesores cuyas enseñanzas dejaron huella en mi formación como profesional, especialmente para José Miguel Benjumea Royero por su confianza y colaboración. Finalmente, gracias al Grupo de Investigación en Materiales y Estructuras de Construcción (INME) y a la Escuela de Ingeniería Civil por brindarme las herramientas necesarias para el desarrollo del proyecto.

**Contenido**

	<b>Pág.</b>
Introducción .....	15
1. Objetivos .....	17
1.1 Objetivo General.....	17
1.2 Objetivos Específicos.....	17
2. Alcance .....	18
3. Marco Teórico.....	19
3.1 Códigos Colombianos de diseño de puentes.....	19
3.2 Espectros de diseño.....	20
3.3 Puente viga – losa .....	21
3.4 Diseño sísmico .....	21
3.4.1 Diseño sísmico basado en fuerzas (Force-Based Design) .....	22
3.4.2 Diseño basado en desplazamientos (Displacement Based Design) .....	22
3.5 Ductilidad de desplazamiento .....	23
3.6 Propiedades de los materiales .....	24
4. Parámetros del proyecto.....	26
4.1 Descripción de la estructura y pre-dimensionamiento.....	26
4.2 Hipótesis de diseño .....	29
4.3 Materiales.....	29

---

4.4 Normas de diseño y software .....	30
5. Modelo computacional del puente .....	31
5.1 Superestructura .....	31
5.2 Cargas permanentes .....	32
5.2.1 Barandas.....	33
5.2.2 Separador central .....	33
5.2.3 Capa asfáltica.....	34
5.3 Cargas vivas .....	36
5.4 Conexión entre superestructura y subestructura .....	38
5.5 Subestructura.....	40
6. Análisis lineal dinámico.....	41
6.1 Espectros de diseño según CCP-95 y CCP-14.....	41
6.2 Análisis modal espectral según CCP-95 .....	43
6.3 Demandas de desplazamientos y de fuerzas del puente.....	47
7. Diseño de la pila central tipo pórtico según CCP-95 .....	48
7.1 Análisis de carga .....	48
7.2 Diseño de columnas .....	49
7.2.1 Efectos de esbeltez.....	50
7.2.2 Diseño por flexocompresión .....	52
7.2.3 Diseño por cortante .....	54
7.3 Diseño viga cabezal .....	58
7.3.1 Diseño por flexión.....	59
7.3.2 Diseño por cortante .....	63

---

7.3.3 Diseño por Torsión .....	64
7.3.4 Refuerzo longitudinal.....	65
8. Análisis no lineal estático (Pushover).....	66
8.1 Propiedades constitutivas de los materiales .....	67
8.2 Propiedades de la rótula plástica.....	69
8.3 Bilinealización de la curva pushover del pórtico y cálculo de demanda .....	72
9. Análisis de resultados .....	73
9.1 Análisis lineal dinámico.....	73
9.2 Análisis no lineal estático .....	78
10. Conclusiones .....	82
Referencias Bibliográficas .....	84
Apéndices.....	87

**Lista de Figuras**

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Espectro de aceleraciones para 5% de amortiguamiento. ....	20
Figura 2. Curvas obtenidas del análisis pushover. ....	23
Figura 3. Curva de esfuerzo deformación del acero de refuerzo. ....	25
Figura 4. Curva de esfuerzo deformación del concreto simple (P) y tres secciones de concreto confinado.....	25
Figura 5. Vista longitudinal del puente.....	26
Figura 6. Vista transversal del puente.....	27
Figura 7. Sección transversal de la pila tipo pórtico.....	27
Figura 8. Puente de Provenza (Bucaramanga).....	28
Figura 9. Puente de la Universidad Santo Tomás (Floridablanca). ....	28
Figura 10. Tablero del puente modelado como grilla. ....	32
Figura 11. Tablero del puente extruido.....	32
Figura 12. Reacciones en cada viga por cargas permanentes. ....	35
Figura 13. Definición del vehículo de diseño C40-95 del CCP-95. ....	37
Figura 14. Reducción de intensidad de carga viva. ....	38
Figura 15. Vista longitudinal de los enlaces rígidos y elásticos. ....	39
Figura 16. Vista transversal del modelo del puente.....	40
Figura 17. Vista transversal del modelo del puente extruido.....	41

Figura 18. Espectros de diseño de Bucaramanga según CCP-95, CCP-14 y NSR-10. ....	43
Figura 19. Definición del espectro de diseño según CCP-95. ....	44
Figura 20. Definición de masas. ....	45
Figura 21. Control de análisis de valores propios.....	45
Figura 22. Parámetros de los casos de carga.....	46
Figura 23. Diagrama de interacción de las columnas circulares.....	53
Figura 24. Sección transversal reforzada de la columna.....	53
Figura 25. Envolvente de cortante transversal ( $R = 1$ ). ....	54
Figura 26. Envolvente de cortante longitudinal ( $R = 1$ ). ....	55
Figura 27. Envolvente de momento por el grupo VII en la viga cabezal ( $R=1$ ).....	59
Figura 28. Envolvente de cortante por el grupo IA en la viga cabezal ( $R=1$ ). ....	63
Figura 29. Envolvente de cortante por el grupo VII en la viga cabezal.....	64
Figura 30. Sección transversal reforzada de la viga cabezal. ....	66
Figura 31. Modelo de esfuerzo – deformación del concreto confinado y no confinado. ....	68
Figura 32. Modelo de esfuerzo – deformación del acero.....	69
Figura 33. Sección transversal de la columna con modelo de fibras radiales.....	71
Figura 34. Diagrama momento – curvatura de la sección transversal de la columna.....	71
Figura 35. Curva de capacidad bilineal.....	72
Figura 36. Estructura deformada debido a los modos fundamentales de vibración. ....	74
Figura 37. Curva de capacidad del pórtico en la dirección longitudinal. ....	79
Figura 38. Curva de capacidad del pórtico en la dirección transversal. ....	80
Figura 39. Curva de capacidad del puente en la dirección longitudinal. ....	81
Figura 40. Curva de capacidad del puente en la dirección transversal. ....	82

Figura 41. Configuración del tablero. ....	88
Figura 42. Sección de baranda (a) peatonal (b) vehicular. ....	88
Figura 43. Sección transversal conjunto viga losa. ....	90
Figura 44. Vista longitudinal del puente. ....	91
Figura 45. Estribo. ....	92
Figura 46. Vista transversal de pila tipo pórtico. ....	93
Figura 47. Vista longitudinal de pila tipo pórtico. ....	94
Figura 48. Longitud de apoyo en estribo. ....	96
Figura 49. Longitud de apoyo en pila tipo pórtico. ....	96
Figura 50. Dimensiones apoyo elastomérico. ....	99
Figura 51. Apoyos reforzados con acero dureza 60. ....	103

**Lista de Tablas**

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Propiedades del Concreto .....	29
Tabla 2. Propiedades del Acero .....	30
Tabla 3. Baranda Vehicular .....	33
Tabla 4. Baranda Peatonal .....	33
Tabla 5. Separador central .....	33
Tabla 6. Capa asfáltica.....	34
Tabla 7. Resumen de cargas sobre el tablero.....	34
Tabla 8. Reacciones en cada viga por caso de carga .....	35
Tabla 9. Reacciones en cada viga por cargas permanentes .....	35
Tabla 10. Reacciones en cada viga por cargas vivas .....	38
Tabla 11. Parámetros sísmicos según CCP-95 y CCP-14 (Bucaramanga).....	42
Tabla 12. Evaluación de efectos de esbeltez.....	50
Tabla 13. Momentos máximos mayorados en sentido longitudinal .....	50
Tabla 14. Momentos máximos mayorados en sentido transversal .....	51
Tabla 15. Diseño por cortante.....	55
Tabla 16. Chequeos del diseño por cortante .....	56
Tabla 17. Cortante en los extremos de las columnas 1 y 3.....	57
Tabla 18. Verificación de cuantía volumétrica del refuerzo transversal .....	58

Tabla 19. Diseño del refuerzo transversal en las columnas .....	58
Tabla 20. Propiedades viga cabezal .....	60
Tabla 21. Diseño del refuerzo superior.....	60
Tabla 22. Momento resistente de diseño.....	61
Tabla 23. Chequeo de refuerzo mínimo y máximo.....	61
Tabla 24. Chequeo de separación entre barras.....	62
Tabla 25. Control de agrietamiento .....	62
Tabla 26. Chequeo por torsión.....	65
Tabla 27. Diseño refuerzo longitudinal .....	65
Tabla 28. Propiedades del concreto en la columna.....	68
Tabla 29. Propiedades del acero en la columna.....	69
Tabla 30. Longitud plástica de las columnas .....	70
Tabla 31. Periodos y participación de masa en dirección longitudinal y transversal .....	74
Tabla 32. Desplazamientos obtenidos del análisis lineal dinámico .....	75
Tabla 33. Reacciones de apoyos en la superestructura (estribos).....	76
Tabla 34. Reacciones en las columnas del pórtico .....	76
Tabla 35. Momento y cortante máximo en las columnas .....	77
Tabla 36. Momento y cortante máximo en la viga cabezal .....	78
Tabla 37. Rigideces, masas y periodos del pórtico.....	78
Tabla 38. Demanda de desplazamiento y ductilidad del pórtico. ....	79
Tabla 39. Reacciones en la viga 2.....	97
Tabla 40. Rangos de temperatura para estructuras en concreto.....	98
Tabla 41. Propiedades del elastómero de dureza 60.....	101

Tabla 42. Diseño propuesto del apoyo elastomérico ..... 101

**Lista de Apéndices**

	<b>Pág.</b>
Apéndice A. Pre-dimensionamiento del puente.....	87
Apéndice B. Diseño del apoyo elastomérico. ....	97
Apéndice C. Comparación de resultados de los modelos del puente realizados en MIDAS Civil y SAP2000. ....	106

## Resumen

**Título:** Comparación de la Demanda de Desplazamiento y Ductilidad de un Puente de Dos Luces con Tablero de Viga-Losa y Pila Tipo Pórtico Diseñado con la Norma CCP-95 Bajo la Amenaza Sísmica en las Normas CCP-95 y CCP-14\*

**Autor:** Samantha Moreno Pulido\*\*

**Palabras Clave:** Desplazamiento, ductilidad, análisis pushover, análisis lineal dinámico, puente viga losa.

### Descripción:

El primer código de diseño sísmico de puentes de Colombia fue publicado en 1995 y se conoce como CCP-95. Ante el surgimiento de la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia, la calibración de la carga viva vehicular y la modificación de los mapas de amenaza sísmica, se publicó su versión actualizada en 2014 (CCP-14). Actualmente, una cantidad significativa de puentes diseñados con la norma CCP-95 continúan en funcionamiento y existe incertidumbre sobre cómo será su comportamiento sísmico bajo las solicitaciones dadas en la nueva normativa CCP-14. En virtud de ello, en este trabajo se predimensionó la superestructura de un puente viga losa simplemente apoyado que fuese representativo de la ciudad de Bucaramanga y se diseñó su pila central tipo pórtico siguiendo los criterios dados en el CCP-95. Posteriormente, se determinó la demanda de desplazamiento y de ductilidad de desplazamiento bajo la demanda de ambos códigos, empleando análisis lineales (modal espectral) y no lineales (pushover) y modelos numéricos desarrollados en los softwares de modelamiento MIDAS Civil y SAP2000. De acuerdo con los resultados del estudio, se espera que la estructura presente un comportamiento sísmico y mecanismos de plastificación adecuados en las columnas, con mayor daño estructural al aplicar los efectos sísmicos de las solicitaciones actuales.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: José Miguel Benjumea Royero. Doctor en Ingeniería Civil y Ambiental. Codirector: Gustavo Chio Cho. Doctor en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

## Abstract

**Title:** Comparison of the Displacement and Ductility Demand of a Two-span Beam and Slab Bridge with a Multi-column Bent Designed According to CCP-95 Code Under the Seismic Risk Given by CCP-95 and CCP-14 Codes\*

**Author:** Samantha Moreno Pulido\*\*

**Keywords:** Displacement, ductility, pushover analysis, dynamic linear analysis, beam and slab bridge.

### Description:

The first seismic design code for bridges in Colombia was published in 1995 and is known as CCP-95. With the emergence of the design philosophy given by load and resistance factors, the calibration of the vehicular live load and the modification of the seismic hazard maps, its more recent version was published in 2014 (CCP-14). Currently, a significant number of bridges designed with the CCP-95 code continue to operate and there is uncertainty about how their seismic behavior is going to be under the stresses given in the new CCP-14 code. For this reason, in the present work the superstructure of a simply supported beam and slab bridge that was representative of Bucaramanga city was pre-dimensioned and its multi column bent was designed following the criteria given in CCP-95. Subsequently, the displacement demand and ductility displacement demand were determined under the demand of both codes, using linear (spectral modal) and non-linear (pushover) analyzes and numerical models developed in the two modelling softwares MIDAS Civil and SAP2000. According to the results of the study, the structure is expected to perform adequate seismic behavior and plasticization mechanisms at the columns, with greater structural damage when applying the seismic effects of current stresses.

---

\* Thesis

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: José Miguel Benjumea Royero. Doctor en Ingeniería Civil y Ambiental. Codirector: Gustavo Chio Cho. Doctor en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

## Introducción

Contar con marcos legales efectivos para el diseño y construcción de puentes es de suma importancia para cumplir con objetivos de seguridad, funcionalidad, construcción y economía. Debido a que Colombia es un país con alto riesgo sísmico, el constante estudio y caracterización de estos efectos es crucial para determinar el comportamiento de una estructura ante un evento sísmico y para la prevención de desastres naturales. En virtud de ello y desde la publicación del primer Código de Diseño Sísmico de Puentes (CCP-95), se han implementado mapas de zonificación sísmica para la obtención de espectros de diseño a nivel nacional. La versión más reciente corresponde al Código Colombiano de Puentes (CCP-14) y fue realizada por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), quienes con base en el último estudio general de amenaza sísmica de Colombia realizaron la actualización de dichos mapas (Salgado-Gálvez et al., 2016). Otros cambios relevantes comprenden la utilización de una filosofía de diseño basada en método probabilísticos (LRFD) y la calibración de la carga viva vehicular.

Los estudios realizados por (Muñoz y Valbuena, 2004) indican que para el 2004 el 63% de los puentes pertenecientes a la red vial de Colombia estaban contruidos en concreto reforzado y la tipología viga losa era comúnmente empleada para puentes de luces cortas. Actualmente, un número significativo de los puentes existentes diseñados con el CCP-95 cuentan con estas características y se desconoce si son vulnerables desde el punto de vista sísmico. Por tal motivo, y en aras de desarrollar estudios preliminares de vulnerabilidad sísmica para los puentes de la ciudad de Bucaramanga, se realizó el análisis estructural de un puente viga losa simplemente apoyado con

pórtico de apoyo de tres columnas, el cual es representativo de las prácticas de diseño y construcción basadas en el CCP-95.

La respuesta dinámica del puente fue estudiada mediante un modelo computacional desarrollado en el programa MIDAS Civil. Además, se ejecutaron análisis no lineal estático en el sentido longitudinal y transversal del puente. La integración de los resultados obtenidos permitió determinar la resistencia y capacidad de desplazamiento de la estructura, así como la demanda de desplazamiento y ductilidad bajo los escenarios de amenaza sísmica de los códigos CCP-95 y CCP-14.

## 1. Objetivos

### 1.1 Objetivo General

Determinar las demandas de desplazamiento y ductilidad producidos por las solicitaciones dadas en el CCP-95 y CCP-14 sobre los principales elementos de un puente de dos luces con tablero de viga–losa y apoyo intermedio tipo pórtico diseñado según el CCP-95.

### 1.2 Objetivos Específicos

- Diseñar la pila central del puente construido en concreto reforzado, siguiendo las especificaciones de la norma CCP-95.
- Comparar las demandas de desplazamientos y fuerzas del puente prototipo obtenidas del análisis lineal dinámico siguiendo lo establecido en los códigos CCP-95 Y CCP-14
- Comparar las demandas de ductilidad de desplazamiento del puente prototipo obtenidas del análisis no-lineal estático para la demanda de desplazamiento obtenida de los códigos CCP-95 y CCP-14.

## 2. Alcance

El puente prototipo estará ubicado en la ciudad de Bucaramanga y tendrá una clasificación de suelo tipo C según el CCP-14 y perfil de suelo equivalente en el CCP-95. Será de concreto reforzado siguiendo las especificaciones del CCP-95 y estará compuesto de vigas con sección transversal rectangular y columnas de sección circular. El diseño solo se realizará para la pila central tipo pórtico. Se asume que el puente es simplemente apoyado con tablero viga – losa.

Para la evaluación del puente se llevarán a cabo dos análisis: lineal dinámico multimodal y no lineal estático (pushover). La curva de capacidad se determinará en la dirección longitudinal y transversal del puente. No se incluirán los efectos de interacción estructura-estribo. En el análisis no lineal estático se asumirá que la superestructura permanece en el rango lineal-elástico y que solo la plastificación ocurre en las columnas. Para el análisis no lineal de las columnas se usarán modelos de plasticidad concentrada o distribuida, el que sea conveniente y se encuentre disponible en el software de análisis. Una vez obtenidos estos datos, se calculará la demanda de ductilidad de desplazamiento del puente y se realizará una comparación con la demanda obtenida por ambas normas de diseño. No se determinará el nivel de desempeño del puente.

### 3. Marco Teórico

#### 3.1 Códigos Colombianos de diseño de puentes

Actualmente el país cuenta con puentes de más de 50 años, cuyos diseños seguramente no contemplaron consideraciones sísmicas ya que estas fueron incorporadas en el año 1995, con el surgimiento del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCP-95). Esta norma tiene como propósito brindar las pautas necesarias para el análisis y el diseño de puentes, en el cual se especifiquen requisitos mínimos con el fin de lograr objetivos de seguridad y funcionalidad de la estructura. Surge como una adaptación de la American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO y se caracteriza por el empleo de filosofías de diseño por estados límite (ASD) y factores de carga (LFD) (Forero, Prieto y Puerto, 2010).

Su versión más reciente corresponde al CCP-14, basado en la especificación “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 6th Ed.2012 y 7th Ed.2014, la cual presenta el nuevo método de diseño LRFD (por factores de carga y resistencia) y la calibración de cargas vehiculares de diseño. Así mismo, esta actualización presenta nuevos mapas de amenaza sísmica con un enfoque probabilista a objeto de establecer los valores de los coeficientes sísmicos de diseño denominados como PGA (Peak Ground Acceleration),  $S_s$  y  $S_1$  asociados. En esta ocasión, a una probabilidad de excedencia del 7% en una vida útil de 75 años, lo que equivale, aproximadamente, a un período de retorno de 975 años (AIS, 2014).

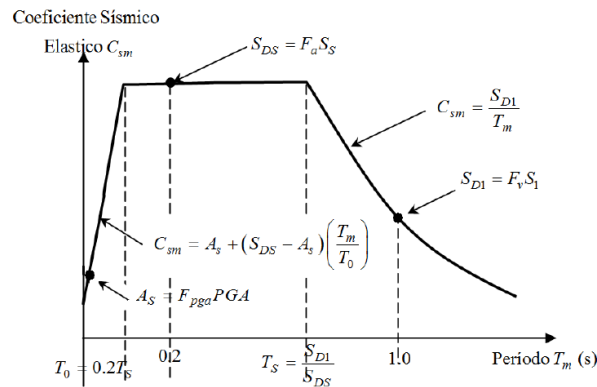
3.2 Espectros de diseño

El espectro de diseño es uno de los factores determinantes para el dimensionamiento y diseño estructural de un puente, ya que enmarca las máximas respuestas de aceleración en porcentaje de la gravedad con respecto tiempo, a las que puede ser sometida la estructura con base en parámetros específicos según la norma y según la localización geográfica (Balcázar y Fernández, 2016).

En el CCP-95, el espectro de diseño elástico depende de tres parámetros: los coeficientes de aceleración (A) y de sitio (S) y el periodo correspondiente al modo de vibración m. Con la publicación del código CCP-14 se incluyeron nuevos factores para la determinación del espectro. Actualmente se usan tres coeficientes de sitio basados en coeficientes de aceleración espectral y se tiene en cuenta dos periodos ( $T_0$  y  $T_m$ ) para el cálculo en la zona lineal de la gráfica. En este sentido, el coeficiente sísmico elástico es diferente para cada norma, por lo que las fuerzas resultantes obtenidas también lo serán.

Figura 1.

Espectro de aceleraciones para 5% de amortiguamiento.



Nota. Tomado de CCP-14.

### 3.3 Puente viga – losa

Los puentes viga-losa son uno de los puentes más sencillos y comunes en Colombia. Se caracterizan por utilizar elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares. La losa actúa como un elemento estructural que soporta el tránsito vehicular y peatonal para luego transmitir sus cargas al sistema de vigas y posteriormente a la subestructura del puente (Seminario, 2004). Se pueden dividir en tres tipos: puentes de tramos simplemente apoyados (con una o varias luces), puentes isostáticos con voladizos (Gerber) y puentes de vigas continuas.

### 3.4 Diseño sísmico

En general, la capacidad de un puente depende de la resistencia y la deformación de cada uno de los componentes individuales de la estructura. Para determinar estos factores una vez se ha superado el límite elástico, se emplean procedimientos de análisis no lineal, dentro de los cuales el análisis pushover logra una aproximación a un diagrama fuerza–desplazamiento de la estructura (Gutiérrez, 2015). A partir de dichos diagramas es posible obtener curvas de demanda-capacidad y la clasificación de desempeño de un puente. Actualmente las normativas de diseño sísmico se concentran en el detallado del elemento dúctil, para asegurar un nivel de comportamiento específico. Para esto existen dos métodos de diseño como se muestra a continuación.

### ***3.4.1 Diseño sísmico basado en fuerzas (Force-Based Design)***

En esta metodología se busca que la resistencia de los elementos dúctiles sea mayor o igual a las solicitaciones generadas por las cargas considerando los efectos del sismo en un análisis espectral (de uno o varios grados de libertad) y dividida por el coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ . Este coeficiente representa la ductilidad de las columnas y la redundancia de la estructura.

Si el mecanismo de plastificación está gobernado por efectos de flexión (como en casi todos los casos), el coeficiente  $R$  se aplica al momento flector obtenido por sismo, mientras que el cortante en el elemento dúctil y los elementos adyacentes se diseñan por capacidad para asegurar la formación de la rótula plástica con el mecanismo y la zona supuesta, y evitar fallas no deseables (Betancour, Serrano y Galvis, 2015). Este método se basa en las siguientes suposiciones (Priesley, Calvi y Kowalsky, 2007):

- Principio de iguales desplazamientos válido para todos los puentes.
- La capacidad de ductilidad y redundancia es única por tipo de subestructura.
- Esta capacidad de ductilidad se selecciona con base a la importancia del puente y su tipología y en ningún momento es verificada.
- La rigidez de un elemento es independiente de su capacidad.

### ***3.4.2 Diseño basado en desplazamientos (Displacement Based Design)***

Este método busca que la capacidad de desplazamiento de la estructura y de los elementos sea mayor o igual a la demanda de desplazamiento generada por el sismo. La capacidad de

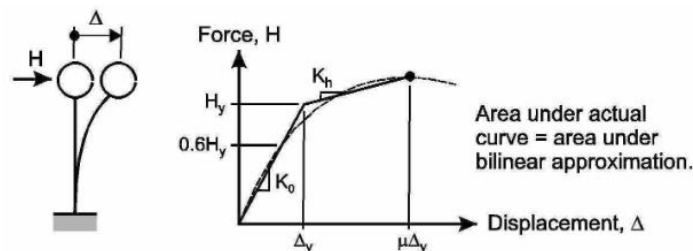
ductilidad se determina con análisis no lineales estáticos (Pushover) del puente y la demanda de ductilidad con análisis espectrales modificados para estructuras de períodos cortos. Algunos de los objetivos del análisis pushover son:

- Identificar las rótulas plásticas
- Visualizar gráficamente la falla de los distintos elementos estructurales.
- Revisar las deficiencias estructurales (rigidez y/o resistencia).
- Definir el nivel de desempeño

Por otro lado, cuando las estructuras son complejas se realizan análisis no lineales dinámicos para estimar la demanda (Análisis Cronológico No Lineal). Al igual que en el método por fuerzas, el cortante en el elemento dúctil y los elementos adyacentes son protegidos por capacidad (Betancour, Serrano y Galvis).

## Figura 2.

*Curvas obtenidas del análisis pushover.*



Nota. Tomado de Graham, H (2006)

### 3.5 Ductilidad de desplazamiento

La ductilidad de desplazamiento es una relación que existe entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia. El desplazamiento de fluencia es considerado como el punto de

inflexión donde la capacidad de resistencia ya no aumenta y el elemento puede de seguir deformándose, mientras que el desplazamiento último corresponde al desplazamiento justo antes de que el elemento colapse (Mendoza y Gómez, 2014).

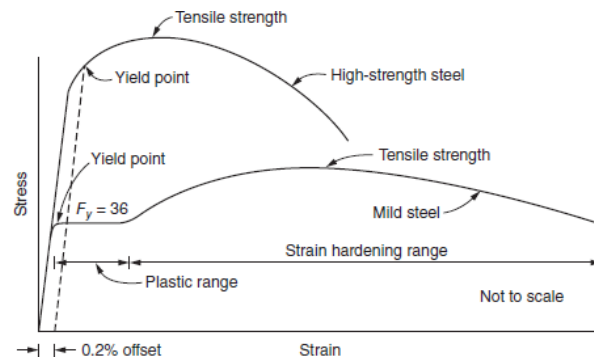
Generalmente, la capacidad de desplazamiento de un puente se basa en la ductilidad de sus columnas, y puede ser controlada tanto por el refuerzo longitudinal como por el refuerzo transversal. Por esta razón, los puentes se pueden construir para comportarse de manera dúctil sometidos a cargas sísmicas sustanciales (Marsh et al., 2014). Este comportamiento generalmente implica la fluencia en los extremos de las columnas y la ocurrencia de una deformación plástica. Una vez se han analizado dichos parámetros es posible realizar una verificación directa de la capacidad de desplazamiento en relación con la demanda generada en el puente.

### **3.6 Propiedades de los materiales**

Los materiales más usados para la construcción de puentes de puentes típicos en Colombia corresponden al acero y al concreto. El primero de ellos trabaja de forma dúctil y posee una gráfica esfuerzo de deformación con transición de la zona elástica a la zona plástica fácil de identificar. El segundo material se considera como un material frágil y su falla ocurre de forma abrupta. No obstante, para mejorar este comportamiento se opta por confinar el concreto, de esta forma se pueden producir aumentos sustanciales en la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación por compresión (Moehle, 2015).

**Figura 3.**

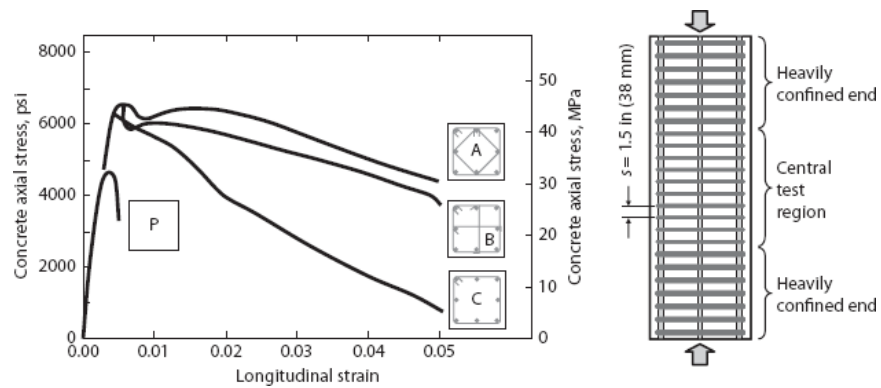
*Curva de esfuerzo deformación del acero de refuerzo.*



Nota. Tomado de Moehle (2015).

**Figura 4.**

*Curva de esfuerzo deformación del concreto simple (P) y tres secciones de concreto confinado.*



Nota. Tomado de Moehle (2015).

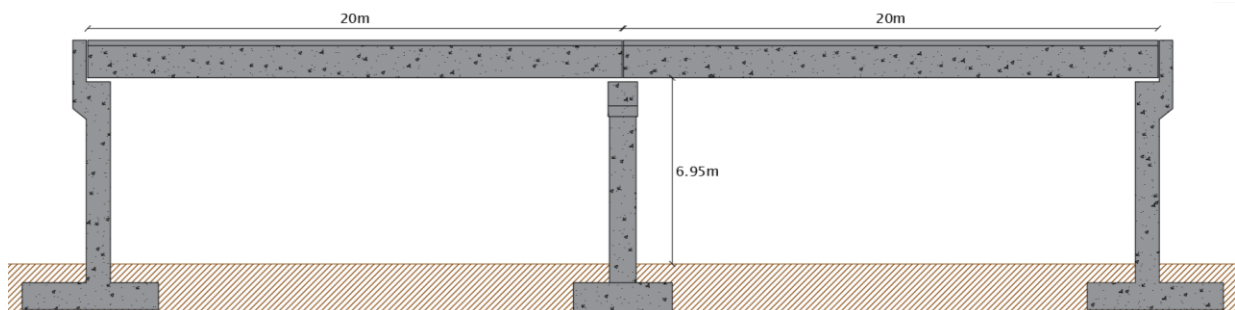
## 4. Parámetros del proyecto

### 4.1 Descripción de la estructura y pre-dimensionamiento

El puente viga losa simplemente apoyado cuenta con dos luces de 20 m de longitud, una pila central tipo pórtico compuesta por una viga cabezal soportada en tres columnas circulares, y dos estribos en los extremos (Figura 5). El tablero tiene 13 m de ancho y está compuesto por una capa asfáltica de 0.05 m de espesor soportada por una placa, cinco vigas con sección transversal T y riostras ubicadas en el centro y en los extremos de cada luz. La configuración de la sección transversal (Figura 6) es simétrica y está conformado por dos carriles con sentidos opuestos, un separador intermedio, barandas vehiculares y peatonales y dos pasos peatonales.

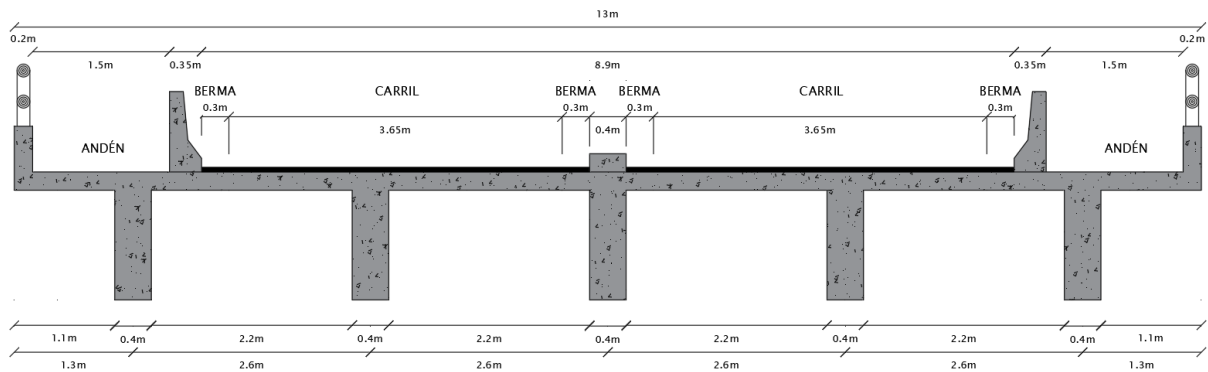
#### Figura 5.

*Vista longitudinal del puente.*



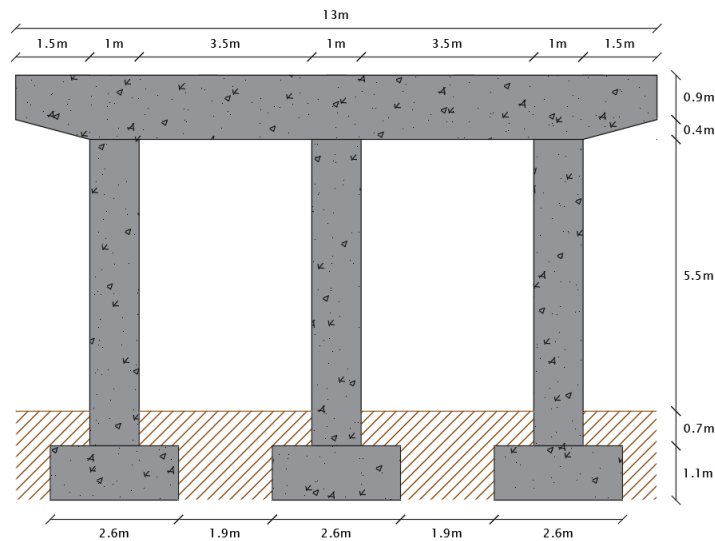
**Figura 6.**

*Vista transversal del puente.*



**Figura 7.**

*Sección transversal de la pila tipo pórtico.*



Las características del puente se determinaron con base en puentes construidos en la ciudad de Bucaramanga entre 1995 y 2013, tales como el puente Provenza (Bucaramanga) y el puente de la Universidad Santo Tomás (Floridablanca), mostrados en las Figuras 8 y 9. Por esta razón, es posible que algunas dimensiones no correspondan a lo estipulado en el CCP-95. Por otro lado, los

elementos que componen la superestructura y subestructura fueron pre-dimensionados con base en el CCP-95, el Manual Geométrico de Carreteras y los requisitos AASHTO. El detallamiento de cada de los elementos se encuentra en el Anexo 1.

**Figura 8.**

*Puente de Provenza (Bucaramanga).*



Nota. Tomado de Google Maps (2014).

**Figura 9.**

*Puente de la Universidad Santo Tomás (Floridablanca).*



Nota. Tomando de Google Maps (2014).

## 4.2 Hipótesis de diseño

- Las condiciones topográficas, geológicas y geotécnicas son favorables para la ejecución del puente. Teniendo en cuenta que el puente prototipo se localiza en la ciudad de Bucaramanga, el tipo de suelo se asumió como S2 según el CCP-95. Este corresponde a un perfil de suelo C según el CCP-14.

- No se tuvieron en cuenta la carga por acueductos o tuberías, por instalaciones eléctricas u otro tipo que no haga parte del sistema estructural (servicios públicos).

- No se evaluaron los efectos debido a fuerzas centrífugas ya que el puente no posee ningún tipo de curvatura.

## 4.3 Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales del puente y de los apoyos se indican a continuación:

- Concreto: Según el CCP-95 *Numeral A.3.3.5 y A.7.6.4.1* las propiedades del concreto son:

**Tabla 1.**

*Propiedades del Concreto*

Peso Unitario (kN/m <sup>3</sup> )	24
Resistencia a Compresión f <sub>c</sub> (MPa)	28
Módulo de Elasticidad E <sub>c</sub> (MPa)	27544

- Acero ASTM A706 Grado 60: Según el CCP-95, *Tabla A.9-1* y *Numeral A.9.2.2*, las propiedades del acero son:

**Tabla 2.***Propiedades del Acero*

Esfuerzo de fluencia $f_y$ (MPa)	420
Módulo de Elasticidad $E_s$ (MPa)	200000

- Asfalto: Se adopta un valor típico para el peso del asfalto igual a 22.5 kN/m<sup>3</sup>

- Neopreno: Se tendrán en cuenta las propiedades dadas en la *Tabla A.10.2.3-1* del CCP-95 para un neopreno con dureza nominal (Shore A) igual a 60.

**4.4 Normas de diseño y software**

Para el desarrollo del proyecto se emplearán las Normas Colombianas de Diseño Sísmico de Puentes CCP-95 y CCP-14, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. y los siguientes softwares:

- MIDAS Civil.
- AutoCAD 2D.
- SAP2000.
- Paquete de Microsoft Office (Word y Excel).

## 5. Modelo computacional del puente

### 5.1 Superestructura

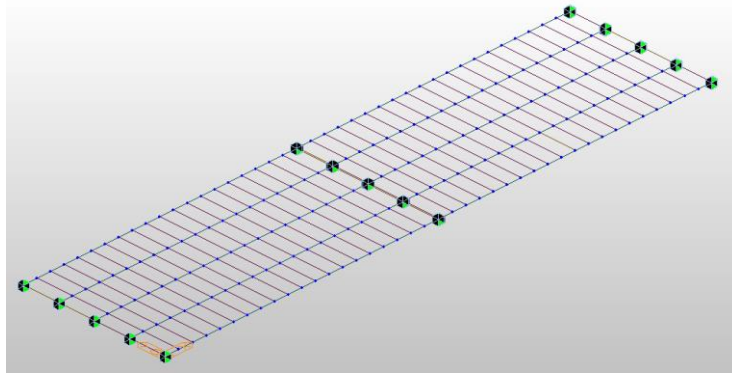
El análisis de carga se realizó mediante el montaje del sistema viga losa en el software MIDAS Civil y estuvo compuesto por las siguientes secciones:

- Cinco vigas T longitudinales.
- Vigas transversales ficticias con espaciamiento de un metro.
- Riostras, ubicadas en el centro y en los extremos de cada luz.

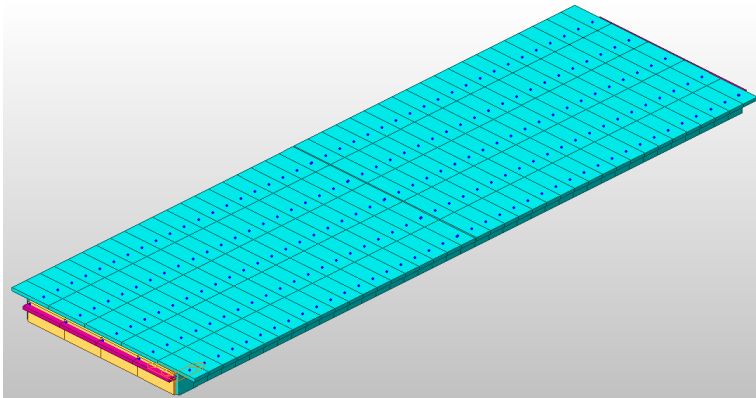
Para el análisis de carga se tuvo en cuenta el peso propio del concreto (Tabla 1) de las vigas T y de las riostras calculados automáticamente por el programa. No se consideró el peso de las vigas transversales ya que estos son elementos ficticios cuya finalidad es garantizar la conexión entre elementos longitudinales y permitir la asignación de carga viva. Cada viga se asumió como simplemente apoyada, en un extremo se asignaron apoyos tipo articulación con restricción de dos grados de libertad ( $D_x$  y  $D_z$ ) y en el otro extremo, apoyos simples con restricción de un grado de libertad ( $D_z$ ).

**Figura 10.**

*Tablero del puente modelado como grilla.*

**Figura 11.**

*Tablero del puente extruido.*



## 5.2 Cargas permanentes

Las cargas permanentes sobre el tablero se calcularon como fuerzas distribuidas teniendo en cuenta toda la sección del puente. A continuación, se presenta el cálculo de cada una ellas.

5.2.1 Barandas

**Tabla 3.**

*Baranda Vehicular*

b1 (m)	0.15	
b2 (m)	0.20	
b3 (m)	0.35	
h1 (m)	0.15	
h2 (m)	0.20	
h3 (m)	0.53	
A (m <sup>2</sup> )	0.20	
Carga (kN/m)	4.8	

**Tabla 4.**

*Baranda Peatonal*

Sección en concreto		
b (m)	0.20	
h (m)	0.50	
Carga (kN/m)	2.4	
Sección metálica		
Peso (kN/m)	0.7	
Carga metal (kN/m)	0.7	
Carga (kN/m)	3.1	

5.2.2 Separador central

**Tabla 5.**

*Separador central*

b (m)	0.40
h (m)	0.20
Carga (kN/m)	1,9

### 5.2.3 Capa asfáltica

**Tabla 6.**

*Capa asfáltica*

Espesor (m)	0.05
Ancho (m)	8.50
Carga (kN/m)	9.6

De esta forma, se obtiene la carga distribuida total debido a cada elemento y se asigna en igual magnitud a cada una de las vigas T.

**Tabla 7.**

*Resumen de cargas sobre el tablero*

Elemento	Cantidad	Carga Total (kN/m)	Carga por Viga (kN/m)
Baranda Vehicular	2	9.6	3.2
Baranda Peatonal	2	6.2	
Separador	1	1.9	0.4
Capa Asfáltica	-	9.6	1.9

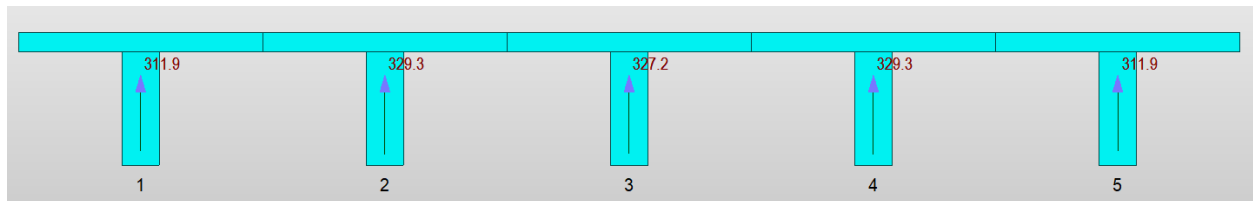
Teniendo en cuenta los datos obtenidos, se generaron los diferentes casos de cargas estáticos. Se ejecutó el análisis y se determinaron las reacciones debido a las cargas permanentes en cada viga. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 8.***Reacciones en cada viga por caso de carga*

Barandas (kN)		32.0
Separador (kN)		4.0
Capa Asfáltica (kN)		19.0
Peso propio de viga T y riostra (kN)	Viga 1 y 5	256.9
	Viga 2 y 4	274.3
	Viga 3	272.2

**Tabla 9.***Reacciones en cada viga por cargas permanentes*

Viga 1 y 5 (kN)	311.9
Viga 2 y 4 (kN)	329.3
Viga 3 (kN)	327.2

**Figura 12.***Reacciones en cada viga por cargas permanentes.*

Manualmente se calcularon las reacciones de la viga interior y exterior cuyos valores fueron 323.1 kN y 308.9 kN, respectivamente. Por lo tanto, el modelo se consideró aceptable.

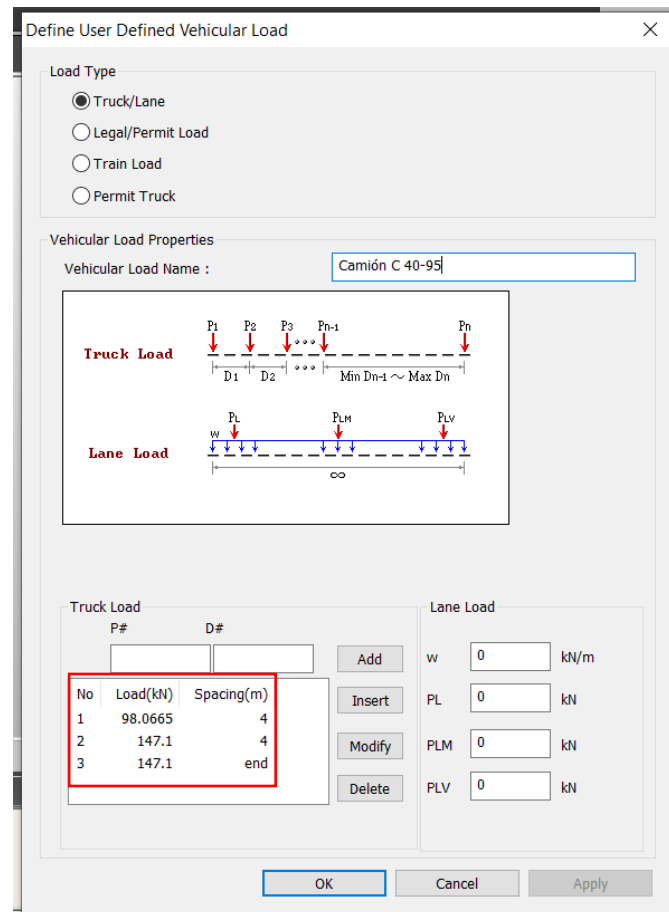
### 5.3 Cargas vivas

La carga viva corresponde a las cargas móviles provenientes de vehículos o peatones representadas por camiones estándar o líneas de carga, las cuales deben colocarse en un carril de diseño de 3.65 m teniendo en cuenta la Sección A.3.4 del CCP-95. Para una luz de 20 m, la norma indica que se debe trabajar únicamente con el camión de diseño, que para este proyecto corresponde al camión C40-95 del CCP-95. Este se debe ubicar de tal forma que produzca las máximas solicitaciones por cortante o momento según se requiera. Mediante el uso del software este proceso se realizó de forma rápida y precisa ya que internamente este genera múltiples líneas de influencia y muestra el caso más crítico.

Para la carga vehicular, se ubicaron los carriles de diseño teniendo en cuenta la configuración del puente y se definió el vehículo con el que se iba a trabajar. Como el programa no cuenta con la normativa del CCP-95, el camión de diseño se generó manualmente usando cargas de 10 ton para el eje delantero y de 15 ton para los dos ejes traseros, con separación de 4 m entre ejes. Las cargas se convirtieron a unidades de kN para ser asignadas como se muestra en la Figura 13.

**Figura 13.**

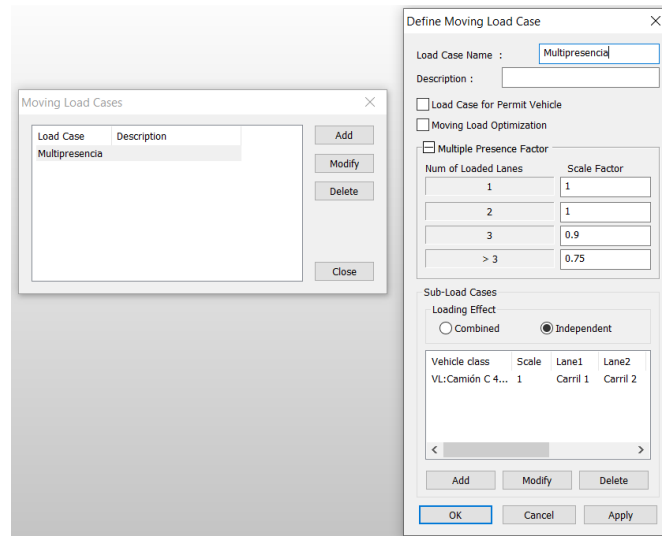
*Definición del vehículo de diseño C40-95 del CCP-95.*



Para la carga peatonal se consideró una carga viva de  $400 \text{ kgf/m}^2$  según lo estipulado en el *Numeral A.3.4.8.1*. Debido a que el andén cuenta con un ancho de 1.5 m, la carga distribuida lineal asignada a cada viga exterior una vez realizada la conversión de unidades, fue de 5.9 kN/m. Con base en el *Numeral A.3.4* se definieron los porcentajes de reducción de carga viva debido al número de carriles cargados simultáneamente (Figura 14).

**Figura 14.**

*Reducción de intensidad de carga viva.*



Las reacciones obtenidas una vez corrido el modelo fueron las siguientes:

**Tabla 10.**

*Reacciones en cada viga por cargas vivas*

Viga 1 y 5 (kN)	103.2
Viga 2 y 4 (kN)	238.5
Viga 3 (kN)	157.7

#### 5.4 Conexión entre superestructura y subestructura

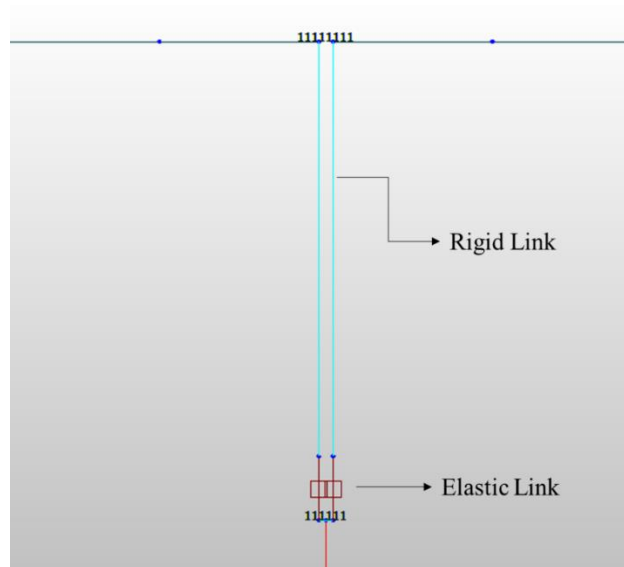
La conexión entre el tablero y la pila del puente se llevó a cabo mediante mediante apoyos elastoméricos. Según el CCP-95, un apoyo elastomérico es un elemento constituido parcial o completamente por elastómero y tiene como función transmitir cargas y acomodar movimientos entre el puente y su estructura de apoyo. Debido a que su comportamiento depende de sus

características de deformación bajo cargas de servicio, el diseño del apoyo presentado en el Anexo 2, se realizó teniendo en cuenta cargas sin mayorar y carga viva sin impacto de la viga con mayores solicitaciones.

Estos elementos fueron modelados en el software como resortes (elementos tipo “point spring”) en los extremos del puente y como enlaces elásticos en la zona de apoyo sobre el pórtico, asignando las rigideces axiales (11025 kN/m) y laterales (3150 kN/m) correspondientes a cada eje local. En dicha zona, los enlaces elásticos se conectaron a enlaces rígidos (Figura 15), estos últimos se utilizaron para unir nodos con desplazamientos relativos constantes. De esta forma se consiguió una conexión adecuada entre la superestructura y la subestructura (Figura 16).

### Figura 15.

*Vista longitudinal de los enlaces rígidos y elásticos.*



**Figura 16.**

*Vista transversal del modelo del puente.*

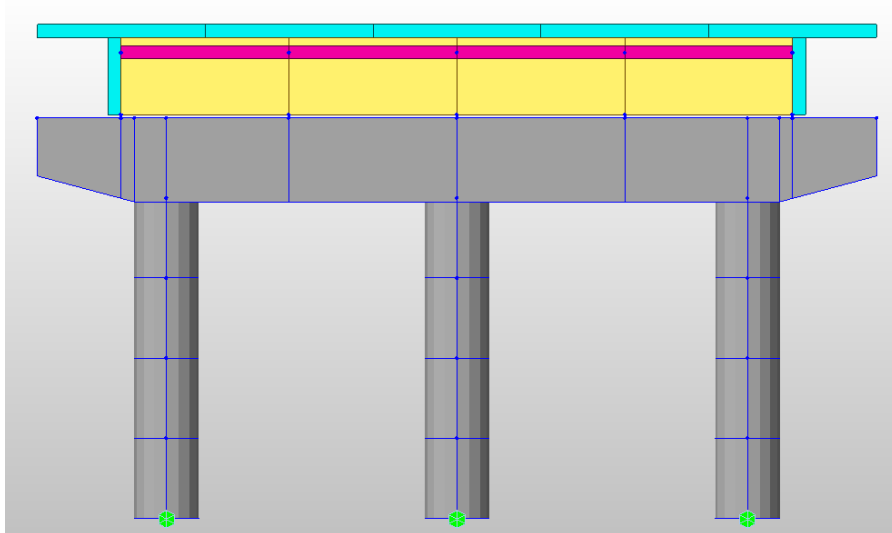


## 5.5 Subestructura

Como se observa en la Figura 17, el pórtico estuvo compuesto por tres columnas circulares unidas a una viga cabezal con voladizos de sección variable. En la base de las columnas se asignaron empotramientos perfectos y se despreció la interacción del suelo con la subestructura.

**Figura 17.**

*Vista transversal del modelo del puente extruido.*



## 6. Análisis lineal dinámico

### 6.1 Espectros de diseño según CCP-95 y CCP-14

Los requisitos dados en la *Sección A.3.5* del CCP-95 y *Sección 3.10.1* del CCP-14 son aplicables al modelo del puente ya que se trata de un puente convencional de concreto reforzado.

Los parámetros necesarios para definir ambos espectros se muestran en la Tabla 11.

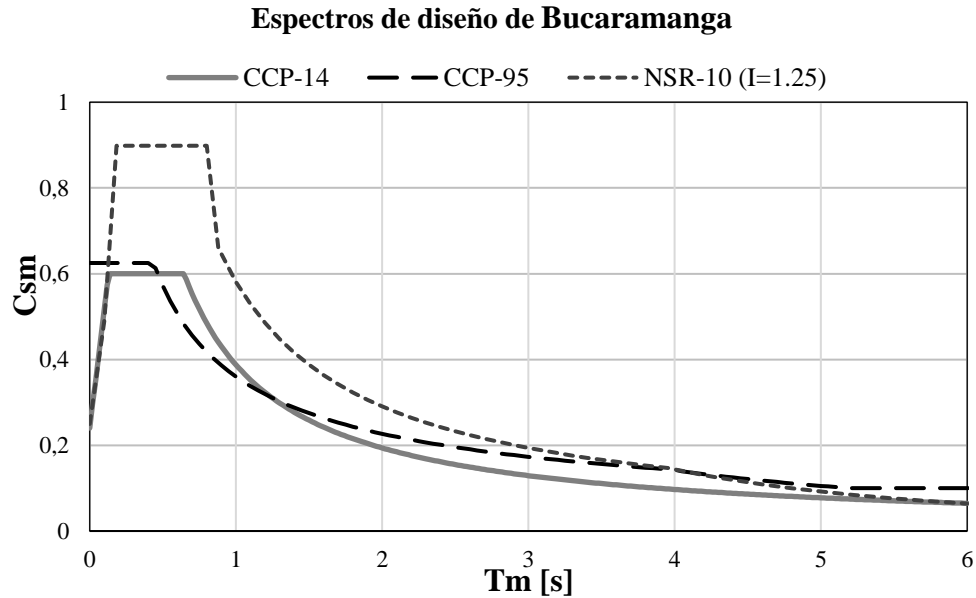
**Tabla 11.***Parámetros sísmicos según CCP-95 y CCP-14 (Bucaramanga)*

<b>Normativa</b>	<b>CCP-95</b>	<b>CCP-14</b>
Clasificación	Otros Puentes	
<b>Zonificación sísmica</b>		
Región	6	4 o 5
Coeficiente A	0.25	-
Coeficiente PGA	-	0.2
Coeficiente Ss	-	0.5
Coeficiente S1	-	0.25
<b>Efectos de Sitio</b>		
Perfil de Suelo	S2	C
Coeficiente S	1.2	-
Coeficiente Fpga	-	1.2
Coeficiente Fa	-	1.2
Coeficiente Fv	-	1.55
Comportamiento sísmico	CCS - C	Zona 3

Según comunicación enviada a la Sociedad Colombiana de Ingenieros por el Servicio Geológico Colombiano, se requiere revisar el diseño de puentes con los espectros del reglamento NSR-10 debidamente ajustados al periodo de retorno de la norma CCP-14 (975 años), lo cual hace referencia a calcular los espectros de diseño empleando un coeficiente de importancia I igual a 1.25. Esto con el fin de evitar la construcción de puentes con niveles de amenaza sísmica inferiores a los requeridos y como medida temporal mientras es revisado por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). En este sentido, los espectros utilizados fueron los siguientes:

**Figura 18.**

*Espectros de diseño de Bucaramanga según CCP-95, CCP-14 y NSR-10.*



## 6.2 Análisis modal espectral según CCP-95

El *Numeral A.3.5.4* indica que para un puente regular con dos o más luces y con categoría de comportamiento sísmico CCS-C, el procedimiento mínimo de análisis es el PAS – 1 o método del modo fundamental. Sin embargo, debido a que el análisis sísmico se hizo de forma automática, en este trabajo se utilizó el PAS – 2 o método multimodal para estimar las demandas sísmicas de diseño.

El análisis modal es llevado a cabo por el software, en donde se determinan los valores y vectores propios mediante el tipo de análisis “Eigen Vectors”. De este se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura como las formas modales, los periodos y frecuencias asociados, y los factores de participación de masa modales en cada una de las direcciones principales del puente.

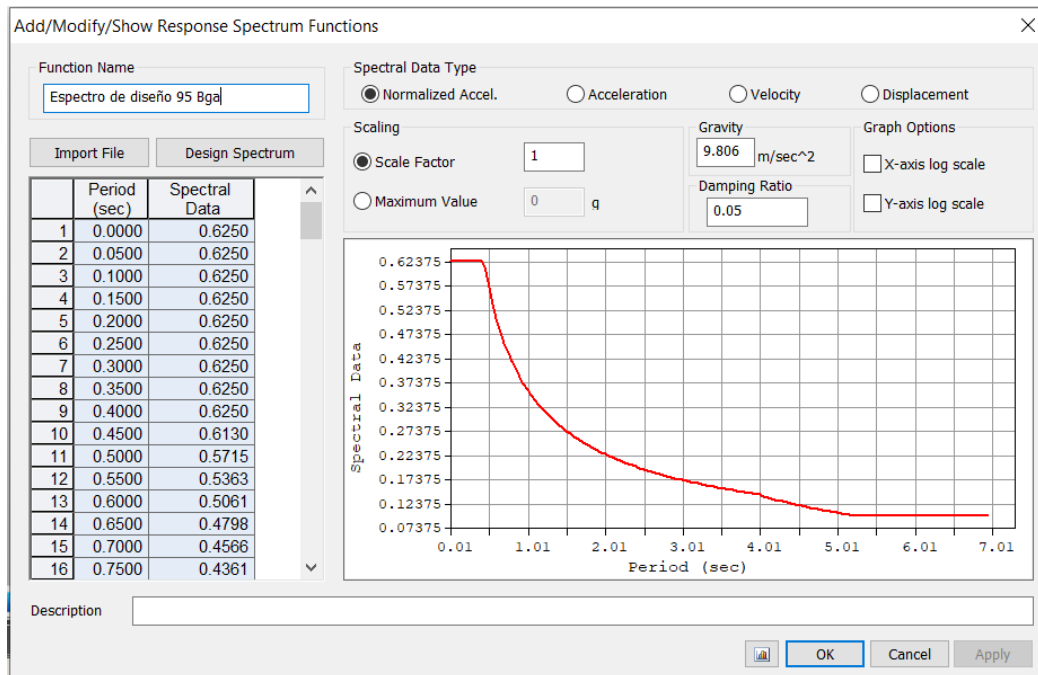
Para su ejecución se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

- Espectro de diseño.

Los valores del espectro de diseño para la ciudad de Bucaramanga según el CCP-95 fueron ingresados al software.

**Figura 19.**

*Definición del espectro de diseño según CCP-95.*

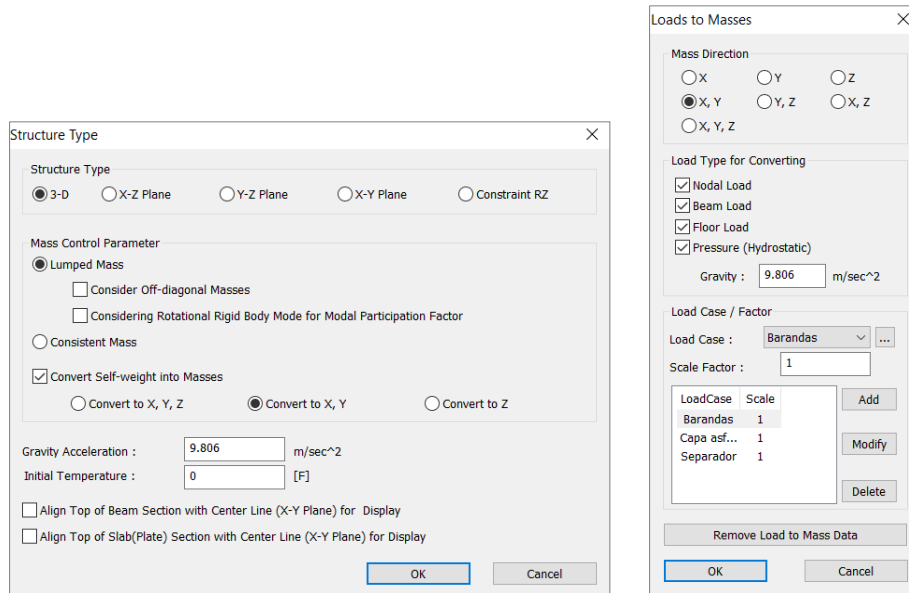


- Cargas permanentes a masas.

Las cargas permanentes de la estructura debido al peso propio de los elementos y a las fuerzas distribuidas aplicadas en el tablero fueron convertidas a masas efectivas.

Figura 20.

Definición de masas.

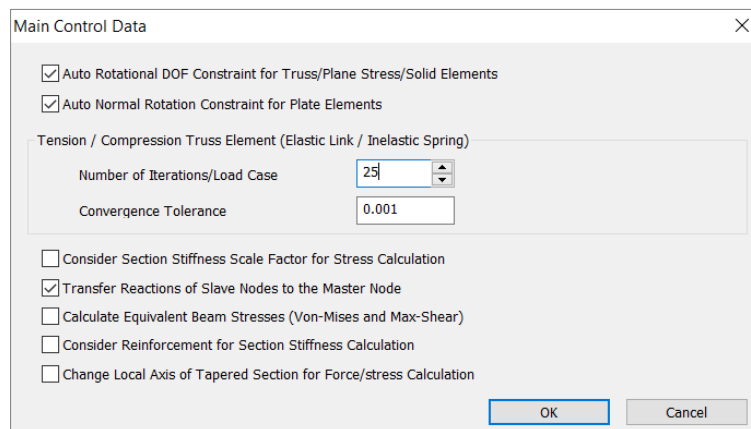


- Análisis de valores propios de la estructura.

Según el Numeral A.3.5.7.4 el número mínimo de modos debe ser igual al a tres veces el número de luces o 25 modos. En este caso se especificaron 25 modos de análisis.

Figura 21.

Control de análisis de valores propios.

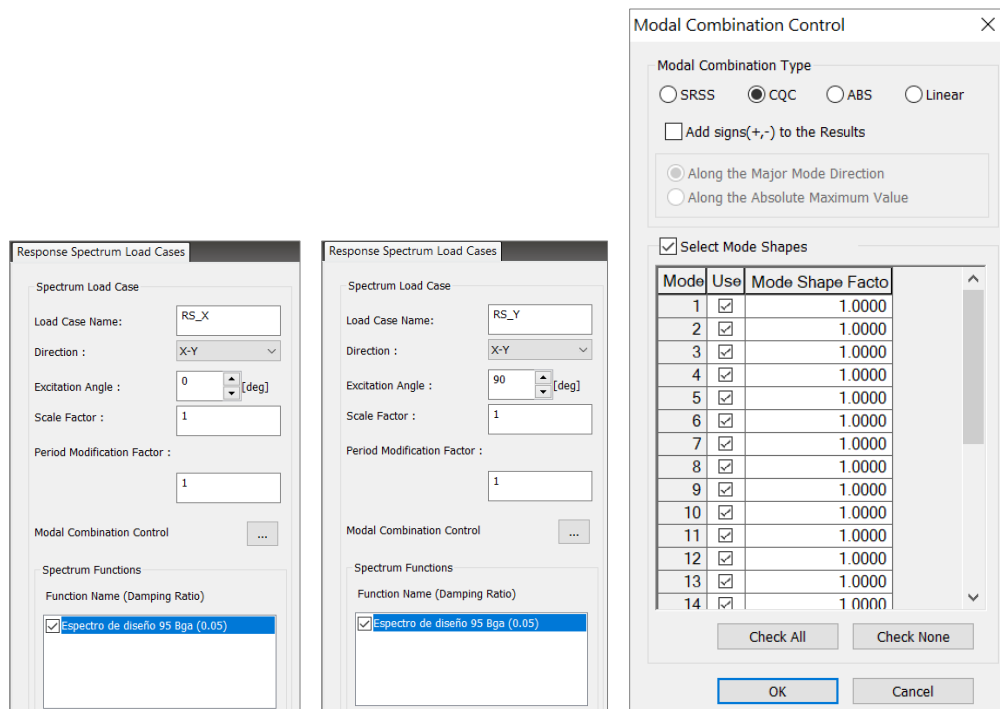


- Casos de carga.

Para obtener la respuesta sísmica de la estructura, se crearon dos casos de carga correspondientes a la dirección longitudinal y transversal del puente y se combinaron los valores modales según el criterio de la Combinación Cuadrática Completa (CQC), que toma en cuenta el acoplamiento entre modos de frecuencias cercanas.

**Figura 22.**

*Parámetros de los casos de carga.*



Según el *Numeral A.3.5.7.2.* el puente debe modelarse como estructura tridimensional espacial, con elementos, interconectados en nodos, que describan de una manera realista la rigidez y la masa de la estructura. Para elaborar un modelo de este tipo, la rigidez a flexión de la pila fue reducida con el propósito de describir su comportamiento bajo la acción sísmica. Según el

comentario C.4.7.1.3 del CCP-14, las columnas se deben analizar usando las propiedades de sección fisurada. Esta característica se tuvo en cuenta de forma aproximada en el modelo mediante la reducción del momento de inercia en un 50%.

### 6.3 Demandas de desplazamientos y de fuerzas del puente

Para estudiar las demandas de desplazamiento y de fuerzas en el puente, se utilizaron los casos de carga correspondientes al Grupo VII del CCP-95 y Evento Extremo I del CCP-14. Este último se escogió debido a que considera el efecto sísmico. A fin de comparar adecuadamente las solicitaciones dadas por el CCP-14 y la NSR-10 respecto a las del CCP-95, se despreció el efecto por carga viva en el caso de Evento Extremo I. En consecuencia, la combinación de carga corresponde a la siguiente ecuación:

$$\textit{Evento Extremo I: } 1.25 DC + 1.5 DW + EQ$$

Donde DC es el peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales, DW es el peso propio de la carpeta de rodamiento y EQ es la carga sísmica.

## 7. Diseño de la pila central tipo pórtico según CCP-95

### 7.1 Análisis de carga

- Combinaciones de fuerzas sísmicas en planta

Según el *Numeral A.3.5.4.5* las fuerzas sísmicas horizontales deben combinarse para conformar los siguientes casos de carga:

Caso de carga I: 100% valor absoluto de las fuerzas en la dirección longitudinal + 30% del valor absoluto de las fuerzas en la dirección transversal.

Caso de carga II: 100% valor absoluto de las fuerzas en la dirección transversal + 30% del valor absoluto de las fuerzas en la dirección longitudinal

Al permutar los signos de las fuerzas en los Casos I y II, resultaron los siguientes ocho casos de carga:

$$\text{Caso 1: } 1.0 SX + 0.3 SY$$

$$\text{Caso 2: } -1.0 SX + 0.3 SY$$

$$\text{Caso 3: } 1.0 SX - 0.3 SY$$

$$\text{Caso 4: } -1.0 SX - 0.3 SY$$

$$\text{Caso 5: } 1.0 SY + 0.3 SX$$

$$\text{Caso 6: } -1.0 SY + 0.3 SX$$

$$\text{Caso 7: } 1.0 SY - 0.3 SX$$

$$\text{Caso 8: } -1.0 SY - 0.3 SX$$

- Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se realizaron según lo estipulado en la *Sección A.3.12* del código considerando las solicitaciones dadas por cargas permanentes, cargas vivas y de sismo. Al evaluar los diferentes casos, los más críticos resultaron ser:

$$\text{Grupo IA: } 1.3 (D + 2.22 (L + I))$$

$$\text{Grupo VII: } D + EQ$$

Donde D es la carga muerta, L es la carga viva, I es el factor de impacto y EQ es la carga sísmica. Con base en estas combinaciones, se determinaron los valores máximos para el diseño por momento flector, cortante y torsión de la viga cabezal y columnas del pórtico.

## 7.2 Diseño de columnas

Las columnas son los elementos donde debe ocurrir la mayor disipación de energía debido al sismo. Por esta razón y según la *Tabla A.3.5.3* del CCP-95, se utilizó un coeficiente de modificación de respuesta  $R = 5.0$  para la dirección longitudinal (actúa como columna) y  $R = 3.0$  para la dirección transversal (actúa como pórtico) de la pila. Estos valores se emplearon para el diseño del refuerzo longitudinal; para el refuerzo transversal se usó un  $R = 1.0$  teniendo en cuenta los requisitos dados en el *Numeral A.3.5.13.3*.

El diseño preliminar se realizó para una columna con diámetro de 1 m cuyo diagrama de interacción reducido ( $\phi P_n$ ,  $\phi M_n$ ) mostró que la capacidad de la sección era mucho mayor a la sollicitación. Como criterio de rediseño se determinó un diámetro de sección para el cual el esfuerzo debido a la carga muerta axial no mayorada fuese alrededor de un 10% de la resistencia del concreto a compresión  $f'_c$ . Cumpliendo con lo anterior se redujo el diámetro a 0.8 m y se diseñó nuevamente.

### 7.2.1 Efectos de esbeltez

Según el *Numeral A.7.8.8* para elementos no arriostrados contra desplazamiento, la esbeltez se puede despreciar si  $klu/r$  es menor a 22. Esta condición se evaluó para ambas direcciones del pórtico utilizando un factor de longitud  $k$  adecuado.

**Tabla 12.**

*Evaluación de efectos de esbeltez*

Parámetros	Sentido longitudinal	Sentido transversal
$lu$ (mm)	5500	5500
$r$ (mm)	200	200
$k$	2.1	1.2
$klu/r$	57.75	33
Efectos esbeltez	Aplica	Aplica

Con base en el *Numeral A.7.8.8.2* y los valores de carga axial y momento obtenidos del software, se calcularon los momentos mayorados en ambos sentidos de la pila (Tablas 13 y 14).

**Tabla 13.**

*Momentos máximos mayorados en sentido longitudinal*

		Columna 1 y 3					
	Combo	$P_u$ (kN)	$\delta_b$	$M_{2b}$ (kN-m)	$\delta_s$	$M_{2s}$ (kN-m)	$M_c$ (kN-m)
IA		2411.4	1.27	63.5	1.29	0	80.4
VII	1.0SX + 0.3SY	1191.3	1.13	48.8	1.14	400.8	511.0
VII	1.0SX - 0.3SY	1312.7	1.15	48.8	1.15	400.8	515.9
VII	-1.0SX + 0.3SY	1191.3	1.13	48.8	1.14	400.8	511.0
VII	-1.0SX - 0.3SY	1312.7	1.15	48.8	1.15	400.8	515.9
VII	1.0SY + 0.3SX	1049.7	1.15	48.8	1.16	120.2	195.7
VII	1.0SY - 0.3SX	1049.7	1.15	48.8	1.16	120.2	195.7
VII	-1.0SY + 0.3SX	1454.3	1.22	48.8	1.21	120.2	204.7

Columna 1 y 3							
Combo	Pu (kN)	$\delta_b$	M2b (kN-m)	$\delta_s$	M2s (kN-m)	Mc (kN-m)	
VII -1.0SY - 0.3SX	1454.3	1.22	48.8	1.21	120.2	204.7	
Columna 2							
Combo	Pu (kN)	$\delta_b$	M2b (kN-m)	$\delta_s$	M2s (kN-m)	Mc (kN-m)	
IA	2606.5	1.29	66.7	1.29	0	86.4	
VII 1.0SX + 0.3SY	1316.4	1.15	51.3	1.14	400.9	514.8	
VII 1.0SX - 0.3SY	1316.4	1.15	51.3	1.15	400.9	518.6	
VII -1.0SX + 0.3SY	1316.4	1.15	51.3	1.14	400.9	514.8	
VII -1.0SX - 0.3SY	1316.4	1.15	51.3	1.15	400.9	519.0	
VII 1.0SY + 0.3SX	1316.4	1.20	51.3	1.16	120.3	201.2	
VII 1.0SY - 0.3SX	1316.4	1.20	51.3	1.16	120.3	201.2	
VII -1.0SY + 0.3SX	1316.4	1.20	51.3	1.21	120.3	206.8	
VII -1.0SY - 0.3SX	1316.4	1.20	51.3	1.21	120.3	206.8	

Tabla 14.

*Momentos máximos mayorados en sentido transversal*

Columna 1							
Combo	Pu (kN)	$\delta_b$	M2b (kN-m)	$\delta_s$	M2s (kN-m)	Mc (kN-m)	
IA	2411.4	1.27	63.5	1.29	0	80.4	
VII 1.0SX + 0.3SY	1215.2	1,12	48.8	1.13	94	160.5	
VII 1.0SX - 0.3SY	1288.8	1,12	48.8	1.14	90.4	157.8	
VII -1.0SX + 0.3SY	1215.2	1,12	48.8	1.13	94	160.5	
VII -1.0SX - 0.3SY	1288.8	1,13	48.8	1.14	90.4	157.8	
VII 1.0SY + 0.3SX	1129.4	1,11	48.8	1.12	309.2	399.7	
VII 1.0SY - 0.3SX	1129.4	1,11	48.8	1.12	309.2	399.7	
VII -1.0SY + 0.3SX	1374.6	1,14	48.8	1.14	305.5	402.5	
VII -1.0SY - 0.3SX	1374.6	1,14	48.8	1.14	305.5	402.5	
Columna 2							
Combo	Pu (kN)	$\delta_b$	M2b (kN-m)	$\delta_s$	M2s (kN-m)	Mc (kN-m)	
IA	2606.5	1.29	66.7	1.29	0	86.4	
VII 1.0SX + 0.3SY	1316.4	1,13	51.3	1.13	96	166.2	
VII 1.0SX - 0.3SY	1316.4	1,13	51.3	1.14	96	167.1	
VII -1.0SX + 0.3SY	1316.4	1,13	51.3	1.13	96	166.2	
VII -1.0SX - 0.3SY	1316.4	1,13	51.3	1.14	96	167.1	
VII 1.0SY + 0.3SX	1316.4	1,13	51.3	1.12	320.1	415.7	
VII 1.0SY - 0.3SX	1316.4	1,13	51.3	1.12	320.1	415.7	

Columna 2							
Combo		Pu (kN)	$\delta_b$	M2b (kN-m)	$\delta_s$	M2s (kN-m)	Mc (kN-m)
VII	-1.0SY + 0.3SX	1316.4	1,13	51.3	1.14	320.1	421.6
VII	-1.0SY - 0.3SX	1316.4	1,13	51.3	1.14	320.1	421.6

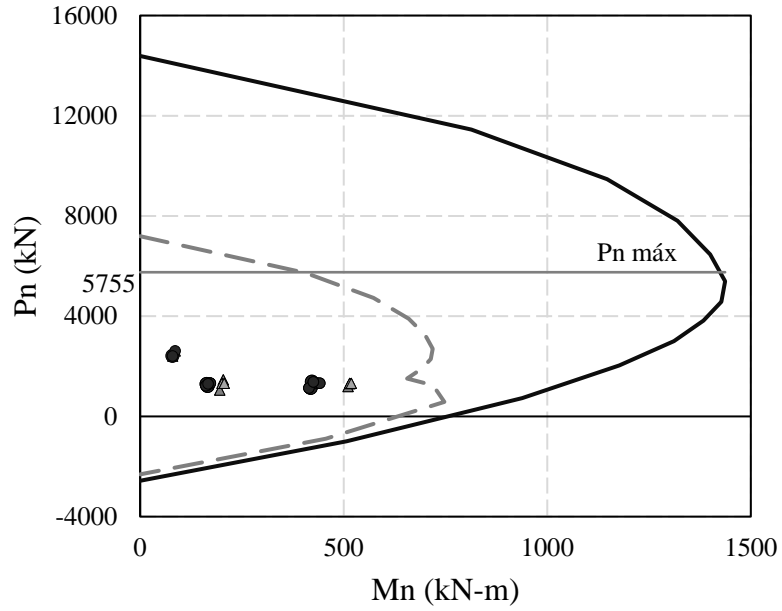
Columna 3							
Combo		Pu (kN)	$\delta_b$	M2b (kN-m)	$\delta_s$	M2s (kN-m)	Mc (kN-m)
IA		2411.4	1.27	63.5	1.29	0	80.4
VII	1.0SX + 0.3SY	1215.2	1,12	48.8	1.13	90.4	156.5
VII	1.0SX - 0.3SY	1288.8	1,13	48.8	1.14	94	161.9
VII	-1.0SX + 0.3SY	1215.2	1,12	48.8	1.13	90.4	156.5
VII	-1.0SX - 0.3SY	1288.8	1,13	48.8	1.14	94	161.9
VII	1.0SY + 0.3SX	1129.4	1,11	48.8	1.12	305.5	395.6
VII	1.0SY - 0.3SX	1129.4	1,11	48.8	1.12	305.5	395.6
VII	-1.0SY + 0.3SX	1374.6	1,14	48.8	1.14	309.2	406.7
VII	-1.0SY - 0.3SX	1374.6	1,14	48.8	1.14	309.2	406.7

### 7.2.2 Diseño por flexocompresión

Según el *Numeral A.7.24.4.1* la cuantía  $\rho$  del refuerzo vertical para columnas no debe ser menor a 0.01 ni mayor a 0.06 veces  $A_g$ , por lo tanto, el acero propuesto para cada columna consiste en 12 barras N. 8 ( $\rho = 0.012$ ) y estribos cerrados N. 4. Con esta configuración se determinó el diagrama de interacción mostrado en la Figura 23, compuesto por una curva nominal y una curva reducida (línea punteada) según el *Numeral A.7.8.6* para las diferentes zonas del diagrama. Los marcadores triangulares y circulares indican las solicitaciones en sentido longitudinal y transversal, respectivamente.

**Figura 23.**

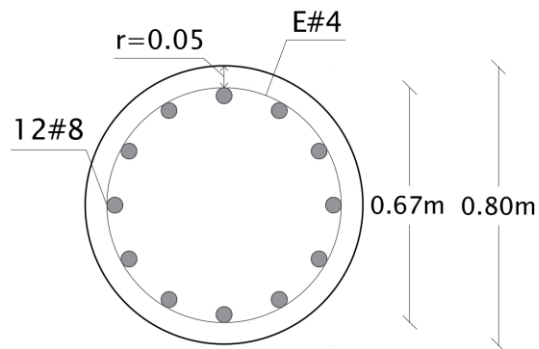
*Diagrama de interacción de las columnas circulares.*



El diseño del refuerzo a flexión (Figura 24) se consideró satisfactorio para las sollicitaciones.

**Figura 24.**

*Sección transversal reforzada de la columna.*

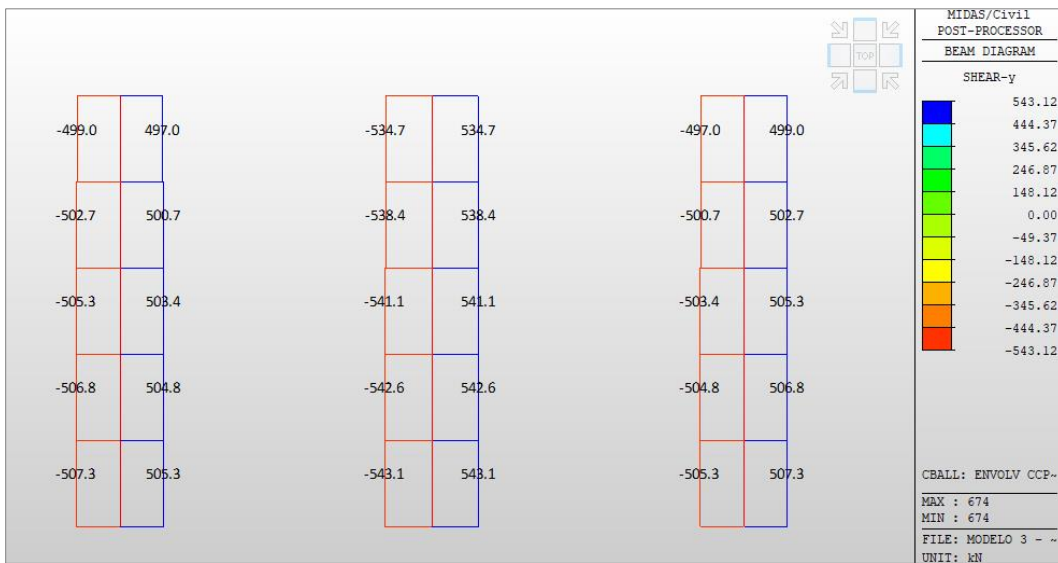


7.2.3 Diseño por cortante

El diseño por cortante se realizó según el Grupo VII de cargas, cuyas envolventes en cada sentido se muestra a continuación:

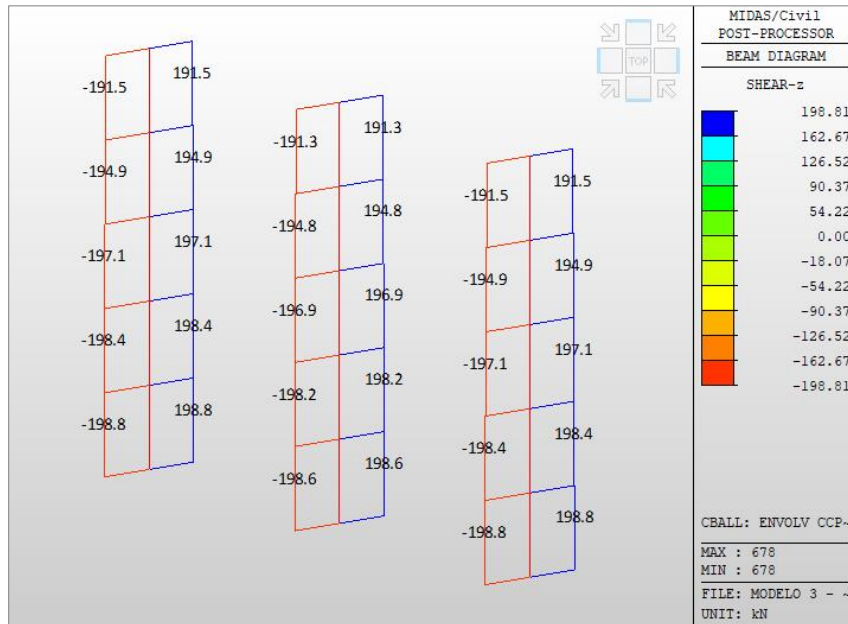
Figura 25.

Envolvente de cortante transversal ( $R = 1$ ).



**Figura 26.**

*Envolvente de cortante longitudinal (R = 1).*



- Columna 1 y 3

El diseño y los chequeos pertinentes se realizaron con base en el numeral A.7.8.9 del CCP-95 asumiendo estribos cerrados N. 4 (2 ramas). Con la fórmula A.7-38 del CCP-95 se calculó el esfuerzo resistente del concreto y conociendo el valor del esfuerzo resistente nominal, se calculó el esfuerzo resistente del acero. Luego se determinó la separación de estribos y se verificó que fuese menor a la separación máxima permitida según A.7.9.3.2.3 y A.7.10.3.

**Tabla 15.**

*Diseño por cortante*

<b>Cortante máximo</b>	
Vu resultante (kN)	544
bw (mm)	800
d (mm)	626

<b>Cortante máximo</b>	
vu (MPa)	1.09
<b>Componente de cortante iniciales</b>	
vc (MPa)	0.90
$\phi$	0.85
vn (MPa)	1.28
vs apróx (MPa)	0.38
<b>Diseño de Cortante</b>	
Estribos (2 ramas)	N. 4
d barra (mm)	12.7
A barra (mm <sup>2</sup> )	129
Av (mm <sup>2</sup> )	258
<b>Separación</b>	
S requerida (mm)	358
S escogida (mm)	170
<b>Separación máxima</b>	
diámetro = 800 mm	Cumple
300 mm	Cumple
d/2 = 313 mm	Cumple
600 mm	Cumple

Para evitar la falla frágil por cortante se buscó una relación de capacidad sobre demanda, [cortante nominal reducido ( $\phi vn$ ) sobre cortante último (vu)] alrededor de 1.5. Con una separación de 170 mm se calcularon nuevamente las componentes de cortante y se efectuaron las siguientes verificaciones:

**Tabla 16.**

*Chequeos del diseño por cortante*

<b>Componentes de cortante</b>	
vs (MPa)	0.80
vc (MPa)	0.90
vn (MPa)	1.70
$\phi vn$ (MPa)	1.44
vu (MPa)	1.09

<b>Componentes de cortante</b>	
C/D	1.33
<b>Chequeos</b>	
$v_u < \phi v_n$	Cumple
$v_s < 2.1 \sqrt{f'_c}$	Cumple
<b>Refuerzo mínimo transversal</b>	
113 mm <sup>2</sup>	Cumple

Según el *Numeral A.7.24.4.1* si el esfuerzo a compresión producido por una fuerza axial no excede el 10% de la resistencia del concreto a compresión, el valor de  $V_c$  para los extremos de la columna debe suponerse igual a cero, condición que en este caso no se cumple ya que  $\sigma_{\text{máx}} > 0.1f'_c$  (Tabla 17).

**Tabla 17.**

*Cortante en los extremos de las columnas 1 y 3*

$v_c$ (MPa)	0.90
$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	3.71
$P_u$ máx (kN)	1864.9
$0.1f'_c$ (MPa)	2.8

Los requisitos sísmicos de la norma indican que el núcleo de la columna debe confinarse en las zonas donde puedan presentarse articulaciones plásticas, las cuales están localizadas generalmente en los extremos superior e inferior en una distancia no menor al diámetro de la columna, un sexto de la longitud libre de la misma o 45 cm. Adicionalmente, el espaciamiento máximo del refuerzo transversal de confinamiento no debe ser mayor que el diámetro de la sección o 10 cm. Con base en lo anterior y en los requisitos de cuantía volumétrica mínima (Tabla 18) dados en el *Numeral A.7.24.4.1* se definió una zona de confinamiento de 96 cm con estribos N. 4 cada 6 cm.

**Tabla 18.***Verificación de cuantía volumétrica del refuerzo transversal*

<b>Cuantía volumétrica mínima</b>	
$\rho_s$ mínima	0,0092
$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	502655
$d_{ext}$ (mm)	700
$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	384845,1
$f'_c$ (MPa)	28
$F_yh$ (MPa)	420
<b>Cuantía volumétrica diseño</b>	
$\rho_s$	0,0100
$A_s''$ (mm <sup>2</sup> )	129
$d_s$ (mm)	687,3
$s$ (mm)	72,7

Para el diseño por cortante de la columna 2 se efectuó el mismo procedimiento. El diseño del refuerzo transversal en las columnas del pórtico se muestra a continuación:

**Tabla 19.***Diseño del refuerzo transversal en las columnas*

<b>Zona de confinamiento</b>	
Columna 1, 2 y 3	Estribos N.4 (2 ramas) @ 6 cm en una distancia de 96 cm
<b>Zona central</b>	
Columna 1 y 3	Estribos N.4 (4 ramas) @ 17 cm
Columna 2	Estribos N.4 (4 ramas) @ 15 cm

### 7.3 Diseño viga cabezal

Una vez realizado el diseño preliminar de la viga cabezal con dimensiones 1.1 m x 1.3 m, se determinó que la sollicitación por cortante era muy baja y posiblemente la viga estaba sobre dimensionada. Por esta razón y en busca de un diseño óptimo, se designó una nueva sección

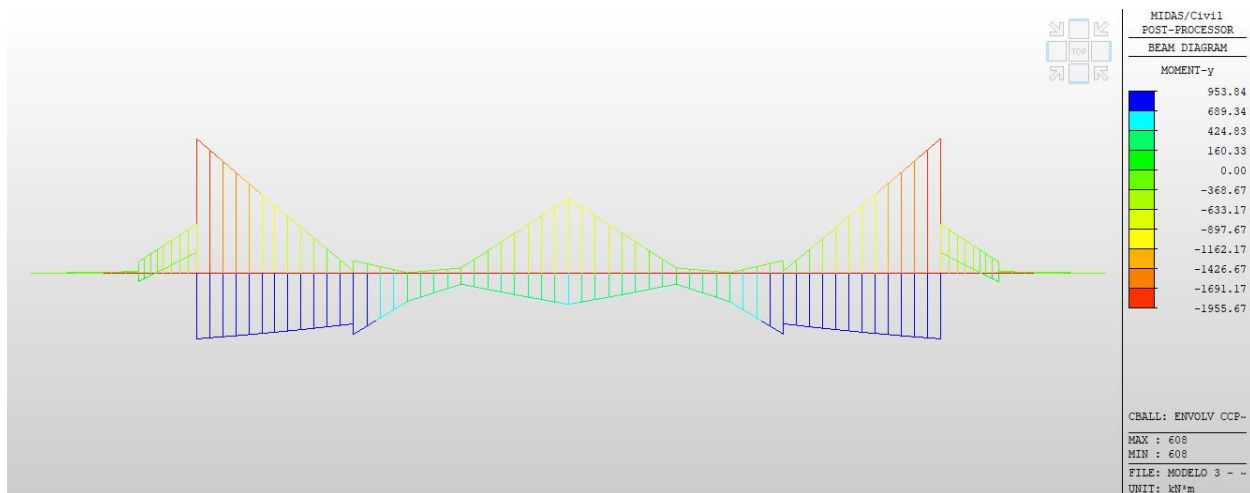
transversal de 1.2 m x 1.0 m garantizando el cumplimiento de los requisitos de anclaje y de extensión del refuerzo transversal según el *Numeral A.7.24.4.3*.

### 7.3.1 Diseño por flexión

Para el diseño estructural de la viga cabezal se utilizó un coeficiente de modificación de respuesta  $R$  igual a 1 según lo estipulado en el CCP-95. El grupo que gobierna el diseño a flexión corresponde al Grupo VII cuya envolvente de momentos se muestra a continuación:

**Figura 27.**

*Envolvente de momento por el grupo VII en la viga cabezal ( $R=1$ ).*



El diseño y los chequeos pertinentes se realizaron con base en el numeral A.7.8.5 del código. Se asumieron estribos N. 4 y un valor de recubrimiento igual a 50 mm según el *Numeral A.7.13.1*.

**Tabla 20.***Propiedades viga cabzal*

<b>Geometría</b>	
b (mm)	1200
h (mm)	1000
rec (mm)	50
<b>Materiales</b>	
f <sub>c</sub> (MPa)	28
f <sub>y</sub> (MPa)	420
<b>Estribos N. 4</b>	
d barra (mm)	12.7

- Momento Negativo (Acero Superior)

El momento máximo negativo ocurre con el Grupo VII de cargas cuando la combinación de sismo corresponde a  $-1.0 SY - 0.3 SX$  obteniendo un valor de 1880 kN-m sobre los apoyos 1 y 3 de la viga. El acero requerido consiste en 12 barras N. 8 (Tabla 19).

**Tabla 21.***Diseño del refuerzo superior*

Mu (kN-m)	1955,7
$\phi$	0.9
Mn (kN-m)	2173
As requerido (mm <sup>2</sup> )	5869,7
Tipo de barra	N. 8
Diámetro (mm)	25.4
Área (mm <sup>2</sup> )	510
Cantidad	12
d (mm)	924.6

Con este acero de diseño, se calcularon los parámetros a y c y el momento resistente de diseño.

**Tabla 22.***Momento resistente de diseño*

As diseño (mm <sup>2</sup> )	6120
a (mm)	90
c (mm)	105.9
$\phi M_n$ (kN-m)	2034.8

Se verificó que este valor cumpliera con el refuerzo mínimo y máximo dado por la norma.

**Tabla 23.***Chequeo de refuerzo mínimo y máximo*

<b>Refuerzo mínimo</b>	
fr (Mpa)	3.28
Ig (mm <sup>4</sup> )	10E+10
yt (mm)	500
1.2Mcr (MPa)	787.4
$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$	Cumple
<b>Refuerzo máximo</b>	
$\rho$	0.0055
$\beta_1$	0.85
0.75 $\rho_b$	0.0213
$\rho < 0.75\rho_b$	Cumple

Luego se calculó la separación entre las barras y se verificó que la separación libre fuese mayor a la mínima requerida.

**Tabla 24.***Chequeo de separación entre barras*

<b>Separación</b>	
Entre centros (mm)	95
Libre (mm)	70
<b>Separación mínima</b>	
1.5 Diámetro barra (38.1 mm)	Cumple
1.5 Tamaño Máximo del Agregado	Cumple
38 mm	Cumple

Por último, se realizó la verificación estipulada en el *Numeral A.7.8.16.4* con el fin de controlar las grietas de flexión en el concreto.

**Tabla 25.***Control de agrietamiento*

<b>jd (mm)</b>	<b>848.8</b>
k	0.25
n	7.3
M servicio (kN-m)	655.3
fs servicio (MPa)	126.1
z condiciones severas (N/mm)	23000
dc (mm)	62.7
A concreto (mm <sup>2</sup> )	150480
A (mm <sup>2</sup> )	12540
fs (MPa)	244.4
0.6fy (MPa)	252
fs servicio < fs	Cumple

- Momento Positivo (Acero Inferior)

El momento máximo positivo ocurre con el Grupo VII de cargas cuando la combinación de sismo corresponde a 1.0 SY + 0.3 SX obteniendo un valor de 877 kN-m sobre los apoyos 1 y 3

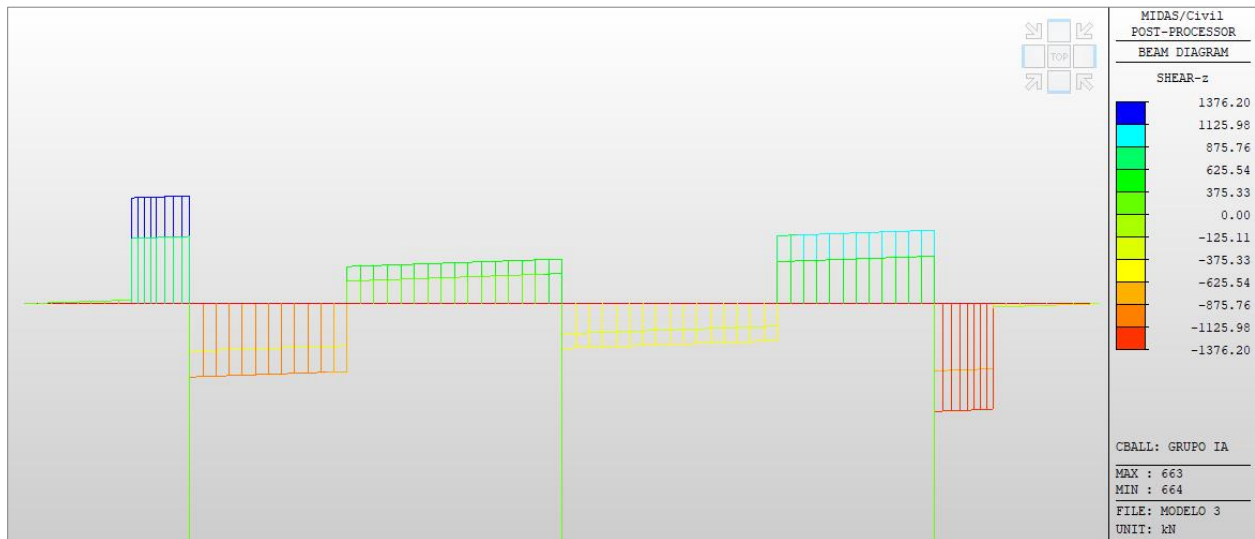
de la viga. El acero requerido fue de 6 barras N. 8. Se verificó que el diseño cumpliera con los requisitos mínimos y máximos de refuerzo, de separación entre barras y de control de agrietamiento, siguiendo el mismo procedimiento realizado para el acero superior.

### 7.3.2 Diseño por cortante

El cortante máximo ocurre con el Grupo IA. A continuación, se presenta la envolvente de ambos casos:

#### Figura 28.

*Envolvente de cortante por el grupo IA en la viga cabezal (R=1).*



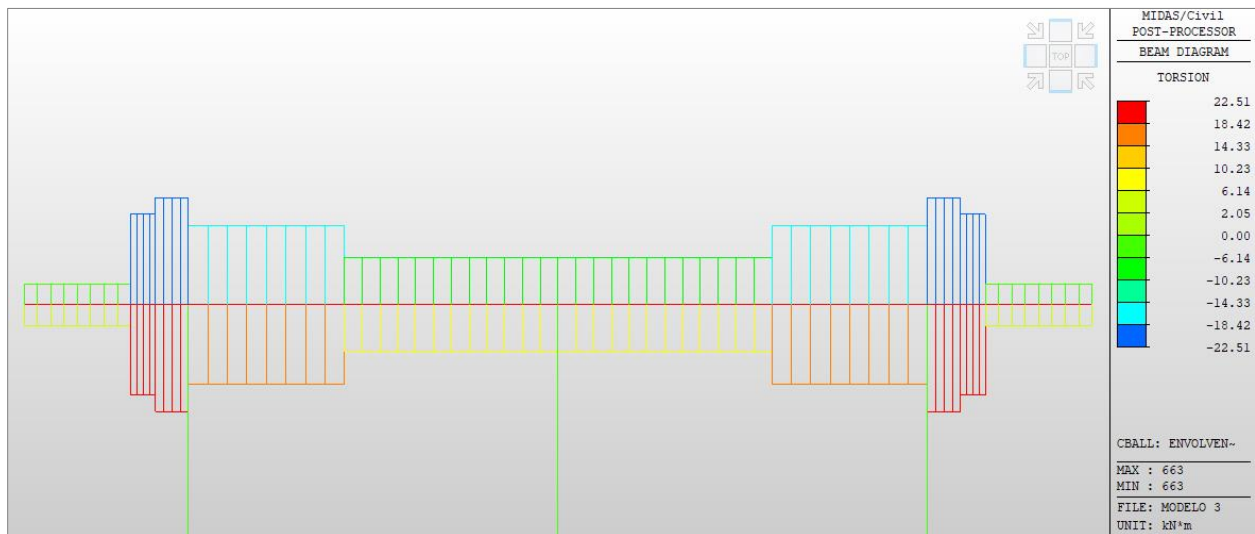
El diseño y los chequeos pertinentes se realizaron con base en el numeral A.7.8.9 del código asumiendo 4 ramas de estribos N. 4. El diseño se realizó en la cara de la columna 1 (a 0.4 m del eje) con un valor de cortante igual a 1361 kN. Se determinó una separación de estribos de 150 mm y se verificó que cumpliera con los requisitos de la norma.

### 7.3.3 Diseño por Torsión

El momento torsor máximo ocurre con el Grupo VII de cargas cuando la combinación de sismo corresponde a  $1.0 SX + 0.3 SY$  y  $-1.0 SX - 0.3 SY$  obteniendo un valor de 22.5 kN-m. A continuación, se presenta la envolvente de ambos casos:

**Figura 29.**

*Envolvente de cortante por el grupo VII en la viga cabezal.*



Según el *Numeral 5.8.2.1* de la norma AASHTO LRFD (2007) los efectos de torsión se deben considerar cuando  $T_u > 0.25 \phi T_{cr}$ , donde  $T_u$  es el momento torsional mayorado y  $T_{cr}$  es la resistencia de fisuración a torsión. Estos valores se resumen en la Tabla 26. Debido a que esta condición no se cumple, se despreciaron los efectos por torsión en el diseño de la viga cabezal.

**Tabla 26.***Chequeo por torsión*

Tu (kN-m)	22.5
$\phi$	0.85
Tcr (kN-m)	568
$0.25\phi T_{cr}$ (kN-m)	120.7

**7.3.4 Refuerzo longitudinal**

Según el *Numeral A.7.9.2.1.3* si la altura de la cara del elemento es mayor de 90 cm, debe colocarse refuerzo superficial en ambas caras del elemento hasta una distancia de  $d/2$  medida a partir de la ubicación del refuerzo de tracción por flexión. Se verificó que cumpliera con los requisitos de refuerzo mínimo y separación máxima.

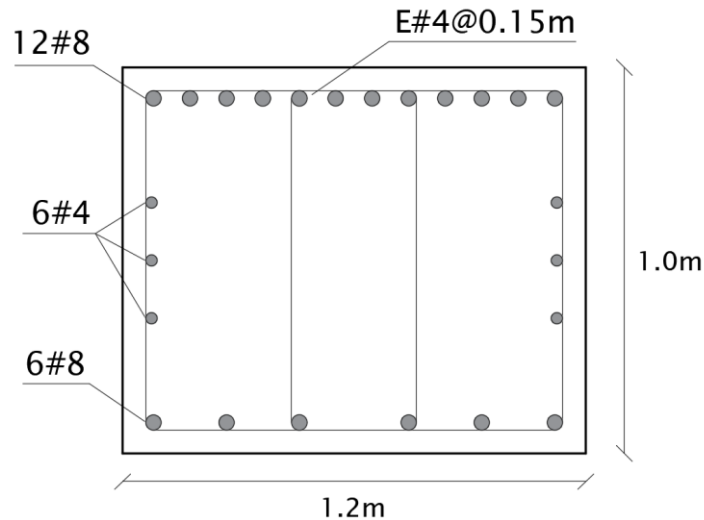
**Tabla 27.***Diseño refuerzo longitudinal*

<b>Acero Longitudinal Superficial</b>	
Ask mínimo (mm <sup>2</sup> )	91
Barras de diseño	N. 4
d barra (mm)	12.7
A barra (mm <sup>2</sup> )	129
# barras	3
Ask diseño (mm <sup>2</sup> )	387
<b>Separación</b>	
S diseño (mm)	150
<b>Separación máxima</b>	
d/6 (154 mm)	Cumple
300 mm	Cumple

A continuación, se muestra el detalle del refuerzo de la sección diseñada.

**Figura 30.**

*Sección transversal reforzada de la viga cabeza.*



### 8. Análisis no lineal estático (Pushover)

El análisis no lineal estático o pushover consiste en el incremento de la magnitud de carga lateral de acuerdo con un patrón de referencia hasta lograr un desplazamiento especificado en un nodo de control. Este análisis se realizó en el software SAP2000 debido a problemas de tiempo en esta etapa del proceso, ya que la licencia de MIDAS Civil adquirida por la universidad estaba pronta a expirar y no fue posible obtener el software por otros medios. El puente se modeló con las mismas características del software MIDAS Civil y se verificó que las respuestas del análisis modal y las solicitaciones de fuerzas tuviesen diferencias menores al 1% (Anexo 3).

El análisis pushover se realizó para dos casos: en el primero se consideró únicamente el pórtico, al cual se le aplicaron cargas nodales equivalentes al peso de la superestructura, y en el

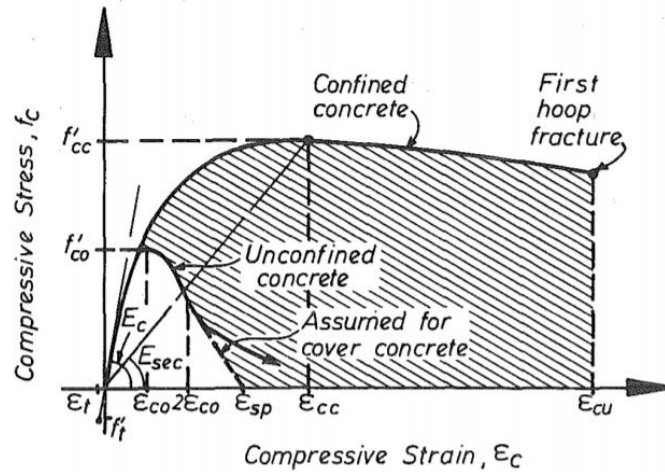
segundo se utilizó el modelo de todo el puente incluidos los apoyos del tablero. Para evaluar los cambios producidos por la no linealidad geométrica de segundo grado, se incluyeron los efectos P-delta en la estructura. El patrón de cargas usado en este proyecto se basó en aceleraciones uniformes asociadas a las direcciones longitudinal y transversal del puente. El control del análisis se hizo en el nodo central de la viga cabezal para un desplazamiento máximo de 1 m y como carga inicial se tomó el peso propio de la estructura. Puesto que la viga cabezal fue diseñada sin reducir las cargas sísmicas por el factor R, esta se asumió como un elemento lineal y elástico. En cambio, para las columnas se usó un elemento no-lineal con plastificación distribuida y sección transversal definida mediante una sección de fibras. Para esta última fue necesario definir las leyes constitutivas del concreto y del acero como se describe a continuación.

### **8.1 Propiedades constitutivas de los materiales**

Una parte fundamental del análisis consiste en la no linealidad de los materiales que componen la columna. Para definir el comportamiento del concreto confinado y no confinado (Figura 31) y debido a la falta de estudios sobre este material en Colombia, se utilizó el modelo de Mander (1988) y las propiedades (Tabla 28) dadas por CALTRANS (2013).

Figura 31.

Modelo de esfuerzo – deformación del concreto confinado y no confinado.



Nota. Tomado de: Mander (1988)

Tabla 28.

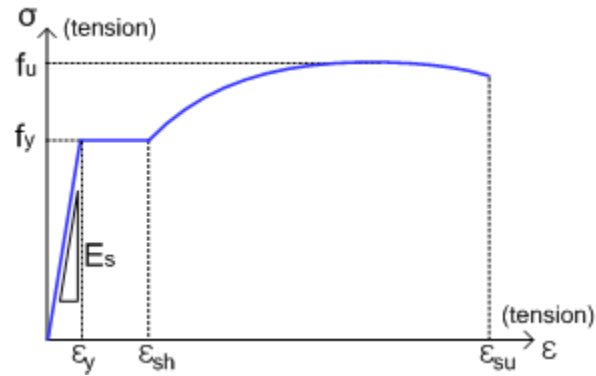
Propiedades del concreto en la columna

<b>Concreto no confinado</b>	
Ec (Mpa)	30166
f'c (Mpa)	28
f'co (Mpa)	36,4
εco	0,002
εsp	0,005
<b>Concreto confinado</b>	
f'cc (Mpa)	51,3
εcc	0,006
εcu	0,015

Por otro lado, para la definición del acero se optó por usar el modelo de Park mostrado en la Figura 32 y las características para el acero en Colombia (Tabla 29) reportadas por González et al. (2005).

**Figura 32.**

*Modelo de esfuerzo – deformación del acero.*



Nota. Tomado de: Midas Civil.

**Tabla 29.**

*Propiedades del acero en la columna*

$E_s$ (Mpa)	200000
$f_{ye}$ (Mpa)	470
$f_{ue}$ (Mpa)	660
$\epsilon_y$	0,0024
$\epsilon_{sh}$	0,0138
$\epsilon_{su}$	0,1141

## 8.2 Propiedades de la rótula plástica

A fin de describir el comportamiento de las columnas ante el sismo, se utilizó un modelo de plasticidad distribuida, el cual admite que la disipación de energía, daños y plasticidad, se distribuyan a lo largo de zonas ubicados en los extremos del elemento, mientras que el tramo central permanece elástico. Para definir estas zonas, se calcularon valores de longitud plástica equivalente ( $L_p$ ) teniendo en cuenta la dirección de análisis del pórtico y las fórmulas propuestas

por Priestley et al. (2008), donde  $L$  es la distancia desde el punto de máximo momento al punto de inflexión,  $f_{ye}$  es el esfuerzo esperado del acero y  $d_{bl}$  es el diámetro de la barra. Los valores de longitud plástica y del factor  $L/L_p$  (donde  $L$  es la altura de la columna) ingresados al programa, se presentan en la Tabla 30.

$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl}$$

**Tabla 30.**

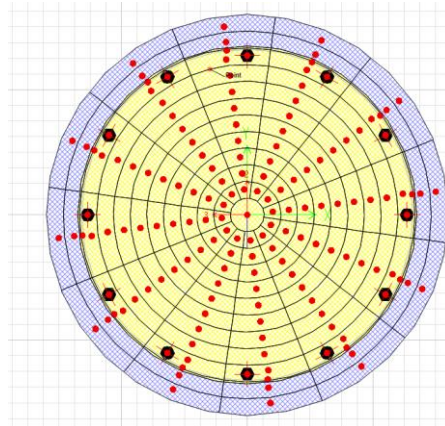
*Longitud plástica de las columnas*

<b>Sentido longitudinal</b>	
Lp (mm)	758.6
Lp/L	0.122
<b>Sentido transversal</b>	
Lp (mm)	525.3
Lp/L	0,085

La sección transversal de las columnas se dibujó usando la herramienta “Section Designer” del software y se asignaron las propiedades inelásticas de los materiales. En la Figura 33 se ilustra el modelo de 12 fibras radiales empleado para el análisis. El diagrama de momento – curvatura generado a partir de este modelo con una carga axial muerta de 1315 kN (columna central) se aprecia en la Figura 34.

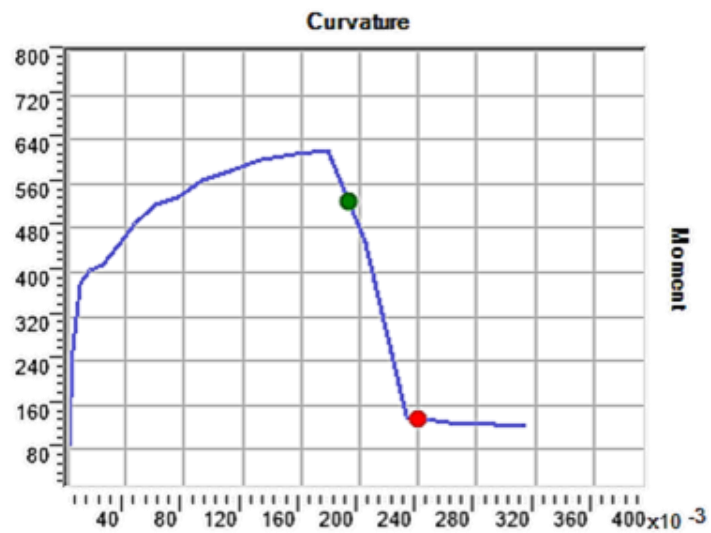
**Figura 33.**

*Sección transversal de la columna con modelo de fibras radiales.*



**Figura 34.**

*Diagrama momento – curvatura de la sección transversal de la columna.*

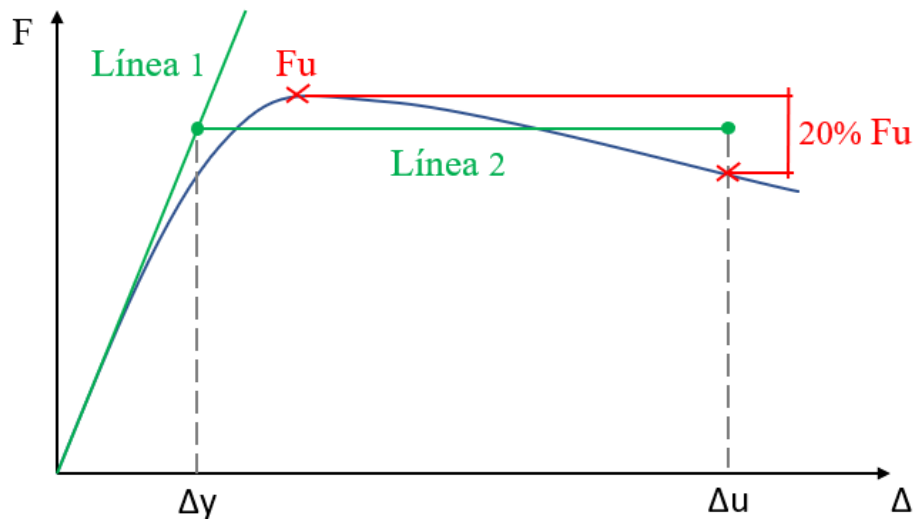


### 8.3 Bilinealización de la curva pushover del pórtico y cálculo de demanda

La curva pushover del pórtico, en cada dirección, se idealizó como una curva bilineal elasto-plástica (Figura 35) para un sistema de un grado de libertad. Este método consiste en la igualación de energías (áreas bajo la curva) comprendidas entre dos puntos de interés: el desplazamiento de fluencia efectiva ( $\Delta y$ ) y el desplazamiento último ( $\Delta u$ ). El desplazamiento último se especificó como el desplazamiento para el cual el valor de fuerza equivale al 80% de la fuerza máxima alcanzada por la estructura. Para determinar el desplazamiento de fluencia, se trazó la primera recta tangente a la zona lineal de la curva pushover, a partir de esta se trazó la segunda recta horizontal, que se extendió hasta el valor de desplazamiento último. La ubicación de la segunda recta estuvo gobernada por el punto  $\Delta y$ , para el cual ambas áreas bajo la curva fuesen equivalentes.

**Figura 35.**

*Curva de capacidad bilineal.*



La demanda de desplazamiento se calculó usando el concepto de desplazamientos lineales equivalentes. Conociendo la masa del sistema ( $m$ ) y la rigidez ( $k$ ) asociada a la primera recta de la curva bilinealizada, se calculó el periodo fundamental. Con este periodo se ingresó en el espectro de diseño del CCP-95 y se determinó la aceleración espectral ( $S_a$ ), con la cual se calculó la demanda de desplazamiento ( $\Delta_d$ ) y posteriormente la demanda de ductilidad de desplazamiento ( $\mu_d$ ). Las expresiones empleadas se indican en las ecuaciones mostradas a continuación, donde  $g$  es la aceleración de la gravedad. Este procedimiento se realizó para ambas direcciones del pórtico y según las normas CCP-14 y NSR-10.

$$\Delta_d = \frac{S_a m g}{k}$$

$$\mu_d = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

## 9. Análisis de resultados

### 9.1 Análisis lineal dinámico

Los modos fundamentales de vibración (participación de masa superior al 90%) asociados con la traslación del puente fueron los modos 1 y 2, que corresponden al sentido longitudinal y transversal, respectivamente (Figura 36). En el modo 1, los mayores desplazamientos de la estructura se encuentran en el tablero, el cual se desplaza uniformemente a lo largo del eje longitudinal. Mientras que en el modo 2, los mayores desplazamientos ocurren transversalmente

y se concentran en el centro del puente. Los periodos (T) y la participación de masa para cada modo se muestran en la Tabla 31.

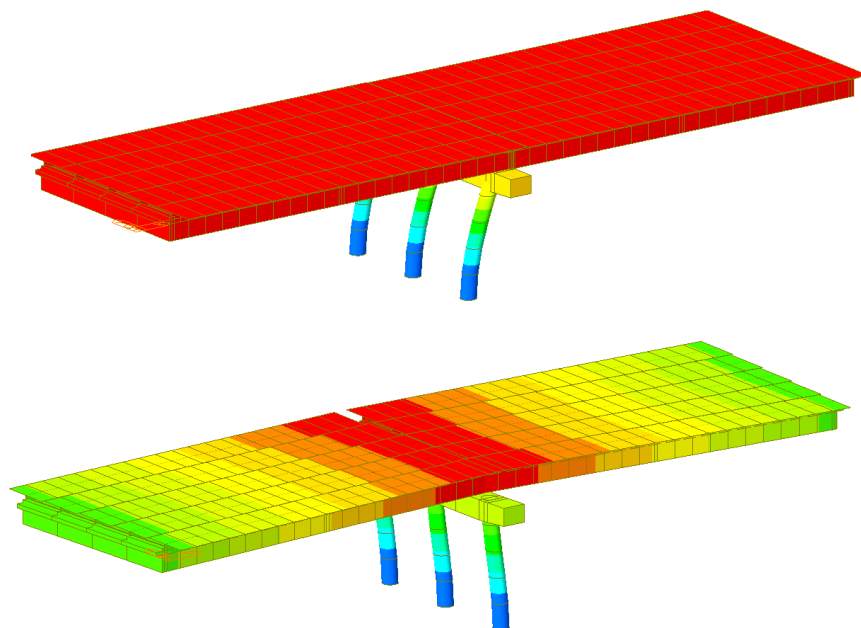
**Tabla 31.**

*Periodos y participación de masa en dirección longitudinal y transversal*

<b>Sismo en X (Longitudinal)</b>	
Modo fundamental	1
Participación de masa	98%
Periodo T (seg)	0.82
<b>Sismo en Y (Transversal)</b>	
Modo fundamental	2
Participación de masa	90%
Periodo T (seg)	0.79

**Figura 36.**

*Estructura deformada debido a los modos fundamentales de vibración.*



La demanda de desplazamiento se determinó en el centro de la viga cabezal y en el centro de una de las luces del tablero, esto último con el fin de obtener valores promedio de desplazamiento del tablero. Todas las comparaciones se hicieron respecto a lo obtenido con el sismo del CCP-95. Los resultados de la Tabla 32 evidencian un aumento de desplazamientos cercano a 16% cuando se aplica el sismo del CCP-14, en tanto que por el sismo de la NSR-10 los desplazamientos aumentaron entre 96% y 114%. Este incremento sustancial en los desplazamientos se debe a que la meseta de los espectros de diseño se encuentra en el rango de periodos menores a un segundo (Figura 18) y los periodos de la estructura tienen valores de este orden. Por lo tanto, el cambio en las solicitaciones resulta significativo tanto para los desplazamientos, como para las fuerzas, como se evidencia en los siguientes párrafos.

**Tabla 32.**

*Desplazamientos obtenidos del análisis lineal dinámico*

Norma	Pórtico		Tablero	
	DX (mm)	DY (mm)	DX (mm)	DY (mm)
CCP-95	56.4	40.8	71.5	62.1
CCP-14	64.6	47.5	82.1	72.1
NSR-10	110.9	87.3	140.0	132.7

Las reacciones horizontales (eje x y eje y) en los apoyos en estribos (Tabla 33) presentan un aumento de aproximadamente 15% debido al sismo del CCP-14, y entre 96% y 106% debido al sismo de la NSR-10. Por otro lado, el aumento en la reacción vertical (26% debido al sismo del CCP-14 y 28% debido al sismo de la NSR-10) dio valores similares por ambas normativas ya que está mayormente gobernado por la carga muerta, que para ambos casos se evalúa según el caso de Evento Extremo I.

**Tabla 33.***Reacciones de apoyos en la superestructura (estribos)*

<b>Norma</b>	<b>Rx (kN)</b>	<b>Ry (kN)</b>	<b>Rz (kN)</b>
CCP-95	1166.2	606.4	1641.2
CCP-14	1338.3	692.5	2072.4
NSR-10	2286.9	1250.0	2102.7

Las reacciones en la base de las columnas (Tabla 34) presentaron aumentos similares a los obtenidos en los estribos, a excepción de la reacción vertical en las columnas laterales cuyo incremento fue del 18% debido al sismo del CCP-14 y del 56% debido al sismo de la NSR-10. Este cambio en la reacción vertical resulta de los efectos de volcamiento producidos en el pórtico debido a la aplicación de cargas laterales. Los momentos generados se manifiestan como fuerzas axiales de compresión y tensión en los extremos del pórtico. Por esta razón, el incremento significativo de carga axial se acentúa en las columnas laterales y produce un aumento en la sollicitación por cortante y momento en la viga cabezal del pórtico (Tabla 36).

**Tabla 34.***Reacciones en las columnas del pórtico*

<b>Columna central</b>			
<b>Norma</b>	<b>Rx (kN)</b>	<b>Ry (kN)</b>	<b>Rz (kN)</b>
CCP-95	198.6	543.1	1314.8
CCP-14	227.3	630.3	1660.0
NSR-10	389.9	1157.8	1660.0
<b>Columnas laterales</b>			
<b>Norma</b>	<b>Rx (kN)</b>	<b>Ry (kN)</b>	<b>Rz (kN)</b>
CCP-95	198.8	507.3	1892.2
CCP-14	227.5	588.6	2234.0
NSR-10	390.3	1080.5	2948.9

Las solicitaciones por cortante (resultante de las dos componentes horizontales) y momentos tanto longitudinal como transversal en las columnas se presentan en la Tabla 35. Estas respuestas aumentaron aproximadamente un 16% debido al sismo del CCP-14 y entre 97% y 113% debido al sismo de la NSR-10.

**Tabla 35.**

*Momento y cortante máximo en las columnas*

<b>Columna central</b>			
<b>Norma</b>	<b>V (kN)</b>	<b>My (kN-m)</b>	<b>Mz (kN-m)</b>
CCP-95	578.2	400.9	338.3
CCP-14	670.0	459.3	392.7
NSR-10	1221.7	788.1	721.4
<b>Columna lateral</b>			
<b>Norma</b>	<b>V (kN)</b>	<b>My (kN-m)</b>	<b>Mz (kN-m)</b>
CCP-95	544.9	400.8	326.7
CCP-14	631.2	459.3	379.3
NSR-10	1148.8	788.1	694.5

En la viga cabezal (Tabla 36) se tuvo un incremento en el momento negativo del 19% y 91%, y en el momento positivo del 12% y 159% debido al sismo del CCP-14 y de la NSR-10, respectivamente. En tanto que la solicitación por cortante incrementó en 21% debido al sismo del CCP-14 y 73% debido al sismo de la NSR-10. Esto debido a los efectos de volcamiento comentados previamente.

**Tabla 36.***Momento y cortante máximo en la viga cabezal*

<b>Viga cabezal</b>			
<b>Norma</b>	<b>M - (kN-m)</b>	<b>M + (kN-m)</b>	<b>V (kN)</b>
CCP-95	1955.7	953.8	1039.97
CCP-14	2321.7	1066.8	1255.9
NSR-10	3736.05	2470.5	1804.1

## 9.2 Análisis no lineal estático

En las Figuras 37 y 38 se muestran las curvas de capacidad del pórtico obtenidas del análisis pushover y su bilinealización elasto-plástica en cada dirección ortogonal, además se indican los desplazamientos de fluencia ( $\Delta y$ ), desplazamiento último ( $\Delta u$ ) y demanda de desplazamiento ( $\Delta d$ ) según el CCP-95, CCP-14 y NSR-10. Los valores de rigidez ( $k$ ), masa ( $m$ ) y periodo ( $T$ ) calculados para el sistema idealizado de un grado de libertad se presentan en la Tabla 37. Con base en estos parámetros se calcularon las demandas de desplazamiento y ductilidad según los espectros de diseño de las normativas CCP-95, CCP-14 y NSR-10, los cuales se resumen en la Tabla 38.

**Tabla 37.***Rigideces, masas y periodos del pórtico.*

<b>Dirección longitudinal</b>		
<b>k (kN/mm)</b>	<b>m (kN-s<sup>2</sup>/mm)</b>	<b>T (s)</b>
14.06	0.39	1.05
<b>Dirección transversal</b>		
<b>k (kN/mm)</b>	<b>m (kN-s<sup>2</sup>/mm)</b>	<b>T (s)</b>
34.13	0.39	0.67

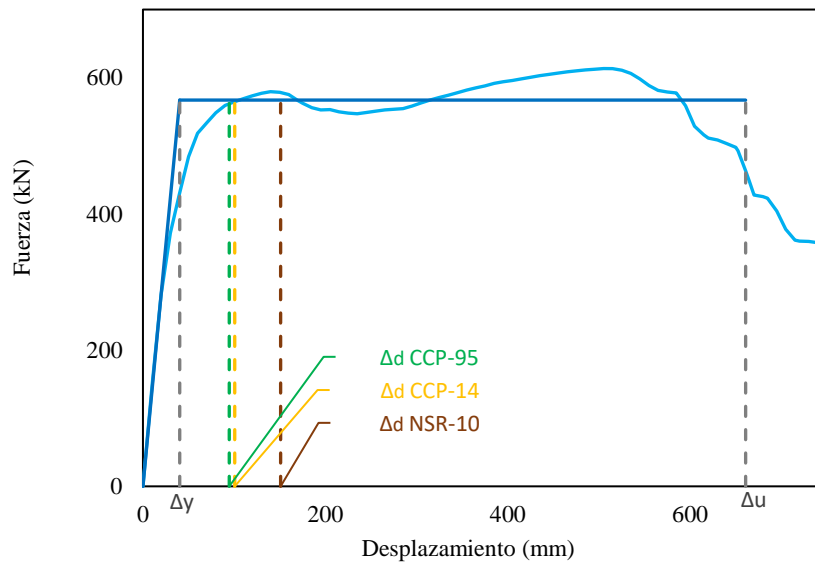
**Tabla 38.**

*Demanda de desplazamiento y ductilidad del pórtico.*

Dirección longitudinal			
Norma	Sa	$\Delta d$ (mm)	$\mu d$
CCP-95	0.35	94.68	2.35
CCP-14	0.37	100.65	2.50
NSR-10	0.56	150.97	3.74
Dirección transversal			
Norma	Sa	$\Delta d$ (mm)	$\mu d$
CCP-95	0.47	52.57	1.34
CCP-14	0.58	64.68	1.65
NSR-10	0.90	100.55	2.57

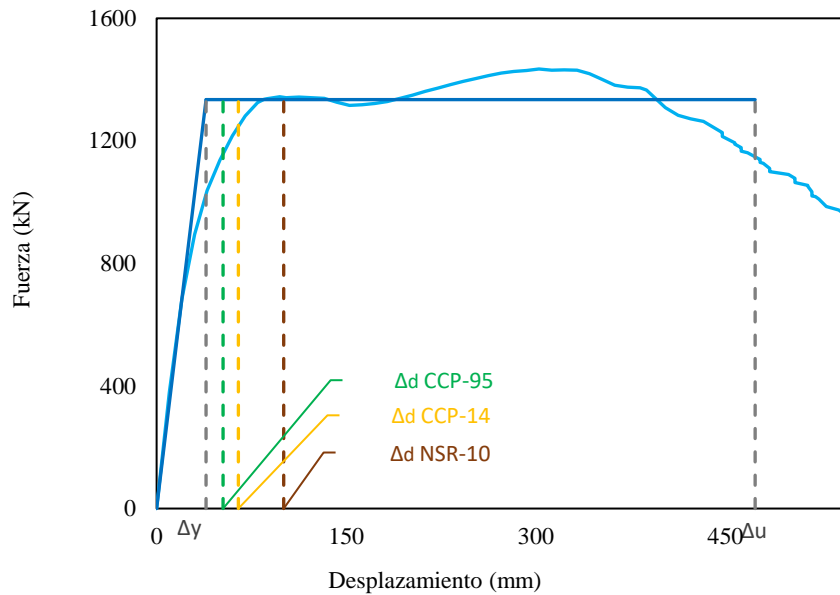
**Figura 37.**

*Curva de capacidad del pórtico en la dirección longitudinal.*



**Figura 38.**

*Curva de capacidad del pórtico en la dirección transversal.*



En el sentido longitudinal, la demanda de desplazamiento debido a los códigos CCP-95 y CCP-14 resulta similar, con apenas un 6% de diferencia. Entre tanto, la demanda obtenida según la NSR-10 es mayor en un 60% respecto a la del CCP-95. En el sentido transversal, los aumentos en las demandas fueron del 23% y 91% según las normativas CCP-14 y NSR-10 respecto al CCP-95. El incremento significativo de más del 90% se debe a que la aceleración espectral calculada para ese caso corresponde a la meseta del espectro de diseño (Figura 18), lugar donde ocurren los efectos máximos.

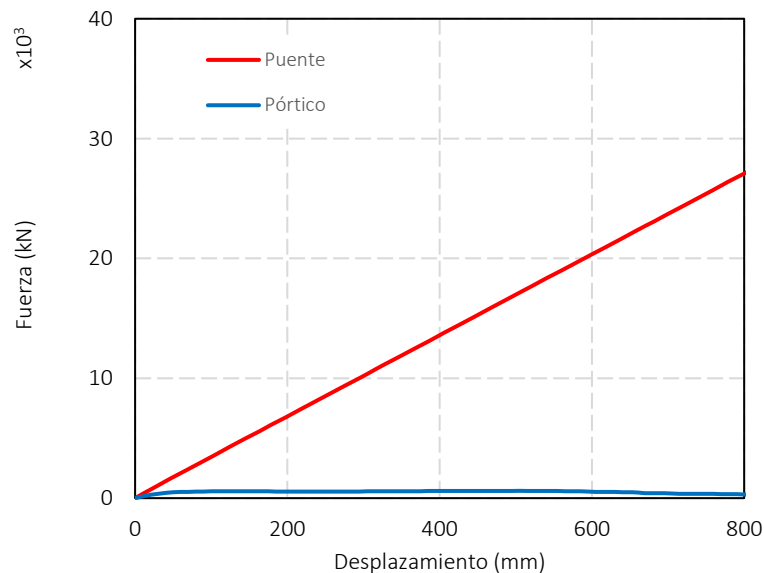
Para todos los casos estudiados, las demandas de desplazamiento superan los valores de desplazamiento de fluencia tanto en la dirección longitudinal como transversal. Por lo tanto, se espera que las columnas del pórtico plastifiquen durante los eventos sísmicos de diseño estipulados en el CCP-95, el CCP-14 y la NSR-10. Cabe destacar que el sismo de la NSR-10 generaría mayor nivel de daño.

Los valores de demanda de desplazamiento obtenidos cumplen con las especificaciones AASHTO (2012) para diseño sísmico de puentes donde se estipula que la demanda de ductilidad máxima de pilas tipo pórtico debe ser igual o menor a 6.

Las curvas de capacidad del puente y del pórtico en cada una de las direcciones de análisis, se muestran acopladas en las Figuras 39 y 40. El comportamiento creciente de estas curvas se debe a que los apoyos en los estribos fueron modelados como resortes elásticos, los cuales impiden la caída de resistencia del sistema a medida que la demanda de desplazamiento aumenta. Debido a que esta respuesta no es representativa del comportamiento real de la estructura, se recomienda que en trabajos futuros se incluya la no-linealidad de los resortes y la interacción de la estructura con los estribos.

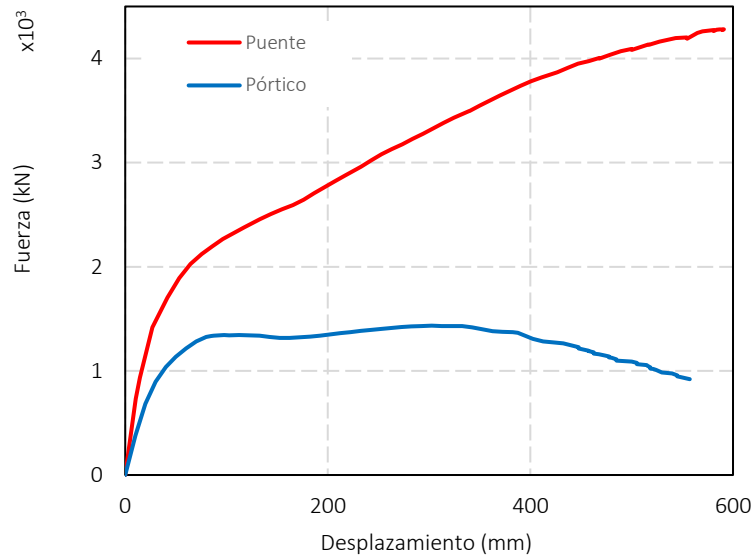
**Figura 39.**

*Curva de capacidad del puente en la dirección longitudinal.*



**Figura 40.**

*Curva de capacidad del puente en la dirección transversal.*



## 10. Conclusiones

De los estudios realizados sobre el comportamiento sísmico del puente se obtuvieron las principales conclusiones:

El diseño de la pila aporticada según la norma CCP-95 cumple con los requisitos sísmicos de puentes, puesto que se logra la formación de un mecanismo de plastificación en las zonas asignadas y una respuesta dúctil del pórtico.

Los resultados del análisis modal permiten constatar que las demandas de desplazamiento y fuerzas de diseño en las direcciones longitudinal y transversal a las que el puente podría verse sometido actualmente corresponden a aproximadamente el doble de la demanda para la que fue

diseñado, si se toma el espectro de aceleración del reglamento NSR-10. El uso del espectro de aceleración del CCP-14 resulta en aumentos del 14% y 26% para los desplazamientos y fuerzas (momentos y cortantes) en los elementos del pórtico. En cuanto a fuerzas axiales, las mayores sollicitaciones se encuentran en las columnas de los extremos del pórtico debido a los efectos de volcamiento producidos por el aumento en la carga lateral.

La demanda de ductilidad de desplazamiento asociada al sismo de diseño para la NSR-10 respecto a la del CCP-95 es mayor en un 60% y 91% en el sentido longitudinal y transversal, respectivamente. Utilizar el sismo de diseño de la norma CCP-14 respecto al indicado en el CCP-95, resulta en un aumento de la ductilidad de desplazamiento del 6% en el sentido longitudinal y del 23% en el sentido transversal. Con lo cual se concluye que, pese al aumento de la ductilidad de desplazamiento, los valores obtenidos son aceptables dado que no exceden el máximo para este tipo de subestructuras. Por ende, se espera un comportamiento sísmico adecuado del puente.

Adicionalmente, los valores de demanda de ductilidad de desplazamiento obtenidos según el sismo del CCP-95, CCP-14 y NSR-10 fueron menores a los empleados en el diseño mediante el uso del factor R para ambas direcciones del puente. En consecuencia, se recomienda emplear factores R menores a los de la normativa para puentes de esta tipología y con características similares.

### Referencias Bibliográficas

- AASHTO. (2007). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington, D.C.
- AASHTO. (2011). Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Washington, D.C.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. (1995). Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP-95. Bogotá, Colombia.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente NSR-10. Bogotá, Colombia.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14. Bogotá, Colombia.
- Balcázar, D. y Fernández, J. (2016). Evaluación del impacto en cimentaciones de pilas para puentes según la norma CCP-14. (Trabajo de grado). Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.
- Betancour, N., Serrano, A. y Galvis, F. (2015). Diseño sísmico de puentes ordinarios y esenciales en Colombia. Bogotá, Colombia.
- California Department of Transportation CALTRANS. (2013), Seismic Design Criteria, ed 1.7., Sacramento, California.
- Carta del Servicio Geológico Colombiano SGC (2016). Código Colombiano de Puentes CCP-2014. No. 201600038721 y respuesta por parte de la AIS.

- Forero, J.E., Prieto, N.A. y Puerto, S.I. (2010). Cartillas de puentes y pontones en concreto reforzado.  
[https://www.academia.edu/27473783/Analisis\\_modelos\\_para\\_puentes\\_y\\_pontones](https://www.academia.edu/27473783/Analisis_modelos_para_puentes_y_pontones)
- González V. et al. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, (1)1, 67-76.
- Gutierrez, A. (2015). Notas sobre el método de análisis no lineal.  
[https://www.alacero.org/sites/default/files/u16/ci\\_23\\_-\\_21\\_notas\\_sobre\\_el\\_metodo\\_de\\_analisis\\_no\\_lineal.pdf](https://www.alacero.org/sites/default/files/u16/ci_23_-_21_notas_sobre_el_metodo_de_analisis_no_lineal.pdf)
- Instituto Nacional de Vías INVIAS. (2008). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. Santafé de Bogotá, Colombia.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park, R. (1988). Stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 114(8), 1804-1826.
- Marsh, M., Buckle, I. y Kavazanjian, E. (2014). LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges. Washington, EEUU.
- Mendoza, G. y Gómez, C (2014). Factores de ductilidad para diseño de puentes comunes de concreto reforzado. Jalisco, México.
- MIDAS Information Technology. (2016). MIDAS User Manual. Seongnam, South Korea.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York, EEUU: McGraw-Hill Education.
- Muñoz, E. y Valbuena, E. (2004). Evaluación del estado de los puentes de acero de la red vial de Colombia. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 4(2), 125-140.
- Park, R. y Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York, Estados Unidos.

Priestley, M.J.N., Calvi G.M. y Kowalsky M.J. (2008). Displacement-Based Seismic Design of Structures. Pavia, Italia.

Priestley, M.J.N., Seible, F. y Calvi, G.M. (1996). Seismic design and retrofit of bridges. New York, Estados Unidos.

Salgado-Gálvez, M., Bernal, G. y Cardona, O. (2016). Evaluación probabilista de la amenaza sísmica de Colombia con fines de actualización de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 32(4), 230 – 239.

Seminario, E. (2004). Guía para el diseño de puentes con vigas y losa. (Trabajo de grado). Universidad de Piura, Piura, Perú.

## Apéndices

### Apéndice A. Pre-dimensionamiento del puente.

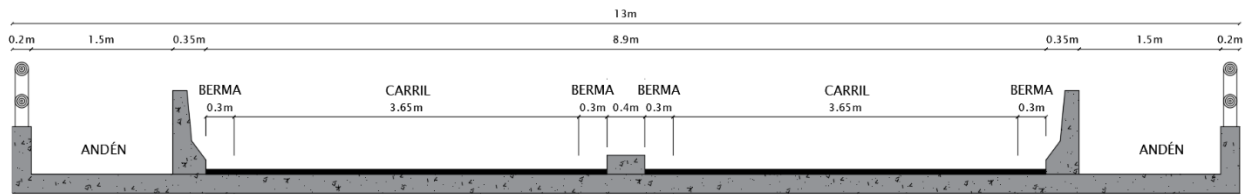
#### 1. Superestructura

##### 1.1 Tablero

El *Numeral A.2.2.2* del CCP-95 indica que el ancho de calzada se define según las recomendaciones del Instituto Nacional de Vías (INVIAS). La norma vigente en la época corresponde al Manual de Diseño Geométrico de Carreteras publicado en 2008, allí se estipula un ancho mínimo de 7.0 a 7.3 m para una vía primaria de una calzada en función del tipo de terreno y la velocidad de diseño. En este caso, se escoge un ancho de calzada de 8.3 m compuesto por dos carriles de 3.65 m (*A.3.4.1.2*) cada uno, un separador central de 0.4 m de ancho y bermas de 0.3 m en cada extremo del carril. El ancho de berma mínimo según el INVIAS (2008) es de 0.5 m, no obstante, este criterio no se tuvo en cuenta ya que no suele cumplirse para esta tipología de puentes.

**Figura 41.**

*Configuración del tablero.*



**Paso Peatonal**

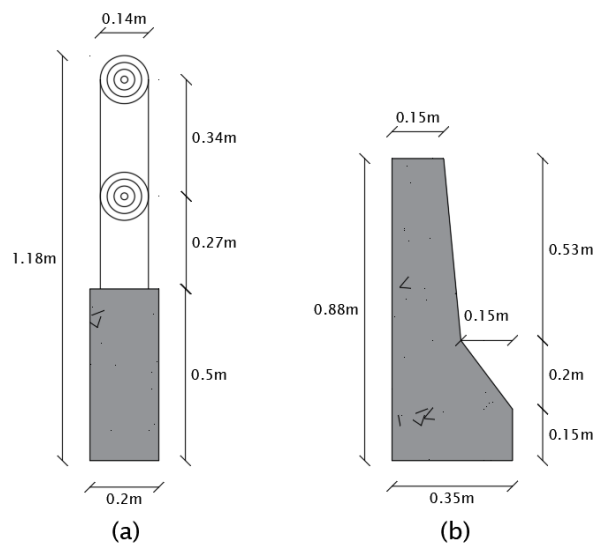
Con base en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras 2008, se especifica un ancho de sendero peatonal igual a 1.5 m, de manera que se garantice el cruce de personas.

**Barandas**

Según el *Capítulo A.11* del CCP-95, se definen las siguientes barandas peatonales y de tráfico:

**Figura 42.**

*Sección de baranda (a) peatonal (b) vehicular.*



## 1.2 Vigas

### Altura

Según la *Tabla A.7.1* del CCP-95, la altura mínima de vigas T para luces simples se determina mediante la siguiente expresión:

$$H_{\text{mín,viga}} = 0.07S \quad ; \quad S = 20 \text{ m (luz del tramo)}$$

$$H_{\text{mín,viga}} = 1.4 \text{ m}$$

Se toma una altura de viga igual a 1.4 m.

### Separación entre centros

Típicamente, la separación entre vigas para esta tipología de puente varía entre 2.4 y 3.5 m. Se asume que el puente contará con cinco vigas longitudinales cuya separación entre centros será de 2.6 m.

### Ancho

Se determina un ancho de viga igual a 0.4 m.

## 1.3 Riostras

Las riostras se ubicarán al inicio, al final y en el centro de cada vano de 20 m. Sus dimensiones serán 1.2 m de altura y 0.3 m de espesor.

## 1.4 Losa

## Espesor

El refuerzo principal de la losa será perpendicular al tráfico. Sin embargo, con el objetivo de obtener un valor estimado de espesor de losa, se utilizará la expresión dada en la *Tabla A.7.1* del CCP-95 para una losa con refuerzo principal paralelo al tráfico.

$$H_{\text{mín,losa}} = \frac{S + 3.05}{30} \quad ; \quad S = 2.6 \text{ m (separación entre vigas)}$$

$$H_{\text{mín,losa}} = 0.19 \text{ m}$$

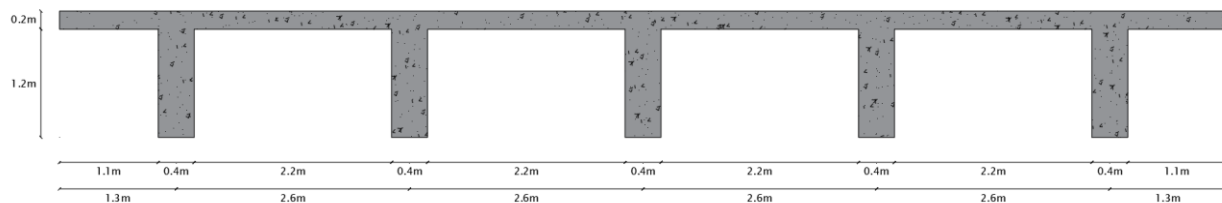
Se toma un espesor de losa igual a 0.2 m.

## Voladizo

Típicamente, la longitud del voladizo de la losa no debe exceder la mitad de la separación entre centro de las vigas, por tanto se escoge un voladizo de 1.3 m.

**Figura 43.**

*Sección transversal conjunto viga losa.*

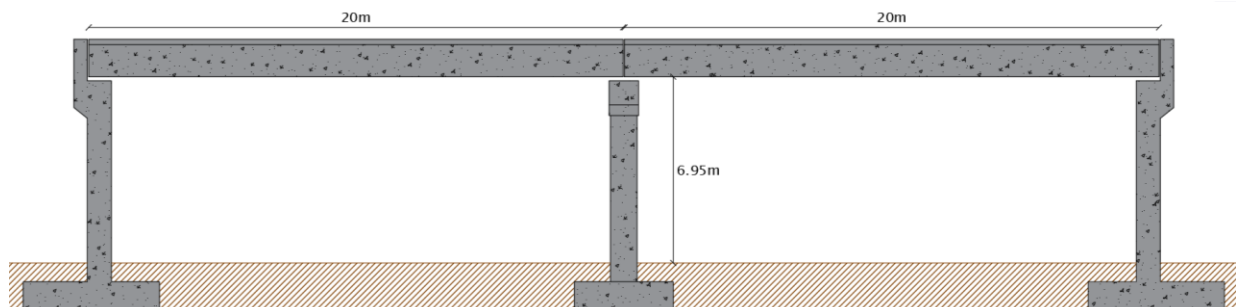


## 2. Subestructura

La subestructura estará compuesta por una pila central tipo pórtico conformada por una viga cabezal y tres columnas. En los extremos del puente se usan estribos tipo silla. Según el *Numeral A.2.2.3* del CCP-95, el gálibo mínimo para vías principales de áreas urbanas debe ser de 4.9 m y debe preverse la posibilidad de repavimentación. Por tanto, se escoge un gálibo de 6.95 m asumiendo una altura de terreno sobre la zapata de 0.7 m.

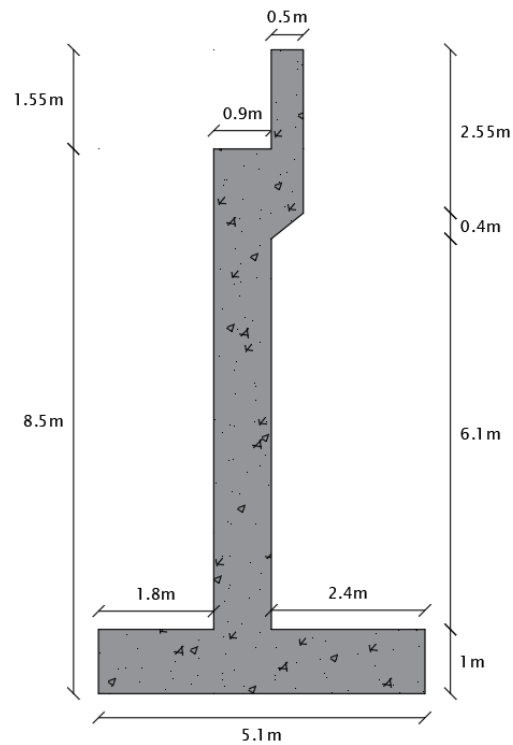
### Figura 44.

*Vista longitudinal del puente.*



### 2.1 Estribo

Para el dimensionamiento de los estribos se utilizaron las dimensiones de tanteo sugeridas por Huntington para muro de gravedad y muros en voladizo.

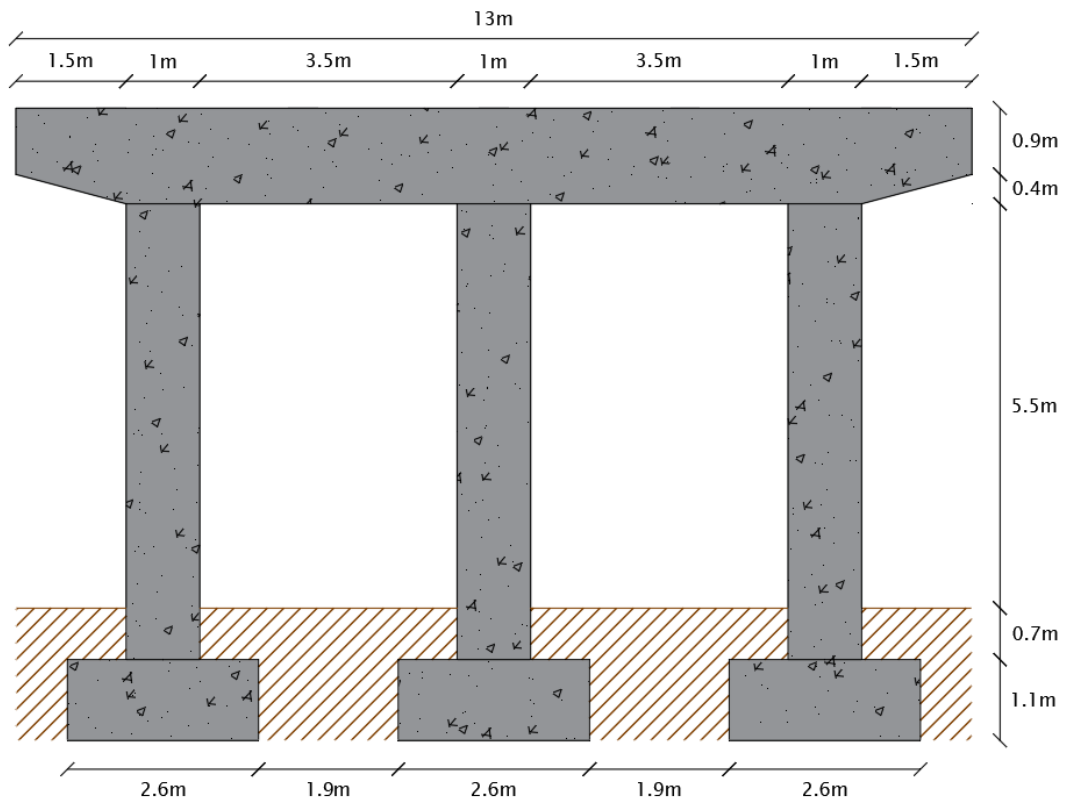
**Figura 45.***Estribo.*

## 2.2 Pila Tipo Pórtico

El predimensionamiento de la pila se realizó según lo estipulado en “Aesthetic Guidelines for Bridge Design” y “AASHTOWare BrD 6.8.” Se escogieron tres columnas porque esta configuración es común en puentes de Bucaramanga.

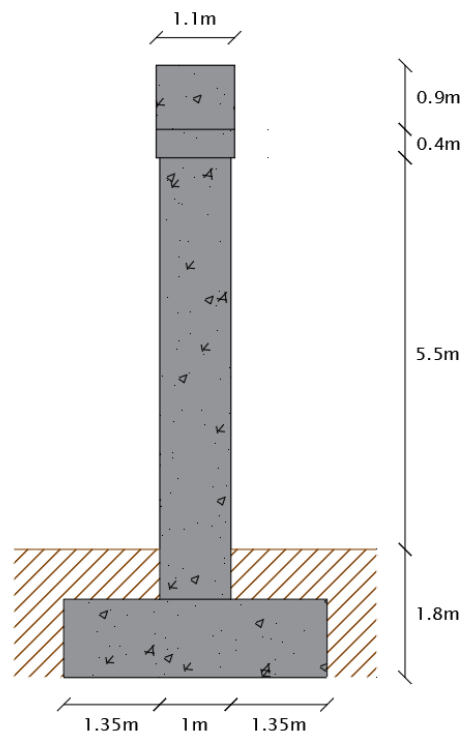
**Figura 46.**

*Vista transversal de pila tipo pórtico.*



**Figura 47.**

*Vista longitudinal de pila tipo pórtico.*



### 2.3 Juntas de expansión

Los movimientos térmicos se pueden calcular mediante la siguiente expresión:

$$\Delta L = \alpha L(\Delta T)$$

*Donde:*

$\alpha$ : Coeficiente de expansión térmica  $\left[\frac{1}{^{\circ}\text{C}}\right]$

$L$ : Longitud de expansión [mm]

$\Delta T$ : Cambio de temperatura [ $^{\circ}\text{C}$ ]

*Para concreto de peso normal:*

$$\Delta L = 10.8 * 10^{-6} (20000)(48)$$

$$\Delta L = 10.4 [mm] \approx 1 [cm]$$

Se toma un valor típico de junta de expansión igual a 9 cm.

## 2.4 Longitud de apoyo

Se debe determinar la categoría de comportamiento sísmico del puente con base en el CCP-95. Según el *Numeral A.3.5.1.3* la clasificación del puente según su importancia corresponde al Grupo III (Otros puentes). Según la *Figura A.3.5-1* el coeficiente de aceleración A para la ciudad de Bucaramanga es 0.25. Teniendo en cuenta los datos obtenidos y lo estipulado en la *Tabla A.3.5-2*, la categoría de comportamiento sísmico para el puente en cuestión corresponde a CCS-C. La longitud mínima de apoyo (*Numeral A.3.5.9*) para puente con esta categoría se calcula como sigue:

Estribo

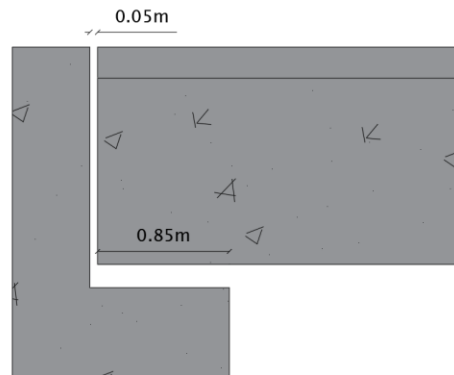
$$N = 30.5 + 0.25(20) + 1.00(7.5)$$

$$N_{mín} = 43 [cm]$$

Se toma una longitud de apoyo para el estribo de 90 cm

**Figura 48.**

*Longitud de apoyo en estribo.*



Pila

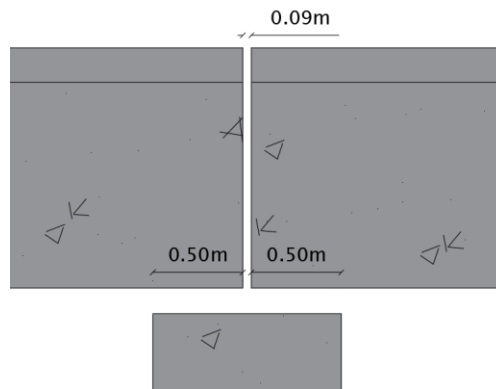
$$N = 30.5 + 0.25(40) + 1.00(7.5)$$

$$N_{\text{mín}} = 48 \text{ [cm]}$$

Se toma una longitud de apoyo para la pila de 50 cm

**Figura 49.**

*Longitud de apoyo en pila tipo pórtico.*



## Apéndice B. Diseño del apoyo elastomérico.

Del análisis de carga realizado en el tablero, se obtuvo que la viga más crítica corresponde a la viga 2, cuyas reacciones en cada apoyo se muestran a continuación:

*Tabla 39.*

Reacciones en la viga 2

Cargas permanentes (kN)	329.3
Cargas vivas (kN)	238.5
Reacción de diseño (kN)	567.8

### 1.1 Movimiento horizontal del apoyo

Para calcular el movimiento horizontal del apoyo primer se deben calcular deformaciones debido al cambio de temperatura y a efectos de retracción del concreto.

#### *1.1.1 Deformación debido a la temperatura*

Según la sección A.3.7 se tienen los siguientes valores de temperatura para un clima moderado:

**Tabla 40.***Rangos de temperatura para estructuras en concreto*

Tipo de zona	Subida de T	Caída de T
Clima moderado (°C)	17	22

Considerando el coeficiente de dilatación térmica del concreto como 0.0000108 (*Numeral A.7.6.2.3*), se calcula la deformación unitaria del concreto debido a la diferencia de temperatura.

$$\varepsilon_{temp} = 0.0000108 (22 - 17)$$

$$\varepsilon_{temp} = 5.4 * 10^{-5}$$

### 1.1.2 Deformación debido a la retracción

Según Vallecilla (2006) en ausencia de datos experimentales, se supone que la deformación unitaria del concreto debido a la retracción del concreto equivale al 10% de la deformación máxima utilizable ( $\varepsilon = 0.003$ ) del material a compresión.

$$\varepsilon_{ret} = 0.1 (3 * 10^{-3})$$

$$\varepsilon_{ret} = 3 * 10^{-4}$$

Por tanto, el movimiento horizontal máximo del apoyo es igual a:

$$\Delta_s = L (\varepsilon_{temp} + \varepsilon_{ret}) \quad ; \quad L = 20 \text{ m}$$

$$\Delta_s = 20000 (5.4 * 10^{-5} + 3 * 10^{-4})$$

$$\Delta_s = 7.1 \text{ [mm]}$$

Según la *Tabla A.10.2.3-1*, se recomienda aumentar este desplazamiento un 35% con el fin de considerar otras causas de deformación de la viga tales como el flujo plástico. Entonces:

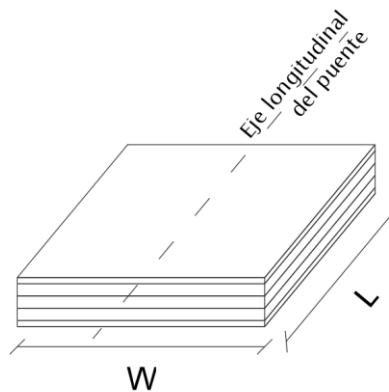
$$\Delta_s = 1.35 (7.1)$$

$$\Delta_s = 9.6 \text{ mm}$$

## 1.2 Predimensionamiento del apoyo

### Figura 50.

*Dimensiones apoyo elastomérico.*



### 1.2.1 Espesor

Según el *Numeral A.10.2.4.1.3* el apoyo debe diseñarse para un espesor total de neopreno mayor a  $2 \Delta_s$ .

$$hrt_{\text{mín}} = 2 (9.6)$$

$$hrt_{\text{mín}} = 19.1 \text{ mm}$$

$$hrt_{\text{diseño}} = 40 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se asumen que el apoyo tendrá un espesor total de 48 mm y estará compuesto por tres capas interiores de 10 mm, dos capas exteriores de 5 mm y cuatro capas de refuerzo de acero de 2 mm de espesor cada una.

### 1.2.2 Dimensión W

Se asume una dimensión W menor a la base de la viga. Como la base es de 400 mm, se toma un valor de W igual a 350 mm.

### 1.2.3 Dimensión L

Según el *Numeral A.10.2.2.* el factor de forma de una capa del apoyo para apoyos rectangulares sin orificios viene dado por la siguiente ecuación:

$$S = \frac{LW}{2 h_{ri} (L + W)}$$

Reemplazando los valores conocidos se tiene:

$$S = \frac{L(350)}{2 (10) (L + 350)}$$

$$S = \frac{350 L}{20 (L + 350)}$$

Según el *Numeral A.10.2.4.1.1* el esfuerzo a compresión en cualquier capa de un apoyo reforzado con acero, debe satisfacer:

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta}$$

donde:

$$\sigma_{c,TL} \leq 70 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\beta = 1 \rightarrow \text{capas internas de apoyos reforzados}$$

Para un apoyo elastomérico de dureza 60 en la escala de dureza Shore A, la *Tabla A.10.2.3-1* especifica las siguientes propiedades:

**Tabla 41.***Propiedades del elastómero de dureza 60*

Dureza (Shore A)	60.0
Módulo de corte G (kg/cm <sup>2</sup> )	9.1 – 14.0
ε flujo plástico / instantánea	0.35
Constante k	0.6

Para considerar el caso más crítico se evalúa tomando el mayor valor de G correspondiente a 14 kg/cm<sup>2</sup>. El factor de forma se despeja de la ecuación y se obtiene el siguiente resultado:

$$S = \frac{\sigma_{c,TL} \beta}{G}$$

$$S = \frac{(70)(1)}{14}$$

$$S = 5$$

Reemplazando en la ecuación del factor de forma se calcula el valor de L.

$$5 = \frac{350 L}{20 (L + 350)} \rightarrow L = 140 \text{ mm}$$

Se toma un valor de L igual a 300 mm. El diseño propuesto para el apoyo elastomérico se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla 42.***Diseño propuesto del apoyo elastomérico*

<b>Dimensiones</b>	
hrt (mm)	44
W (mm)	350
L (mm)	300
<b>Capas de acero</b>	
Cantidad	Espesor (mm)
4	2

Capas elastómero	
Internas	
Cantidad	Espesor (mm)
3	10
Externas	
Cantidad	Espesor (mm)
2	5

Con base en lo anterior se calcula el esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico.

$$\sigma = \frac{P_{servicio}}{A}$$

$$\sigma = \frac{567.8 * 10^3}{300 * 350}$$

$$\sigma = 5.4 \text{ MPa} = 55.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{c,TL} \leq 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Cumple}$$

### 1.3 Verificaciones

#### 1.3.1 Rotación del apoyo

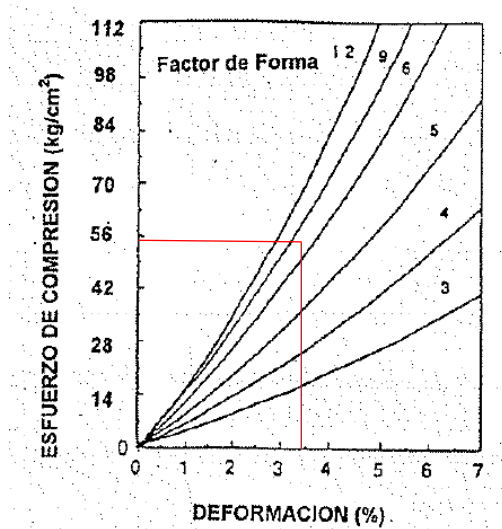
Según el *Numeral A.10.2.4.1.2* la deformación por compresión del apoyo debe limitarse para asegurar el adecuado funcionamiento del puente. Para calcular la deformación instantánea se emplea la siguiente fórmula:

$$\Delta_c = \sum \varepsilon_{ci} h_{ri}$$

El valor de  $\varepsilon_{ci}$  se obtiene teniendo en cuenta ayudas de diseño basadas en ensayos, para poyos con dureza 60 se tiene:

**Figura 51.**

*Apoyos reforzados con acero dureza 60.*



Para un esfuerzo de  $55.1 \text{ kg/cm}^2$  y un factor de forma igual a 8, se tiene un valor de deformación de aproximadamente 3.4%. Reemplazando en la fórmula:

$$\Delta_c = 0.034 (3 * 10 + 2 * 5)(1.35)$$

$$\Delta_c = 1.84 \text{ mm}$$

Según el *Numeral A.102.4.1.4.* la deformación rotacional debe limitarse a:

$$\theta_{TL,x} = \frac{2\Delta_c}{L}$$

$$\theta_x = \frac{2 (1.84)}{300}$$

$$\theta_x = 0.01224 \text{ rad}$$

Las rotaciones en los apoyos de la viga 2 por carga muerta y viva se determinan mediante el software MIDAS Civil.

$$\theta_{DC+DW} = 0.002058$$

$$\theta_{LL} = 0.000926 \text{ rad}$$

$$\theta_{apoyo} = \theta_{DC+DW} + \theta_{LL}$$

$$\theta_{apoyo} = 0.002984 \text{ rad}$$

Como  $\theta_{apoyo} < \theta_x \rightarrow$  Cumple

### 1.3.2 Estabilidad

Según el Numeral A.10.2.4.1-5 para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor valor de L/3 o W/3 para apoyos reforzados.

$$\frac{L}{3} = \frac{300}{3} = 100 \text{ mm}$$

$$\frac{W}{3} = \frac{350}{3} = 117 \text{ mm}$$

Como el espesor total del apoyo es de 480 mm, cumple con ambos requisitos.

### 1.3.3 Refuerzo

Según el Numeral A.10.2.3.1.6 la resistencia en kg/cm para refuerzos de acero no debe ser menor que:

$$300h_{ri} = 300(1) = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La resistencia por centímetro lineal está dada por el producto del espesor del material del refuerzo y el esfuerzo admisible. Se asume un esfuerzo admisible del acero igual a  $f_s=1700 \text{ kg/cm}^2$ .

Por lo tanto:

$$1700 * 0.2 = 340 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} > 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se verifica que el diseño propuesto inicialmente para el apoyo cumple con todas las verificaciones dadas por la norma.

**Apéndice C. Comparación de resultados de los modelos del puente realizados en MIDAS Civil y SAP2000.**

Periodos del puente			
Modo	SAP2000	MIDAS Civil	Error
1	0.8296	0.8284	0.1%
2	0.7941	0.7935	0.1%
3	0.6481	0.6477	0.1%
4	0.6424	0.6424	0.0%
5	0.4685	0.4680	0.1%
6	0.4352	0.4327	0.6%
Masas nodales			
Masa	SAP2000	MIDAS Civil	Error
Total	717.20	717.25	0.01%
Solicitaciones columna central			
Envolvente Grupo VII			
Reacción	SAP2000	MIDAS Civil	Error
Rx (kN)	196.1	198.6	1.3%
Ry (kN)	541.7	543.1	0.3%
Rz (kN)	1315.6	1314.8	0.1%
Solicitaciones pórtico			
Envolvente Grupo VII			
Reacción	SAP2000	MIDAS Civil	Error
Rx (kN)	1173.26	1166.20	0.6%
Ry (kN)	607.68	606.40	0.2%
Rz (kN)	1655.53	1641.20	0.9%
Desplazamientos			
Pórtico			
Dirección	SAP2000	MIDAS Civil	Error
DX (mm)	56.32	56.41	0.2%
DY (mm)	40.85	40.81	0.1%
Tablero			
Dirección	SAP2000	MIDAS Civil	Error
DX (mm)	71.92	71.49	0.6%
DY (mm)	62.07	62.08	0.0%