

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes extradados durante su construcción por voladizos sucesivos

Seismic vulnerability assessment of extradosed bridges during cantilever construction

José Benjumea R.^{1*}, Gustavo Chio Cho*

* Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga. COLOMBIA

Fecha de Recepción: 22/09/2012
Fecha de Aceptación: 04/04/2013
PAG 125 - 139

Resumen

El trabajo presenta el estudio de la vulnerabilidad sísmica de los puentes extradados durante construcción por voladizos sucesivos. Para esto fueron desarrollados modelos de elementos finitos de un puente extradado de tres luces (60 + 100 + 60 m), a partir de los cuales se determinó la respuesta sísmica durante seis etapas constructivas, y dos en estado de servicio, antes y después de que ocurran los efectos de fluencia y contracción del concreto. Siguiendo el enfoque propuesto en Wilson y Holmes (2007), se comparó la respuesta sísmica durante construcción y en servicio para determinar los elementos estructurales con mayor vulnerabilidad sísmica, además de detectar las etapas constructivas críticas. Los resultados encontrados permiten concluir que la vulnerabilidad sísmica del puente extradado durante construcción es mayor que la del estado de servicio, ya que durante construcción se tienen probabilidades de excedencias anuales mucho mayores al 0.21% que se adopta para el diseño sísmico del puente. Además, se encontró que los cables extradados y las torres son los elementos con mayor vulnerabilidad, y que las etapas previas al cierre del puente son las más críticas.

Palabras Clave: Puentes extradados, vulnerabilidad sísmica, construcción, voladizos sucesivos, probabilidad de excedencia anual

Abstract

This paper presents the study of seismic vulnerability of extradosed bridges during cantilever construction. The seismic response during six construction phases and two in service, before and after creep and shrinkage of concrete takes place, of a 3-span extradosed bridge (60 + 100 + 60 m) were determined by means of finite elements models. Using the approach proposed by Wilson and Holmes (2007), seismic response during construction and in service were compared to determine structural elements with higher vulnerability and to detect critical stages during construction. The results show that the seismic vulnerability of the bridge during construction is higher than in service, this is supported on the fact that during construction annual exceedance probabilities are higher than 0.21%, a commonly adopted value for the seismic design of bridges. Furthermore, it was found that extradosed cables and the towers are the most vulnerable elements and that the stages before the closure of the bridge during construction are the most critical.

Keywords: Extradosed bridges, seismic vulnerability, construction, cantilever, annual exceedance probability

1. Introducción

Generalmente, la construcción de los puentes extradados se hace empleando el método de los voladizos sucesivos. Este método deja a los puentes en un alto grado de vulnerabilidad frente a diversas acciones como el viento, la caída de segmentos y/o del carro de avance, o el volcamiento de uno de los voladizos, acciones que son consideradas y revisadas durante la fase de diseño del puente. En cambio, a los eventos sísmicos que puedan ocurrir durante la construcción no se les da mucha importancia y el diseño sísmico del puente se hace, generalmente, para la estructura completa. Este hecho se argumenta en la baja probabilidad de excedencia del sismo de diseño durante el periodo de construcción. Por ejemplo, usando la filosofía de diseño del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (AIS, 1995), en donde se propone un sismo de diseño con probabilidad de excedencia (P) del 10%, en un lapso (t) de 50 años, lo que equivale a un evento con probabilidad de excedencia anual (p) del 0.21%, se tendría, para ese mismo evento pero en un periodo de construcción supuesto en 1.5 años, una probabilidad de excedencia de 0.32%, determinado a partir de la Ecuación 1.

1. Introduction

The construction of extradosed bridges is commonly executed by employing the balanced cantilever method. This method provides a high degree of vulnerability on bridges facing adverse conditions, like wind, form traveler or segments collapse, or cantilever rollover. Such actions are considered and reviewed during the bridge design phase. However, seismic events that might take place during construction are not taken into consideration and, the bridge seismic design is generally planned for the whole structure. This fact is supported by the low design seismic exceedance probability during the construction phase. For example by using the design philosophy in the Colombian Code of Bridges Seismic Design (AIS, 1995), which proposes a seismic design with probability of exceedance (P) of 10%, for a period (t) of 50 years, equivalent to an event with annual exceedance probability (p) of 0.21%, there would be an exceedance probability of 0.32% resulting from Equation 1, for the same event but in a construction period assumed in 1.5 years.

¹ Autor de correspondencia / Corresponding author:
E-mail: josemiguelbenjumea@gmail.com

Si en lugar de usar el tiempo total de construcción se empleara la duración máxima de cada una de las etapas constructivas, como es sugerido en Calvi, Sullivan y Villani (2010), la probabilidad sería aún mucho menor.

If instead of using the total construction period, the maximum execution period of each construction stage is used, as suggested by Calvi, Sullivan and Villani (2010), the probability will be lower.

$$P(t)=1-(1-p)^t \quad (1)$$

Sin embargo, podría darse el caso de que ocurran eventos sísmicos durante construcción que tengan menor magnitud que el sismo de diseño pero que, debido a la baja redundancia del sistema estructural y al gran porcentaje de masa, puedan generar fuerzas considerables en los elementos estructurales. Este hecho fue estudiado por Wilson y Holmes (2007), quienes a partir de la respuesta sísmica en la base de los pilares de un puente atirantado, pudieron determinar que las fuerzas obtenidas en el puente completo, para el sismo de diseño con $p=0.21\%$, son igualadas durante construcción por sismos de menor magnitud pero con probabilidades de excedencia anual mucho mayores que llegan hasta el 20%, exponiendo el alto grado de vulnerabilidad sísmica de esa tipología.

However, seismic events of lower magnitude than the design earthquake taking place during construction are likely to provoke considerable forces on structural elements due to the low redundancy of structural system and because of the great mass percentage of the bridge. This fact was studied by Wilson and Holmes (2007), who determined from the seismic response at the columns base of a cable-stayed bridge, that the forces obtained by the whole bridge for the seismic design with $p=0.21\%$ are matched during construction by lower magnitude seismic events that have higher annual exceedance probabilities almost reaching 20%, thus exposing a high seismic vulnerability degree for such typology.

Usando el mismo enfoque presentado por Wilson y Holmes, en el presente estudio se evalúa la vulnerabilidad sísmica de los puentes extradados durante construcción, tipología que comparte similitudes morfológicas con los puentes atirantados, pero cuyo diseño y comportamiento difiere en cuanto a la mayor rigidez que tiene el tablero. Para este propósito se analiza la respuesta sísmica de un puente extradado de luz central 100 metros, modelado numéricamente mediante elementos finitos, en el cual se ha incluido a la altura de los pilares como una de las variables. El trabajo describe las características del estudio y presenta los resultados no solo para los pilares, si no que se analizan otros elementos principales como el tablero, las torres y los cables, de modo tal que se obtenga una idea mucho más global de la vulnerabilidad del puente. Por último, se presentan las principales conclusiones del estudio.

By using the same approach presented by Wilson and Holmes, the current study assesses seismic vulnerability of extradosed bridges during construction stage, typology that shares morphological similarities with cable-stayed bridges. However, such typology design and behavior are different in regards to the higher stiffness of the deck. To this effect, the seismic response of an extradosed bridge with 100 meters mid-span, numerically modeled by means of finite elements, is analyzed. The columns height has been included as a variable. The study describes the research characteristics and shows the results not only from columns, but also from other main elements such as deck, towers and cables, so that a wider idea can be obtained about the bridge vulnerability. At the end, the main conclusions drawn from this study will be presented.

2. Características del estudio

2.1 Descripción del puente

Las características geométricas principales se definieron a partir de los criterios de diseño presentados en Benjumea, et al. (2010) y las tendencias actuales en puentes extradados presentadas en Benjumea, et al. (Benjumea, et al. 2012). El puente tiene una luz central de 100 m y dos vanos laterales de 60 m. Las torres son elementos macizos de dimensión 2.5 x 1.5 m, con altura igual a 10 m, ver Figura 1. El tablero tiene una altura constante de 2.5 m (esbeltez igual a $L/40$) y consiste en una sección tipo cajón unicelular con voladizos, con espesor de losa inferior variable, ver Figura 2 y Tabla 1. El primer cable extradado se ancla sobre el tablero a una distancia de 21.5 m respecto del eje de la torre y los cinco cables restantes se ubican cada 5.5 m, haciendo coincidir los extremos de las dovelas con los nodos de anclaje de los cables. Estos elementos están conformados por 12 tendones de $\varnothing 0.6''$ presolicitados a una tensión promedio de $0.42f_{pu}$. Los pilares consisten en una sección rectangular hueca, cuya sección se presenta en la Figura 3.

2. Characteristics of the study

2.1 Bridge Description

The main geometrical characteristics of the bridge were defined from the design criterion presented by Benjumea, et al., (2010) and also considering the current trends for extradosed bridges presented by Benjumea et. al. (Benjumea, et al. (2012). The bridge has a mid-span of 100 m and two side spans of 60 m. The towers are solids elements of 2.5 x 1.5 m, of 10m height, see Figure 1. The deck has a constant depth of 2.5 m (slenderness equal to $L/40$) and corresponds to a single-cell-girder box type with cantilevers, with variant lower slab thickness; see Figure 2 and Table 1. The first extradosed cable is anchored to the deck at a distance of 21.5 m in regards to the tower axis; the remaining six cables are placed every 5.5 m, matching the dowels ends with the cables anchorage nodes. Such elements are made up of 12 tendons of $\varnothing 0.6''$, which are pre-tensioned at an average of $0.42f_{pu}$. The columns correspond to a hollow rectangular section, which is presented by Figure 3.

Su altura (H_p) fue modificada, siendo estudiadas longitudes de 25, 37.5 y 50 m. Se ha supuesto que el puente se apoya sobre rodillos en sus extremos, aunque se restringieron los movimientos en la dirección transversal. Los pilares se suponen empotrados en la cimentación y unidos rígidamente al tablero en la corona.

Las propiedades del acero de los cables extradosados son: f_{pu} de 1860 MPa, E_{ps} de 1.999×10^5 MPa, y γ_{ps} igual a 77.14 kN/m^3 . La verificación por fatiga en estado límite de servicio y del esfuerzo admisible en estado límite último se ha hecho de acuerdo a lo establecido en SETRA (2001). Para el análisis estructural no fue considerada la relajación de estos elementos. En cuanto al concreto del tablero, la torre, y los pilares, se ha empleado un hormigón de f'_c igual a 39.2 MPa, E_c igual a 2.55×10^4 MPa, y γ_c igual a 23.5 kN/m^3 . En el análisis durante construcción se tuvieron en cuenta los efectos por fluencia y contracción del concreto, siguiendo las provisiones del CEB-FIB Model Code 1990 (CEB-FIP, 1993). Los efectos del envejecimiento en la resistencia y el módulo de elasticidad del concreto no fueron incluidos en el análisis.

Their height was modified and lengths of 25, 37.5 and 50m are under study. It is assumed that the bridge is supported by end rollers, although transverse direction movements have been restricted. It is assumed that the columns are embedded in a foundation and are rigidly connected to the deck.

The steel properties of extradosed cables are: f_{pu} of 1860 MPa, E_{ps} of 1.999×10^5 MPa, and γ_{ps} equal to 77.14 kN/m^3 . Fatigue control, under servicing limit condition and allowable stress under ultimate limit condition, was done in accordance with regulations established by SETRA (2001). For the structural analysis the stress relaxation of such elements was not considered. The deck, tower and columns concrete's properties are: f'_c equal to 39.2 MPa, E_c equal to 2.55×10^4 MPa, and γ_c equal to 23.5 kN/m^3 . For the analysis performed during construction stage, concrete creep and shrinkage effects were taken into consideration, following the specifications by CEB-FIB Model Code 1990 (CEB-FIP, 1993). Ageing effects on the concrete resistance and elasticity module were not included by the analysis.

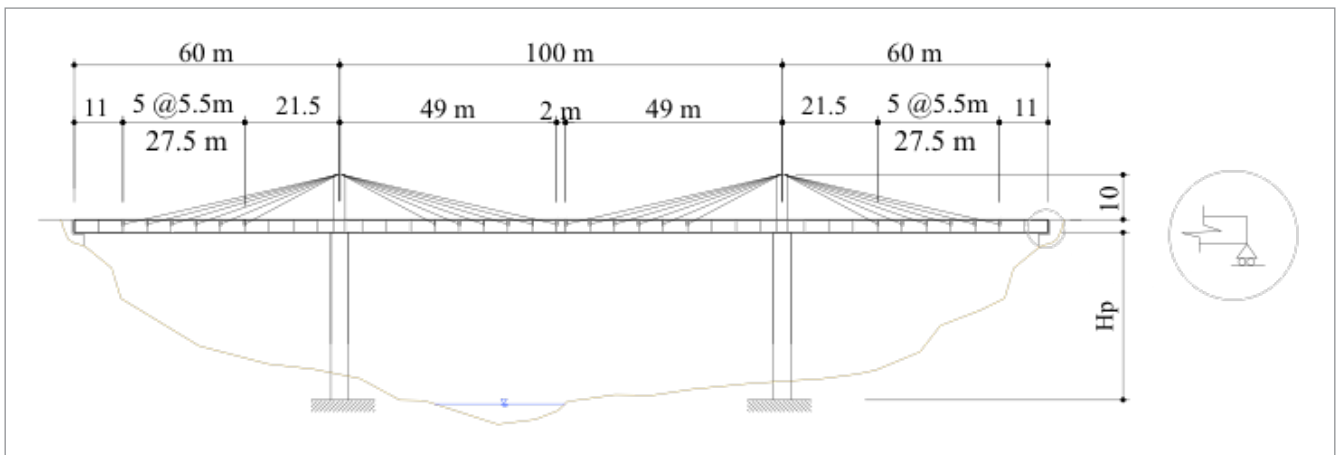


Figura 1. Vista longitudinal del puente estudiado
 Figure 1. longitudinal view of the bridge under study

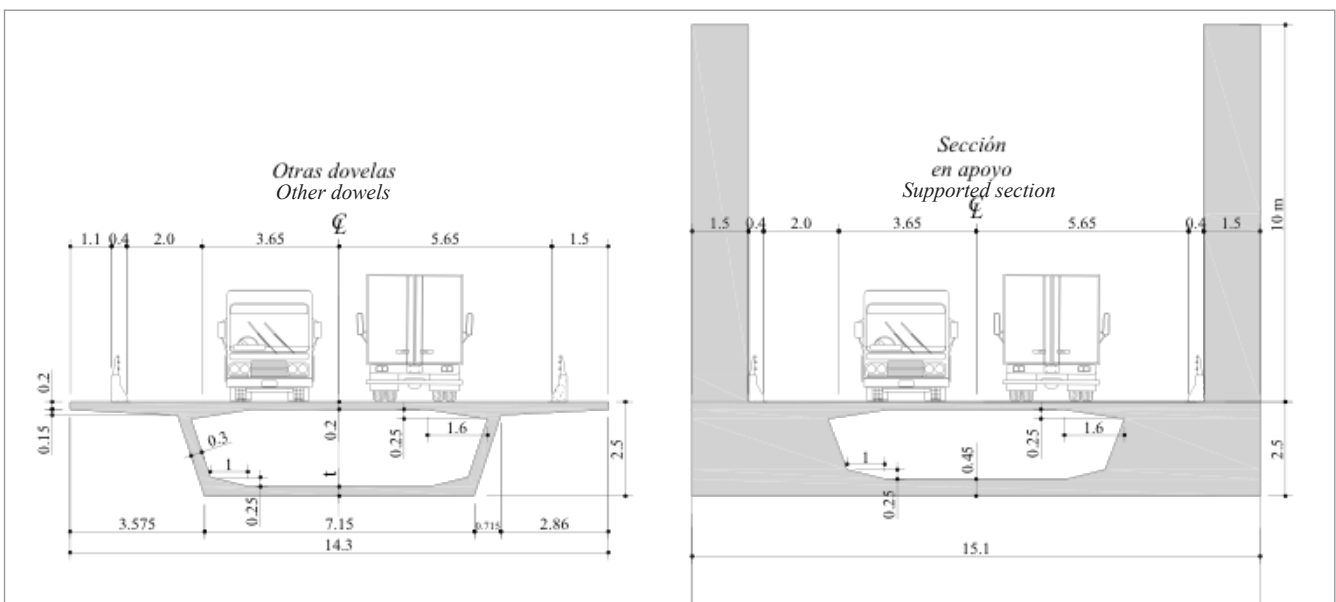
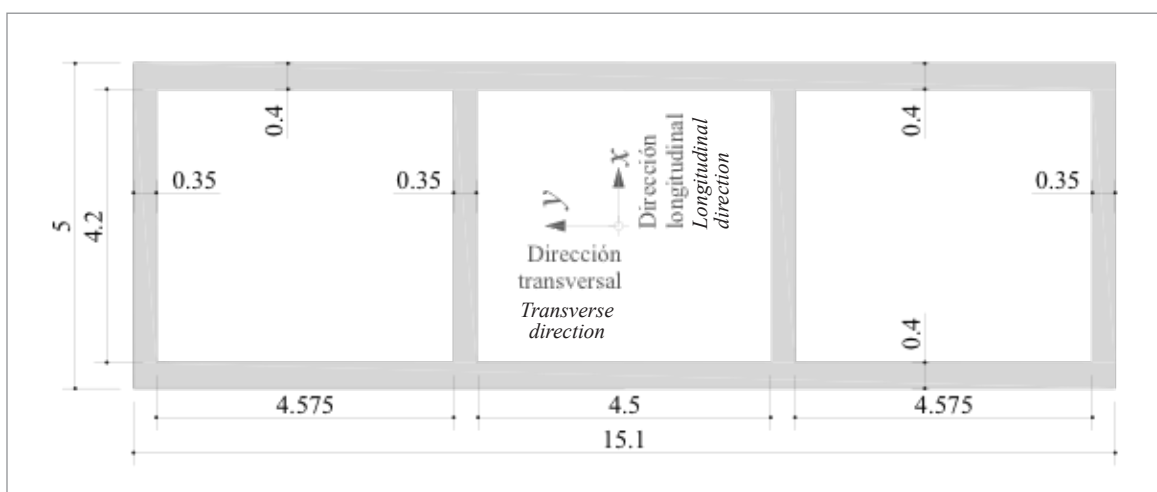


Figura 2. Sección típica del tablero (izquierda) y sección en apoyo sobre pilares (derecha)
 Figure 2. typical deck section (left) and section supported by columns (right)

Tabla 1. Propiedades geométricas de las dovelas del puente**Table 1.** Geometrical properties of deck's dowels

Dovela/Dowel	t* (m)	A (m ²)	J (m ³)	Ixx (m ³)	Iyy (m ³)
D _{Ap} (en apoyo sobre pilares/ <i>Dap supported by columns</i>)	0.45	8.33	17.72	8.49	99.31
D1	0.44	8.26	17.69	8.44	99.04
D2	0.41	8.05	17.56	8.28	98.22
D3	0.39	7.92	17.45	8.15	97.69
D4	0.36	7.71	17.26	7.95	96.88
D5	0.34	7.56	17.1	7.81	96.36
D6	0.31	7.37	16.84	7.57	96.57
D7	0.29	7.24	16.62	7.4	95.05
D8	0.26	7.04	16.24	7.11	94.27
D9	0.24	6.9	15.93	6.9	93.76
D10	0.23	6.84	15.76	6.8	93.5
D _{Cl} (cierre en centro de luz/ <i>closure of mid-span</i>)	0.22	6.77	15.58	6.68	93.24

**Figura 3.** Sección de los pilares**Figure 3.** Columns section

2.2 Análisis numérico

El análisis se desarrolló empleando el software SAP2000. Para esto se usaron elementos tipo viga-columna en el tablero, las torres y los pilares, y elementos tipo cable que tienen en cuenta el efecto catenaria para los cables extradados. La transmisión de la fuerza de los cables al tablero, y de la conexión entre el tablero y los pilares, se logró por medio del uso de elementos tipo link, que son rígidos y de masa nula (CSI, 2010), ver Figura 4.

El primer paso para el estudio de la vulnerabilidad sísmica durante construcción consistió en realizar el análisis constructivo y post-constructivo (entre $t=0$ y $t=50$ años después del cierre), incluyendo la no linealidad geométrica y los efectos diferidos en el tiempo. Las acciones tenidas en cuenta, los tiempos de construcción, así como los resultados de ese análisis, pueden ser revisados en Benjumea (2012).

2.2 Numerical Analysis

The analysis was performed by using the SAP2000 software. For this purpose, the employed elements were beam-column on the deck, towers and columns and; cable elements which consider the catenary effect of extradosed cables. Force transmission from cables to the deck and connection between deck and columns, was achieved by means of the use of link-type elements, which are rigid elements and their mass is almost void (CSI, 2010), see Figure 4.

The first step for the study of seismic vulnerability during construction stage consisted of developing a constructive and post-constructive analysis (between $t=0$ and $t=50$ years after closure), including geometrical non-linearity and differed effects throughout time. Considered actions and construction periods, as well as the results obtained from such analysis, can be reviewed on Benjumea (2012).

Para el puente recién construido ($t=0$) y luego de que hayan ocurrido las pérdidas ($t=50$ años), se realiza el análisis modal espectral y se determinan las fuerzas sísmicas. Esto mismo se hace para las etapas constructivas analizadas, presentadas en la Figura 5, en las cuales la solución del problema de los eigenvalues se hace usando la matriz de rigidez del puente en el estado deformado de cada etapa constructiva. Para calcular la vulnerabilidad sísmica del puente se estudió la respuesta interna en algunos puntos de interés en el tablero (en la zona de anclaje del primer cable extradosado en el vano lateral y en el vano central, y en la zona de conexión con los pilares), en la base de los pilares y de las torres, y en tres cables del vano central, ver Figura 6. Es importante anotar que en este trabajo no se ha estudiado el problema de la capacidad de los miembros estructurales del puente, puesto que los cálculos se basan en comparaciones relativas, y no absolutas, de la respuesta estructural del puente.

For the brand new bridge ($t=0$), and then when losses have taken place ($t=50$), a spectral modal analysis is conducted to determinate seismic forces. The same procedure is executed on the analyzed constructive stages, presented by Figure 5, which solution for the eigenvalues problems is performed by using the bridge stiffness matrix under deformed condition for each constructive stage. So as to calculate the bridge seismic vulnerability, the internal response was studied for some deck data points (the anchorage area of the first extradosed cable on the side span and mid-span and the zone connecting with columns), as well as the columns and towers bases and three cables on the mid-span, see Figure 6. It is important to emphasize that this research study has not analyzed the problems of bridge structural elements capacities, because calculations are based on relative comparisons of the bridge structural response and not on absolute ones.

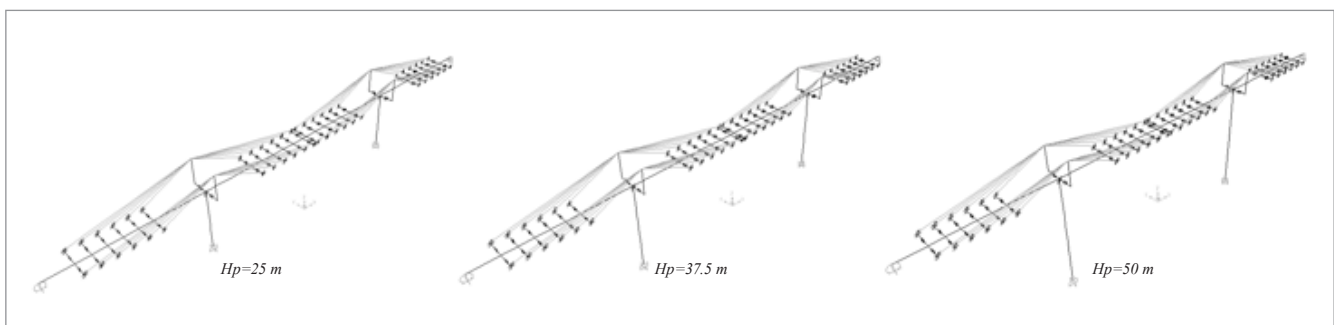


Figura 4. Modelos de elementos finitos desarrollados
Figure 4. Developed Finite Elements Modelling

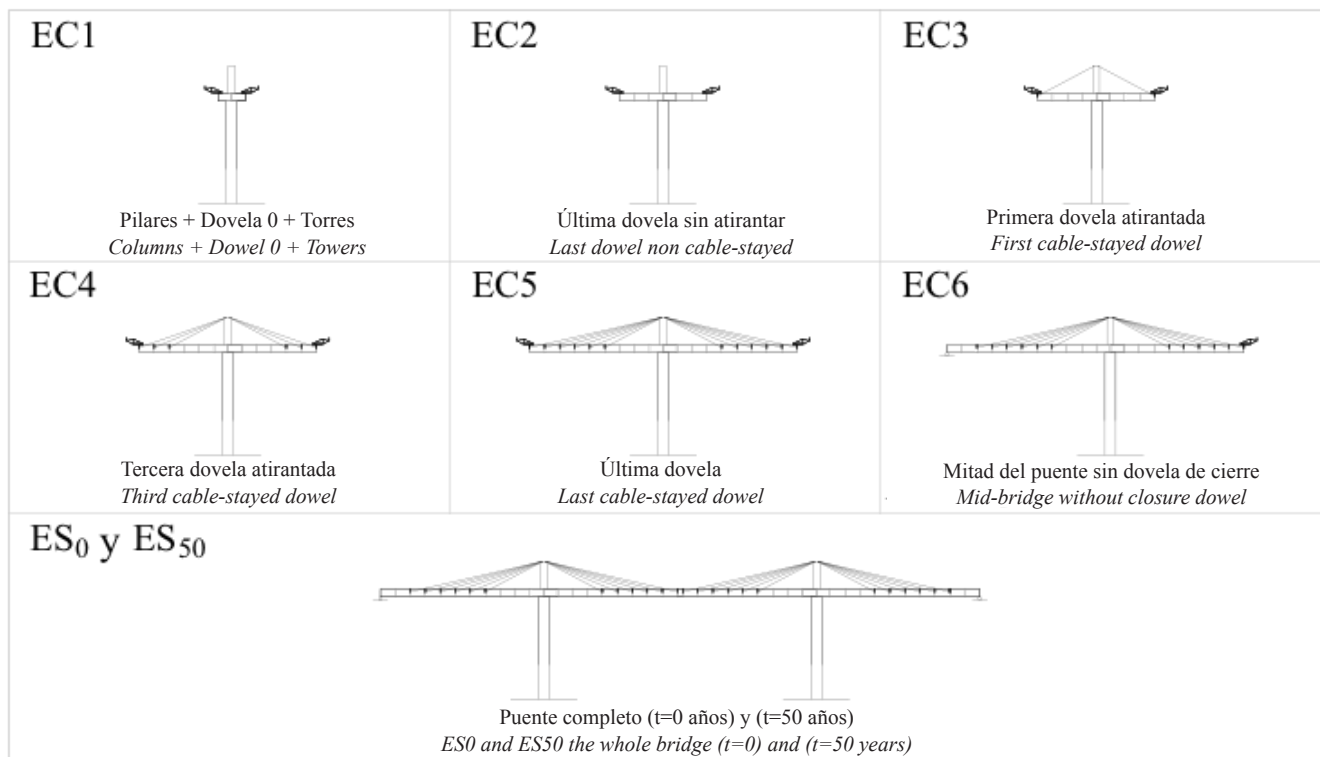


Figura 5. Estados del puente considerados
Figure 5. Bridge conditions taken in to consideration

2.3 Acción sísmica

Para determinar la acción sísmica durante construcción y en estado de servicio del puente, se empleó la curva de recurrencia de aceleraciones para la ciudad de Bucaramanga, ubicada en el nororiente de Colombia, ver Figura 7. De esta curva se observa que para un periodo de retorno de 475 años, la aceleración horizontal correspondiente es aproximadamente 0.22g. Este valor fue empleado para construir el espectro de aceleración de acuerdo al Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, que es presentado en la Figura 8.

2.3 Seismic activity

In order to determine seismic activity during construction stage and during service, the acceleration recurrence curve from the city of Bucaramanga, located at the northeast area of Colombia, was employed, located at the northeast area of Colombia, see Figure 7. From this curve it is observed that, for a return period of 475 years, the corresponding horizontal acceleration is 0.22g approximately. This value was used to create the acceleration spectrum, in accordance with the Bridge Seismic Design of the Colombian Code, which is presented by Figure 8.

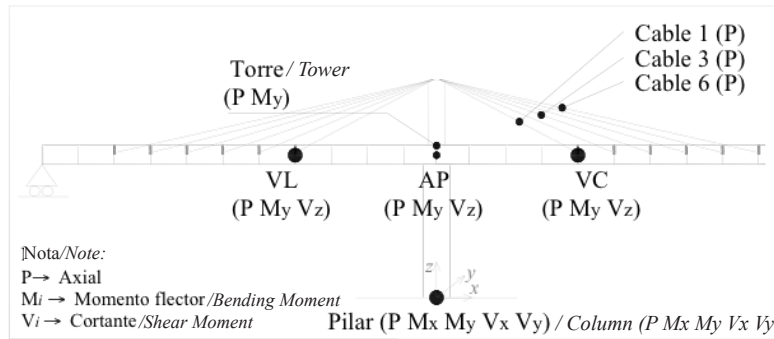


Figura 6. Zonas de interés y fuerzas internas estudiadas
Figure 6. Interest zones and internal forces under study

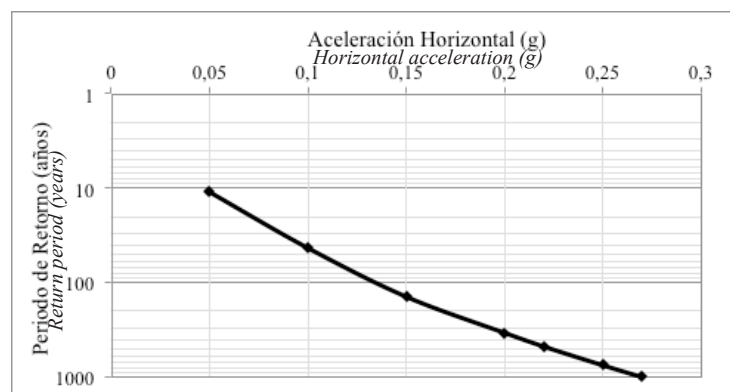


Figura 7. Curva de recurrencia de aceleraciones para la ciudad de Bucaramanga (AIS et al., 1996)
Figure 7. Accelerations recurrence curve for the city of Bucaramanga (AIS et al., 1996)

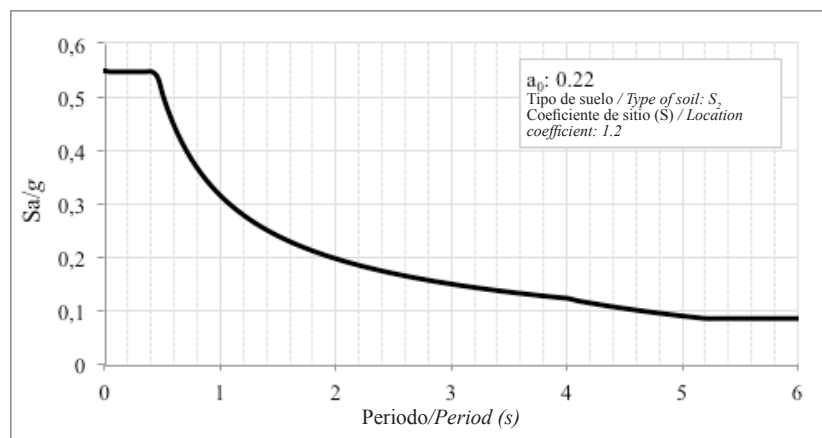


Figura 8. Espectro de aceleración para la ciudad de Bucaramanga
Figure 8. Acceleration spectrum for the city of Bucaramanga

Para calcular las fuerzas sísmicas se ha supuesto un amortiguamiento del 1.5% en todos los modos del puente en el estado de servicio y durante construcción, valor encontrado por Niihara, et al. (2001) mediante estudios de vibración ambiental para tres puentes extradosados construidos en Japón. El número de modos incluidos en el análisis modal fue seleccionado de modo tal que se garantizaran las premisas: (a) que el porcentaje de masa modal en la dirección vertical sea mayor o igual a la relación de la masa del tablero con respecto a la estructura, persiguiendo una alta participación del tablero en la respuesta en la dirección vertical, (b) que el porcentaje de masa modal sea mayor o igual al 80% en la respuesta en las direcciones horizontales, y (c) que el porcentaje de masa modal para las tres direcciones principales permanezca relativamente constante para todos los estados del puente analizados, incluyendo aquellos con el puente en servicio. En todos los casos se han tenido en cuenta los modos correspondientes a movimientos verticales de los pilares y la masa adicional del carro de avance durante las etapas constructivas.

3. Respuesta sísmica durante construcción

Luego de determinar la respuesta sísmica del puente para el sismo de diseño, durante construcción y en servicio, estas se comparan siguiendo las Ecuaciones 2 y 3 derivadas de Wilson y Holmes (2007). En éstas, el término E_c indica la máxima respuesta sísmica en la etapa constructiva analizada, mientras $E_{s,0}$ y $E_{s,50}$ indican el valor de la respuesta sísmica analizada para el puente completo en $t=0$ y $t=50$ años respectivamente. Debido a que el sismo considerado para las etapas constructivas y de servicio es el mismo, los términos $\psi_{E,0}$ y ψ_{E50} brindan una buena idea de los elementos y etapas constructivas críticas, siendo identificados por tener valores mayores a la unidad, lo que indica que la respuesta estructural sísmica durante construcción excede la respuesta del puente en servicio. La evaluación de las Ecuaciones 2 y 3 se presenta en las Tablas 2 a 4.

In order to calculate the seismic forces, a 1.5% damping ratio has been assumed for all modes of the bridge in service and during construction. This value was provided by Niihara et al., (2001), which is the result from environmental vibration studies in three extradosed bridges, built in Japan. The number of modes included in the modal analysis was selected in such a way that the following premises are guaranteed: (a) that the percentage of modal mass, in vertical direction, shall be higher or equal to the ratio of deck mass in regards to the structure, looking for a high participation of the deck in the vertical direction response; (b) that modal mass percentage shall be higher or equal to the 80% of horizontal direction responses and, (c) that the percentage of modal mass, for three main directions, shall remain relatively constant for all conditions of the analyzed bridge, including those with the bridge under service. In all such cases, the modes corresponding to vertical movements of columns and the additional mass of the bridge form traveler have been taken into account, during the constructive stages.

3. Seismic response during construction stage

After determining the bridge seismic response under the design earthquake, during the construction and in-service stages, they are compared by using Equations 2 and 3 derived by Wilson and Holmes (2007). In such equations the term E_c indicates the maximum seismic response for the analyzed constructive stage. While the terms $E_{s,0}$ and $E_{s,50}$ indicate the value of seismic response analyzed for the whole bridge in $t=0$ and $t=50$ years, respectively. Since the seismic activity considered for constructive and in-service stages is the same, the terms $\psi_{E,0}$ and ψ_{E50} provide a good idea of the elements and the critical constructive stages, thus being identified as having higher values than one, which indicates that the structural seismic response during construction stage exceeds the response of the bridge in-service. The assessment of Equations 2 and 3 is presented by Tables from 2 to 4.

$$\psi_{E,0} = \frac{E_c}{E_{s,0}} \quad (2)$$

$$\psi_{E50} = \frac{E_c}{E_{s,50}} \quad (3)$$

Tabla 2. Valores de $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$ para el puente con Hp=25 m
Table 2. Values of $\psi_{E,0}$ and $\psi_{E,50}$ for the bridge with Hp=25 m

$\Psi_{E,0}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6	$\Psi_{E,50}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
Pilares Columns	P	0.48	0.46	0.5	0.5	0.51	1.39	Pilares Columns	P	0.48	0.46	0.5	0.51	0.51	1.39		
	ML	0.58	0.69	0.71	0.78	1.05	0.96		ML	0.57	0.69	0.71	0.77	1.05	0.95		
	VL	0.56	0.6	0.64	0.9	1.23	1.04		VL	0.55	0.6	0.64	0.89	1.22	1.04		
	MT	0.49	0.87	1.11	1.43	1.2	1.18		MT	0.49	0.87	1.11	1.43	1.2	1.18		
	VT	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21		VT	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21		
Torres Towers	ML	1.29	0.86	0.92	1.81	2.8	1.94	Torres Towers	ML	1.29	0.86	0.92	1.82	2.8	1.94		
	VL	1.28	0.85	0.91	1.78	2.76	1.92		VL	1.28	0.85	0.91	1.79	2.77	1.92		
Cables 6 3 1	P	-	-	1.27	1.84	1.36	2.32	Cables 6 3 1	P	-	-	1.51	2.19	1.62	2.76		
	P	-	-	-	1.66	1.62	2.45		P	-	-	-	1.66	1.62	2.46		
	P	-	-	-	-	1.33	1.9		P	-	-	-	-	1.33	1.91		
Tablero Deck	VL	P	-	-	0.09	0.55	1.25	1	Tablero Deck	VL	P	-	-	0.09	0.55	1.25	1
		ML	-	-	0.01	0.35	0.99	0.99			ML	-	-	0.01	0.36	0.99	0.99
		VL	-	-	0.28	0.92	0.74	1.2			VL	-	-	0.28	0.92	0.74	1.2
	VC	P	-	-	0.09	0.56	1.28	1.38		VC	P	-	-	0.09	0.56	1.28	1.38
		ML	-	-	0.01	0.36	1.01	1.2			ML	-	-	0.01	0.36	1.02	1.21
		VL	-	-	0.58	1.84	1.49	1.78			VL	-	-	0.58	1.85	1.5	1.79
AP	P	0.2	0.41	0.48	0.84	1.35	1.28	AP	P	0.2	0.41	0.48	0.84	1.35	1.28		
	ML	0.1	0.97	1.54	2.21	1.84	2.35		ML	0.1	0.97	1.54	2.22	1.84	2.35		
	VL	0.29	1.05	1.37	1.31	0.79	0.93		VL	0.3	1.06	1.38	1.32	0.79	0.94		

Tabla 3. Valores de $\psi_{E,0}$ y $\psi_{E,50}$ para el puente con Hp=37.5 m
Table 3. Values of $\psi_{E,0}$ and $\psi_{E,50}$ for the bridge with Hp=37.5 m

$\Psi_{E,0}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6	$\Psi_{E,50}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
Pilares Columns	P	0.82	0.79	0.74	0.79	0.77	1.58	Pilares Columns	P	0.82	0.79	0.74	0.79	0.77	1.58		
	ML	0.59	0.71	0.76	0.81	0.86	0.83		ML	0.59	0.71	0.76	0.81	0.86	0.83		
	VL	0.56	0.61	0.64	0.7	0.9	0.81		VL	0.56	0.61	0.64	0.7	0.9	0.81		
	MT	0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91		MT	0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91		
	VT	0.79	1	1.07	1.18	1.16	0.89		VT	0.79	1	1.07	1.18	1.16	0.89		
Torres Towers	ML	0.61	0.45	0.52	0.96	2.07	1.34	Torres Towers	ML	0.61	0.46	0.52	0.97	2.08	1.34		
	VL	0.6	0.45	0.51	0.94	2.04	1.32		VL	0.6	0.45	0.51	0.95	2.04	1.32		
Cables 6 3 1	P	-	-	1.18	1.79	1.78	3.74	Cables 6 3 1	P	-	-	1.18	1.79	1.79	3.74		
	P	-	-	-	1.11	1.45	2.64		P	-	-	-	1.11	1.45	2.65		
	P	-	-	-	-	1.17	2.02		P	-	-	-	-	1.18	2.02		
Tablero Deck	VL	P	-	-	0.07	0.37	1.07	1.02	Tablero Deck	VL	P	-	-	0.07	0.37	1.07	1.02
		ML	-	-	0.01	0.28	1.01	0.99			ML	-	-	0.01	0.28	1.01	0.99
		VL	-	-	0.37	1.22	1.53	1.05			VL	-	-	0.37	1.22	1.53	1.05
	VC	P	-	-	0.07	0.38	1.03	1.41		VC	P	-	-	0.07	0.39	1.03	1.41
		ML	-	-	0.01	0.27	0.92	1.26			ML	-	-	0.01	0.27	0.93	1.27
		VL	-	-	0.48	1.58	1.83	2.41			VL	-	-	0.48	1.57	1.83	2.4
AP	P	0.16	0.36	0.4	0.53	0.98	1.1	AP	P	0.16	0.36	0.4	0.53	0.98	1.1		
	ML	0.06	0.6	0.91	1.46	1.82	2.5		ML	0.06	0.6	0.91	1.45	1.81	2.49		
	VL	0.4	1.32	1.65	1.87	1.46	1.98		VL	0.4	1.32	1.65	1.88	1.46	1.98		



Tabla 4. Valores de $\psi_{E,0}$ y ψ_{E50} para el puente con Hp=50 m
Table 4. Values of $\psi_{E,0}$ and ψ_{E50} for the bridge with Hp=50 m

$\Psi_{E,0}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6	$\Psi_{E,50}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
Pilares Columns	P	0.92	0.87	0.86	0.83	0.78	1.32	Pilares Columns	P	0.92	0.87	0.86	0.83	0.78	1.31		
	ML	0.64	0.75	0.81	0.9	0.93	0.98		ML	0.64	0.75	0.81	0.9	0.93	0.98		
	VL	0.63	0.66	0.69	0.73	0.78	0.85		VL	0.63	0.66	0.69	0.73	0.78	0.85		
	MT	0.74	0.9	0.96	1.08	1.18	0.94		MT	0.74	0.9	0.96	1.08	1.18	0.94		
	VT	0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92		VT	0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92		
Torres Towers	ML	0.39	0.29	0.29	0.59	1.47	0.69	Torres Towers	ML	0.39	0.29	0.29	0.59	1.47	0.69		
	VL	0.38	0.29	0.29	0.58	1.44	0.69		VL	0.38	0.29	0.29	0.58	1.44	0.69		
Cables 6 3 1	P	-	-	0.98	1.31	1.69	2.79	Cables 6 3 1	P	-	-	0.99	1.32	1.69	2.79		
	P	-	-	-	0.77	1.25	1.78		P	-	-	-	0.77	1.25	1.79		
	P	-	-	-	-	0.99	1.32		P	-	-	-	-	0.99	1.32		
Tablero Deck VC	VL	P	-	-	0.06	0.29	0.81	1.36	Tablero Deck VC	VL	P	-	-	0.06	0.29	0.81	1.36
		ML	-	-	0.01	0.21	0.72	1.28			ML	-	-	0.01	0.21	0.72	1.28
		VL	-	-	0.39	1.03	1.31	0.97			VL	-	-	0.39	1.03	1.31	0.97
	AP	P	-	-	0.06	0.28	0.88	0.96		AP	P	-	-	0.06	0.28	0.88	0.96
		ML	-	-	0.01	0.19	0.74	0.78			ML	-	-	0.01	0.19	0.74	0.78
		VL	-	-	0.41	1.09	1.49	1.49			VL	-	-	0.41	1.08	1.49	1.49
AP	P	0.15	0.31	0.36	0.44	0.78	0.73	AP	P	0.15	0.31	0.36	0.44	0.78	0.73		
	ML	0.04	0.48	0.63	0.88	1.37	1.41		ML	0.04	0.48	0.62	0.87	1.36	1.4		
	VL	0.39	1.49	1.65	1.63	1.64	1.75		VL	0.4	1.5	1.67	1.65	1.67	1.77		

A partir de las Tablas 2 a 4 se observa que en los cables y las torres, la respuesta sísmica del puente completo siempre será excedida por lo menos en una etapa durante construcción. Estos elementos presentan los mayores valores de $\psi_{E,0}$ y ψ_{E50} (2.80 para el momento longitudinal de la torre y 3.74 para el axial del primer cable extradosado). En los pilares, las fuerzas sísmicas internas en la dirección transversal para el puente en estado completo serán excedidas por lo menos durante las etapas constructivas EC4 y EC5. En la dirección longitudinal también se logran respuestas sísmicas mayores durante construcción, aunque con menor proporción que en la dirección transversal. Para ambas direcciones, los valores mayores de $\psi_{E,0}$ y ψ_{E50} se obtuvieron en el caso del puente con pilares cortos. En cuanto a la fuerza axial, únicamente en la etapa constructiva EC6 se excede el axial sísmico para el puente completo. En el tablero, las respuestas sísmicas máximas durante construcción ocurren en la zona de conexión con los pilares ($\psi_{E,0}$ entre 1.41 y 2.35 para momento; $\psi_{E,0}$ entre 1.31 y 1.98 para cortante), y en el vano central ($\psi_{E,0}$ entre 1.21 y 1.27 para momento longitudinal; $\psi_{E,0}$ entre 1.49 y 2.41 para cortante). En el vano lateral se encontró una máxima respuesta sísmica en el cortante longitudinal ($\psi_{E,0}$ =1.53), aunque las demás respuestas analizadas son cercanas a la respuesta del puente en estado de servicio.

Los resultados de la Tablas 2 a 4 también permiten observar que los valores de $\psi_{E,0}$ y ψ_{E50} son muy similares. Esto se debe a que la respuesta modal de la estructura para esas dos etapas del puente no cambia significativamente, ver Figura 9, en donde se presenta, para los primeros 100 modos, la relación entre los periodos de vibración del estado ES_0 y ES_{50} .

From Tables 2 up to 4, it is observed that in cables and towers, the deck seismic response will always be exceeded at least during one stage of construction phase. Such elements have the highest $\psi_{E,0}$ and ψ_{E50} values (2.80 for the tower longitudinal bending moment and, 3.74 for the axial of the first extradosed cable). In columns, the whole bridge internal seismic forces, in transverse direction, will be exceeded at least during constructive stages EC4 and EC5. In longitudinal direction, higher seismic responses are also achieved during construction phase, although with a lower rate than in transverse direction. For both directions the highest $\psi_{E,0}$ and ψ_{E50} values were obtained for the bridge supported by short columns. As far as axial force is concerned, only during construction stage EC6, it exceeds the axial seismic force for the whole bridge. Deck maximum seismic responses during construction phase take place in the columns connection area ($\psi_{E,0}$ between 1.41 and 2.35 for bending moment; $\psi_{E,0}$ between 1.31 and 1.98 shear). In mid-span, maximum seismic responses occurs for longitudinal bending moment ($\psi_{E,0}$ between 1.21 and 1.27) and for longitudinal shear ($\psi_{E,0}$ between 1.49 and 2.41). In the side span, a maximum seismic response was achieved for the longitudinal shear ($\psi_{E,0}$ =1.53), although the other analyzed responses are close to the response of the deck in-service condition.

The results from Tables 2 to 4 also show that $\psi_{E,0}$ and ψ_{E50} values are quite similar. This is so, because the structure modal response for these two bridge stages does not significantly changes, see Figure 9, which shows the relation between vibration periods under ES_0 and ES_{50} condition, for the first 100 modes.



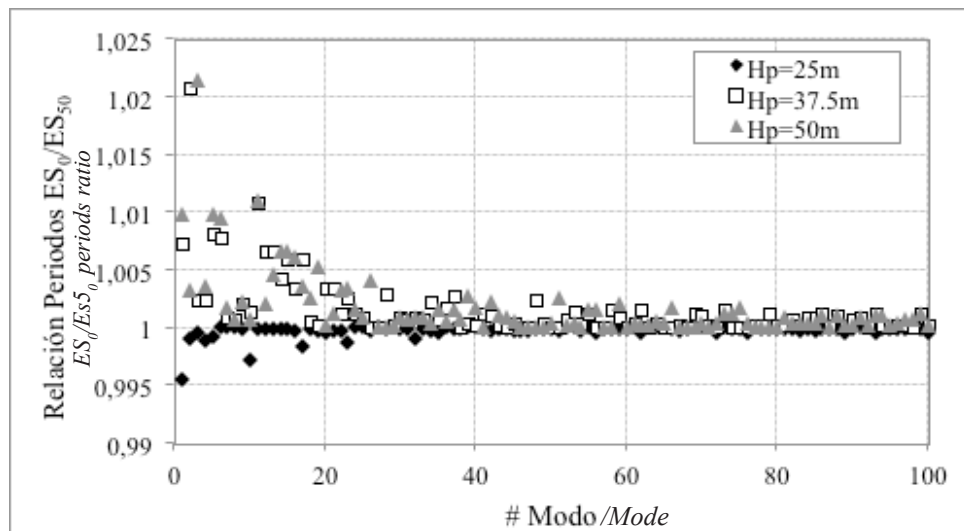


Figura 9. Relación entre los periodos de vibración para los estados ES_0 y ES_{50}
Figure 9. Relation between vibration periods for ES_0 and ES_{50} conditions

Si se modifican las Ecuaciones 2 y 3, introduciendo las acciones de peso propio y carga muerta durante construcción (D_c) y en servicio (D_s), ver Ecuaciones 4 y 5, se puede tener una idea más clara de la vulnerabilidad del puente y confirmar las tendencias previamente determinadas, ya que esta combinación de cargas es mucho más realista que la acción sísmica actuando sola.

If Equations 2 and 3 are modified by introducing the effect of selfweight and dead load during construction stage (D_c) and in-service stage (D_s), see Equations 4 and 5, it is possible to obtain a clearer idea about the bridge vulnerability and to confirm the trend previously determined, since that load combination is far more real than the seismic activity working by itself.

$$\psi_{E+D,0} = \frac{E_c + D_c}{E_{s,0} + D_{s,0}} \quad (4)$$

$$\psi_{E+D,50} = \frac{E_c + D_c}{E_{s,50} + D_{s,50}} \quad (5)$$

La evaluación de las Ecuaciones 4 y 5 se presenta en las Tablas 5 a 7. De estas se puede anotar lo siguiente: (a) las torres y los cables extradosados son los elementos estructurales que presentan mayor vulnerabilidad durante construcción frente a las acciones sísmicas. Debido a que estos dos elementos son importantes dentro del comportamiento del puente extradosado, se debe prestar especial atención durante la fase de diseño, (b) en los pilares, las fuerzas sísmicas en la dirección transversal presentan la mayor vulnerabilidad durante construcción. El axial y las fuerzas en la dirección longitudinal durante construcción alcanzan valores menores o iguales a aquellos obtenidos para el puente en el estado completo, (c) la zona que presenta mayor vulnerabilidad en el tablero es la de conexión con los pilares. En esta, el momento longitudinal alcanza los valores más críticos, los cuales aumentan a medida que disminuye la rigidez de los pilares, lo que se debe a que el tablero toma una mayor carga sísmica. En el vano central y en los vanos laterales se puede llegar a tener valores que exceden los obtenidos del puente en estado completo, sin embargo la vulnerabilidad es menor a la que exhibe la zona de conexión con los pilares, (d) en general, las etapas constructivas EC4, EC5 y EC6 son las condiciones más vulnerables del puente. En estas, la estructura tiene una menor redundancia que la del puente completo y un porcentaje considerable de la masa total.

The assessment of Equation 4 and 5 is presented by Tables 5 to 7. The following records are mentioned: (a) Towers and extradosed cables are structural elements showing higher vulnerability against seismic activity during construction stage. Since, these two elements are relevant for the extradosed bridge behavior special attention shall be paid during design phase; (b) in columns seismic forces in transverse direction show the highest vulnerability during construction phase. Axial and forces in longitudinal direction achieved lower or equal values to those obtained for the bridge under full condition; (c) the area showing the highest vulnerability in the deck is the connection with columns. In this area the longitudinal moment reaches the most critical values, which tend to increase as long as the columns stiffness decreases, because the deck absorbs more seismic load. In mid-span and side spans, values may exceed the ones obtained for the bridge in full condition, however vulnerability is lower than the one shown by the area connecting with columns; (d) in general, the constructive stages EC4, EC5 and EC6 are the most vulnerable of the whole bridge. In these stages, the structure has a lower redundancy than that of the complete bridge and a considerable percentage of total mass.

Tabla 5. Valores de $\psi_{E+D,0}$ y $\psi_{E+D,50}$ para el puente con $H_p=25$ m.
Table 5. Values of $\psi_{E+D,0}$ and $\psi_{E+D,50}$ for the bridge with $H_p=25$ m.

$\Psi_{E+D,0}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6	$\Psi_{E+D,50}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
Pilares Columns	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02	Pilares Columns	P	0.48	0.58	0.64	0.74	0.88	1.02		
	ML	0.5	0.6	0.62	0.68	0.93	0.85		ML	0.49	0.59	0.6	0.66	0.91	0.83		
	VL	0.5	0.54	0.58	0.8	1.1	0.94		VL	0.47	0.51	0.54	0.75	1.03	0.88		
	MT	0.49	0.87	1.11	1.43	1.2	1.18		MT	0.49	0.87	1.11	1.43	1.2	1.18		
	VT	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21		VT	0.57	0.88	1.11	1.41	1.17	1.21		
Torres Towers	ML	1.12	0.75	0.81	1.59	2.44	1.74	Torres Towers	ML	0.92	0.62	0.67	1.31	2.01	1.44		
	VL	1.11	0.74	0.8	1.57	2.42	1.73		VL	0.92	0.61	0.66	1.3	1.99	1.43		
Cable 6 3 1	P	-	-	1.55	1.61	1.65	1.74	Cable 6 3 1	P	-	-	1.18	1.23	1.26	1.33		
	P	-	-	-	1.15	1.22	1.27		P	-	-	-	1.24	1.33	1.37		
	P	-	-	-	-	1.18	1.21		P	-	-	-	-	1.33	1.36		
Tablero Deck VC	VL	P	-	-	0.23	0.62	1.06	0.98	Tablero Deck VC	VL	P	-	-	0.25	0.67	1.15	1.06
		ML	-	-	0.11	0.41	0.73	0.83			ML	-	-	0.12	0.48	0.84	0.96
		VL	-	-	0.37	0.82	0.54	1.04			VL	-	-	0.34	0.75	0.5	0.95
	AP	P	-	-	0.14	0.38	0.65	0.64		AP	P	-	-	0.18	0.49	0.84	0.83
		ML	-	-	0.12	0.46	0.78	0.98			ML	-	-	0.11	0.42	0.71	0.89
		VL	-	-	0.47	0.99	0.87	0.98			VL	-	-	0.42	0.89	0.78	0.88
AP	P	0.16	0.39	0.53	0.78	1.06	1.03	AP	P	0.2	0.51	0.69	1.02	1.38	1.34		
	ML	0.08	0.99	1.29	1.79	1.82	2.08		ML	0.07	0.88	1.14	1.58	1.61	1.84		
	VL	0.3	0.77	0.88	0.89	0.77	0.81		VL	0.29	0.75	0.85	0.87	0.75	0.78		

Tabla 6. Valores de $\psi_{E+D,0}$ y $\psi_{E+D,50}$ para el puente con $H_p=37.5$ m.
Table 6. Values of $\psi_{E+D,0}$ and $\psi_{E+D,50}$ for the bridge with $H_p=37.5$ m.

$\Psi_{E+D,0}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6	$\Psi_{E+D,50}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
Pilares Columns	P	0.59	0.68	0.72	0.81	0.94	1.03	Pilares Columns	P	0.59	0.68	0.72	0.81	0.94	1.03		
	ML	0.62	0.75	0.8	0.87	0.92	0.9		ML	0.55	0.66	0.71	0.77	0.81	0.79		
	VL	0.53	0.58	0.61	0.67	0.86	0.78		VL	0.52	0.57	0.6	0.65	0.84	0.76		
	MT	0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91		MT	0.71	0.96	1.05	1.18	1.19	0.91		
	VT	0.79	1	1.07	1.18	1.16	0.89		VT	0.79	1	1.07	1.18	1.16	0.89		
Torres Towers	ML	0.58	0.43	0.5	0.94	1.99	1.28	Torres Towers	ML	0.54	0.41	0.47	0.88	1.87	1.21		
	VL	0.57	0.43	0.49	0.92	1.95	1.26		VL	0.54	0.4	0.46	0.87	1.84	1.19		
Cable 6 3 1	P	-	-	1.07	1.12	1.23	1.43	Cable 6 3 1	P	-	-	1.1	1.16	1.27	1.48		
	P	-	-	-	1.05	1.19	1.33		P	-	-	-	1.11	1.26	1.41		
	P	-	-	-	-	1.14	1.25		P	-	-	-	-	1.24	1.36		
Tablero Deck VC	VL	P	-	-	0.22	0.58	1.02	0.98	Tablero Deck VC	VL	P	-	-	0.24	0.63	1.11	1.06
		ML	-	-	0.1	0.37	0.76	0.85			ML	-	-	0.11	0.4	0.82	0.92
		VL	-	-	0.46	0.94	1.18	0.87			VL	-	-	0.42	0.85	1.07	0.79
	AP	P	-	-	0.16	0.41	0.71	0.74		AP	P	-	-	0.19	0.48	0.84	0.87
		ML	-	-	0.11	0.39	0.74	1.05			ML	-	-	0.1	0.35	0.67	0.95
		VL	-	-	0.41	0.84	1.08	1.33			VL	-	-	0.37	0.76	0.98	1.21
AP	P	0.15	0.4	0.54	0.74	1.02	1.02	AP	P	0.18	0.46	0.62	0.87	1.19	1.19		
	ML	0.05	0.62	0.77	1.18	1.67	2.06		ML	0.05	0.59	0.72	1.11	1.56	1.93		
	VL	0.33	0.81	0.9	1	0.95	1.08		VL	0.32	0.79	0.87	0.97	0.92	1.04		

Tabla 7. Valores de $\Psi_{E+D,0}$ y $\Psi_{E+D,50}$ para el puente con $H_p=50$ m
Table 7. Values of $\Psi_{E+D,0}$ and $\Psi_{E+D,50}$ for the bridge with $H_p=50$ m

$\Psi_{E+D,0}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6	$\Psi_{E+D,50}$		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	EC6		
Pilares Columns	P	0.64	0.72	0.76	0.84	0.95	1	Pilares Columns	P	0.65	0.72	0.76	0.84	0.95	1		
	ML	0.63	0.73	0.79	0.89	0.92	0.97		ML	0.61	0.72	0.78	0.87	0.9	0.95		
	VL	0.62	0.64	0.68	0.72	0.77	0.83		VL	0.61	0.64	0.67	0.71	0.76	0.82		
	MT	0.74	0.9	0.96	1.08	1.18	0.94		MT	0.74	0.9	0.96	1.08	1.18	0.94		
	VT	0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92		VT	0.84	0.95	0.98	1.09	1.14	0.92		
Torres Towers	ML	0.37	0.28	0.29	0.6	1.44	0.68	Torres Towers	ML	0.36	0.27	0.29	0.59	1.43	0.67		
	VL	0.36	0.27	0.28	0.58	1.41	0.67		VL	0.36	0.27	0.28	0.58	1.4	0.67		
Cable 6 3 1	P	-	-	1.02	1.06	1.23	1.33	Cable 6 3 1	P	-	-	1.06	1.09	1.27	1.38		
	P	-	-	-	0.98	1.16	1.21		P	-	-	-	1.03	1.23	1.28		
	P	-	-	-	-	1.1	1.13		P	-	-	-	-	1.2	1.22		
Tablero Deck VC	VL	P	-	-	0.2	0.51	0.88	0.94	Tablero Deck VC	VL	P	-	-	0.22	0.56	0.95	1.02
		ML	-	-	0.08	0.32	0.62	1.09			ML	-	-	0.09	0.34	0.65	1.15
		VL	-	-	0.48	0.82	2.43	0.81			VL	-	-	0.43	0.74	2.2	0.74
	AP	P	-	-	0.16	0.4	0.7	0.69		AP	P	-	-	0.18	0.46	0.8	0.79
		ML	-	-	0.09	0.31	0.62	0.71			ML	-	-	0.08	0.29	0.57	0.65
		VL	-	-	0.38	0.62	0.95	0.92			VL	-	-	0.34	0.56	0.87	0.84
P	0.15	0.39	0.54	0.74	0.99	0.96	P	0.17	0.45	0.61	0.84	1.13	1.09				
ML	0.08	1.04	1.15	1.55	2.68	2.6	ML	0.09	1.15	1.27	1.72	2.96	2.88				
VL	0.33	0.84	0.89	0.93	0.99	1	VL	0.32	0.82	0.86	0.9	0.96	0.98				

4. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Como se había expuesto anteriormente, la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño para el puente completo durante el periodo constructivo es baja. Sin embargo, debido a que en algunas etapas constructivas el puente tiene una cantidad de masa considerable y una menor redundancia que la del puente completo, pueden ocurrir sismos de menor magnitud pero con mayor probabilidad de excedencia anual, que generen fuerzas sísmicas iguales a las que ocurren en el puente completo. En este numeral, el interés está en calcular la magnitud de esos sismos, o en otras palabras, el valor del coeficiente de aceleración sísmico, de modo tal que las fuerzas sísmicas durante construcción sean iguales a las del puente completo obtenidas para el sismo con periodo de retorno igual a 475 años. Para calcular esas aceleraciones se introducen las Ecuaciones 6 y 7, a partir de las cuales se puede obtener el valor del coeficiente de aceleración sísmico reducido (a_r). En estas ecuaciones, el subíndice i indica los estados $t=0$ y $t=50$ años, mientras que a_0 indica el valor del coeficiente de aceleración empleado para el diseño del puente en estado completo ($a_0=0.22$).

Para cargas sísmicas/ For seismic loads
$$a_{r,i} = \frac{E_{s,i}}{E_c} a_0 \tag{6}$$

Para cargas sísmicas y permanentes/ For constant seismic loads
$$a_{r,i} = \frac{E_{s,i} + D_{s,i} - D_c}{E_c} a_0 \tag{7}$$

4. Assesment of seismic vulnerability

As previously exposed, the probability of occurrence of the design earthquake during construction is quite low. However, since in some construction stages the bridge has a considerable amount of mass and a lower redundancy compared to the complete bridge, low magnitude earthquakes with higher annual exceedance probability can take place thus generating seismic forces equal to those taking place in the completed bridge. In this section, the main purpose is to calculate the magnitude of such earthquakes, in other words, the value of seismic acceleration coefficient, so that seismic forces during construction phase shall be equal to the ones obtained for the completed bridge in regards to seismic activity, with a return period equal to 475 years. So as to calculate such accelerations, the Equations 6 and 7 are introduced, which use allows obtaining the reduced seismic acceleration coefficient value (a_r). In such equations, the subscript indicate the conditions $t=0$ and $t=50$ years, while a_0 indicates the acceleration coefficient value employed for the bridge design under completed condition ($a_0=0.22$).



Luego de evaluar estas Ecuaciones, se presenta en la Tabla 8 los valores críticos (mínimos) de aceleración reducida para todos los puentes estudiados. Además, usando la curva de recurrencia de aceleraciones presentada en la Figura 7, se incluyen las probabilidades de excedencia asociadas. En la Tabla 8 no se presenta el valor de (a_r) en los cables para la condición "carga sísmica+carga permanente", ya que el creep y shrinkage del concreto reducen considerablemente la fluencia y contracción de los cables y por lo tanto se tendrían valores de (a_r) negativos. Tampoco se presentan los valores de probabilidad para aceleraciones menores a 0.05g pues la curva de recurrencia no contaba con dicha información.

De la Tabla 8 se observa que en todos los elementos estructurales existe una mayor vulnerabilidad sísmica durante construcción, ya que pueden ocurrir sismos de baja magnitud pero con mayor probabilidad de excedencia anual al 0.21% que se emplea en el diseño del puente completo, lo cual podría dejar a la estructura en un alto nivel de exposición a la pérdida de un elemento estructural si la capacidad para resistir las fuerzas sísmicas no es suficiente. Por ejemplo, en los pilares se pueden tener probabilidades de que las fuerzas sísmicas durante construcción sean excedidas un 0.41% anualmente, en las torres un 4.21%, en los cables se pueden llegar a tener probabilidades de excedencia del 7.81%, y del 3.07% en el tablero. En algunos casos, al tener en cuenta el efecto de las cargas muertas en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica ocurre un efecto positivo para el puente, lo que demuestra la dependencia de la distribución de cargas muertas en la estructura. Sin embargo, como los efectos diferidos en el tiempo pueden llegar a modificar significativamente la respuesta estructural del puente bajo cargas permanentes, también puede haber un efecto negativo, como en el caso de los cables.

After assessing these Equations, Table 8 presents the (minimal) critical reduced acceleration values for all the bridges under study. Besides, by using the acceleration recurrence curve, shown by Figure 7, the associated exceedance probabilities are included. Table 8 does not show (a_r) value of cables for the condition "seismic load + permanent load" because concrete creep and shrinkage considerably reduce cables stress, therefore (a_r) values would be negative. Probability values are not shown for accelerations lower than 0.05g, since that information was not available for the recurrence curve.

Table 8 shows that all structural elements have a higher seismic vulnerability during construction phase, because low magnitude earthquakes are likely to take place but having a higher annual exceedance probability of 0.21%, which is used for the design of complete bridge; thus exposing the structure to a high risk of losing a structural element, if the capacity to withstand seismic forces is not enough. For example, it is probable that seismic forces during construction phase can be annually exceeded by 0.41% in columns; in towers by 4.21%, in cables they may be exceeded by 7.81% and, 3.07% in the deck. In some cases, considering the effect of dead loads on seismic vulnerability, there is a positive effect on the deck, demonstrating the dependence on the structure dead load distribution. However, as the effects differed throughout time can significantly modify the bridge structural response under permanent loads, a negative effect is likely to take place, for example in the cables.

Tabla 8. Valores de a_r y probabilidad de excedencia anual para los puentes estudiados
Table 8. Values of a_r and annual exceedance probability for the bridges under study

		Hp=25 m				Hp=37.5 m				Hp=50 m				
		Ec. 6		Ec. 7		Ec. 6		Ec. 7		Ec. 6		Ec. 7		
		a_r	%exc.	a_r	%exc.	a_r	%exc.	a_r	%exc.	a_r	%exc.	a_r	%exc.	
Pilares Columns	P	0.16	0.59	0.2	0.29	0.14	0.88	0.19	0.35	0.17	0.49	0.22	0.21	
	Mx	0.21	0.25	0.24		0.26		0.24		0.23		0.23		
	Vx	0.18	0.41	0.2	0.29	0.24		0.26		0.26		0.27		
	My	0.15	0.71	0.15	0.71	0.18	0.41	0.18	0.41	0.19	0.35	0.19	0.35	
	Vy	0.16	0.59	0.16	0.59	0.19	0.35	0.19	0.35	0.19	0.35	0.19	0.35	
Torres Towers	My	0.08	4.21	0.09	3.07	0.11	1.75	0.11	1.75	0.15	0.71	0.15	0.71	
	Vy	0.08	4.21	0.05	9.2	0.11	1.75	0.11	1.75	0.15	0.71	0.15	0.71	
Cables	1	P	0.09	3.07	-	-	0.06	7.81	-	-	0.08	4.21	-	-
	3	P	0.09	3.07	-	-	0.08	4.21	-	-	0.12	1.37	-	-
	6	P	0.12	1.37	-	-	0.11	1.75	-	-	0.17	0.49	-	-
Tablero Deck VC	VL	P	0.18	0.41	0.09	3.07	0.21	0.25	0.11	1.75	0.16	0.59	0.2	0.29
		My	0.22	0.21	0.23		0.22	0.21	0.25		0.17	0.49	0.18	0.41
		Vy	0.18	0.41	0.21	0.25	0.14	0.88	0.18	0.41	0.17	0.49	0.21	0.25
	VC	P	0.16	0.59	0.71		0.16	0.59	0.34		0.23		0.53	
		My	0.18	0.41	0.23		0.17	0.49	0.21	0.25	0.28		0.33	
		Vy	0.12	1.37	0.22	0.21	0.09	3.07	0.16	0.59	0.15	0.71	0.23	
	AP	P	0.16	0.59	0.03	-	0.2	0.29	0.03	-	0.28		0.05	9.2
		My	0.09	3.07	0.08	4.21	0.09	3.07	0.09	3.07	0.16	0.59	0.03	-
		Vy	0.16	0.59	0.27		0.11	1.75	0.19	0.35	0.13	1.09	0.22	0.21

5. Conclusiones

A partir de la comparación de la respuesta sísmica durante seis etapas de construcción, y dos en estado de servicio (antes y después de que tengan lugar los efectos de la fluencia y contracción del concreto), se evaluó la vulnerabilidad sísmica de un puente extradosado de tres luces (60+100+60 m) construido por el método de voladizos sucesivos. En el estudio se ha incluido la altura de los pilares como una variable de investigación.

Los resultados encontrados permiten concluir que los puentes extradosados presentan un mayor grado de vulnerabilidad durante construcción que para el puente en servicio, ya que en el primer estado se pueden tener fuerzas sísmicas con probabilidades de excedencia anuales mayores a la probabilidad de excedencia del 0.21% que se adopta para el diseño sísmico del puente completo. En esta estructura, las torres y los cables extradosados son los elementos estructurales que presentan mayor vulnerabilidad sísmica durante construcción, y por lo tanto, se debe prestar atención a estos elementos en el análisis sísmico durante construcción. En los pilares, las fuerzas internas en la dirección transversal del puente presentaron la mayor vulnerabilidad, mientras que el axial y las fuerzas en la dirección longitudinal no resultaron ser críticas. En el tablero, la mayor vulnerabilidad sísmica se encontró para la zona de conexión con los pilares, la cual se incrementa a medida que se disminuye la rigidez de los pilares. El estudio realizado permite concluir también que las etapas constructivas posteriores a la construcción de la dovela atirantada intermedia representan las condiciones más vulnerables, ya que en estas el puente tiene una menor redundancia estructural que la del puente completo y un alto porcentaje de la masa total.

Debe tenerse presente el hecho de que durante construcción el puente exhiba una mayor vulnerabilidad sísmica que para su estado completo, no indica que los elementos estructurales alcancen el estado límite último y se produzca la falla de los mismos, a menos que la capacidad estructural de los mismos no sea la necesaria para resistir la demanda sísmica. En este trabajo no se determinó la capacidad estructural del puente para resistir las fuerzas sísmicas durante construcción, sin embargo, resultaría importante tener en cuenta este aspecto en trabajos futuros para poder determinar el grado de seguridad con que se estarían diseñando estos puentes.

6. Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento a la Universidad Industrial de Santander, UIS, y al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Investigación, COLCIENCIAS, por el apoyo recibido a través del proyecto RC No 65-2008 titulado "Aplicación de puentes de hormigón con pretensado extradosado en Colombia".

5. Conclusions

By comparing the seismic response during six constructive stages and two in-service condition (before and after concrete creep and shrinkage took place), the seismic vulnerability of a 3-span extradosed bridge (60+100+60 m) - built with the balanced cantilever method - was evaluated. The study includes the columns height as a research variable.

The achieved results allows us to conclude that extradosed bridges have a higher degree of vulnerability during construction phase than in-service bridges, because in the first stage it is possible that seismic forces with annual exceedance probabilities may surpass the 0.21% exceedance probability adopted for the seismic design of the whole bridge. In this structure, the towers and extradosed cables are the structural elements that show greatest seismic vulnerability during construction and, therefore, special attention shall be paid in the seismic analysis during construction phase. In columns, the internal forces in the bridge transverse direction showed the highest vulnerability, while the axial moment and forces in longitudinal direction demonstrated not being critical. In deck, the highest seismic vulnerability was found for the area connecting with columns, which increases as long as the columns stiffness decreases. This research also allows us to conclude that constructive stages executed after the construction of the intermediate stayed-dowel represent the most vulnerable conditions; since the bridge has a lower structural redundancy than that of the complete bridge and a high percentage of total mass in these stages.

It shall be taken into account the fact that during construction the bridge shows a higher seismic vulnerability than after construction is completed, as it does not indicate that structural elements may reach their ultimate limit condition and they might fail as well, unless their structural capacity is not well able to withstand seismic activity. This research did not determine the structural capacity of the bridge to endure seismic forces during the construction phase. However, it is important to consider this aspect in further researches, so as to determine the safety degree for bridges design.

6. Acknowledgements

The authors express their gratitude to the Industrial University of Santander, UIS and; to the Administration Department of Science, Technology and Research, COLCIENCIAS for the support they provided by means of the RC No 65-2008 project, entitled "Application of prestressed extradosed concrete bridges in Colombia".

7. Referencias/References

- AIS (1995)**, Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (Norma AIS-200-95). Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS).
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) (1996)**, Universidad de Los Andes, Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química-Ingeominas. Estudio general de amenaza sísmica de Colombia. Santafé de Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Benjumea J. (2012)**, Evaluación del Comportamiento Estructural de Puentes Extradados con Pilares Esbeltos en Zonas de Alta Sismicidad. Tesis de Maestría. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, disponible en http://tangara.uis.edu.co/biblioweb/pags/cat/popup/pa_detalle_matbib.jsp?parametros=160440|%20|1|18
- Benjumea J., Chio G. y Maldonado E. (2010)**, Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte, Revista Ingeniería de Construcción [online], 25(3), 383-398, disponible en http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732010000300004&lng=es&nrm=iso
- Benjumea J., Chio G. y Maldonado E. (2012)**, Puentes Extradados: Evolución y Tendencias Actuales. Revista Tecnura [online]. 16 (33), 173-188, disponible en <http://tecnura.udistrital.edu.co/ojs/index.php/revista/article/view/434/438>.
- Calvi M., Sullivan T. J. y Villani A. (2010)**, Conceptual seismic design of cable-stayed bridges, Journal of Earthquake Engineering, [online], 14(8), 1139-1171, disponible en <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2010.505275>
- CEB-FIP. (1993)**, CEB-FIP Model Code 1990. London: Thomas Telford Publishing Ltd. London for the Comité.
- CSI Computers & Structures Inc. (2010)**, CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE®. Berkeley, California, USA: Computers and Structures, Inc.
- Niihara Y., Tetsuya K., Yamanobe S. y Hishiki. (2001)**, PCエクストラドゾド橋の減衰特性に関する考察 (Study on Damping Characteristics of Extradosed Bridges). Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering [online], 47^a(2), 489-500, available at <http://library.jsce.or.jp/jsce/open/00127/2001/47-A2-0489.pdf>
- SETRA (2001)**, Haubans - Recommendations de la commission interministérielle de la précontrainte. Bagneaux Cedex: Service d'études techniques des routes et autoroutes, SETRA.
- Wilson J. y Holmes K. (2007)**, Seismic Vulnerability and Mitigation during Construction of Cable-Stayed Bridges. Journal of Bridge Engineering [online], 12 (3), 364-372, available at [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2007\)12:3\(364\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:3(364))