

Comparación de la Demanda Sísmica de Ductilidad entre los Códigos CCDSP-95 y
CCP-14 para la Pila Central de un Puente Viga-Losa

Manuel Felipe Cáceres Parra

Trabajo de Grado para Optar el Título de Ingeniero Civil

Director

Gustavo Chio Cho

PhD. en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Codirector

David Sebastián Cotes Prieto

MSc(c) en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander
Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas
Escuela de Ingeniería Civil
Bucaramanga

2020

Agradecimientos

A mis padres, por brindarme la oportunidad de estudiar

A los profesores Gustavo y José, por su confianza

A Luisa, por todo el apoyo durante mi carrera

A David, por sus enseñanzas e inspiración

Tabla de Contenido

Introducción	11
1. Objetivos	13
1.1 Objetivo General	13
1.2 Objetivos Específicos.....	13
2. Alcance.....	14
3. Metodología	15
3.1 Descripción del puente.....	15
3.1.1 Configuración estructural.....	15
3.1.2 Materiales.....	17
3.2 Análisis estructural.....	18
3.2.1 Modelado	18
3.2.2 Cargas gravitacionales	19
3.2.3 Carga sísmica.....	21
3.3 Diseño de la pila.....	24
3.3.1 Generalidades.....	24
3.3.2 Viga cabezal.....	26
3.3.3 Columna.....	28

3.4 Análisis no lineal.....	32
3.4.1 Modelo de elementos finitos.....	34
3.4.2 Asignación de materiales.....	35
3.4.3 Asignación de secciones de la pila.....	38
3.4.4 Convergencia del método numérico.....	38
4. Resultados y discusión.....	39
4.1 Análisis lineal.....	39
4.2 Análisis no lineal.....	43
5. Conclusiones.....	49
6. Recomendaciones.....	51
Referencias Bibliográficas.....	52
Apéndices.....	55

Lista de tablas

Tabla 1. Propiedades de los materiales	17
Tabla 2. Determinación del PAS mínimo	21
Tabla 3. Parámetros para los espectros de diseño	24
Tabla 4. Modos fundamentales del puente	40
Tabla 5. Comparación de la aceleración espectral	41
Tabla 6. Comparacion de fuerzas internas en la pila	42
Tabla 7. Comparación del porcentaje de deriva.....	42
Tabla 8. Demandas de desplazamiento	46
Tabla 9. Demandas de ductilidad.....	48

Lista de Figuras

Figura 1. Sección transversal del tablero	16
Figura 2. Vista longitudinal en alzado del puente.....	16
Figura 3. Modelo tipo grilla de la superestructura.....	18
Figura 4. Condiciones de borde del modelo	19
Figura 5. Camión de diseño de la norma CCDSP-95	20
Figura 6. Espectros sísmicos de aceleración.....	23
Figura 7. Pila del puente	25
Figura 8. Secciones efectivas de diseño para la viga cabezal.....	27
Figura 9. Detalle del refuerzo de la sección 1-1'	27
Figura 10. Despiece de la viga cabezal.....	28
Figura 11. Superficie de interacción P-M-M de la pila	30
Figura 12. Diagrama de interacción P-M-M en el plano de flexión para la sollicitación crítica... 30	
Figura 13. Sección de columna en zona confinada (a) y zona no confinada (b)	31
Figura 14. Despiece de la columna.....	32
Figura 15. Modelo del puente para el análisis no lineal	34
Figura 16. Modelo de shells de la pila	35
Figura 17. Tipos de concreto utilizados en la viga cabezal	36

Figura 18. Tipos de concreto utilizados en la columna	36
Figura 19. Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.....	37
Figura 20. Deformada del puente para el modo fundamental transversal	40
Figura 21. Curva de capacidad transversal global	44
Figura 22. Curva de capacidad longitudinal global	44
Figura 23. Curva de capacidad transversal local (pila).....	45
Figura 24. Curva de capacidad longitudinal local (pila).....	45

Lista de Apéndices

Apéndice A. Predimensionamiento del puente 55

Resumen

Título: Comparación de la Demanda Sísmica de Ductilidad entre los códigos CCDSP-95 y CCP-14 para la Pila Central de un Puente Viga-Losa*

Autor: Manuel Felipe Cáceres Parra**

Palabras Clave: Demanda de ductilidad, Demanda sísmica, Puentes, Puente viga-losa, Análisis no lineal

Descripción: La reglamentación del diseño de puentes en Colombia ha cambiado con los años y el creciente aumento de las probables solicitaciones sísmicas a las que se verán sometidos genera incertidumbre sobre el comportamiento de los puentes diseñados con la primera norma de diseño. A pesar de que ya se han realizado algunos estudios comparativos, la presente investigación propone abordar el problema desde una perspectiva de nivel de daño, comparando las demandas de ductilidad de los tres cambios en los sismos de diseño entre 1995 y el día de hoy. El análisis se realizó para un puente viga-losa hipotético representativo para aquellos construidos con el primer código en la ciudad de Bucaramanga. Un modelo 3D de elementos finitos fue elaborado con el fin de captar el comportamiento no lineal a nivel de la pila a través de un análisis *pushover*. Los resultados muestran que el sismo de diseño vigente, NSR-10 ajustado al diseño de puentes, es el más crítico, y aunque su demanda de ductilidad es considerablemente mayor que aquella para la que el puente fue diseñado, este se encuentra aún al 40% de su capacidad de desplazamiento.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho. PhD. en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Codirector: David Sebastián Cotes Prieto. MSc.(c) en Ingeniería Civil.

Abstract

Title: Seismic Ductility Demand Comparison Between the CCDSP-95 and CCP-14 codes for a slab-on-girder bridge central pier*

Author: Manuel Felipe Cáceres Parra**

Key Words: Ductility demand, Seismic demand, Bridges, Slab-on-girder bridge, nonlinear analysis

Description: Bridge design codes in Colombia have changed through the years and the increasing probably seismic demands generate uncertainty in the behavior of bridges designed under the first code. Even though some comparative studies have been carried out before, this research is aimed to address the problem in damage-level terms by comparing the seismic ductility demands for the three changes made between 1995 and today in the design earthquakes. A hypothetic slab-on-girder bridge representative for those designed with the first code in the city of Bucaramanga was studied. To catch the nonlinear behavior at the pier, a pushover analysis was developed on a finite element 3D model. Results show that the actual design earthquake, NSR-10 adjusted to bridges design, is the most critical and even if its ductility demand is higher than the expected in the design, the bridge is still under its 40% displacement capacity.

* Degree Work

** Physicomechanics Engineering Department. Civil Engineering School. Director: Gustavo Chio Cho. PhD. en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Codirector: David Sebastián Cotes Prieto. MSc.(c) in Civil Engineering.

Introducción

En el año 1995 fue establecida la primera normativa colombiana de diseño de puentes, conocida como el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95) (AIS, n.d.). Este código fue elaborado por el comité AIS-200 en convenio con el INVIAS y el Ministerio de Transporte, tomando como referencia las “*AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges*”, de 1992. Posteriormente, por medio de una resolución emitida en enero de 2015, el CCDSP-95 fue reemplazado por el Código Colombiano de Puentes (CCP-14) (INVIAS et al., 2014). Entre los cambios más relevantes se encuentra i) el paso de la filosofía de diseño LFD (*Load Factor Design*) a una LRFD (*Load Resistance Factor Design*); ii) las cargas vivas, donde ahora la carga de carril siempre está acompañada de un camión de diseño o un tándem, según corresponda; y iii) una actualización en los espectros de diseño y mapas de microzonificación sísmica.

Los espectros de diseño son utilizados en los códigos para cuantificar las solicitaciones sísmicas. Por medio de estos se logra determinar la demanda de desplazamiento, velocidad o aceleración a la que será solicitada la estructura ante la ocurrencia del sismo de diseño. Debido a los cambios en el CCP-14, para este aspecto surge el interrogante de qué tanto aumenta la demanda con el sismo de diseño actualizado y si esto en realidad compromete la integridad de los puentes preparados para resistir el anterior evento de diseño. Algunos estudios realizados han abordado esta problemática por medio de análisis comparativos en términos de diseño para las dos normativas, y han reportado aumentos en las fuerzas de diseño (ANI, 2015; Pino, 2017; Salguero, 2017). No obstante, en términos de desempeño o nivel de daño, a la fecha no se ha realizado mucha investigación en el tema.

En 2016 a través de una comunicación emitida por el Ministerio de Transporte colombiano (*Carta del Servicio Geológico Colombiano SGC y respuesta por parte de la Asociación de Ingeniería AIS; Código Colombiano de Puentes CCP-14, 2016*), se requiere revisar los diseños de puentes realizados con el CCP-14, según el espectro del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente ajustado al diseño de puentes (NSR-10*). Esto se debe a que, al parecer, el espectro estipulado en el CCP-14 representaba niveles de amenaza inferiores a los esperados para su periodo de retorno asociado (975 años).

Esta investigación tiene como objeto comparar el estado de daño de los puentes construidos bajo las especificaciones sísmicas del CCDSP-95, con aquel generado debido a las posteriores actualizaciones en los requerimientos sísmicos (i.e. CCP-14 y NSR-10*). Además, busca sentar una base metodológica en la etapa de análisis estructural para realizar estudios de vulnerabilidad en la ciudad de Bucaramanga.

Para cumplir estos objetivos, se determinará un estimativo del estado de daño en un puente viga-losa hipotético diseñado con el CCDSP-95, característico en Bucaramanga para la época en vigencia de este código. Esto será realizado por medio de la integración de las curvas de capacidad, obtenidas de un análisis estático no lineal (*pushover*) del modelo numérico del puente, contemplando únicamente la no linealidad material de la pila y los apoyos elastoméricos; y la comparación entre las demandas sísmicas de ductilidad, definidas como la relación entre la demanda de desplazamiento a la que se verá solicitado el puente para los sismos de diseño de las tres normativas, y el desplazamiento para el cual el sistema entra en fluencia.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Comparar la demanda sísmica de ductilidad para los códigos CCDSP-95 y CCP-14 en la pila central de un puente viga-losa diseñado con el código CCDSP-95 a través de la integración de los resultados de un análisis no lineal *Pushover* y los espectros de solicitaciones sísmicas.

1.2 Objetivos Específicos

- Determinar la demanda sísmica de desplazamientos y fuerzas internas del puente para los códigos CCDSP-95 y CCP-14 con base en un análisis dinámico lineal espectral.
- Diseñar la pila central del puente construido en concreto reforzado, siguiendo las respectivas especificaciones de la norma CCDSP-95.
- Determinar la demanda sísmica de ductilidad del puente para los códigos CCDSP-95 y CCP-14 utilizando las curvas de capacidad obtenidas de un análisis no lineal *Pushover*.

2. Alcance

Este proyecto de investigación propone analizar un puente construido y diseñado bajo los requerimientos del código CCDSP-95. Debido a que se busca que este sea representativo en Colombia para el periodo comprendido entre 1995 y el 2013, será de concreto reforzado con tipología estructural viga-losa. La superestructura, con sección rectangular para sus vigas, no tendrá esviaje y se encontrará simplemente apoyada sobre materiales elastoméricos. Además, contará con dos vanos y una pila central de tipo martillo con sección no prismática. Se considerará la pila empotrada en su base.

El diseño y detallado solo será realizado para la pila central, pues en este tipo de puentes es considerada como uno de los elementos principales de resistencia sísmica. A pesar de que para las pilas de tipología martillo suele recomendarse un diseño por el método puntal tensor en la literatura, se realizará un diseño convencional considerando las hipótesis de Navier y el modelo de resistencia seccional de Whitney.

Para el análisis no lineal únicamente se tendrá en cuenta la pila. Además, se utilizará el método estático de plastificación progresiva *Pushover* en un modelo de plastificación distribuida. Se utilizarán elementos finitos tipo *Shell* (dos dimensiones) y se considerarán los criterios de falla y modelos constitutivos adecuados y disponibles en la biblioteca del software donde se realice el análisis.

3. Metodología

3.1 Descripción del puente

Debido al alcance del proyecto y a que el puente objeto de estudio debe ser representativo para aquellos diseñados con el CCDSP-95, las dimensiones, materiales y demás características son propuestas de acuerdo con recomendaciones encontradas en la literatura (Trujillo, 2009; Vallecilla, 2006) y valores típicos en Bucaramanga para la época en que este código estaba vigente (i.e. 1995-2014) (Ortiz & Rugeles, 2002). Estas dimensiones se encuentran en el [apéndice X](#).

3.1.1 Configuración estructural

La superestructura del puente está compuesta por vigas longitudinales rectangulares, riostras y un tablero, como muestra la Figura 1. Su ángulo de esviaje es nulo y se encuentra simplemente apoyada sobre dos estribos y una pila tipo martillo de sección no prismática. La determinación del gálibo, longitudes de asiento, sección vial y el diseño de los apoyos elastoméricos, entre otros, fue realizada con base en el CCDSP-95 y el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (INVIAS, 2008).

- En cuanto a la tipología estructural del puente, esta se definió como viga-losa pues es lo usual para puentes de luces cortas. A pesar de que incluso es más común encontrar puentes de una luz para esta época, el puente de esta investigación contará con dos luces de 20 m cada una (Figura 2). Lo anterior se debe a que el objeto del estudio es determinar las demandas sísmicas en la pila pues allí se presentará el mecanismo de disipación de energía

del sistema, y para puentes de una luz: i) no se necesita una pila o apoyo intermedio y ii) los códigos no exigen contemplar el evento sísmico en su diseño.

Figura 1.

Sección transversal del tablero

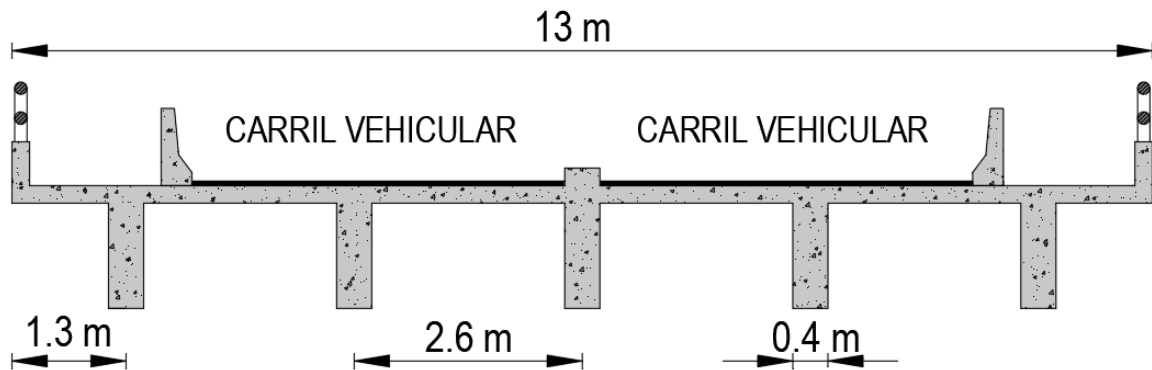
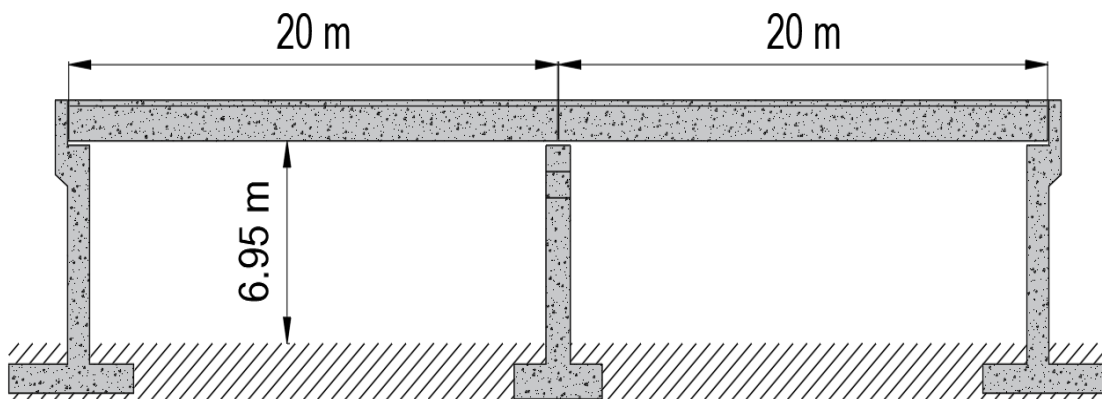


Figura 2.

Vista longitudinal del puente



3.1.2 Materiales

Según una clasificación realizada en 2004 sobre los materiales de construcción empleados en los puentes colombianos, se encontró que el 64% de estos eran de concreto reforzado (Muñoz & Valbuena, 2007). Por lo tanto, para todos los elementos estructurales del puente se estipuló que se utilizaría un concreto de resistencia f'_c , módulo de elasticidad E_c , de peso específico γ_c ; reforzado con acero de esfuerzo de fluencia f_y , y módulo de elasticidad E_s (Tabla 1). El diseño de los apoyos elastoméricos fue realizado según las especificaciones del CCDSP-95 y las rigideces fueron calculadas como un sistema en serie teniendo en cuenta la contribución de las capas de acero y del elastómero (neopreno).

Tabla 1.

Propiedades de los materiales.

Material	Propiedad	Valor
Concreto	f'_c	28 MPa
	E_c	27544 MPa
	γ_c	24 kN/m ³
Acero de refuerzo	f_y	420 MPa
	E_s	200000 MPa
Apoyo elastomérico	Rigidez axial	918429 kN/m
	Rigidez transversal	3675 kN/m

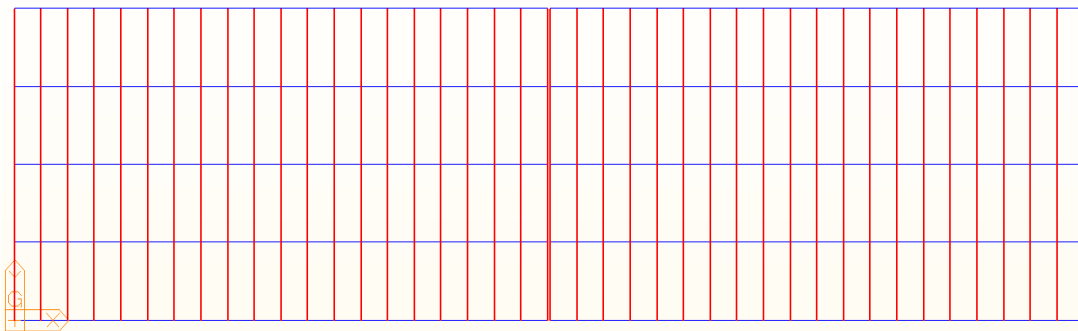
3.2 Análisis estructural

3.2.1 Modelado

El modelo numérico y su respectivo análisis fue realizado en MIDAS Civil (MIDAS, 2020), un software de elementos finitos especializado en el modelamiento, análisis estructural y diseño de puentes. Para captar el comportamiento lineal, se utilizaron elementos finitos de tipo *barra* y *link*. La superestructura fue representada por medio de un modelo de barras tipo grilla (Figura 3), compuesto por las vigas longitudinales, riostras, y por unas vigas transversales ficticias, cuya función es representar la rigidez del tablero y conectar las vigas longitudinales entre sí (Théoret et al., 2012). De los elementos de la subestructura, la pila fue modelada con barras que tuvieran cuenta la variación en longitud de la sección transversal.

Figura 3.

Modelo tipo grilla de la superestructura.



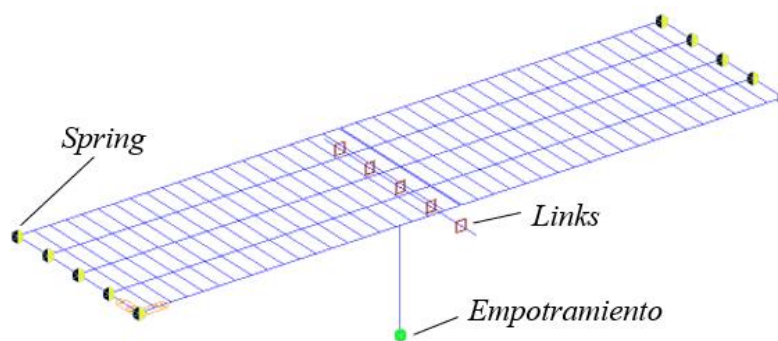
Nota. Elementos azules representan las vigas longitudinales, y rojos las vigas transversales

Por otra parte, elementos como la cimentación, estribos y apoyos elastoméricos se representaron en las condiciones de borde del modelo (Figura 4). Para la cimentación de la pila no se contempló la interacción suelo estructura, es decir, se empotró en su base. Los apoyos en los estribos se representaron a través de soportes tipo *spring*, cuyas rigideces corresponden a las de los apoyos elastoméricos diseñados. Asimismo, las propiedades de rigidez de los apoyos elastoméricos ubicados sobre la pila fueron asignadas al modelo (ver Tabla 1), pero en este caso por medio de *links*.

Como técnica de modelado y con el fin de contemplar la reducción en la rigidez de la pila al verse sometida a eventos sísmicos, fue reducida la rigidez de la pila en un 50%, tal como se recomienda en (INVIAS et al., 2014).

Figura 4.

Condiciones de borde del modelo.



3.2.2 Cargas gravitacionales

- Las cargas gravitacionales son aquellas fuerzas ejercidas sobre la estructura debido a la gravedad, y fueron tenidas en cuenta por medio de un análisis estático lineal. Las cargas

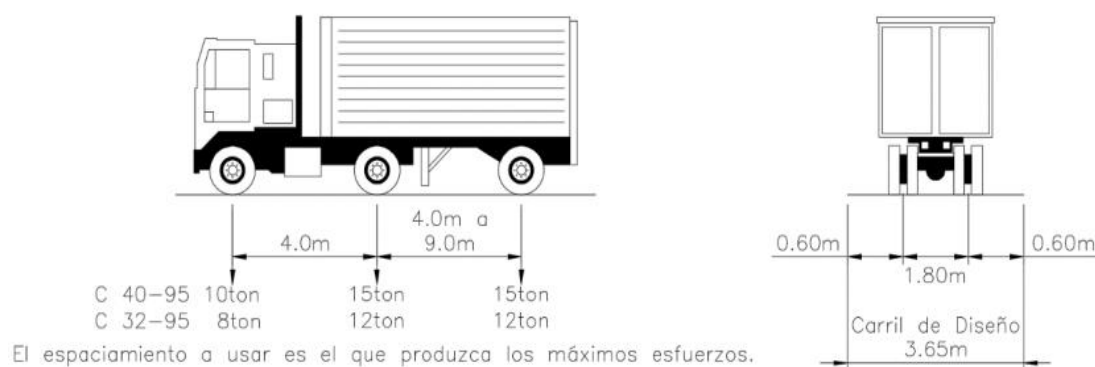
contempladas se clasificaron en dos grupos: muertas y vivas. El primer grupo se refiere a aquellas solicitaciones permanentes a lo largo de la vida del puente, mientras que el segundo hace referencia a aquellas que se presentan de manera transitoria (i.e. vehiculares y peatonales).

- El software tuvo en cuenta automáticamente las cargas muertas correspondientes al peso propio de la estructura. Para las riostras, capa de rodadura, barandas peatonales y vehiculares el peso se calculó manualmente y se asignó por medio de anchos aferentes a cada una de las vigas longitudinales.

En el código CCDSP-95 se estipula un valor de carga viva peatonal por unidad de área, la cual se asignó como una carga distribuida en longitud para las vigas de acuerdo con su ancho aferente. Con el fin de realizar el análisis de líneas de influencia, se definieron dos carriles de diseño y en cada uno se asignó, siguiendo las especificaciones del código, el camión de diseño C40-95 (Figura 5) y su factor de incremento dinámico del 27%.

Figura 5.

Camión de diseño de la norma CCDSP-95.



Nota. Tomado de (Salguero, 2017).

Según una clasificación realizada en 2004 sobre los materiales de construcción empleados en los puentes colombianos, se encontró que el 64% de estos eran de concreto reforzado (Muñoz & Valbuena, 2007). Por lo tanto, para todos los elementos estructurales del puente se estipuló que se utilizaría un concreto

3.2.3 Carga sísmica

- De acuerdo con el código CCDSP-95, los puentes deben diseñarse para resistir un sismo cuya probabilidad de excedencia es del 10% en 50 años. Dependiendo de la categoría de comportamiento sísmico (CCS), la irregularidad y el número de luces del puente, se exige un mínimo un grado de detalle en el procedimiento de análisis sísmico (PAS).
- Según los parámetros consignados en la Tabla 2, se exige como mínimo el procedimiento del método espectral unimodal (PAS-1). No obstante, el análisis sísmico fue realizado por el método espectral multimodal (PAS-2), ya que podía realizarse en el software y además obtener respuestas más precisas sin afectar el costo computacional.
-

Tabla 2.

Determinación del PAS mínimo.

Características del puente	
Ubicación	Bucaramanga
Coefficiente de aceleración (A)	0.25
Importancia	III
CCS	C
Regular con múltiples luces	Sí
PAS	1 (mínimo)

3.2.3.1 Método modal espectral

- El método modal espectral es un análisis de tipo dinámico lineal que determina la respuesta de la estructura basándose en su sollicitación sísmica (ver sección 3.3.2), y en sus características dinámicas, también conocidas como modos de vibración. Los modos de vibración están relacionados con la rigidez y masa de la estructura, y corresponden a los vectores propios de la ecuación característica de movimiento, generalmente suponiendo que esta no posee amortiguamiento y se encuentra en vibración libre (Maldonado & Chio, 2004). Para obtener una solución a todas las ecuaciones de movimiento, un sistema de múltiples grados de libertad debe desacoplarse en n -sistemas de 1GDL, donde n es el número de modos de vibración.
- Las respuestas obtenidas por medio de este método, en el caso de un sismo, corresponden a los valores máximos durante el evento para cada uno de los modos, y debido a que estos no ocurren necesariamente en el mismo instante, deben combinarse adecuadamente (Maldonado & Chio, 2004). Para esta investigación se utilizó la combinación de respuesta modal CQC (*Complete Quadratic Combination*), y de acuerdo con el numeral A.3.5.7.4 del CCDSP-95, un total de 25 modos vibración para las direcciones longitudinal y transversal del puente. Estos parámetros fueron ingresados al modelo numérico junto con el espectro de diseño y un modelo de masa concentrada en los nodos, tomando únicamente la masa proveniente de las cargas muertas.

-

3.2.3.2 Espectro de diseño

- El método modal espectral calcula las respuestas de una estructura ante una acción sísmica, la cual es definida por los códigos de diseño como un espectro de sollicitaciones que puede representar la aceleración, velocidad o desplazamiento máximo, según corresponda, a la que se vería sometida la estructura para cada uno de sus modos, en función de su

respectivo periodo de vibración (T) y un amortiguamiento definido del 5% (AIS, n.d.; INVIAS et al., 2014).

- Para construir el espectro de diseño, es necesario definir algunas características del puente y del sitio en que se encuentra ubicado. Estos parámetros serán definidos teniendo en cuenta, como ya se justificó antes, que el puente en cuestión buscó ser representativo para la ciudad de Bucaramanga en la época.
- Con el fin de percibir el cambio de las solicitaciones sísmicas de diseño entre 1995 y el día de hoy, en la Figura 6 se presenta no solo el espectro con que fue diseñado el puente (i.e. CCDSP-95), sino también el del CCP-14 y la NSR-10 ajustado para puentes, justo como se expone en la sección 1 de este documento. La línea vertical punteada corresponde aproximadamente a los periodos para los que vibra el mayor porcentaje de masa modal (i.e. periodo fundamental) en sentido longitudinal y transversal del puente. Los parámetros utilizados en la construcción de los espectros son presentados en la Tabla 3.

Figura 6.

Espectros sísmicos de aceleración.

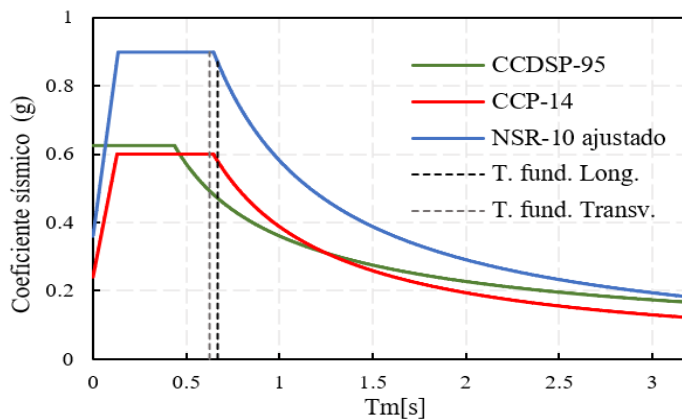


Tabla 3.*Parámetros para los espectros de diseño.*

	CCDSP-95	CCP-14	NSR-10*
Factores de aceleración	A = 0.25	PGA = 0.2	-
		S _S = 0.5	A _a = 0.25
		S ₁ = 0.25	A _v = 0.25
Suelo	Perfil S2	Perfil C	Perfil C
	S = 1.2	F _{PGA} = 1.2	-
		F _a = 1.2	F _a = 1.15
	F _v = 1.55	F _v = 1.55	
Periodos límite	-	T ₀ = 0.129 s	T ₀ = 0.135 s
	T _s = 0.437 s	T _s = 0.646 s	T _c = 0.647 s
Importancia	Otros	Otros	III

3.3 Diseño de la pila

-

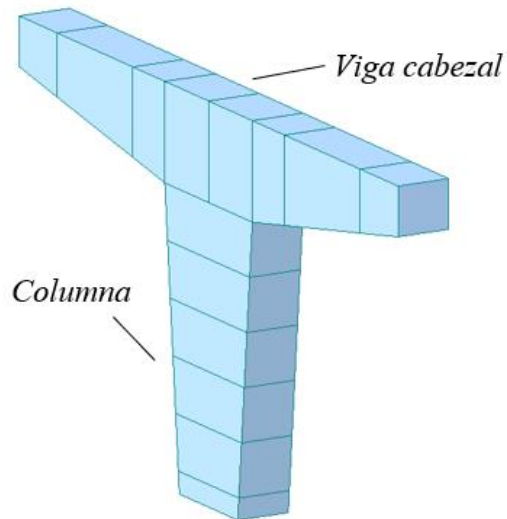
3.3.1 Generalidades

-

- Para cumplir el objetivo de esta investigación, como insumo del análisis no lineal es fundamental conocer el detallado del refuerzo de la estructura. Debido a la tipología del puente y el diseño por capacidad protegida según el CCDSP-95 para la superestructura, el comportamiento no lineal ocurrirá principalmente en la base de la pila, por lo que solo es necesario conocer el refuerzo en este elemento para estimarlo. Para conocer el detalle del refuerzo, se realizará su diseño según el código CCDSP-95, pues como ya se mencionó en la sección 1, el puente es una estructura hipotética.

Figura 7.

Pila del puente.



•
Nota. Tomado de MIDAS Civil.

- La pila es de tipología martillo y está compuesta por una viga cabezal y una columna, ambas de sección no prismática (Figura 7). A pesar de la variación en sus dimensiones, se realizó su diseño de acuerdo con la teoría seccional clásica de concreto reforzado. No obstante, para evitar una posible subestimación en la resistencia se definieron unas secciones críticas de dimensiones reducidas para la viga cabezal y la columna (Balduzzi et al., 2016), tal como se explica en la siguiente sección.
- En el numeral A.3.12 del CCDSP-95 se estipulan las combinaciones de cargas para el diseño y sus respectivos factores. Para el diseño de la pila se tuvieron en cuenta las combinaciones IA (1) y VII (2), las cuales fueron ingresadas a MIDAS Civil en análisis lineal. D , $L+I$ y EQ corresponden a las sollicitaciones por carga muerta, carga viva más impacto, y carga sísmica, respectivamente.

$$1.3 * [D + 2.22 * (L + I)] \quad 1)$$

•

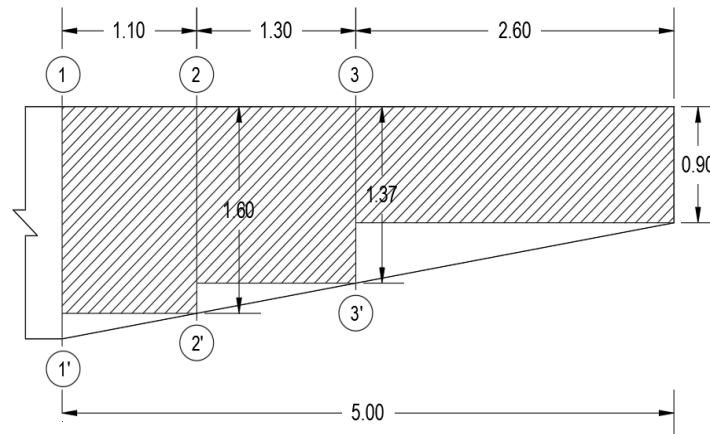
$$D + EQ \quad 2$$

•

3.3.2 *Viga cabeza*

- Este elemento fue diseñado para tres secciones críticas a lo largo del voladizo, considerando una profundidad efectiva de viga tal como se representa en la Figura 8 por medio del achurado. La ubicación de las secciones se determinó teniendo en cuenta el diagrama de momentos del voladizo. Cabe destacar que esta consideración subestima en gran parte la capacidad a compresión del concreto a momento negativo, pues desprecia una porción de este entre las secciones. No obstante, el diseño se realizó de esta manera ya que la hipótesis de Whitney asume los esfuerzos de manera perpendicular a la sección, y al no cumplirse esto en elementos no prismáticos (Balduzzi et al., 2016), tener en cuenta toda la profundidad de la viga podría llevar a sobrestimar su resistencia a flexión.

Figura 8.
Secciones efectivas de diseño para la viga cabezal



El diseño se realizó teniendo en cuenta los requerimientos de resistencia y funcionamiento del código CCDSP-95. Las cargas gravitacionales fueron las que controlaron el diseño, es decir, la combinación (1) regía. En la Figura 9 se presenta el detalle de la sección 1-1', ubicada en la cara del apoyo y con la mayor sollicitación a flexión de la viga, mientras en la Figura 10 se presenta el despiece del refuerzo a flexión y a cortante del elemento.

Figura 9.

Detalle de refuerzo de la sección 1-1'.

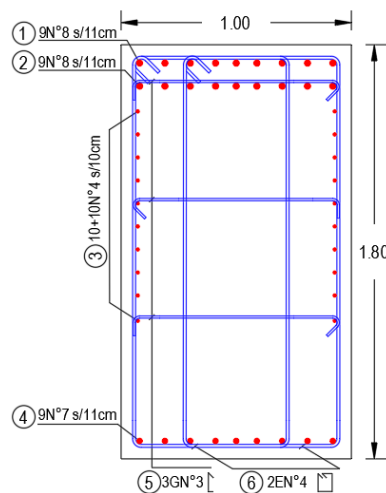
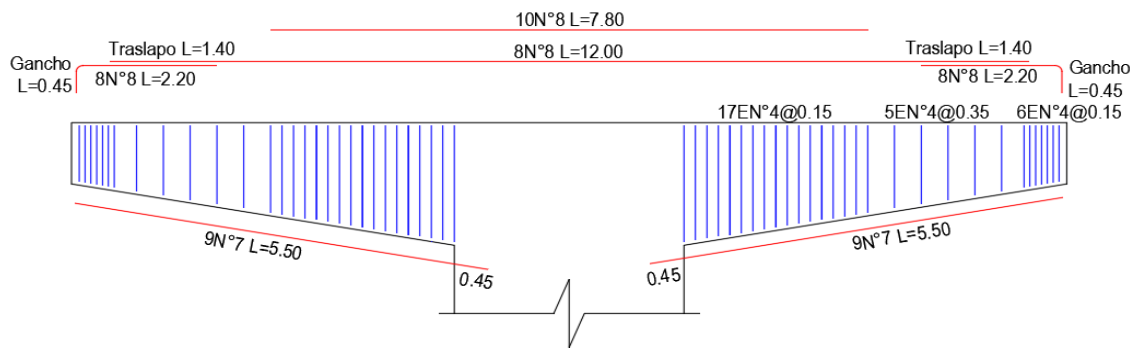


Figura 10.*Despiece de la viga cabezal.*

Nota. Dimensiones en metros.

3.3.3 Columna

De acuerdo con el CCDSP-95, una pila puede considerarse como columna o pilar en el diseño dependiendo de una relación de aspecto calculada para cada dirección (i.e. longitudinal o transversal). Según lo anterior, la pila del puente deberá diseñarse como una columna para ambas direcciones. Las fuerzas de diseño utilizadas serán aquellas provenientes de dividir las fuerzas elásticas del análisis dinámico (ver sección 3.3) en el coeficiente de modificación de respuesta (R) correspondiente. Según el numeral A.3.5.13.3, para los momentos y carga axial el coeficiente de modificación se tomará de la tabla A.3.5-3 (R=3), mientras que para las fuerzas cortantes se debe tomar igual a la unidad (R=1).

En el diseño se asumió una sección efectiva de dimensiones constantes a lo largo de la columna de 2 m x 1 m, con la cuantía de refuerzo longitudinal mínima según el código (0.01Ag). Para las zonas no contempladas en el cálculo de la resistencia, se suministró el acero mínimo. De acuerdo con el artículo A.7.8.8, a falta de un análisis de segundo orden, los momentos de diseño

de elementos sometidos a compresión y flexión que no cumplan con el criterio de esbeltez deberán ser amplificado. Con base en esto, los momentos de la columna actuantes en la dirección transversal del puente fueron amplificados.

Debido a que la columna se encuentra solicitada a cargas axiales y flexión biaxial, su diseño debe comprender la interacción simultánea entre estos efectos. Lo anterior se representa por medio un diagrama de interacción de carga axial y momentos flectores en ambas direcciones P-M-M, en donde la superficie de falla es controlada por el aplastamiento del concreto y por una carga axial límite que contempla el efecto de las cargas aplicadas a largo plazo sobre la resistencia del concreto. En la Figura 11 se presenta la superficie de interacción de la columna, donde la combinación de diseño crítica representa el 67.3% de la capacidad total. Asimismo, el plano de falla para esta combinación es representado en la Figura 12. El momento alrededor del eje Z es sobre el eje fuerte de la sección y el Y sobre el eje débil. Los diagramas fueron calculados automáticamente en MIDAS Civil, luego de introducir los respectivos coeficientes de reducción de resistencia según los requisitos sísmicos del CCDSP-95.

Figura 11.

Superficie de interacción P-M-M de la pila.

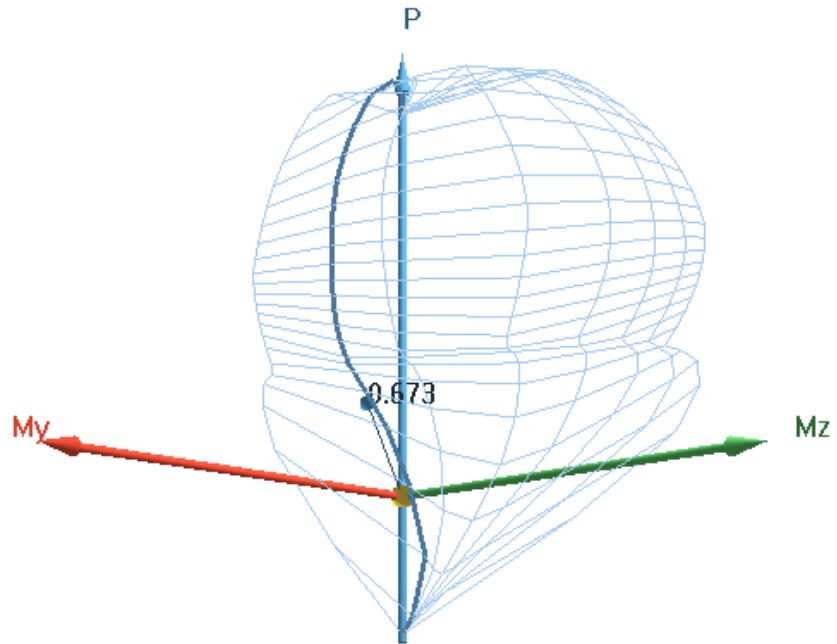
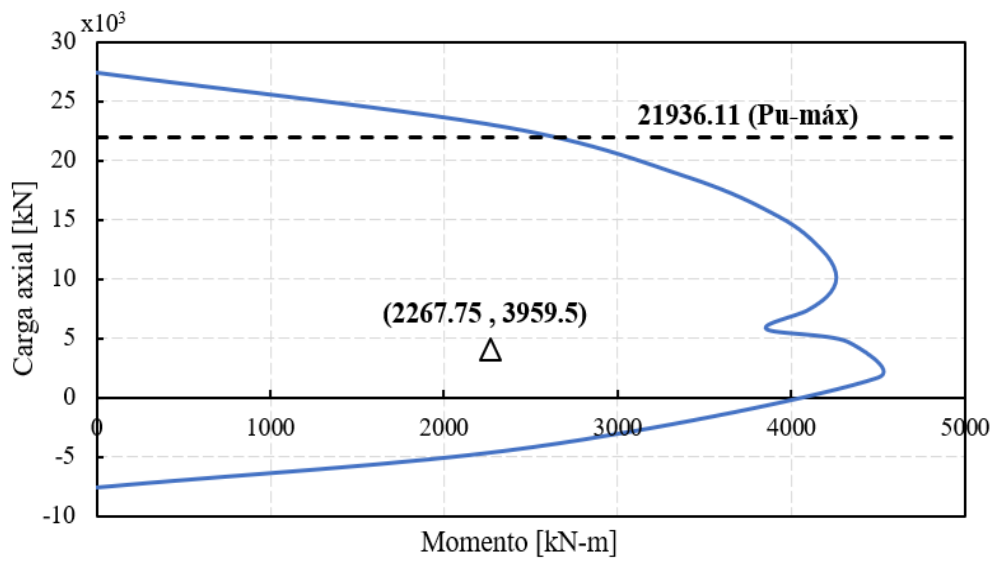


Figura 12.

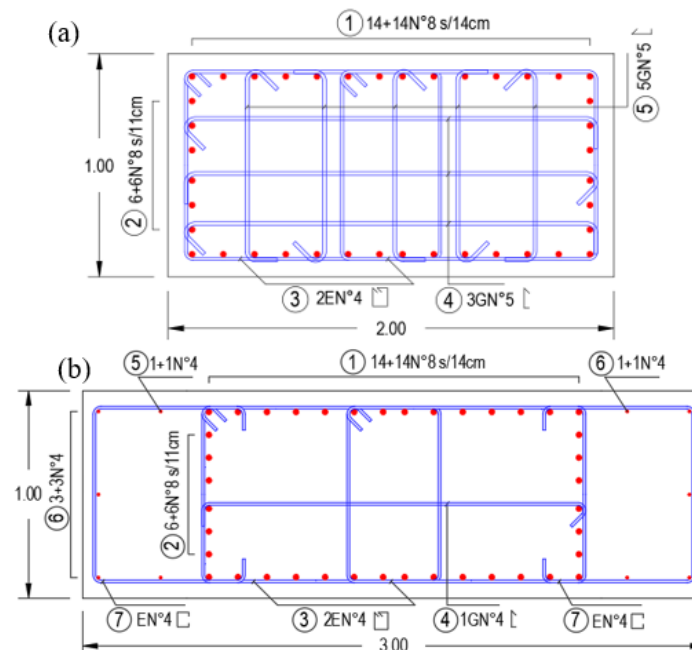
Diagrama de interacción P-M-M en el plano de flexión para la sollicitación crítica.



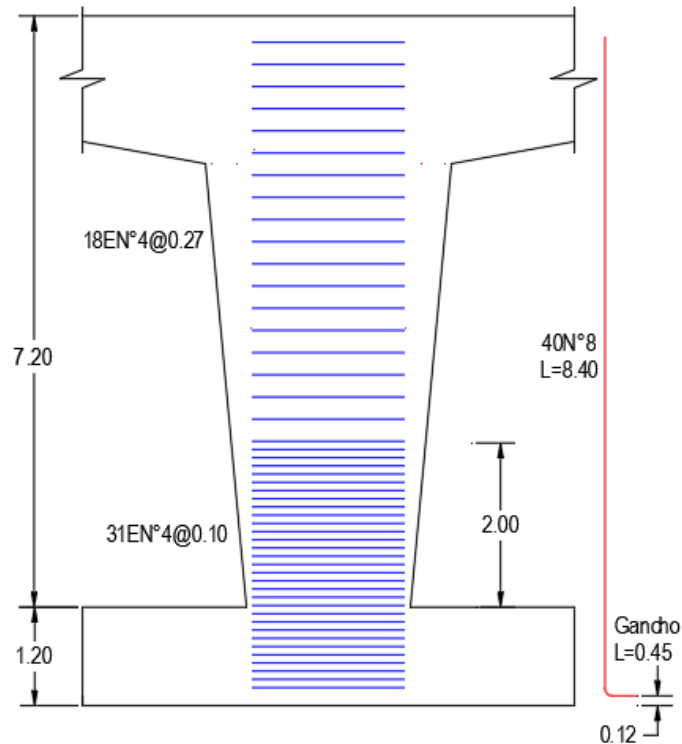
Según los requisitos sísmicos estipulados en el código, la pila del puente deberá ser diseñada para permitir la aparición de rótulas plásticas. De acuerdo con estos requisitos, se debe suministrar cierta cantidad de refuerzo transversal en donde se espera que ocurra la rotulación plástica (i.e. zona de confinamiento) para garantizar su adecuado comportamiento (Figura 13-a). Debido a la tipología de la pila, este mecanismo de disipación de energía se presentará en la base. Para la parte no confinada, la cantidad de refuerzo transversal se suministró según el diseño a cortante estipulado en el CCDSP-95 (Figura 13-b). Para la conexión entre la viga cabezal y la columna se realizó el respectivo chequeo y no fue necesario suministrar refuerzo transversal vertical ni en la otra dirección. El despiece del acero de refuerzo longitudinal y transversal de la columna es presentado en la Figura 14.

Figura 13.

Sección de columna en zona confinada (a) y no confinada (b).



Nota. Medidas en metros.

Figura 14.*Despiece de la columna.*

Nota. Medidas en metros.

3.4 Análisis no lineal

El análisis no lineal es un método utilizado para captar con un mayor grado de precisión el comportamiento de un sistema, teniendo en cuenta el uso de sus reservas de resistencia (Karnovsky & Lebed, 2010). Lo anterior es logrado incorporando la no linealidad de sus propiedades a lo largo de un análisis iterativo por medio de un método numérico. En estructuras, existen esencialmente dos tipos de no linealidad: geométrica y material. La no linealidad geométrica tiene en cuenta la configuración deformada para la solución de las ecuaciones de equilibrio y los términos completos del tensor de deformaciones (Sönnerrind, n.d.). Por otra parte, la no linealidad material contempla

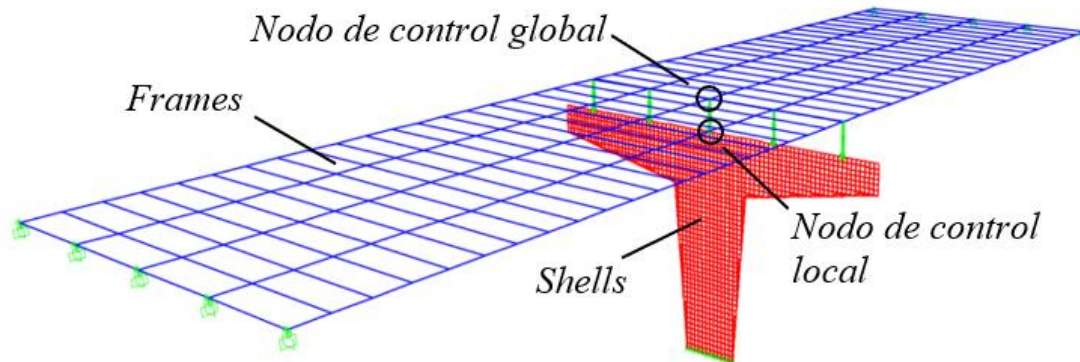
el cambio en la relación constitutiva entre esfuerzos y deformaciones en el material, a medida que aumenta el nivel de carga (Di Rado, 2006).

Para este tipo de análisis, el modelo matemático se elaboró en el software SAP2000 (Computers and Structures Inc., 2019) ya que este permite ingresar los modelos constitutivos de los materiales punto a punto por el usuario. El análisis no lineal solo tuvo en cuenta la no linealidad material y se realizó únicamente para la pila, ya que se espera que en esta sea donde ocurra el comportamiento no lineal (rotula plástica) ante un evento sísmico. Además, se despreció el efecto de las propiedades dependientes del tiempo para los materiales.

El método utilizado en el análisis no lineal para ambas direcciones fue el método estático de plastificación progresiva, también conocido como *pushover*. Los resultados de este método son presentados usualmente en una gráfica conocida como curva de capacidad, que representa la relación entre la fuerza aplicada global o localmente, según corresponda, y el desplazamiento del punto monitoreado en el sistema. Para obtener resultados a nivel global (puente) se monitoreó un nodo en la superestructura, mientras que a nivel local (pila) en el centro superior de la viga cabezal (Figura 15). En cuanto al patrón de carga lateral, se utilizó uno que siguiera la distribución de fuerzas obtenida del análisis modal, para el modo fundamental según la dirección de análisis.

Figura 15.

Modelo del puente para el análisis no lineal.

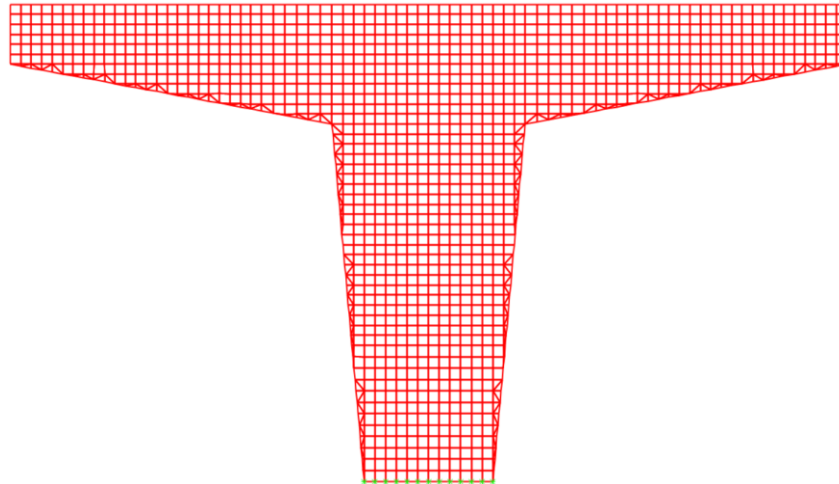


3.4.1 Modelo de elementos finitos

La superestructura del puente fue modelada con elementos finitos de tipo *barra* elásticos y se incorporó la no linealidad de los apoyos elastoméricos por medio de elementos tipo *link*, en donde se consideró que el neopreno falla a una deformación unitaria a cortante del 400%. Para representar el comportamiento de la pila, siendo este un elemento no prismático, se utilizó un modelo numérico de elementos finitos de área que contemplaran el comportamiento dentro y fuera del plano. En el software SAP2000 estos elementos son conocidos como tipo *shell* y están formulados bajo la hipótesis de Reissner-Mindlin, es decir, tienen en cuenta la deformación a cortante. Luego de realizar un análisis de convergencia, en el enmallado se definió un tamaño mínimo de 15 cm para los *shells* rectangulares (Figura 16). Adicionalmente, para acoplarse a la geometría de la pila, se utilizaron *shells* triangulares en vez de trapezoidales debido a su simplicidad en la formulación matemática (Ezeh & Enem, 2012).

Figura 16.

Modelo de shells de la pila.



Nota. Tomado de SAP2000.

3.4.2 Asignación de materiales

3.4.2.1 Concreto

- El modelo constitutivo implementado fue el propuesto por Mander para el concreto confinado y no confinado (Mander et al., 1989). Se definieron 6 curvas de esfuerzo-deformación según los distintos tipos de confinamiento presentes en la pila, donde 3 corresponden a las secciones de la viga cabezal (sección 2.3.2), 2 para la columna (sección 2.3.3), y una para el concreto no confinado. Estas curvas son presentadas en las figuras 17 y 18, donde los valores positivos corresponden a compresión, mientras que los negativos a tracción. La resistencia a la compresión confinada se define como f'_{cc} y la resistencia a la tracción como f_r . En cuanto a la resistencia a la compresión no confinada esperada del concreto f'_{ce} , se asumió como 1.3 veces el valor de la resistencia a la compresión no

confinada f'_{co} , tal como se estipula las especificaciones de diseño sísmico AASHTO (AASHTO, 2011).

Figura 17.

Tipos de concreto utilizados en la viga cabezal.

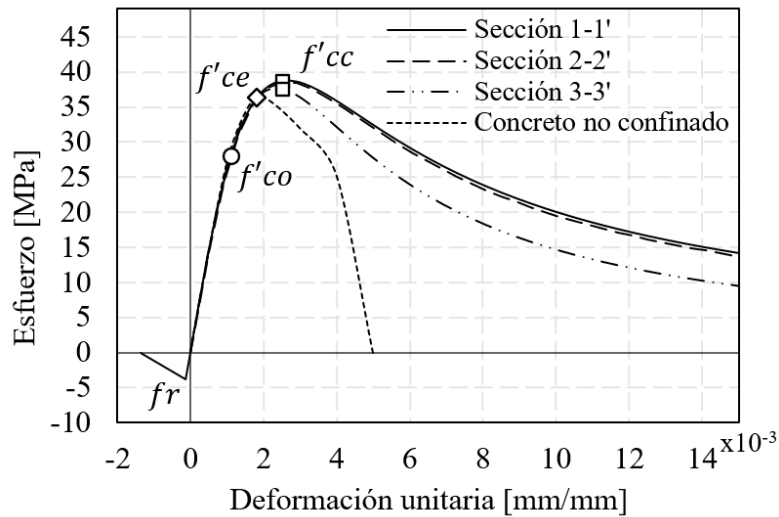
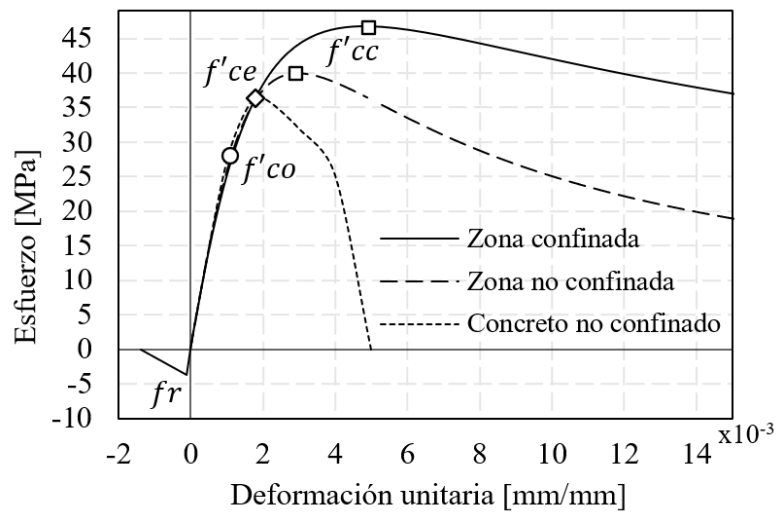


Figura 18.

Tipos de concreto utilizados en la columna.

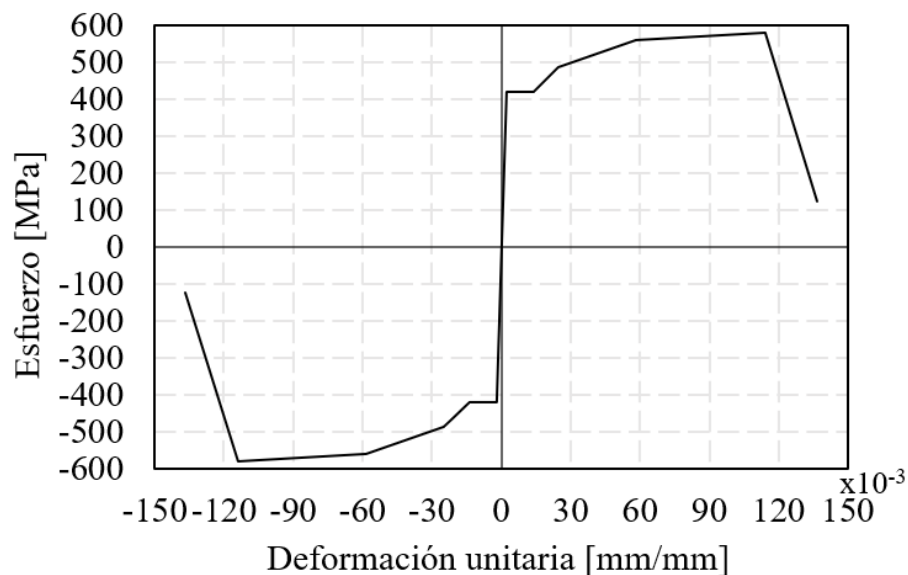


3.4.2.2 Acero de refuerzo

Para incorporar el comportamiento del acero de refuerzo se utilizó el modelo de Park (Park & Paulay, 1975), tomando como valores de entrada aquellos obtenidos de un estudio estadístico de las propiedades mecánicas del acero, realizado en el 2004 en Colombia (González et al., 2005). En la Figura 19 se presenta la curva esfuerzo-deformación del acero, donde la deformación de fluencia es $\epsilon_y = 0.021 \text{ mm/mm}$, el esfuerzo de fluencia $f_y = 420 \text{ MPa}$, la deformación al inicio de la zona de endurecimiento por deformación $\epsilon_{sh} = 0.0138 \text{ mm/mm}$, la deformación asociada al esfuerzo último $\epsilon_u = 0.1141 \text{ mm/mm}$ y el esfuerzo máximo $f_u = 580 \text{ MPa}$.

Figura 19.

Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo



3.4.3 Asignación de secciones de la pila

Para cada elemento *shell* del modelo de la pila se utilizó un modelo de capas (i.e. *shell layered-nonlinear*). La ventaja de trabajar con este tipo de secciones es que permiten considerar los materiales presentes, su ubicación, cantidad, componentes del comportamiento no lineal y número de puntos de integración. Se definieron en total 5 secciones para representar el refuerzo de la viga, y 4 para el de la columna. En las secciones de la pila no consideradas como efectivas para el cálculo de resistencia (ver sección 4.3), se despreció la contribución del acero y se asumió el concreto como no confinado.

3.4.4 Convergencia del método numérico

Con el fin de corroborar la validez del modelo y los parámetros del método numérico se realizó un análisis de convergencia. Un total de 10 modelos fueron ejecutados con una tolerancia del 5% para la convergencia del método iterativo utilizado en el software SAP2000 (Newton-Raphson), y variando algunos parámetros de este como el desplazamiento objetivo, el tamaño y los límites cada paso. Luego de esto se encontró que, para un paso de 0.057 mm, el modelo representaba suficientemente bien el comportamiento de la estructura, con un tiempo de cómputo de aproximadamente dos horas en el cálculo de las curvas de capacidad de ambas direcciones. Adicional al análisis de convergencia, se realizó un cálculo manual para la columna de la pila asumiendo una sección constante. Los resultados mostraron que la tendencia de las curvas para ambas direcciones era bastante aproximada.

4. Resultados y discusión

Debido a los tres cambios realizados en las solicitaciones sísmicas colombianas desde 1995 hasta el día de hoy, resulta útil compararlas desde diferentes perspectivas. En la sección 6.1 se presentan algunos resultados del análisis lineal, y se realizan comparaciones en términos de deriva y de las solicitaciones del puente para su diseño por el método de fuerzas. Por otra parte, un primer estimativo para cuantificar el estado de daño a nivel global (puente) y local (pila) de la estructura es realizado en la sección 6.2, integrando los resultados del análisis no lineal y los tres espectros de diseño para ambas direcciones, por medio del cálculo de demandas desplazamiento y ductilidad.

4.1 Análisis lineal

En la Tabla 4 se presentan las características de los modos de vibración fundamentales para la dirección longitudinal y transversal. Entre las formas modales calculadas, la 1 y 2 se definieron como las principales pues tenían el mayor porcentaje de masa efectiva vibrando en su dirección. En la Figura 20 se observa un comportamiento simétrico entre luces para el modo fundamental transversal, lo que también ocurre en las reacciones de los apoyos, y de la misma manera para el modo fundamental longitudinal. Este comportamiento es congruente con el modelo numérico y lo que este busca representar, pues en cuanto a la asignación de masa y rigidez, en ambas direcciones el puente es simétrico.

Una primera comparación es presentada en la Tabla 5 en términos de la aceleración espectral como fracción de la gravedad. Como se observa en los resultados, para el CCP-14 estas

aceleraciones aumentaron apenas un 20% respecto al CCDSP-95, mientras que para la NSR-10 ajustada al diseño de puentes, tuvieron un incremento significativo del 80%.

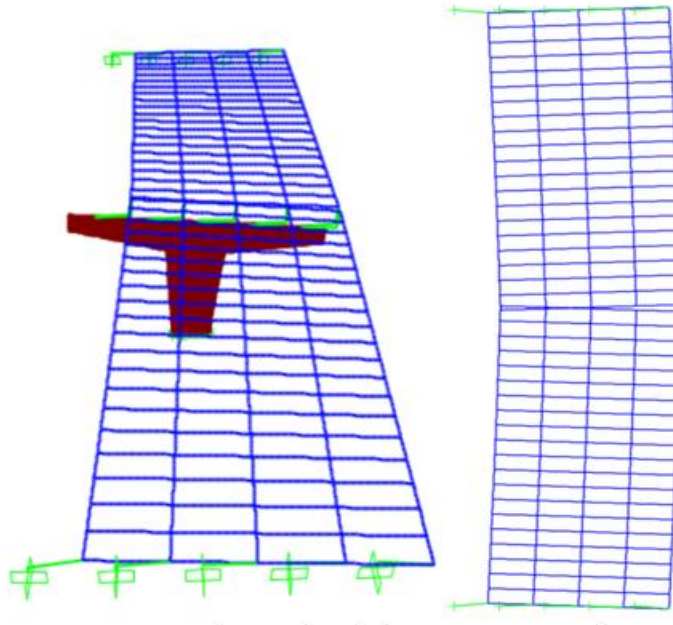
Tabla 4.

Modos fundamentales del puente.

Modo	Dirección	Periodo (s)	% Meff
1	Longitudinal	0.727	96
2	Transversal	0.671	87

Figura 20.

Deformada del puente para el modo fundamental transversal.



Nota. Tomado de SAP2000.

Tabla 5.*Comparación de la aceleración espectral*

Dirección	Aceleración espectral (g)		
	CCDSP-95	CCP-14	NSR-10*
Longitudinal	0.445 (1.0)*	0.533 (1.20)*	0.800 (1.80)*
Transversal	0.470 (1.0)*	0.577 (1.23)*	0.866 (1.84)*

Nota. *Magnitud normalizada respecto a valor del CCDSP-95.

Tal como se expone en la sección 4.2, las combinaciones de cargas que contemplan el evento sísmico no controlan el diseño de la viga cabezal, por lo tanto, las comparaciones en términos de fuerzas solo serán presentadas para la columna de la pila, ya que es donde se espera que ocurra el mecanismo de disipación de energía. En la Tabla 6 se observan las fuerzas internas en la base de la pila para cada código, según su dirección. Cabe destacar que las fuerzas han sido reducidas usando el factor R con el fin de que sean comparables con valores de diseño por el método de fuerzas. Para los cortantes, se usó un factor de reducción igual a la unidad ($R=1$), mientras que para los momentos un factor de tres ($R=3$), tal como lo estipulan las normas para esta clase de pila y nivel de importancia.

Tabla 6.*Comparación de fuerzas internas en la pila*

Solicitud¹	CCDSP-95	CCP-14	NSR-10*
V _x [kN]	847.9 (1.0)*	1010 (1.19)*	1514.8 (1.79)*
V _y [kN]	1711.7 (1.0)*	2105.4 (1.23)*	3157.5 (1.84)*
M _x [kN-m]	4265.2 (1.0)*	5252.9 (1.23)*	7878.3 (1.85)*
M _y [kN-m]	2007.3 (1.0)*	2396.9 (1.19)*	3595.3 (1.79)*

Nota¹. Eje longitudinal (x) y transversal (y). Nota*. Magnitud normalizada respecto a valor del CCDSP-95.

A pesar de que los códigos de diseño no exigen un control en la deriva, esta se calculó como un indicador y fue medida en la parte superior central de la pila. En la Tabla 7 se presenta la deriva como un porcentaje de la altura, donde esta corresponde a la longitud libre medida desde el empotramiento (7.2 m). Los incrementos con referencia a este código se encuentran en el orden de 20% para el CCP-15, y 80% para la NSR-10 ajustada al diseño de puentes.

Tabla 7.*Comparación del porcentaje de deriva*

Dirección	CCDSP-95	CCP-14	NSR-10*
Longitudinal	0.54% (1.0)	0.65% (1.19)	0.97% (1.79)
Transversal	0.23% (1.0)	0.29% (1.23)	0.43% (1.85)

4.2 Análisis no lineal

En las Figuras 21 y 22 se presentan las curvas de capacidad a nivel global de la estructura. Por otra parte, las Figuras 23 y 24 corresponden a las curvas de capacidad a nivel local. En estas se indican los puntos en que la pila presenta agrietamiento (Cr), fluencia de la primera barra a tracción (y), fluencia de todas las barras a tracción (Y) y falla (u).

El punto de falla u fue definido según distintas consideraciones dependiendo de la dirección de análisis. En el sentido transversal, la falla fue establecida como el punto en que la primera barra de refuerzo alcanza su deformación última de 0.1141 mm/mm. Para ese momento el concreto ya había superado su deformación última a compresión de 0.013 mm/mm, calculada según (Scott et al., 1982). En cuanto al sentido longitudinal la falla es controlada por los apoyos elastoméricos, ya que la estructura pierde estabilidad cuando estos alcanzan su deformación máxima. Esto se debe a que el modelo no fue elaborado para contemplar otros modos de falla posteriores a este. Para ese punto, las barras de acero más solicitadas se encuentran a un 86% de su capacidad última y el concreto a compresión a una deformación unitaria de 0.005 mm/mm.

Figura 21.

Curva de capacidad transversal global.

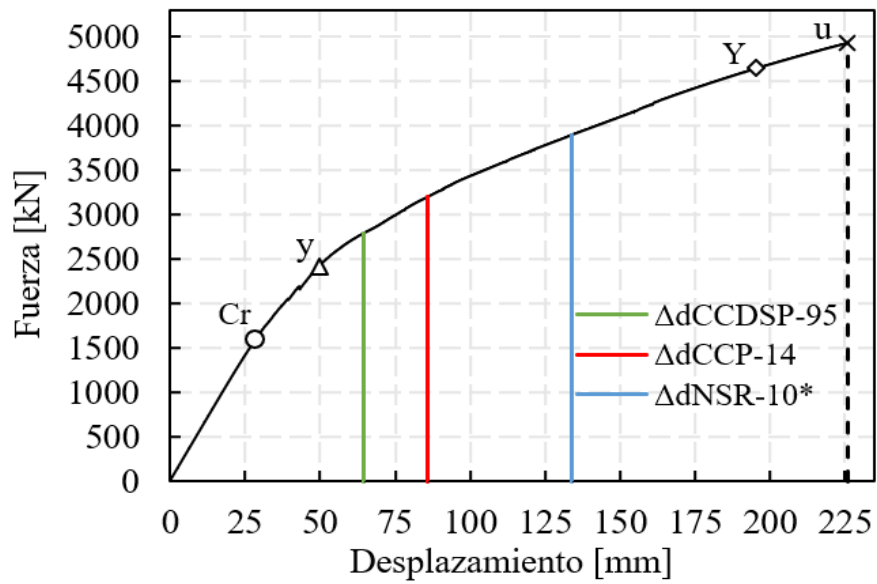


Figura 22.

Curva de capacidad longitudinal global.

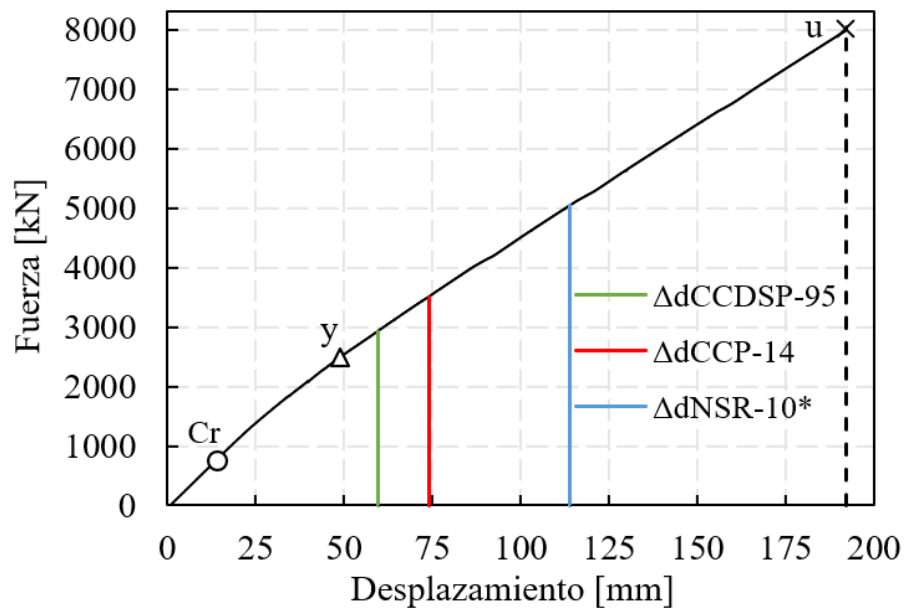
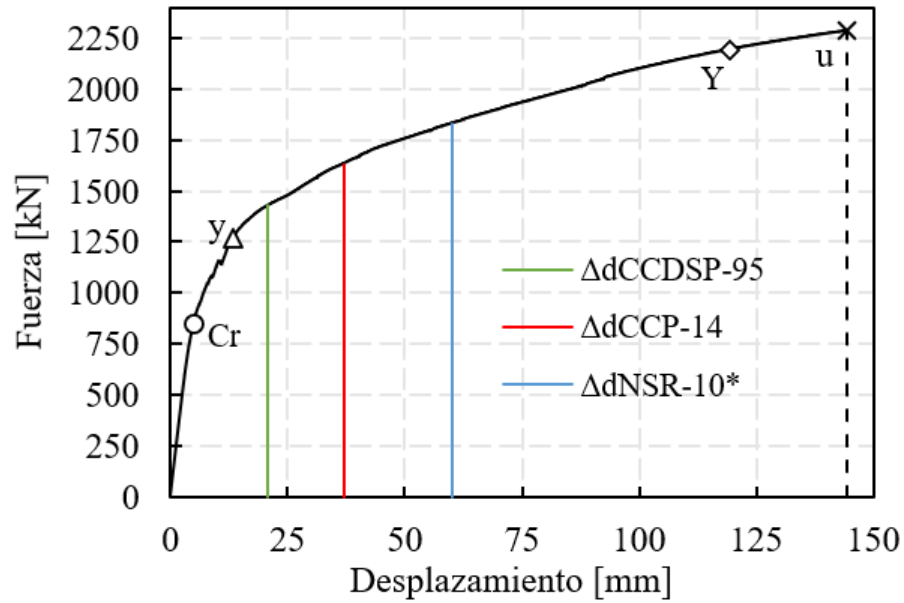
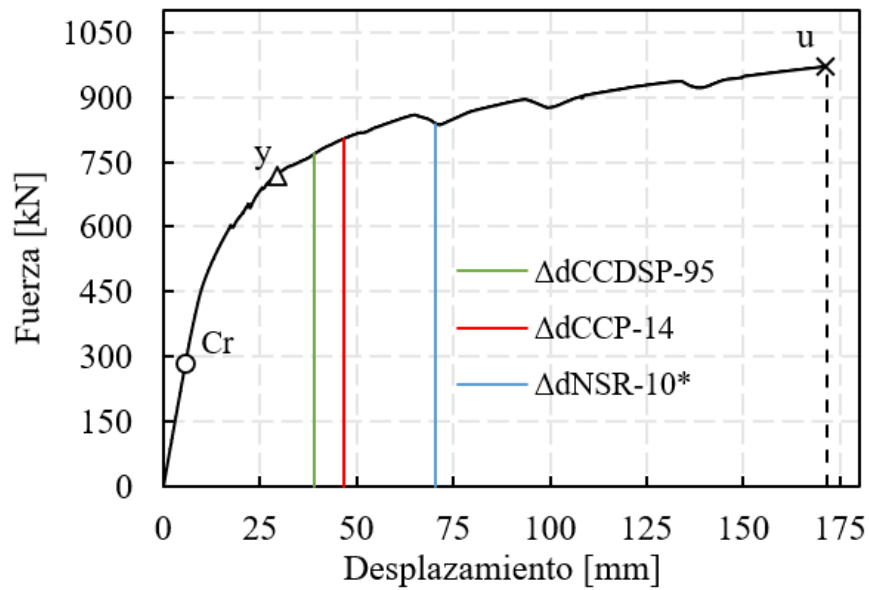


Figura 23.

Curva de capacidad transversal local.

**Figura 24.**

Curva de capacidad longitudinal local.



Las líneas verticales en las gráficas representan las demandas de desplazamientos ante las sollicitaciones sísmicas de los tres códigos (Tabla 8). Estas fueron calculadas según el procedimiento estipulado en las especificaciones AASHTO de diseño sísmico LRFD de puentes (AASHTO, 2011), en donde se asume que los desplazamientos inelásticos y elásticos son iguales. La ecuación (3) se utilizó para calcular un factor de corrección aplicado a los desplazamientos en caso de estructuras de periodo corto. Las sollicitaciones críticas corresponden al sismo de diseño vigente NSR-10*, para el cual el desplazamiento en ambas direcciones es el 40% del desplazamiento de falla.

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu} \geq 1, \text{ para } \frac{T^*}{T} > 1 \quad 3)$$

Tabla 8.*Demandas de desplazamiento*

Curva de capacidad	Demanda de desplazamiento Δd [mm]		
	CCDSP-95	CCP-14	NSR-10*
Transversal global	64.36	85.82	133.88
Longitudinal global	59.60	74.04	113.93
Transversal local	20.79	36.94	60.17
Longitudinal local	39.17	46.86	70.3

Como puede observarse en la Figura 22, la curva de capacidad a nivel global en el sentido longitudinal presenta un comportamiento esencialmente lineal, el cual ya ha sido reportado por otros autores (Gunasekaran et al., 2013). Teniendo en cuenta que hasta el punto de falla los apoyos se encuentran en su rango lineal, y que la superestructura es considerada lineal durante el *pushover*,

se cree que la alta relación de rigidez de la superestructura y apoyos con respecto a la pila en esta dirección ocasiona que predomine el comportamiento de estos elementos. Lo anterior puede comprobarse al observar la Figura 24, en donde se presenta un comportamiento no lineal marcado, pues se está excluyendo el aporte de rigidez proveniente de estos elementos.

En cuanto al estado de daño de la pila, para cada demanda de desplazamiento se revisó qué ocurría con el concreto y el acero en los resultados del modelo numérico. Ante la sollicitación del CCDSP-95, en el sentido transversal la primera fila de barras estaba en fluencia, la sección se encontraba fisurada en su mayoría y la deformación a compresión era un 12% de la última para el concreto; mientras tanto, en el sentido longitudinal casi la mitad de las barras de acero ya había entrado en fluencia y el concreto estaba a un 12% de su deformación última. Para la demanda del CCP-14, en el sentido transversal la mayor sollicitación a tracción del acero era un 82% del esfuerzo máximo f_u y casi todas las barras estaban en fluencia, mientras que el concreto experimentaba un 18% de su deformación máxima a compresión; por otra parte, en el sentido longitudinal una parte de acero se encuentra en fluencia y el concreto al 15% de su deformación a compresión máxima. Por último, para las actuales sollicitaciones de diseño (i.e. NSR-10*), en el sentido transversal las barras de acero más sollicitadas están siendo traccionadas al 88% de f_u y el concreto a compresión está a un 31% de su deformación última; en cuanto al sentido longitudinal más de la mitad del acero entró en fluencia y la deformación del concreto a compresión es un 22% de la última.

Con el fin de presentar un estimativo del nivel de daño, se calculó la demanda de ductilidad μ para las tres sollicitaciones sísmicas, tanto a nivel global como local. Este índice permite cuantificar el nivel de desplazamientos inelásticos al que se verá sollicitada la estructura, y se define como la relación entre la demanda de desplazamiento Δd y el desplazamiento de fluencia Δy (U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2014). En la Tabla 9 se presentan

las demandas de ductilidad a nivel global (puente) y local (pila). Tal como se observa, las demandas de ductilidad locales son mayores que las globales, justo como se esperaba que sucediera según (Alfawakhiri & Bruneau, 2001). En cuanto al incremento de las demandas de ductilidad, en la dirección longitudinal fueron del orden del 20% para el CCP-14 y del 80% para la NSR-10*, justo como ocurría con los incrementos de aceleración espectral, fuerzas internas y deriva de la pila tanto para la dirección longitudinal como la transversal (Tablas 5, 6, y 7). No obstante, este patrón en los incrementos no se repitió para la dirección transversal, pues a nivel global fueron del 33% en el CCP-14 y del 110% en la NSR-10*, y a nivel local del 77% y 190%, respectivamente. Lo anterior podría explicarse debido a que en la dirección longitudinal el puente es esencialmente lineal, justo como se asume la estructura para calcular los incrementos de las Tablas 5, 6, y 7; mientras que en la dirección transversal el comportamiento no lineal es totalmente predominante.

Tabla 9.*Demandas de ductilidad.*

Curva de capacidad	μ [mm/mm]		
	CCDSP-95	CCP-14	NSR-10*
Transversal global	1.30 (1.0)*	1.73 (1.33)*	2.69 (2.07)*
Longitudinal global	1.22 (1.0)*	1.51 (1.24)*	2.33 (1.91)*
Transversal local	1.55 (1.0)*	2.75 (1.77)*	4.49 (2.90)*
Longitudinal local	1.32 (1.0)*	1.58 (1.20)*	2.37 (1.80)*

Nota. *Magnitud normalizada respecto a valor del CCDSP-95.

5. Conclusiones

De los resultados obtenidos en el presente estudio, pueden obtenerse las siguientes conclusiones:

- En ambas direcciones, los incrementos en la aceleración espectral, fuerzas de diseño y deriva para el CCP-14 se mantienen en un rango del 20%, mientras que para el sismo vigente NSR-10* en un 80%, mostrando que este es considerablemente más exigente en términos de diseño.
- Para este puente y recordando que en la columna se suministró el refuerzo mínimo, un incremento en las fuerzas sísmicas no necesariamente afectará su diseño, pues como se observa en la superficie de interacción P-M-M (Figura 11), la pila se encuentra tan solo al 70% de su capacidad.
- Para realizar un diseño más efectivo de la columna debe disminuirse el área de su sección transversal, lo que aumentaría la longitud de voladizo y considerablemente la cantidad de refuerzo longitudinal para resistir los momentos negativos. Esto indica que aparentemente el predimensionamiento de la pila es controlado por la viga cabezal.
- En el sentido longitudinal el modo de falla es controlado por los apoyos elastoméricos pues el modelo numérico utilizado pierde estabilidad en ese punto. Debido a esto, el comportamiento de la pila para esta dirección no pudo ser representado hasta su punto de falla, sin embargo, se logró captar un comportamiento plástico, indicando que la columna se está comportando según lo esperado en su diseño.
- A nivel global en el sentido longitudinal, la curva de capacidad presenta un comportamiento lineal debido que en esta dirección predomina la rigidez de la superestructura y los apoyos.

Mientras que a nivel local, se observa que la pila presenta un comportamiento similar al elasto-plástico.

- Para la curva de capacidad transversal a nivel local se observa que la pila presenta un alto nivel de sobrerresistencia, ya que hay un incremento considerable en el nivel de fuerza desde el punto de fluencia hasta el punto de falla.
- En el estado de daño de la estructura para el sismo actual de diseño (i.e. NSR-10*) se observa que el concreto está al 20% de su capacidad a compresión y que el acero al 88% de su esfuerzo máximo f_u . No obstante, para este nivel de esfuerzo el acero aún se encuentra lejos de su punto de falla (ver Figura 19).
- Los niveles de demanda sísmica de ductilidad aumentaron considerablemente respecto al del CCDSP-95. Sin embargo, para el caso más crítico, la estructura presenta un comportamiento adecuado y aún tiene más capacidad antes de llegar al punto de falla.

6. Recomendaciones

El presente estudio concluyó que incluso para el peor de los escenarios sísmicos, los puentes construidos bajo las especificaciones del CCDS-95 se comportarán adecuadamente, pero con un nivel de daño mayor al esperado. Para futuras investigaciones se recomienda incorporar los efectos de la edad de los materiales en el modelo numérico, y cuantificar su nivel de daño enfocándose en el nivel de desempeño de la estructura según metodologías estandarizadas a nivel global.

Referencias Bibliográficas

- AASHTO. (2011). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*.
- AIS. (n.d.). *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95*.
- Alfawakhiri, F., & Bruneau, M. (2001). *Local Versus Global Ductility Demands in Simple Bridges*. 554–560.
- ANI. (2015). *Comparativo de resultados del código colombiano de puentes del año 1995 y el reciente del año 2014 para un puente de 180.0 m de largo desarrollado en voladizos sucesivos con luz central de 90.0 m y tres puentes simplemente apoyados con diferentes luces en v*.
- Balduzzi, G., Aminbaghai, M., Sacco, E., Füssl, J., Eberhardsteiner, J., & Auricchio, F. (2016). Non-prismatic beams: A simple and effective Timoshenko-like model. *International Journal of Solids and Structures*, 90, 236–250. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2016.02.017>
- Carta del Servicio Geológico Colombiano SGC y respuesta por parte de la Asociación de Ingeniería AIS; Código Colombiano de Puentes CCP-14*. (2016).
- Computers and Structures Inc. (2019). *SAP2000 v.21.2.0*.
- Di Rado, H. A. (2006). *Simulación numérica de problemas con no linealidad física y geométrica: análisis de consolidación de suelos no saturados*. Universidad Nacional del Nordeste.
- Ezeh, J. C., & Enem, J. I. (2012). *Comparative study on use triangular and rectangular finite elements in analysis of deep beam*. 3(3), 131–140.
- González, V., Botero, J. C., Rochel, R., Vidal, J., & Álvarez, M. (2005). *Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia*. 67–76.
- Gunasekaran, U., Amaladosson, R. T., Narayanan, P., & Ashokkumar, K. (2013). Performance

- Assessment of an Existing Reinforced Cement Concrete T-Beam and Slab Bridge Using Pushover Analysis. *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 8(2), 83–90.
<https://doi.org/10.3846/bjrbe.2013.11>
- INVIAS. (2008). *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*.
- INVIAS, AIS, & Transporte, M. de. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14. In *Norma Colombiana de Diseño de Puentes, CCP 14*.
- Karnovsky, I. A., & Lebed, O. (2010). *Advanced Methods of Structural Analysis*.
<https://doi.org/10.1007/978-1-4419-1047-9>
- Maldonado, E., & Chio, G. (2004). *Análisis sísmico de edificaciones*.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1989). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- MIDAS. (2020). *Civil 2020 v1.1* (v1.1).
- Muñoz, E., & Valbuena, E. (2007). Evaluación del estado de los puentes de acero de la red vial de Colombia. *Bogotá, Colombia*, 4(40), 125–140.
- Ortiz, J. A., & Rugeles, J. A. (2002). *Inventario y Construcción de una Base de Datos de los Puentes Vehiculares del Área Metropolitana de Bucaramanga*.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*.
- Pino, M. (2017). *Análisis de la incidencia técnica al aplicar la norma CCP-14 versus la norma CCDSP-95 en el diseño estructural de la superestructura de un puente reforzado simplemente apoyado de 20 metros de longitud*. Universidad Santo Tomás.
- Salguero, C. (2017). *Análisis comparativo para el diseño de tres puentes continuos en diferentes partes de la geografía nacional, diseñados usando el código CCDSP-95 y la norma vigente CCP-14*. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

- Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal Proceedings*, 79(1), 13–27.
- Sönnnerlind, H. (n.d.). *What Is Geometric Nonlinearity? | COMSOL Blog*. Retrieved November 5, 2019, from <https://www.comsol.com/blogs/what-is-geometric-nonlinearity/>
- Théoret, P., Massicotte, B., & Conciatori, D. (2012). Analysis and Design of Straight and Skewed Slab Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 17(2), 289–301. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000249](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000249)
- Trujillo, J. E. (2009). *Diseño de puentes*.
- U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges - Reference Manual*. FHWA-NHI-15-004, 608.
- Vallecilla, C. (2006). *Manuel de puentes en concreto reforzado*.

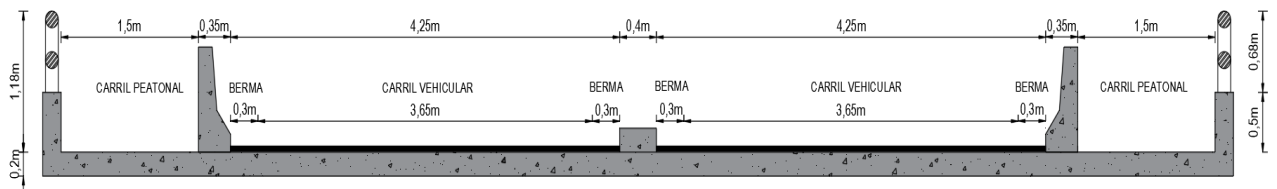
Apéndices

Apéndice A. Predimensionamiento del puente

1. Sección vial

Figura A1

Sección vial



-
-
- Ancho de calzada (8.3m)

Según código CCDSP-95 el ancho de calzada debe ser el especificado por el instituto nacional de vías. La calzada se define como el ancho de la vía destinado a la circulación de los vehículos y está comprendida por dos o más carriles.

Tomando como referencia el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras INVIAS 2008, el ancho de calzada para vías primarias de una calzada y secundarias varía entre 6 - 7.3m según el tipo de terreno y velocidad de diseño.

Para el proyecto se eligió un ancho de calzada de 8.3 m con dos carriles vehiculares, en ancho de carril de 3.65m y una distancia de separación entre ambos sentidos de 1 m. La distancia de separación consta de un separador de 0.4m y de dos bermas interiores de 0.3m. (Ver figura 1.)

- Ancho de berma (0.3m)

El ancho de la berma se especifica en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras INVIAS 2008 en el artículo 5.3.2. Para el proyecto no se tuvo en cuenta este requerimiento debido a que no suele cumplirse en los puentes que se busca representar. Se utilizó un ancho de berma igual al de las bermas internas, es decir, 0.3m.

- Sendero peatonal (1.5m)

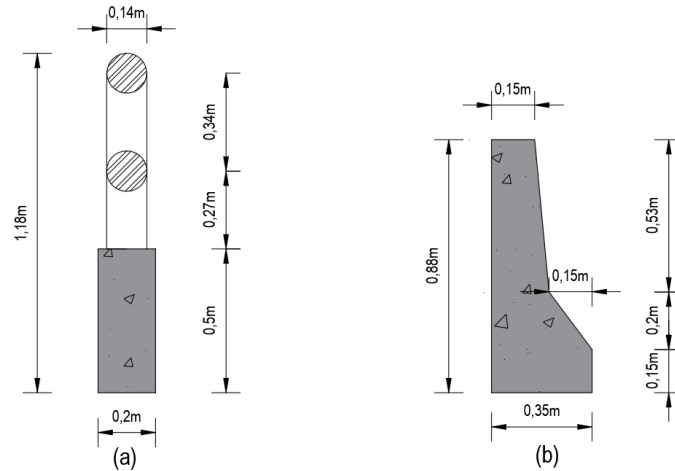
Se estipula un sendero peatonal de 1.5 metros, según las recomendaciones del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras INVIAS 2008. Para el puente se usaron dos senderos, uno a cada lado, pues es una tendencia considerable en Bucaramanga y el área metropolitana. Cabe aclarar que no se verificaron las medidas de estos en campo para obtener un estimativo.

- Barandas

Según apuntes de clase del profesor Jaime Garzón y requerimientos del capítulo A.11 del código CCDSP-95, se proponen las siguientes barandas peatonales y vehiculares:

Figura A2.

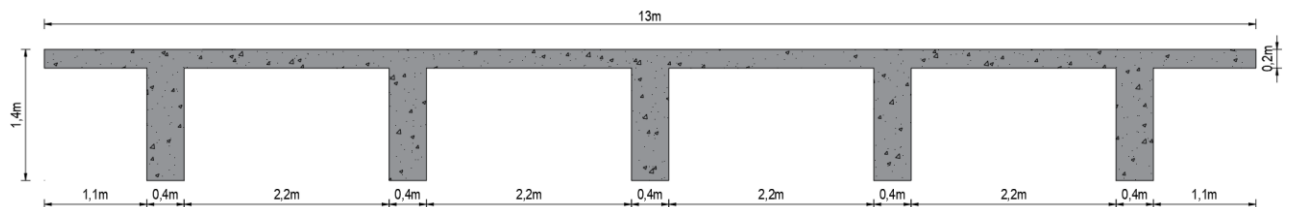
Detalle de baranda peatonal (a) y vehicular (b).



2. Superestructura

Figura A3.

Sección transversal



- Altura de vigas (1.4m)

La altura de vigas se calculó según lo recomendado por el código CCP-14. Además de comprobarse que fuera un tipo de altura recomendada, se encontró en una cartilla del Departamento Nacional de Planeación de Colombia que para puentes de tipología viga-losa

simplemente apoyadas con luces de 15m, la altura recomendada era 0.9m y para luces de 25 la altura era 1.5m.

- Separación centro a centro (2.4m)

Según apuntes de clase del profesor Jaime Garzón, para esta tipología de puentes la separación a centro suele variar entre 2.4 - 3.5m metros. Suponiendo cinco vigas en la superestructura y siendo S la separación entre ellas, se tiene:

$$S = \frac{13}{5} = 2.6m$$

- Espesor de losa (0.2m)

Aunque la dirección del refuerzo de la losa es perpendicular al tráfico, como un primer estimativo su espesor se predimensionó según lo estipula el CCP-14 para losas continuas, apoyadas simplemente y con refuerzo paralelo a la dirección del tráfico.

- Voladizo de losa (1.3m)

Según apuntes de clase del profesor Jaime Garzón, la luz del voladizo de la placa no debería exceder la mitad de la separación a centro de las vigas ($\leq \frac{S}{2}$).

- Ancho de vigas (0.4m)

Se asume un valor de 0.4m por recomendación del director del proyecto.

- Riostras

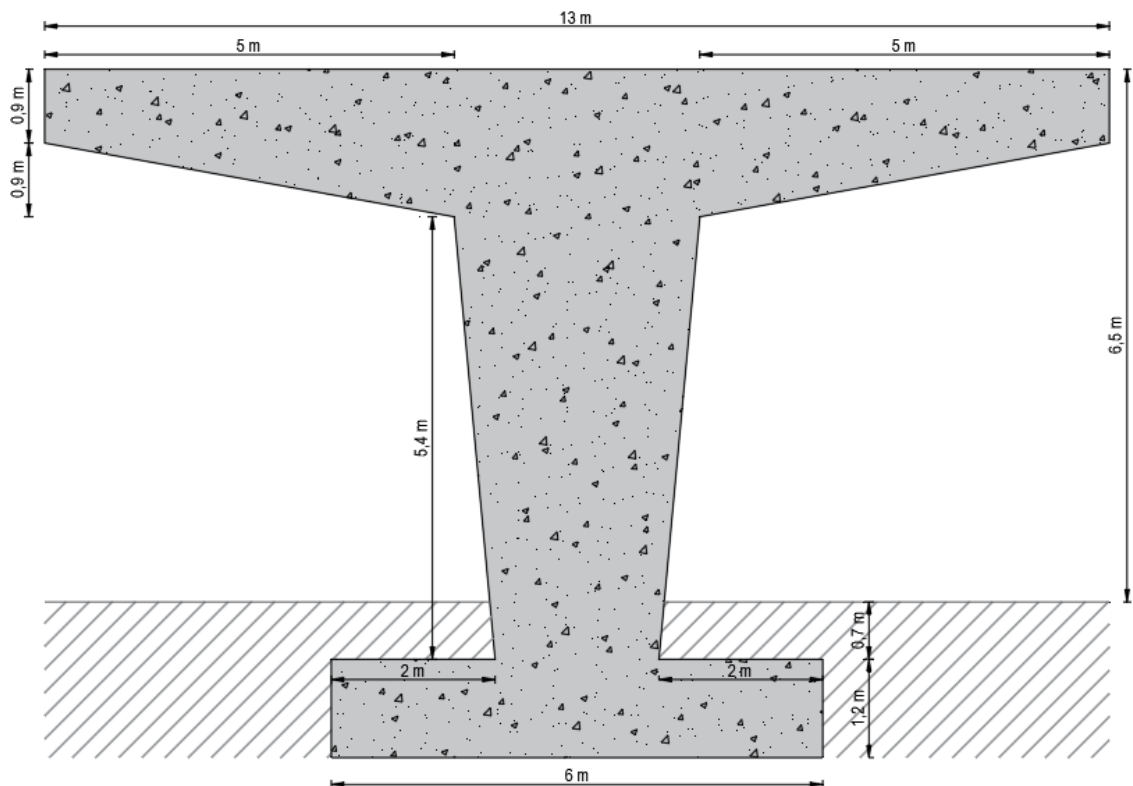
Para las dimensiones de la riostra se tomará un ancho de 0.15 y una altura de 15cm menor a la de las vigas. Estos elementos se localizarán en $0L, 0.5L$ y L , donde $L=20\text{m}$ es la luz de cada vano.

3. Subestructura

3.1 Dirección transversal

Figura 4.

Vista alzado de la pila en la dirección transversal



- Ancho de la cabeza de la pila (13m)

Se define la misma longitud del tablero basándose en recomendaciones generales.

- Altura de la cabeza (0.9m var. 1.8m)

Según el libro Fundamentos de Diseño de Puentes CCP-14 la altura en el extremo de la cabeza debe ser aproximadamente $\frac{5}{8}d$, donde d es la altura de la placa y la altura donde comienza el voladizo de la cabeza debe ser dos veces esa distancia.

$$\frac{5}{8} * 1.4 = 0.875 \cong 0.9$$

- Ancho de la columna (3.0m var. 2.0m)

Según el libro Fundamentos de Diseño de Puentes CCP-14, una buena relación entre el ancho mayor B y el ancho menor b para una pila de sección variable debe ser $b = \frac{2}{3}B$.

$$b = \frac{2}{3} * 3 = 2.0m$$

Acorde al alcance del plan del proyecto la base de la pila se considerará empotrada en la zapata, por lo tanto, se define la dimensión de la base para el empotramiento como 2.0 m.

- Ancho de la zapata (6.0m)

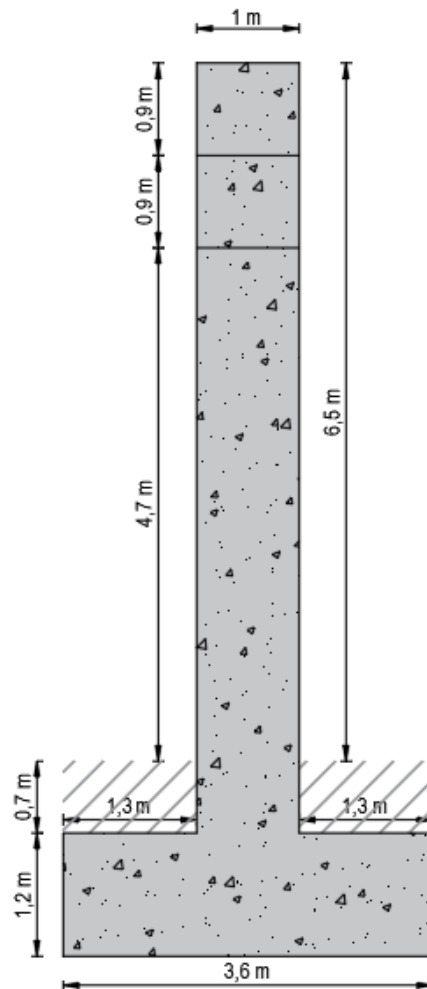
Este parámetro fue estipulado al revisar dimensiones comunes de zapatas para pilas tipo pórtico. No se revisó literatura porque estas dimensiones son controladas principalmente por las características del suelo de fundación y estas no se encuentran dentro del alcance del proyecto.

- Altura de la zapata (1.2m)
Ver justificación del inciso anterior.

3.2 Dirección longitudinal

Figura 5.

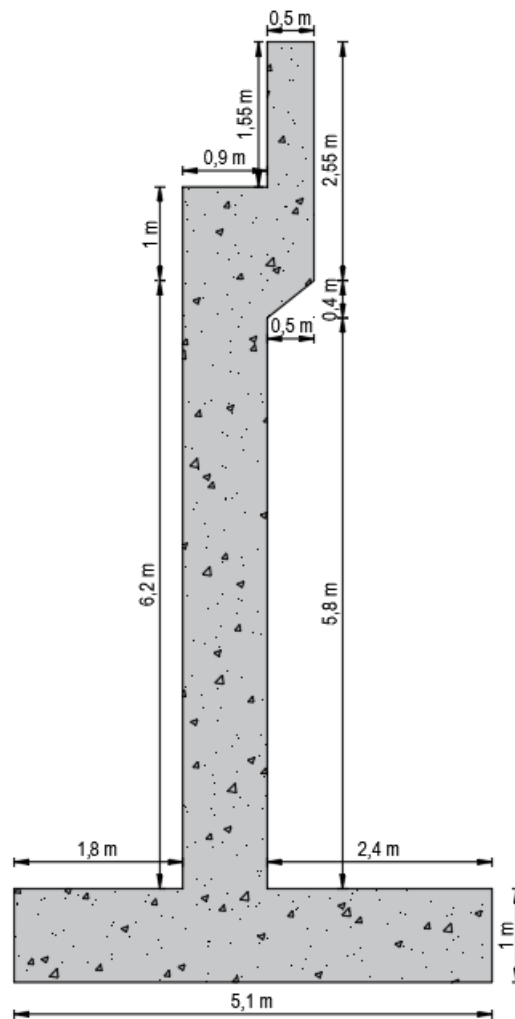
Vista alzado de la pila en dirección longitudinal.



- Para el predimensionamiento del estribo, se utilizaron las dimensiones sugeridas por Hungtington para muros de gravedad y voladizos.

Figura 6.

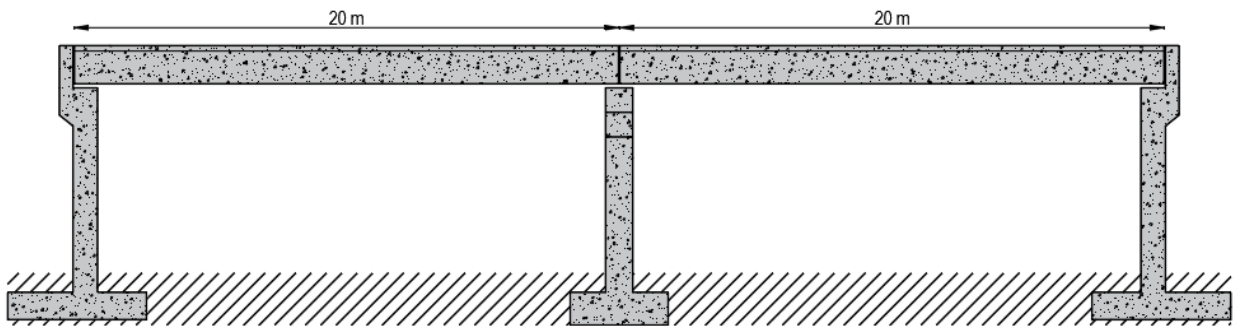
Estribo



1. Otros

Figura 7.

Vista alzado longitudinal del puente



- Gálibo (6.5m)

- Según CCDSP-95 A.2.23 el gálibo para vías principales de áreas urbanas debe considerarse de 4.9m. Además, se recomienda preverse la posibilidad de repavimentación en la práctica. (Ver figura 7).

- Juntas de dilatación (5 cm var. 9cm)

Se toma un valor usual para las juntas de dilatación en esta tipología de puentes. Se verificó que permitieran deformaciones debido a temperatura. (Ver figuras 8 y 9).

- Apoyos elastoméricos (15 cm)

Todos los apoyos del puente se asumen como 15 cm en el predimensionamiento. (Ver figuras 8 y 9).

- Longitud de asiento (46 cm var. 85 cm)

Los valores de longitud de asiento de las vigas fueron estimados según lo especificado en el código CCDSP-95. Ambos valores, tanto para la pila como para los estribos respectivamente, cumplen la longitud de asiento mínima calculada. Estas dimensiones fueron controladas principalmente por las dimensiones ya estipuladas de las pilas y estribos. (Ver figuras 8 y 9).

Figura 8.

Detalle junta superestructura-estribo.

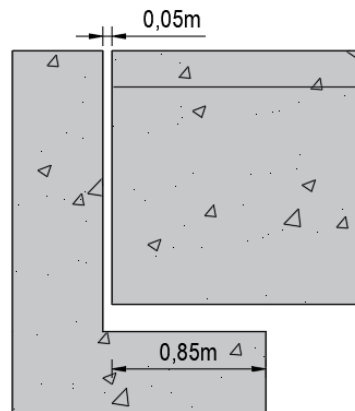


Figura 9.

Detalle junta superestructura-pila.

