

Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural

Seismic vulnerability and loading capacity of a wire strained bridge based on structural reliability

Edgar Muñoz*¹, Federico Núñez*, Jorge A. Rodríguez*, Alfonso Ramos*, Camilo Otálora*

* Pontificia Universidad Javeriana. COLOMBIA

Fecha de recepción: 10/ 09/ 2009
Fecha de aceptación: 06/ 07/ 2010
PAG. 285 - 323

Resumen

Se presenta en este documento los análisis de vulnerabilidad sísmica y de capacidad de carga del Viaducto Cesar Gaviria Trujillo, empleando las técnicas de confiabilidad estructural basada en las labores de instrumentación. En él se incluye labores tales como: ensayos geofísicos, ensayos de las propiedades mecánicas de materiales, vibraciones ambientales, medición de los efectos de las cargas vehiculares, instrumentación inalámbrica, pruebas de carga, medición de tensiones de tirantes, etc. También se explican los modelos estructurales en elementos finitos desarrollados para el puente y su proceso de calibración basado en la prueba de carga y las propiedades dinámicas determinadas experimentalmente. Además la forma como se realizó la reconstrucción de las historias de esfuerzos de todos los elementos estructurales durante su construcción, de acuerdo con la bitácora de obra. Para los análisis de confiabilidad se hizo un estudio de amenaza sísmica y respuesta dinámica del sitio del puente, donde se obtuvieron nueve espectros de respuesta con diferentes periodos de retorno. Al estudiar las curvas de probabilidad de resistencia y sollicitaciones sísmicas de los pilones, se encontró que tienen unos índices de confiabilidad adecuados dentro de las recomendaciones de las normas internacionales. Además que uno de los elementos de la superestructura que se instrumentó para evaluar su capacidad para los efectos de tráfico, tiene un índice de confiabilidad por fuera de los rangos sugeridos por las normas internacionales. Finalmente algunos tirantes tienen niveles de tensiones mayores a las admisibles especificadas durante su diseño y a las recomendadas internacionalmente para este tipo de puentes.

Palabras Clave: Confiabilidad estructural, vulnerabilidad sísmica, puentes atirantados, efectos locales, monitoreo, capacidad de carga, historia de esfuerzos y proceso constructivo

Abstract

This document presents the analysis of seismic vulnerability and load capacity for Cesar Gaviria Trujillo Viaduct, by means of structural reliability techniques based on instrumentation works. Such study includes: geophysical trial tests, trials tests on material mechanical properties, environmental vibrations, measurements on the effects of traffic load, wireless instrumentation, loading tests, wire strainers tensile strength, etc. Additionally, the study explains structural models on finite elements, which were developed for the bridge, as well as its calibration process based on the loading test, and dynamical properties determined on experimental basis. Furthermore, the study indicates the way stress records collection of all structural elements was conducted, during the construction process, in accordance with the job site log-book. As for reliability, a seismic threat analysis was made as well as dynamic responses on the bridge site, where nine spectrums were obtained at different return periods. By studying strength probability curves and seismic loads of pylons, it was found they have reliability indexes in accordance with recommendations by the international regulations. However, one of the superstructure's elements, which were introduced to evaluate its capacity on traffic effects, has a reliability index far higher than the ranges recommended by international regulations. Finally, some wire strainers have higher level tensions than specifications admitted during its design and international recommendations for these kinds of bridges.

Keywords: Structural reliability, seismic vulnerability, wire strained bridges, local effects, monitoring, loading capacity, stress record and constructive process

1. Introducción

Este estudio se desarrolló a través de un convenio entre el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) y la Pontificia Universidad Javeriana (PUJ), el cual generó algunos resultados que sirvieron como insumo para la empresa de ingeniería ICAGEL, quien tuvo la responsabilidad de su diagnóstico, mantenimiento y rehabilitación.

1. Introduction

This study was conducted under the joint cooperation by the Instituto Nacional de Vías (INVIAS) and the Pontificia Universidad Javeriana (PUJ), which yielded some results used as inputs by the engineering company ICAGEL, who had the responsibility of diagnosing, maintenance and rehabilitation.

¹ Autor de correspondencia / Corresponding author:
E-mail: edgar.munoz@javeriana.edu.co

Este trabajo se constituyó en una alianza Empresa-Estado-Universidad, donde aportamos la experiencia del grupo de investigación de “Estructuras” en esta área, ya que ha realizado estudios de confiabilidad para otros puentes con diferentes tipologías, alcances y problemáticas, tales como: Puente Puerto Salgar, Puente Cajamarca y Puente Río Negro (Ver [Muñoz E. et al., 2002], [Muñoz E. et al., 2005], [Muñoz E. et al., 2006] y [Muñoz E. et al., 2008]).

Este Viaducto, llamado César Gaviria Trujillo, es una estructura atirantada que une las ciudades de Pereira y Dosquebradas en el occidente de Colombia a través del Río Otún. El tablero de este puente tiene un ancho total de 26.80 metros (incluyendo voladizos) y cuatro (4) carriles cada uno de 3.50 metros. Tiene una longitud total de 440 metros, con dos (2) tramos extremos de 31.3 metros, dos vanos laterales de 83.25 metros y una luz central de 210.9 metros. Dicho tablero es atirantado y compuesto de vigas de acero (armadas) longitudinales y transversales (espaciadas cada 3.7 metros) y una losa de concreto reforzado de 25 cm de espesor con conectores de cortante. El puente está compuesto por dos (2) pilones de concreto reforzado, los cuales tienen una cimentación profunda con pilotes hasta 30 metros de profundidad. El pilón de Pereira es de una altura de 96.77 metros y el de Dosquebradas de 107.97 metros. Son de sección cajón variable y con una viga transversal pos-tensada. Este tablero se apoya en un total de 72 tirantes con tecnología Freyssinet (Freyssinet, 2000) dispuestas en forma de semi-abanico, que surgen de los dos (2) pilones antes mencionados, levantados 55 metros por encima del tablero (Ver Figura 1 y Figura 2).

Such study was done under a Company-State-University alliance, where we provided the know-how of a Structure research team in this field, well experienced in reliability studies for other bridges having different typologies, scopes and sensitive characteristics, such as Puerto Salgar Bridge, Cajamarca Bridge and Rio Negro Bridge (See [Muñoz E. et al., 2002], [Muñoz E. et al., 2005], [Muñoz E. et al., 2006] and [Muñoz E. et al., 2008]).

The viaduct called Cesar Gaviria Tujillo, is a wire strained structure that connects Pereira and Dosquebradas cities, which are located in Colombia west side, alongside Otun River. Deck Bridge’s total width is 26.80 mt (including leaf bridges) and has (4) four lanes each one 3.50 mt. long. Its total length is 440 mt, having two (2) end spans of 31.2 mt long, two side spans 83.25 mt. long, and one central span 210.9 mt. long. Such deck bridge is a wire strained structure made of reinforced steel beams, longitudinal and transverse (spaced at 3.7 meters), and of a reinforced concrete slab of 25 cm thickness with shear strain connectors. The bridge is made of two (2) reinforced concrete pylons, which are strongly founded by bearing piles up to 30 meters depth. Pereira’s pylon is 96.77 meters high, and Dosquebradas pylon is 107.97 meters high. They both have variable box girder sections and a post-stressed transversal beam. This bridge deck is supported by a total of 72 wire strainers of Freyssinet technology (Freyssinet, 2000), arranged in a half-tan shape rising up from two aforementioned pylons, erected 55 mt above bridge deck (See Figure 1 and Figure 2).

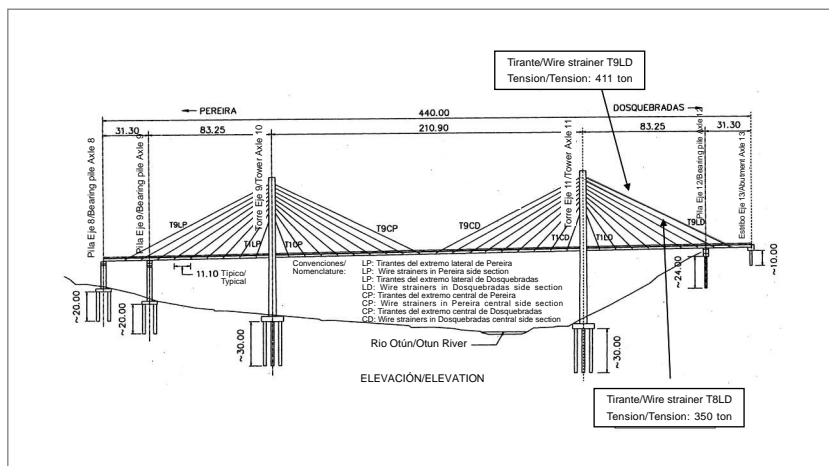


Figura 1. Esquema longitudinal del Viaducto. Localización de dos (2) de los tres (3) tirantes seleccionados para medir sus tensiones (Marín, J.M, 1999)

Figure 1. Viaduct longitudinal scheme. Locations of two (2) of three (3) wire strainers selected to measure tensile strength (Marín, J.M., 1999)



Figura 2. Perfil del puente atirantado
Figure 2. Wire strained bridge – side view

2. Desarrollo del trabajo

Para el trabajo se llevaron a cabo las siguientes etapas:

2.1 Ensayos a los materiales del puente

Este puente se diseñó y construyó con las siguientes especificaciones de sus materiales (Ver Marín, J. M, 1999):

2. Development of the work

This work was developed according to the following stages:

2.1 Bridge material trials

This bridge was designed and constructed under the following material specifications (See Marín, J. M, 1999):

Tabla 1. Especificaciones de diseño de los materiales del puente
Table 1. Design specifications for bridge materials

Material	Característica/Parameter
Concreto/Concrete	- Resistencia nominal a la compresión/Design compresión strenght: $f_c=35$ Mpa - Módulo de elasticidad/Elasticity Modulus: $E_c=28.5$ Gpa - Peso específico del hormigón reforzado de las losas de concreto es de 26 KN/m3 (comprobado con ensayo de laboratorio)/Unit weight of slab reinforced concrete = 26kN/m3 (laboratory tested)
Acero de Refuerzo/Rebar	- Resistencia a la fluencia/Yield strength: $F_y=420$ MPa - Módulo de elasticidad/Elasticity Modulus: $E_s=200$ GPa
Acero estructural/Structural Steel Tipo/Type (M/223 GR 50)	- Esfuerzo mínimo de fluencia/Minimun yield stress: 350 MPa - Módulo de elasticidad/Elasticity Modulus: 210 GPa
Acero de preesfuerzo de baja relajación/ Low relaxation pre-stress steel	- Esfuerzo de rotura/Fracture strength: $f_{pu}=1230$ MPa - Módulo de elasticidad/Elasticity Modulus: $E_p=205$ GPa
Acero de tirantes de baja relajación/ Low Relaxation Steel for Cables	- Esfuerzo de rotura/Fracture strenght: $f_{pu}=1862$ - Módulo de elasticidad/Elasticity Modulus: $E_p=195$ GPa

Durante su construcción a los materiales del puente se le realizaron controles de calidad detallados y además se les realizó a dos (2) tirantes el ensayo de fatiga en LPC (Nates, Francia), obteniéndose resultados satisfactorios. Para realizar los análisis de confiabilidad y poder construir las curvas de probabilidad de resistencia, se extrajeron núcleos y se hicieron ensayos para evaluar la resistencia del acero. Esto se realizó en el laboratorio de materiales de la Universidad de los Andes y se confirmó que el tipo de acero es A-50, con un esfuerzo promedio de fluencia de 383 MPa (Ver Tabla 2). Estos valores de esfuerzo para la resistencia nominal del concreto, fueron usados para la determinación de las curvas de resistencia estructurales de los elementos monitoreados. Adicionalmente se investigó la resistencia del concreto de algunos elementos del puente. Para esto la empresa ICAGEL, realizó ensayos para: pilones (fc promedio 34.3 MPa), losa del tablero (fc promedio 36.8 MPa) y estribos (fc promedio 28.3 MPa).

During the construction, bridge materials were subject to detailed quality control analysis and furthermore, two (2) wire strainers were fatigue tested by LPC (Nates, France), obtaining satisfactory results. So as to conduct reliability analysis and to be able to perform strength reliability curves, cores were drawn and used to evaluate steel strength. Such process was conducted at the Universidad de los Andes material laboratory, confirming that steel is of A-50 type having average fluency strength of 383 MPa (see Table 2). Such stress values for nominal concrete strength, were used for determining strength structural curves on monitored elements. Additionally, concrete strength was researched on some bridge's elements. For that purpose the company ICAGEL developed trial tests for: pylons (average fc, 34.3 MPa), deck slab (average fc, 36.8 MPa) and abutment (average fc, 28.3 MPa).

Tabla 2. Resultados de los ensayos mecánicos realizados al acero
Table 2. Results of mechanical trial tests made on steel

Muestra/ Sample	Esfuerzo de fluencia Yield Strength (Kg/mm ²)	Carga de Fluencia Yield Load (Kg)	Esfuerzo Máximo Maximum Stress (Kg/mm ²)	Carga Máxima Maximum Load (Kg)	Alargamiento Medido Measured extension	Módulo de Elasticidad Elasticity Modulus (Kg/mm ²)
1	35	33683	48.8	46406	30	1936491
2	40.3	20371	52.3	26355	27.5	2020294
3	35.9	32608	49.7	45370	31	2276623
4	36.4	32524	49.8	44188	29	
5	40.6	18750	52.5	24171	28.5	1852156
6	41.5	19715	53	25103	27	
Promedio	38.3					2021391.0

2.2 Estudio de efectos locales

Se realizó la evaluación de la amenaza sísmica y respuesta dinámica del sitio del Viaducto. Esta evaluación permitió identificar los efectos de los suelos y de la topografía en el sitio combinados con la geometría del viaducto que en este caso son muy importantes debido a los contrastes de materiales, que las pilas del puente tienen una longitud considerable y que el viaducto tiene una longitud grande. Para la realización de este componente del estudio se estudió la amenaza sísmica esperada para el sitio con el fin de identificar registros de sismos representativos para los análisis de respuesta. Para la realización de análisis de confiabilidad fue necesario contar con valores probabilísticos de la amenaza sísmica. Estos permiten evaluar los espectros de amenaza uniforme de aceleraciones velocidad o desplazamientos. Por otra parte para la realización de estudios de respuesta local es necesario contar con acelerogramas representativos de la amenaza sísmica.

2.2 Study on local effects

The seismic threat and dynamic response assessments were conducted at the viaduct job site. Such assessments facilitated the identification of soil and topography effects on the job site, in combination with viaduct's geometry, that in this case are quite important because of material different nature, i.e, the bridge piles are significantly long and the viaduct itself has a huge longitude. In order to analyze this specific item, the expected seismic threat was studied for the job site, in order to identify seismic records quite representative for responses analysis. For developing a reliability analysis it was necessary to count with probabilistic seismic threat values. Such values allow the assessment of threat spectrums at standard acceleration speeds or displacements. On the other side, to develop the studies on local responses it is necessary to count with accelerograms quite representative for seismic threat.

Los espectros probabilísticos de aceleración, velocidad y desplazamiento se pueden construir utilizando diferentes procedimientos. Para este caso se empleó el procedimiento para calcular los espectros que se basa en evaluar la amenaza no solamente para la aceleración pico del terreno, sino para distintas ordenadas espectrales independientemente. Este método, basado en las ideas presentadas por Johnson (1973) y MacGuire (1977), requiere la existencia de ecuaciones de atenuación no solo para la aceleración pico del terreno, es decir periodo cero, sino también para cada una de las ordenadas espectrales a analizar. Claramente permite evaluar las ordenadas espectrales para un mismo nivel de amenaza, es decir la misma probabilidad de excedencia. Los espectros evaluados con la tercera metodología se les conocen con el nombre de espectros de amenaza uniforme.

El modelo sísmológico utilizado en este trabajo es extractado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia (INGEOMINAS-UNIANDES, 1996). Para realizar el análisis de amenaza se examinó como área de influencia una zona circular de 200 km de radio centrada en el Viaducto Cesar Gaviria cuyas coordenadas geográficas son: 75.6864 W y 4.8166 N. Dentro del área de influencia existen 10 fuentes sísmogénicas, 9 de ellas se simulan como líneas fuentes y 1 se representa como un área circular con igual probabilidad de generación de eventos denominada "Ninguna fuente". Las fuentes identificadas en el estudio fueron: Benioff intermedia, Benioff, profunda, Cauca, Frontal, Garrapatas, Ibagué, Murindó-Atrato, Palestina, Romeral, Salinas y Ninguna Fuente.

Mediante un programa de generación de espectros, desarrollado por el ingeniero Jorge Alonso Prieto, se determinaron nueve (9) espectros de respuesta diferentes. Este programa se basó en la variación de algunos parámetros de la ecuación de atenuación definida por la geología, las distancias a las principales fallas geológicas de la región y los datos obtenidos para los eventos sísmicos registrados en los diferentes medidores localizados cercanos a la zona. El programa se utilizó introduciendo la ecuación de atenuación (Ambrassey et al 2000), definiendo la aceleración absoluta para diferentes periodos espectrales que varían desde cero hasta 2 segundos. Además tiene en cuenta la frecuencia anual de excedencia para el evento sísmico definido por ese espectro de respuesta (i.e. el inverso matemático del periodo de retorno para ese evento sísmico definido por ese espectro de respuesta). Resuelve evalúa la integral dada en la ecuación (1), numéricamente.

Probabilistic acceleration, speed and displacement spectrums can be made by means of different procedures. In this case, the procedure for calculating spectrums based on threats was used, not only for peak acceleration at the job site, but also for different spectrum sequences, independently. This method, based on ideas introduced by Johnson (1973) and MacGuire (1977), require the presence of attenuation equations not only for peak acceleration at the job site, i.e. zero periods, but also for each one spectrum sequences to be analyzed. Clearly, it allows the assessment of spectrum sequences at an equal threat level, i.e. the same exceeding probability. Assessed spectrums under the third methodology are known under the name of standard thread spectrums.

The seismic model employed by this study was drawn from the Overall Study on Seismic Threat of Colombia (INGEOMINAS-UNIANDES, 1996). So as to conduct the threat analysis, a 200 km radius-circular-influence zone was studied, which is centered at the Cesar Gaviria Viaduct, and which geographic coordinates are 75.6864 W and 4.8166 N. Inside the influence zone there are 10 seismogenic sources, 9 out of them simulate line sources and one of them is represented as a circular area having the same events generation probability, the so called "None source". The identified sources were: intermediate Benioff, deep Benioff, Cauca, Frontal, Garrapatas, Ibagué, Murindó-Atrato, Palestina, Romeral, Salinas and None Source.

By using the spectrum generation software, developed by Eng. Jorge Alonso Prieto, nine (9) different responses spectrums were determined. This software was based on some variation parameters of attenuation equations, defined by geology, main distances from geological fractures in the region, and by data obtained from seismic events recorded by different gauge-meters allocated near the zone. The software was used by introducing the attenuation equation (Ambrassey et al 2000), thus determining the absolute acceleration for different spectrum periods, varying from zero up to 2 seconds. Furthermore, the yearly exceeding frequency for a seismic event defined by such response spectrum is taken into account (i.e. the reverse mathematic of return period for a seismic event defined by such response spectrum). It solves and assesses the integral given by equation (1), numerically.



Para el presente caso, la función de densidad de amenaza sísmica se consideró dependiente de la aceleración espectral $sa(T)$, la distancia al sitio, r y la magnitud, m . Es decir la función de densidad es $f(sa,m,r)$. Por tanto y similarmente al caso unidimensional, la probabilidad de que se exceda un valor de aceleración espectral en la fuente sísmica i es:

$$P(SA \geq sa)_i = \int_{sa}^{sa \max} \int_{m_0}^{m \max} \int_{r_0}^{r \max} f(sa, r, m) dr dm ds a \quad (1)$$

Siguiendo las propiedades de la probabilidad condicional, la función de densidad conjunta de las variables aceleración, magnitud, radio $f(Sa, m, r)$ se puede reemplazar por el producto entre la función de la densidad condicional de la aceleración dado un radio y una magnitud $f(Sa/r,m)$, la función de densidad de probabilidad condicional dada la magnitud $f(r/m)$ y la función de densidad de probabilidad anual de la magnitud $f(m)$. Por lo que la ecuación (1) queda:

$$P(SA \geq sa) \sum_{i=1}^n P(SA \geq sa)_i = \sum_{i=1}^n \int_{m_0}^{m \max} \int_{r_0}^{r \max} P(SA \geq sa / r,m) f(m) dr dm \quad (2)$$

$f(m)$ está dada por

$f(m)$ is given by:

$$f(m) = v_0 \frac{\beta e^{-\beta(m-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_0-m_0)}} \quad (3)$$

Donde v_0 , β y m_0 son parámetros característicos de cada sistema de fallas (INGEOMINAS Y UNIANDÉS, 1996) y m_0 es la magnitud mínima considerada. Para la evaluación de $f(r/m)$ se utilizó las relaciones dadas por Wells y Coppersmith (1994) que relacionan longitud de ruptura dada una magnitud y depende del tipo de fuente sísmica que se analice (lineal, circular).

La probabilidad de excedencia condicional de la aceleración espectral para un periodo específico dado el radio y la magnitud $P(SA \geq sa / r,m)$ de la Ecuación 1 se evalúa por medio de la ya mencionada ecuación de atenuación.

Where v_0 , β and m_0 are characteristic parameters of each fracture system (INGEOMINAS Y UNIANDÉS, 1996) and m_0 is the minimum considered magnitude. For the evaluation of $f(r/m)$, relations provided by Wells and Coppersmith (1994) were used, which relate fracture length provided a magnitude, and it depends on the kind of seismic source analyzed (lineal, circular).

The conditional exceeding probability of spectral acceleration for a specific period given radius and magnitude $P(SA \geq sa / r,m)$ of Equation 1, is evaluated by means of the aforementioned attenuation equation.

$$\text{Log}_{10}(SA(T)/g) = C_1 + C_2 M + C_3 \sqrt{d^2 + h^2} + C_4 \log_{10} \sqrt{d^2 + h^2} + C_5 S_1 + C_6 S_2 + \lambda \sigma \quad (4)$$



Donde $SA(T)/g$ es la aceleración espectral para el periodo T , expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, g . Las constantes $C3$ y $C4$ reflejan la atenuación mecánica por fricción y la geométrica por distancia respectivamente. El valor d es la distancia Joyner y Boore, es decir la distancia del sitio a la proyección horizontal en superficie más cercana a la falla. M es la magnitud; $C1$ y $C2$ son constantes; h es un parámetro de ajuste; $C5$ y $C6$ son constantes que definen el tipo de suelo en el sitio del proyecto; y finalmente s es la desviación estándar del ajuste de la ecuación, que provee la probabilidad de excedencia. Nótese que λ toma el valor de -1 para 16% de probabilidad de excedencia, $1,3$ para 10% y así sucesivamente. La ecuación anterior provee entonces las probabilidades de excedencia condicionales para cada ordenada espectral, periodo T , dadas la magnitud, la distancia y el tipo de suelo.

Los intervalos de evaluación de las funciones dadas en la mencionada integral fueron: para los radios, los correspondientes a intervalos de longitud medidos en la falla menor a 10km. Para las magnitudes intervalos de 0.5 unidades de magnitud. El programa fija un valor de aceleración espectral y calcula la probabilidad y el periodo de retorno correspondiente. Por tanto para encontrar las ordenadas espectrales para diferente periodos de retorno se deben realizar iteraciones. Los datos para el espectro de amenaza uniforme en la roca (aceleración en gravedad y periodo en segundos) para diferentes periodos de retorno y el 5% de amortiguamiento con respecto al crítico se presentan en la Figura 3.

Where $SA(T)/g$ is T period's spectral acceleration, expressed by a fraction of g . gravity acceleration. The constants $C3$ and $C4$ reflect mechanical attenuation due to tensile strength and geometrical attenuation due to distance, respectively. Value d is Joyner and Boore's value, i.e. the distance from the job site up to the horizontal projection surface nearest to the fracture. M is magnitude, $C1$ and $C2$ are constants; h is an adjustment parameter; $C5$ and $C6$ are constants defining type of soil in the project; and finally s is the standard deviation of the equation adjustment, which provides the exceeding probability limit. It should be noted that λ takes -1 value for a 16% exceeding probability, value 1.3 for 10% and so on. The aforementioned equation, therefore, provides conditional exceeding probabilities for each spectral sequence, period T , provided the magnitudes, distances and type of soil.

Assessment intervals of provided functions in the aforementioned integral were: for radius, the corresponding to length intervals minor than 10 km, measured within the fracture. Intervals magnitude: 0.5 magnitude units. The software settles a value for spectral acceleration and it calculates the probability and the corresponding return period. Therefore, in order to find spectral sequences for different return periods, iteration tests must be made. Input data on standard rock threat (gravity acceleration and periods timed in seconds) for different return periods and a 5% damping in relation to the critic period, are shown in Figure 3.

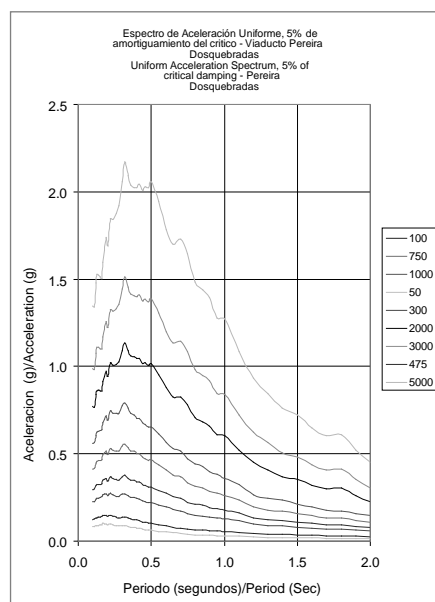


Figura 3. Espectros de respuesta para diferentes periodos de retorno
Figure 3. Spectral Response for different return periods

Para estudiar el comportamiento dinámico del suelo donde esta cimentado el puente se realizó una exploración geofísica con refracción sísmica y ensayos de Down Hole (ver resultados en la Figura 4, Figura 5 y Tabla 3), con lo cual se pudo identificar, profundidades a roca, probable dureza de la roca, forma del contacto entre capas, continuidad o discontinuidad del modelo interpretativo, velocidades compresionales, velocidades de corte, módulos del subsuelo a pequeñas deformaciones, módulos elásticos del subsuelo conocidos como módulo de Young (E), módulo de corte máximo (G_0), módulo de deformación volumétrica (K) y relación de Poisson. Finalmente correlaciones entre las velocidades halladas y la geología local. De acuerdo con los ensayos de refracción sísmica, se encontró que la velocidad compresional varía en 254-445 m/s , 525-916 m/s y 740-1667 m/s para los estratos 1,2 y3 respectivamente. Esto indica que el primer conjunto de capas corresponde a suelos blandos, el segundo a suelos con escarificación fácil y el tercero a suelos con escarificación de fácil a difícil.

In order to study the dynamic behavior of soil where the bridge is founded, a geophysical exploration was conducted by means of seismic refraction and Down Hole trial tests (see results in Figure 4, Figure 5 and Table 3), thus identifying the rocks depth, probable rock hardness, contact arrangement between layers, continuity or discontinuity of the representative model, compressive speeds, shear speeds, subsoil modules at small strain strength, elastic modules well known as Young (E) module, and maximum shear module (G_0), volumetric strain module (K) and Poisson's relation. Finally correlations between obtained speeds and local geology were also identified. In accordance with the seismic refraction tests, it was found that compressive speed varies in 254-445 m/s, 525-916 m/s and 740-1667 m/s, for stratus 1, 2 and 3, respectively. It means that the first set of layers corresponds to active layers, the second to easy-detensioning soils, and the third to easy-difficulty-detensioning soils.

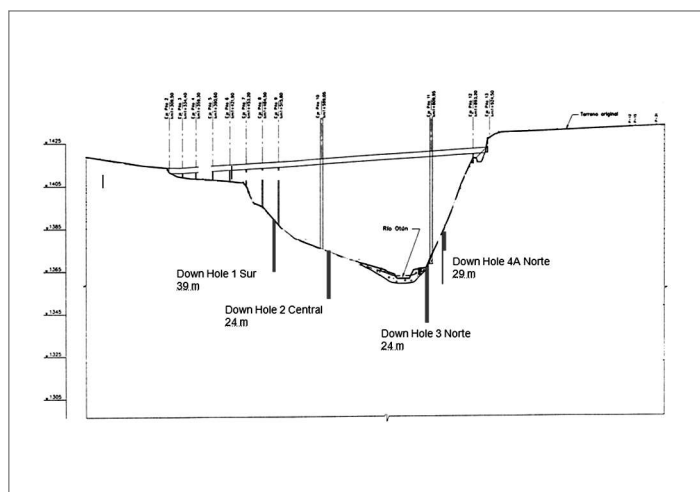


Figura 4. Localización y Nomenclatura Ensayos Down Hole
 Figure 4. Location and Nomenclature for Down Hole's Trial Tests

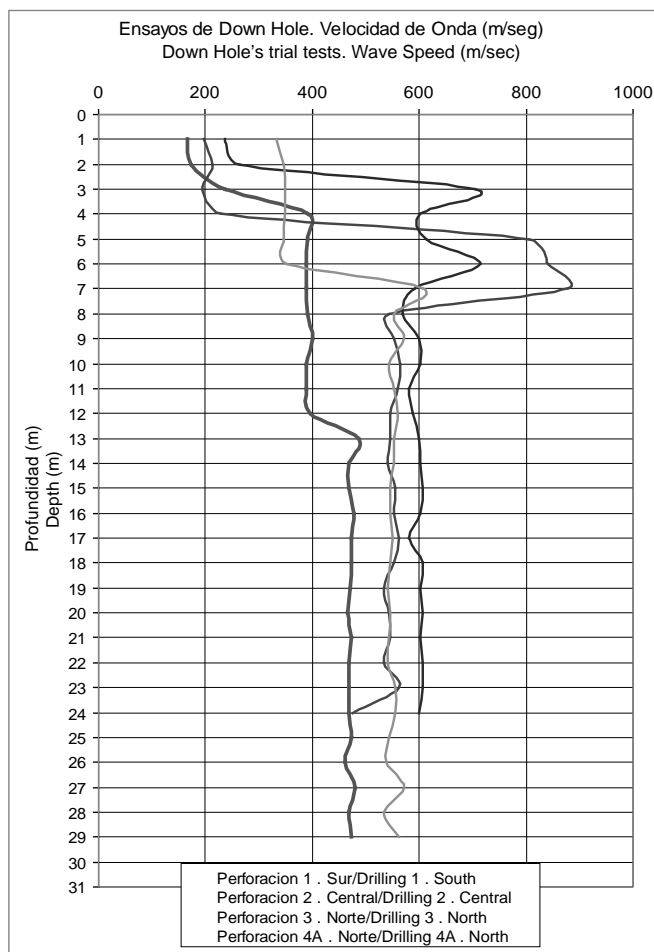


Figura 5. Registros de los Ensayos de Down Hole
 Figure 5. Records of Down Hole's Trial Tests

Tabla 3. Valores de Velocidad de Onda de Corte utilizados en el análisis bidimensional
 Table 3. Values of Shear Wave Speed used by two-dimensional analysis

Material tipo/Layer Type	Vs (m/s)	Vp (m/s)
Aluvión 1/Alluvium Type 1	150	280
Aluvión 2/Alluvium Type 2	175	330
Cenizas Volcánicas 1/Volcanic Ash Type 1	180	340
Cenizas Volcánicas 2/ Volcanic Ash Type 2	202	378
Depósitos Piroclásticos 1/Pyroclastic deposit Type 1	590	1080
Depósitos Piroclásticos 2/ Pyroclastic deposit Type 1	800	1500

En la selección de los sismos para análisis se consideraron los eventos sísmicos que se han identificado como representativos para la amenaza sísmica del sitio considerando los eventos correspondientes al sismo de diseño de acuerdo con la NSR 98. Se identificaron las fuentes sísmicas representativas así como los posibles sismos en términos de magnitud y distancia que se pueden esperar para el sitio como sismos de diseño. Con base en este análisis se identificó una serie de registros que se utilizaron para los análisis de respuesta en el puente. A continuación se ilustra la geometría, la distribución de materiales y la malla de elementos finitos modelada. Para los análisis se utilizaron las propiedades dinámicas derivadas de los ensayos geofísicos realizados para bajas deformaciones, del orden de 10^{-6} y $10^{-4}\%$, haciendo análisis elásticos de respuesta. No se tuvo en cuenta la posible variación del módulo de corte y el amortiguamiento con la deformación, pues los materiales encontrados no se pueden clasificar como suelos, y si bien pueden presentar alguna degradación de rigidez con la deformación para sismos de muy alta intensidad, esta no es la condición que se espera para un sitio de amenaza sísmica intermedia. Por otra parte es imposible obtener muestras o hacer ensayos representativos en este tipo de materiales para poder evaluar la variación de la rigidez y el amortiguamiento con la profundidad. Finalmente, al considerar el comportamiento elástico con los módulos correspondientes a bajas deformaciones, se está considerando la condición más crítica de comportamiento en cuanto a aceleraciones y por lo tanto a fuerzas inerciales.

Selection of earthquakes to be analyzed considered seismic events that had been identified as representative for the job site seismic threat, by considering the events corresponding to seismic design in accordance with the NSR 98. Representative seismic sources were identified, as well as possible earthquakes in terms of magnitude and distance, which might be expected for the job site as seismic design. Based on such analysis a series of records were identified, which were used to analyze the bridge responses. The geometry is shown below as well as material arrangement and molded grid for finite elements. For analysis, dynamical properties were employed, which resulted from geophysical tests conducted for low strain strength, app. 10^{-6} and $10^{-4}\%$, by means of elastic responses analysis. The possible variation of shear strength module and damping at strain strength were not considered, since found materials cannot be classified into soils, even though they may show some stiffness degradation with strain strength due to high intensity earthquakes, this is not the expected condition for a intermediate seismic threat zone. On the other hand, it is not possible to obtain samples or performing representative tests on these kinds of materials in order to assess stiffness variation or depth damping. Finally, by comparing the elastic behavior with low strain strength modules, the most critic behavior condition is being considered as far as acceleration, and therefore, inertial forces are concerned.

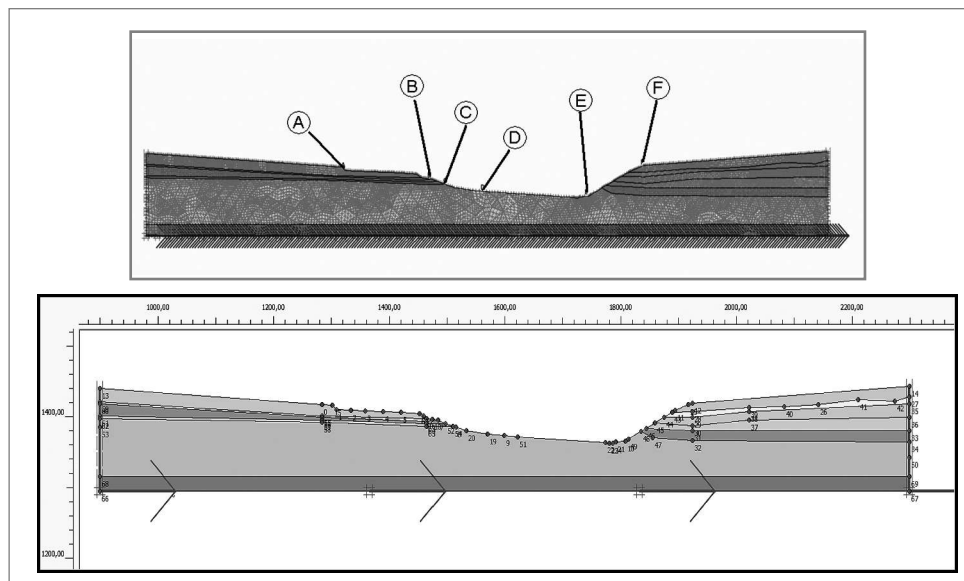


Figura 6. Sección de análisis – sección transversal. Arriba: Zonas de Análisis. Abajo: Malla de elementos finitos
 Figure 6. Analysis section – transverse section. Above: Analysis Zones. Below: Finite elements' grid

Para el análisis de respuesta sísmica, se hicieron análisis de propagación bidimensional de ondas con el programa PLAXIS Profesional V.8.0. Este es uno de los modelos de elementos finitos para análisis geotécnicos más avanzados que existen en la actualidad. El programa permite hacer análisis elastoplásticos con diferentes modelos de comportamiento del suelo, y con secuencias arbitrarias de construcción y de carga incluyendo elementos estructurales. Los elementos sólidos se modelan con elementos isoparamétricos triangulares de 6 o 15 nodos. Para análisis dinámicos el programa utiliza un esquema implícito incondicionalmente convergente de Newmark de integración paso a paso en el tiempo. El amortiguamiento se calcula con base en la frecuencia predominante del sismo, el rango de frecuencias de interés para los análisis y el amortiguamiento asumido de los materiales para calcular los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh que utiliza el modelo. El programa tiene incorporadas fronteras absorbentes para evitar que las ondas que se propagan en el modelo se reflejen en las fronteras laterales. El sismo se aplica en la base del modelo. Los resultados de los espectros de aceleraciones en los puntos evaluados se analizaron para obtener los espectros de respuesta para un 5% de amortiguamiento, utilizando el programa DEGTRA 2000 (Ordaz. M, 2002). A continuación se presentan los espectros de aceleración para cada punto (Figura 7) para varios valores de periodos de retorno; estas gráficas se realizaron multiplicando los espectros de aceleración uniforme por las relaciones de amplificación obtenidas para cada punto.

For seismic response analysis, bidimensional wave spread analysis was made by using the V.8.0 PLAXIS Professional software. This is one of the most advanced finite models for geotechnical analysis available nowadays. The software allows the performance of elastoplastic analysis using different soils behavior models, at arbitrary construction and load sequences including structural elements. Solid elements are modeled by triangular isoparametric elements of 6 or 15 knots. For dynamical analysis the software uses the Newmark's implicit unconditional converging scheme, which is integrated step by step overtime. Damping is calculated based on the seismic predominant frequency; the range of significant frequencies for analysis and the assumed material damping are used to calculate Rayleigh's damping parameters used by the model. The software has built-in absorption boundaries to avoid the reflection of waves spreading in the model at side boundaries. The earthquake is applied on the model base. Spectral results from acceleration, at selected points, were analyzed thus obtaining a 5% damping spectrum response by means of DEGTRA 2000 software (Ordaz. M, 2002). Acceleration spectrums for each point at diverse return period values are shown below (Figure 7); these graphs were made by multiplying standard acceleration spectrums by amplification relations obtained from each point.



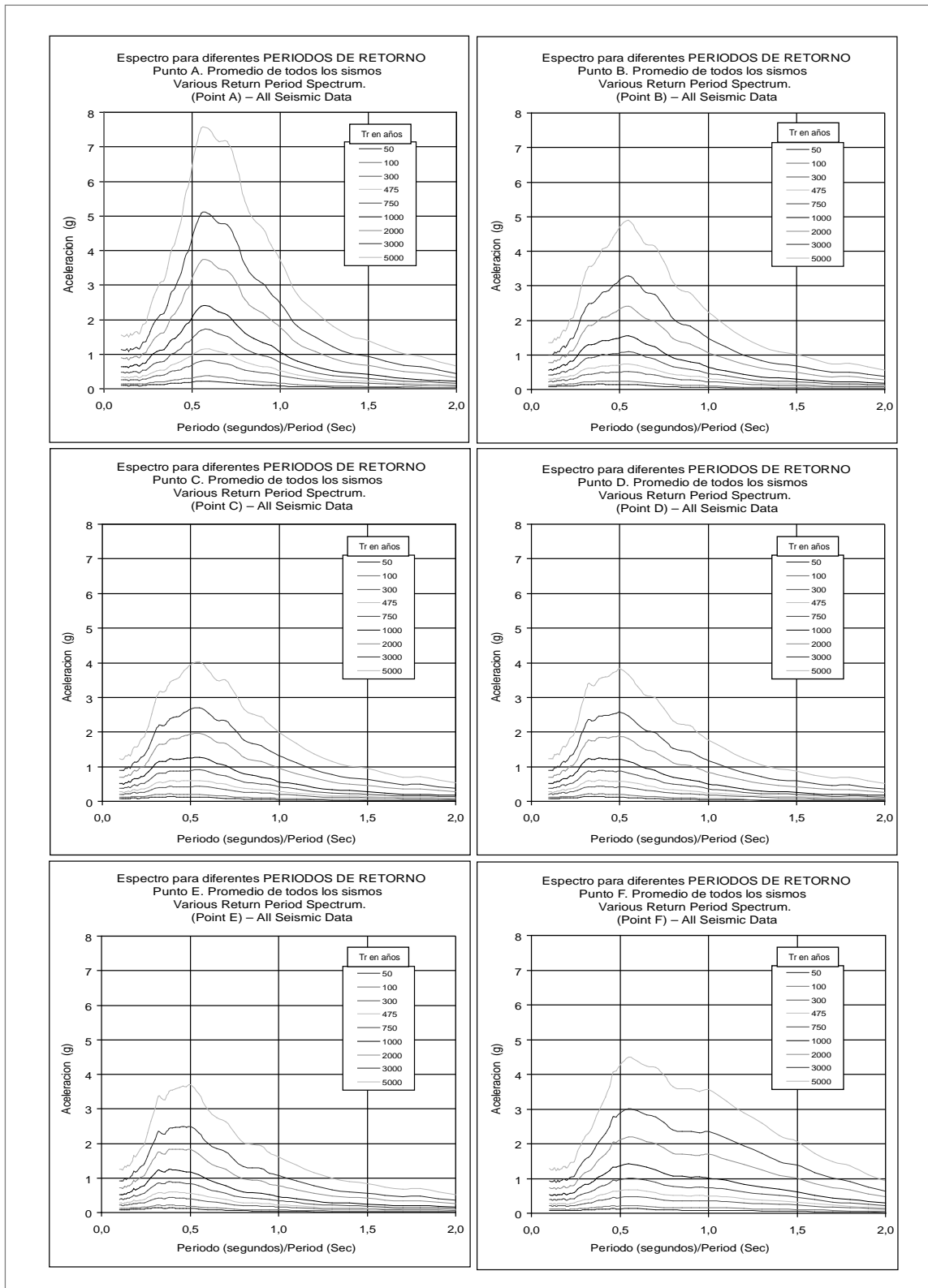


Figura 7. Espectros para diferentes periodos de retorno. Puntos A, B, C, D, E y F correspondientes a los diferentes puntos de pilas y pilones.

Figure 7. Spectrums at different return periods. A, B, C, D, E and F Points correspond to different points of bearing piles and pylons.



2.3 Desarrollo y calibración del modelo estructural

Se desarrollaron dos (2) modelos estructurales empleado el programa SAP-2000[®], a los cuales se les realizó un proceso de calibración, basados en la prueba de carga vertical y al estudio de vibraciones ambientales.

El modelo estructural No 1 fue utilizado para la construcción de la línea de tiempo de la construcción del viaducto, y como herramienta para la determinación de las tensiones históricas. Se tuvo en cuenta el flujo plástico del concreto debido a la presencia de carga axial prolongada en los pilones durante la construcción secuencial de la placa del puente y durante el proceso de tensionamiento y re-tensionamiento de los tensores del puente. Este modelo se definió mediante un total de 1429 Nudos, 1198 elementos lineales tipo FRAME, 72 elementos lineales tipo CABLE y 1188 elementos tipo SHELL. El modelo estructural No 2 permitió una respuesta estructural más ajustada a efectos locales en los pilones, ya que la modelación permitió ver efectos de cortante en los muros y placas que hacen parte de los pilones del puente, así como la concentración de esfuerzos de cortante en las zonas de unión con los tensores. Este modelo se definió mediante un total de 39460 Nudos, 1131 elementos lineales tipo FRAME, 72 elementos lineales tipo CABLE y 40936 elementos tipo SHELL.

Para los dos modelos, se utilizaron empotramientos en las zonas donde los pilones se unen con la super-estructura, y en el caso del estribo cercano a la ciudad de Dosquebradas, los apoyos tuvieron algunos grados de libertad sin restricción, debido al tipo de unión mecánica presente en el puente.

2.3.1 Calibración estática para cargas verticales

Para la prueba de carga se usaron ocho (8) volquetas debidamente pesadas y cuatro (4) hipótesis de carga (Ver Figura 8). Previo a la colocación de las ocho volquetas, se registró una medición topográfica de las condiciones vacías del puente para comparar las cotas cero de referencia cuando se abrió el puente a su operación normal en el año 1998, con el punto cero actual (2008).

Una vez determinada la cota cero de referencia para la prueba de carga, se registraron deformaciones para los cuatro (4) casos de carga, las cuales se compararon con las obtenidas en el modelo estructural 1. Con la información de la prueba de carga se modificaron los parámetros de resistencia en el modelo, para la resistencia y módulo de elasticidad del concreto tanto de pilones como de la placa longitudinal, así como los valores de f_y para el acero estructural, algunas condiciones de apoyo de la placa con los pilones, hasta obtener valores aceptables en el proceso de calibración.

2.3 Development and Calibration of structural model

Two structural models were developed by means of SAP-2000[®] software, which were subject to a calibration process, which is based on a vertical load test and an environmental vibration study.

Structural Model Nr. 1 was employed to build up the timeline at the viaduct construction, and as a tool for determination of record tensile strengths. The concrete plastic flow was taken into consideration because of the prolonged axial load presence in the pylons, during sequence construction of deck bridge slab, and during the whole tightening and re-tightening process of bridge's wire strainers. This model was defined by a total of 1429 knots, 1198 lineal elements FRAME type, 72 lineal elements CABLE type, and 1188 elements SHELL type. Structural Model Nr. 2 facilitated a structural response quite close to pylons local effects, since modeling provided a view of shear effects on walls and slabs belonging to bridge pylons, as well as the shear stress concentration at wire strainers joint zones. This model was defined by a total of 39460 knots, 1131 lineal elements FRAME type, 72 lineal elements CABLE type and 40936 elements SHELL type.

Both models included abutments in the zones where pylons are connected to the superstructure; in the case of abutment pier closest to Dosquebradas city, the bearings had some unrestricted degrees of freedom, because of the kind of mechanical joint existing in this bridge.

2.3.1 Static Calibration for vertical loads

Eight (8) duly weighted dumps and four (4) load hypothesis were used for loading test (see Figure 8). Before setting eight dumps, a topographic measurement on the empty conditions of the bridge was done, in order to compare reference zero spot height by the time the bridge was opened for normal operation in 1998, to the present zero spot height (2008)

Once reference zero spot height was determined for loading test, strain strengths were registered for four (4) load cases, which were compared to results obtained from structural model Nr. 1. By using the information on loading test, strength parameters in the model were modified, for concrete strength and elasticity module either on pylons and longitudinal slab, as well as f_y values for hard steel, some conditions of bearing slab with pylons, in order to obtain acceptable values in the calibration process.



En la siguiente tabla se muestran los errores relativos obtenidos para los dos modelos estructurales, para una de las pruebas de carga (Prueba 2). En la Figura 10 se presenta los resultados de dicha calibración en forma gráfica para la hipótesis 2.

The following table shows relative errors obtained from one test in two structural models (Test 2). Figure 10 graphically depicts the results of such calibration for hypothesis 2.



Figura 8. Fotografía de las cuatro (4) posiciones de las volquetas en la prueba de carga. (1) y (2) Excéntrica en el vano lateral y central del lado de Dosquebradas
 Figure 8. Picture of four (4) dumps positions for loading test (1) and (2) Eccentric stress on side and central span at Dosquebradas wing

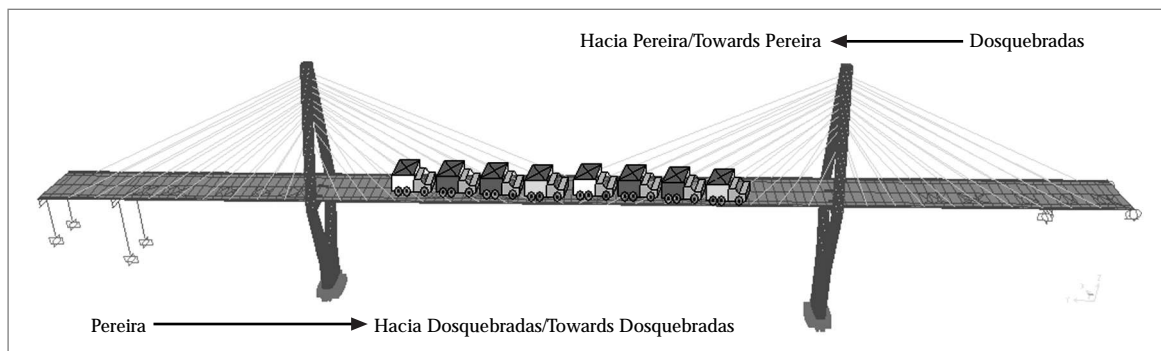


Figura 9. Esquema de localización de las volquetas para la hipótesis 2 en la prueba de carga
 Figure 9. Dumps Arrangement Scheme, hypothesis 2 during loading test

Tabla 4. Porcentajes de error – Calibración dos modelos estructurales
 Table 4. Error Percentages – Calibration of two structural models

Zona de Análisis/ Analysis zone	Medidos (Topografía)/ Measured (Topography)	Modelo 1/Model 1		Modelo 2/Model 2	
		Tomado/ Taken at	Diferencia (%)/ (%) Difference	Tomado/ Taken at	Diferencia (%)/ (%) Difference
A	10.2	10.4	2%	10.24	0.4%
B	13.3	16.2	37%	13.598	2.2%
C	13.2	17	40%	17.02	22.4%

Máximo/Maximum 40% 22.4%
 Mínimo/Minimum 2% 0.4%

Zona A = Viga longitudinal lado del puente que va desde Dosquebradas y hacia Pereira/Zone A = Bridge longitudinal beam in side going from Dosquebradas towards Pereira
 Zona B = Viga longitudinal zona central simétrica del puente/Zone B = Bridge longitudinal beam from symmetric central zone
 Zona C = Viga longitudinal lado del puente que va desde Pereira y hacia Dosquebradas/Zone C = Bridge longitudinal beam in side going from Pereira towards Dosquebradas

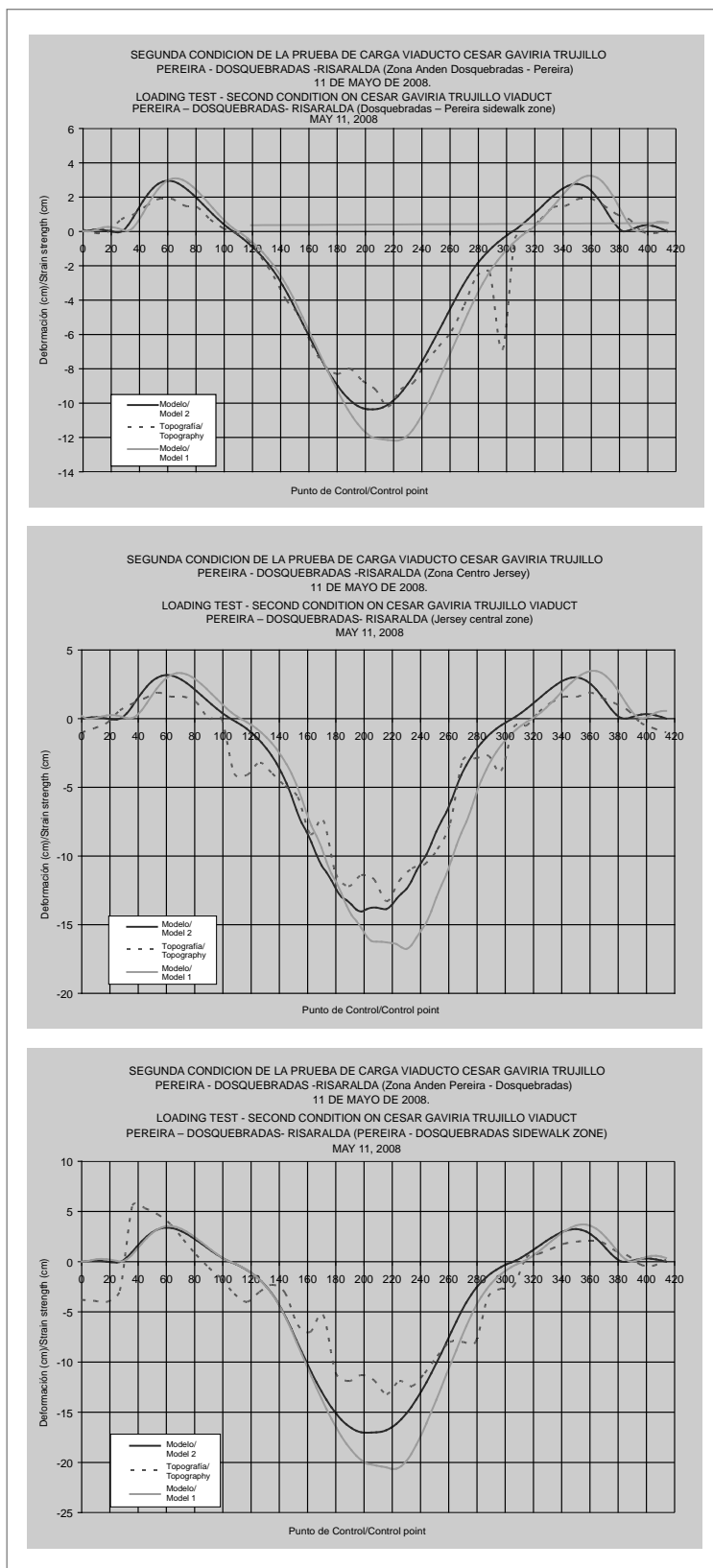


Figura 10. Resultados prueba de carga 2. Diferencias deformación elástica del tablero modelado vs deformaciones registradas en campo del puente en el lado derecho, izquierdo y centro
 Figure 10. Results for loading test 2. Elastic strain strength differences on deck slab V/S strain strength recorded at the job site on the right-left and center sides of the bridge

De este trabajo de campo se obtuvo inicialmente el perfil horizontal de deformación del puente sin tráfico, en el cual se detectaron ondulaciones en cada uno de los vanos y una deformación hacia arriba en el vano central de 24 cm (Ver Figura 11). Este perfil se comparó con el que nos suministró la Interventoría cuando realizaron la entrega del puente en 1997, encontrándose una diferencia de 10 cm, lo que indica que el puente ha cedido por diferentes razones: Efectos de la carga viva más el impacto, cargas colocadas no previstas (barandas anti - suicidio), relajación de los tirantes, temperatura, entre otros.

Initially from this job site activity, a horizontal side view was obtained for the bridge's strain strength without any traffic load, where waviness was detected in every single span and also uprising strain strength in the central span of 24 cm (see Figure 11). Such side view was compared to the one provided by Inventory Management by the time the bridge was delivered in 1997, finding a 10 cm difference, which indicates that the bridge has ceded because different reasons: effects of normal overload and its additional impact, unforeseen loads (safety fences – suicide prevention), wire strainers' tension relief, temperature, among others.

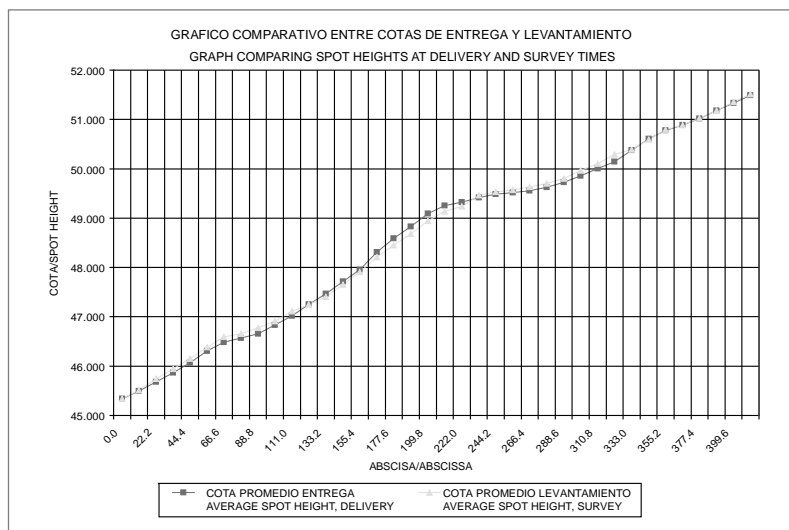


Figura 11. Comparación del perfil de deformaciones para el puente vacío comparadas con el perfil en el momento de la entrega del proyecto (1997)
Figure 11. Comparison of strain strength side view for an empty bridge v/s side view at the time the project was delivered (1997)

2.3.2 Calibración para vibraciones ambientales

Con el objeto de conocer los periodos y frecuencias predominantes de la estructura del puente, se hizo un estudio de vibraciones ambientales. Esto no incluyó la determinación de los modos de vibración y el porcentaje de amortiguamientos modal de la estructura, lo cual está proyectado para realizar en futuras investigaciones sobre este mismo puente. Sobre este tema existen diversas investigaciones, empleando métodos en el dominio de la frecuencia, tales como: selección de picos (Peak Picking), descomposición (FDD-Frequency somain decomposition) y su mejora (EDD – Enhanced Frequency domain decomposition). Como también métodos en el dominio del tiempo, tales como: "Eigensystem Realization Algorithm (ERA)" y "Stochastic Subspace Identification (SSI-DATA)" (Ver [Gómez A., (2010)]).

2.3.2 Calibration for environmental vibrations

In order to find the predominant periods and frequencies in the bridge structure, an environmental vibrations study was conducted. Such study did not consider the structure vibration model and the damping percentage, which were scheduled for future researches on this same bridge. There are several researches on this subject, by means of frequency domain methods, such as Peak Picking, FDD Frequency domain decomposition and EDD Enhanced Frequency domain decomposition.

Time domain methods were also employed, such as: "Eigensystem Realization Algorithm (ERA)" and "Stochastic Subspace Identification (SSI-DATA)" (See [Gómez A., (2010)]).

Para esto se instrumentó la estructura del puente, mediante tres (3) acelerómetros tipo Wilcoxon 731A, sus respectivos amplificadores y una tarjeta de adquisición de datos. A través de este último equipo se recibe y transmite las señales de los acelerómetros a un computador, tomando datos a tiempo real y almacenándolos en registros de archivos de texto. Los sensores Wilcoxon empleados para este monitoreo tiene la capacidad de tomar 200 datos por segundos y un rango de frecuencia de interés entre 0 a 20 Hz.

Existen diversos estudios dinámicos sobre puentes, cuya experiencia ha sido importante y tenida en cuenta dentro del presente estudio, tales como: [Gallego M. (2007)], [Sarrazin M. (2000)], [Binaria Ltda. (2006)], [Gómez A. (2010)], [Wei-Xim Ren et al. (2004)], [Randall J. et al. (2003)], [Thomsosn P. et al. (2003)], entre otros. Para la determinación de las propiedades dinámicas de este puente, se les realizó a cada una de las señales de los acelerómetros (acelerogramas), el siguiente procesamiento numérico, empleando un programa que se desarrolló en MatLab®.

- Corrección de línea base para los registros cuya línea base no se encuentra en cero
- Aplicación del filtro digital Pasabanda para eliminar ruido y ajustar las frecuencias del registro a un rango relacionadas con el tipo de estructura.
- Realizar análisis para pasar del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia. Esto se logró a través de la transformada rápida de Fourier (FFT), la cual permite obtener el espectro de amplitud de Fourier para cada registro. Cada uno de estos espectros de amplitud se suavizó utilizando subrutinas propias del MATLAB®, para evitar el Aliasing relacionado con las altas frecuencias. La ventana para la cual se ajustaron dichos registros se consideró para una baja frecuencia de 0.1 Hz y una alta frecuencia de 20 Hz. Valores obtenidos fuera de este rango fueron obviados.
- Se determinaron las funciones de transferencia de cada una de los pilones, para tener las vibraciones efectivas que tiene la estructura. Estas se realizaron al hacer un cociente entre la transformada de Fourier de las señales filtradas de la parte superior de la torre y la transformada de Fourier de las señales filtradas de su cimentación

Para realizar esta actividad experimental se localizaron los acelerómetros como se observa en la siguiente figura, donde se tomaron las vibraciones en sentido transversal, longitudinal y vertical:

Therefore, the bridge structure was instrumented, by means of three (3) accelerometers type Wilcoxon 731A, its respective amplifiers and a data collection card. This equipment receives and transmits signals from the accelerometers to a computer, registering data on real time and storing them in text files. Wilcoxon sensors used for this monitoring process have the capacity of collecting 200 inputs per second, and they have an importance frequency range between 0 and 20 Hz.

There are several dynamical studies on bridges, which experience has been quite important and taken into account by this study, such as: [Gallego M. (2007)], [Sarrazin M. (2000)], [Binaria Ltda. (2006)], [Gómez A. (2010)], [Wei-Xim Ren et al. (2004)], [Randall J. et al. (2003)], [Thomsosn, P. et al. (2003)], among others. In order to determine dynamic properties of this bridge, the following procedure was applied on every single accelerometer signals (accelerograms) by means of a software developed by MatLab®.

- Base line correction for records, which base line, is different to zero.
- The application of Pasabanda digital filter, eliminating noises and adjusting record frequencies into range related to the kind of structure.
- Development of an analysis which enables the conversion of time domain into frequency domain. Above was achieved by using Fourier fast conversion method, which yields Fourier amplitude spectrum for each record. Each one of these amplitude spectrums was softened using sub-routines by MatLab®, to avoid Aliasing related to high frequencies. Records were zoomed to a window considered for low frequency of 0.1 Hz and high frequency of 20 Hz. Obtained values out of this range, were discarded.
- Transference functions were determined for each pylon, in order to obtain effective structure vibrations. Those were made by using a ratio between Fourier conversion filtered signals in the tower upper point, and Fourier conversion filtered signals in the foundation.

In order to conduct such experimental activity, accelerometers were arranged as show in the following figure, where transverse vibrations were measured, longitudinally and vertically:

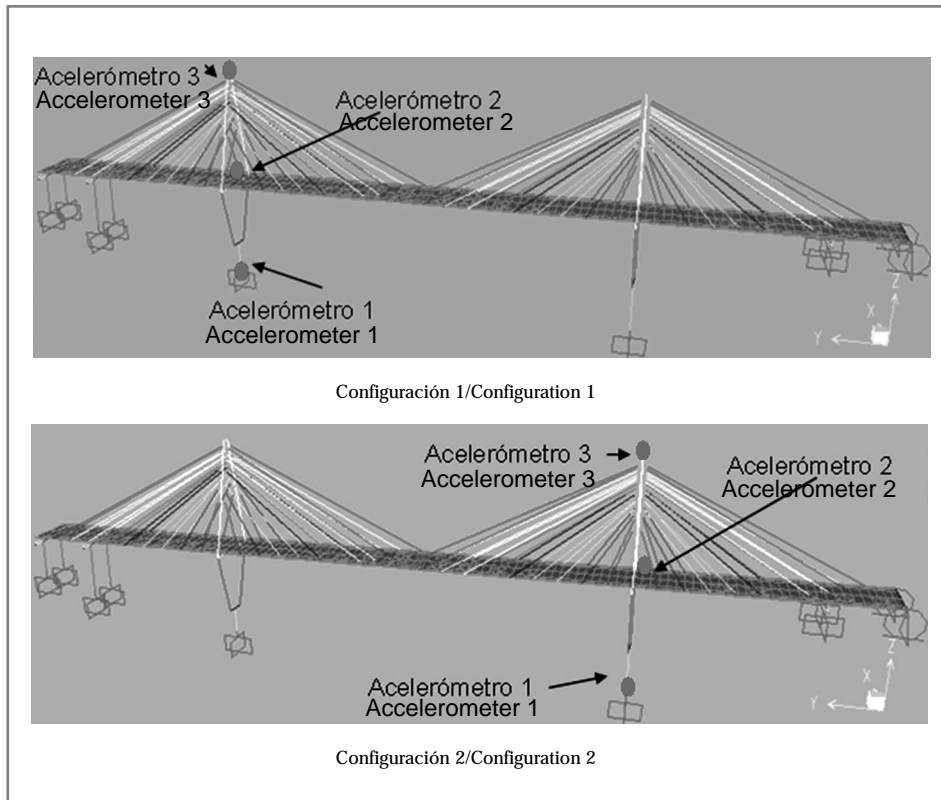


Figura 12. Localización de los acelerómetros para realizar las mediciones ambientales en el pilón de Pereira y Dosquebradas.
Cota zona superior pilón (3), cota placa estructural (2) y cota zona inferior del pilón (1)

Figure 12. Accelerometers arrangement in order to develop environmental measurements on Pereira and Dosquebradas pylons.
Spot height pylon upper zone (3), spot height structural slab (2) and spot height pylon lower zone (1)

Las vibraciones ambientales de los pilones de Pereira y Dosquebradas en sentido transversal se presentan a continuación.

Environmental vibrations of Pereira and Dosquebradas pylons are presented below, in transverse direction.

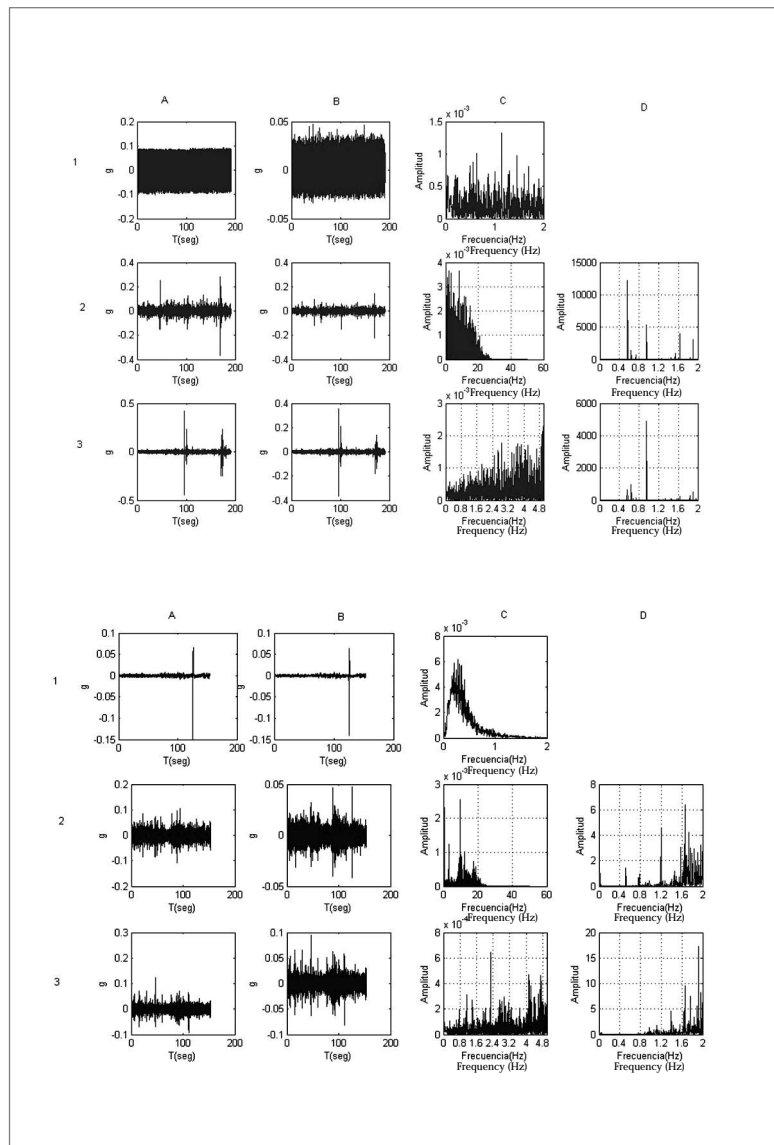


Figura 13. Análisis de vibraciones ambientales del pilón de Pereira y Dos Quebradas en sentido transversal. (A1) Acelerograma 1 (sin filtrar). (B1) Acelerograma 1 (filtrado). (C1) Transformada de fourier del registro del acelerómetro 1. (A2) Acelerograma 2 (sin filtrar). (B2) Acelerograma 2 (filtrado). (C2) Transformada de fourier del registro del acelerómetro 2. (D2) Función de transferencia C2/C1. (A3) Acelerograma 3 (sin filtrar). (B3) Acelerograma 3 (filtrado). (C3) Transformada de fourier del registro del acelerómetro 3. (D3) Función de transferencia C3/C1

Figure 13. environmental vibration analyses of Pereira and Dosquebradas pylons, in transverse direction. (A1) Accelerogram 1 (not filtered). (B1) Accelerogram 1 (filtered). (C1) Accelerogram register 1 data converted by Fourier method. (A2) Accelerogram 2 (not filtered). (B2) Accelerogram 2 (filtered). (C2) Accelerogram register 2 data converted by Fourier method. (D2) transference function C2/C1. (A3) Accelerogram 3 (not filtered). (B3) Accelerogram 3 (filtered). (C3) Accelerogram register 3 data converted by Fourier method. (D3) Transference function C3/C1.

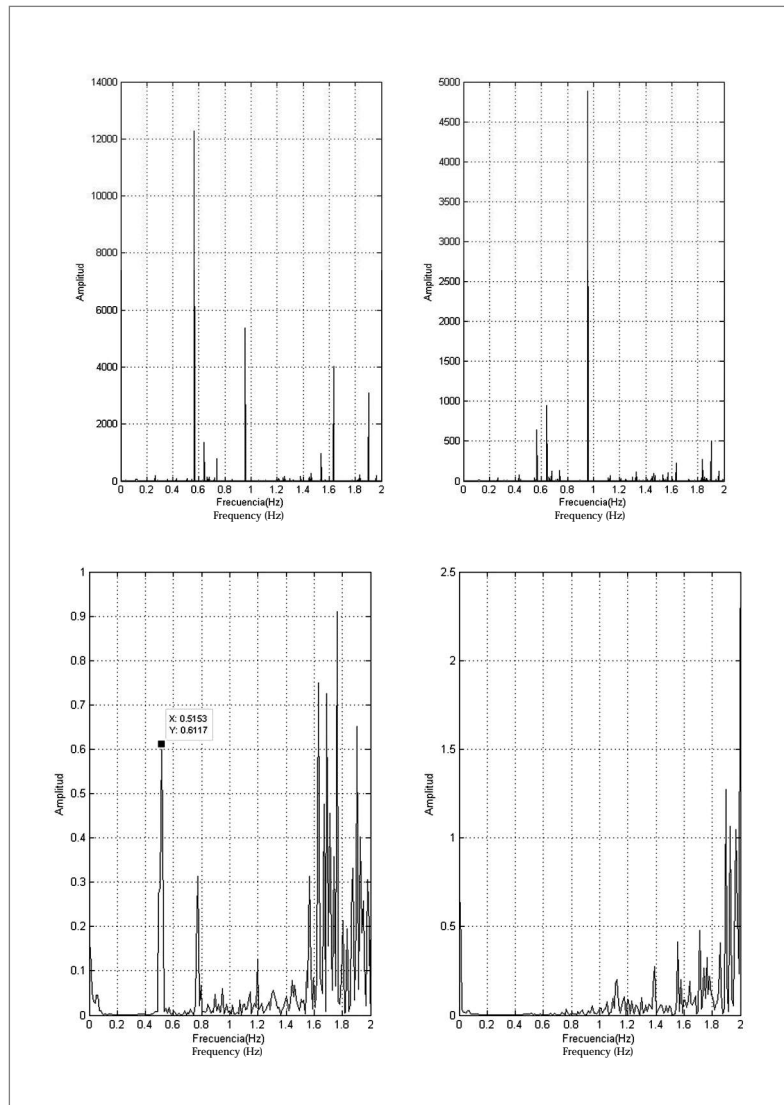


Figura 14. Análisis de vibraciones ambientales del pilón de Pereira (arriba) y Dos Quebradas(abajo) en sentido transversal. Funciones de transferencia en la parte central y superior respectivamente del pilón
 Figure 14. Environmental vibration analysis conducted on Pereira Pylon (upper) and Dosquebradas pylon (below), in transverse direction. Transference functions of pylon central and upper part, respectively

Tabla 5. Resultados de las frecuencias y periodos de vibración registradas en campo para los dos (2) pilones del Viaducto Cesar Gaviria
 Table 5. Frequency results and vibration periods recorded at the job site for both (2) pylons of Cesar Gaviria Viaduct

Pilón/Pylon				
Pereira		Dosquebradas		
	Frecuencia(Hz)/Frequency (Hz)	Periodo(Seg)/Period (sec.)	Frecuencia(Hz)/Frequency (Hz)	Periodo(Seg)/Period (sec.)
1	0.56	1.79	0.51	1.96
2	0.64	1.56	0.77	1.30
2	0.95	1.05	0.97	1.03

Las vibraciones ambientales de los pilones de Pereira y Dosquebradas en sentido longitudinal se presentan en las figuras a continuación.

Environmental vibrations of Pereira and Dosquebradas pylons, in longitudinal direction are shown below:

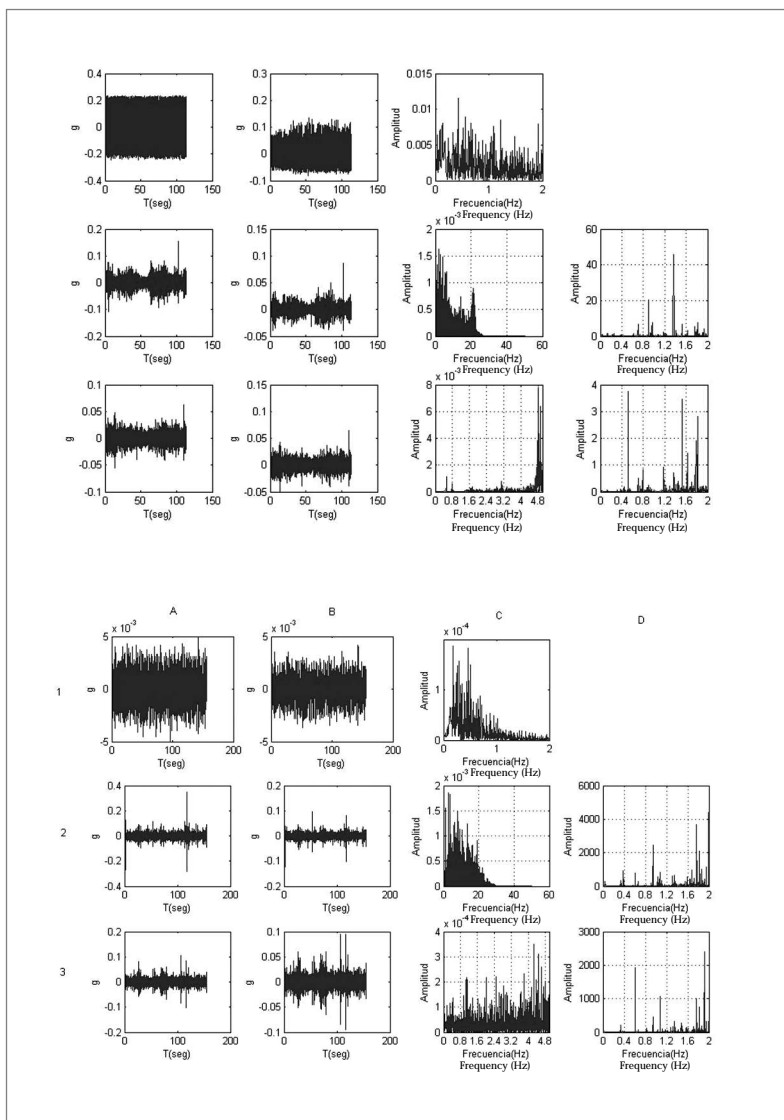


Figura 15. Análisis de vibraciones ambientales del pilón de Pereira y Dos Quebradas en sentido longitudinal. A1) Acelerograma 1 (sin filtrar). (B1) Acelerograma 1 (filtrado). (C1) Transformada de fourier del registro del acelerómetro 1 (A2) Acelerograma 2 (sin filtrar). (B2)

Figure 15. Environmental vibration analyses of Pereira and Dosquebradas pylons, in longitudinal direction. (A1) Accelerogram 1 (not filtered). (B1) Accelerogram 1 (filtered). (C1) Accelerogram register 1 data converted by Fourier method. (A2) Accelerogram 2 (not filtered). (B2)

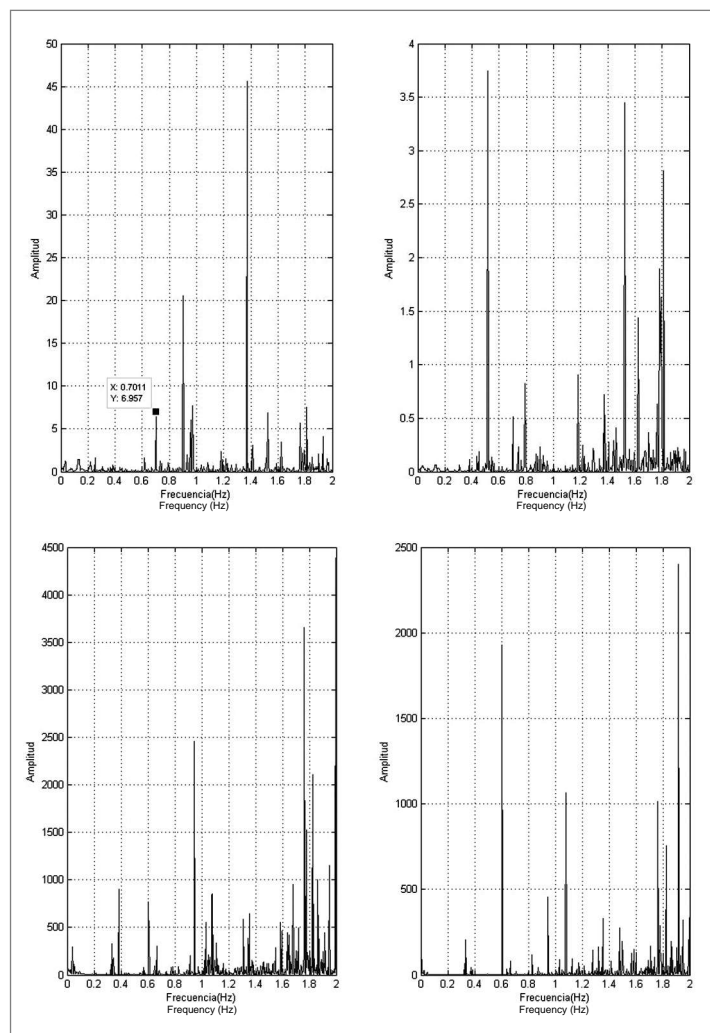


Figura 16. Vibraciones ambientales del pilón de Pereira y Dos Quebradas en sentido longitudinal
 Figure 16. Pereira and Dosquebradas Pylons - Environmental vibrations in longitudinal direction

Tabla 6. Resultados de las frecuencias y periodos de vibración de los dos (2) pilones
 Table 6. Frequency results and vibration periods recorded at the job site for both (2) pylons

Pilón de Pereira/Pereira Pylon		Pilón de Dosquebradas/ Dosquebradas Pylon	
Frecuencia(Hz)/Frequency (Hz)	Periodo(Seg)/Period (sec.)	Frecuencia(Hz)/Frequency (Hz)	Periodo(Seg)/Period (sec.)
0.700	1.429	0.380	2.632
0.890	1.124	0.940	1.064
0.970	1.031	1.070	0.935
1.370	0.730		



Con esta información experimental se realizó una calibración del modelo estructural número 1, mediante el ajuste de geometría, propiedades de los materiales basados en los ensayos (módulo de elasticidad, etc.), revisión de masas, estudio sobre las condiciones de los apoyos, entre otras. Se obtuvieron para los primeros cuatros (4) modos de vibración del modelo estructural los siguiente niveles de calibración que se muestran a continuación:

By using this experimental information, a calibration on structural model number 1 was made, by means of geometry adjustment and material properties based on trial tests (elasticity module, etc.), mass review, and studies on bearing conditions, among others. For the first four (4) vibration modules on structural model the following calibration levels were obtained:

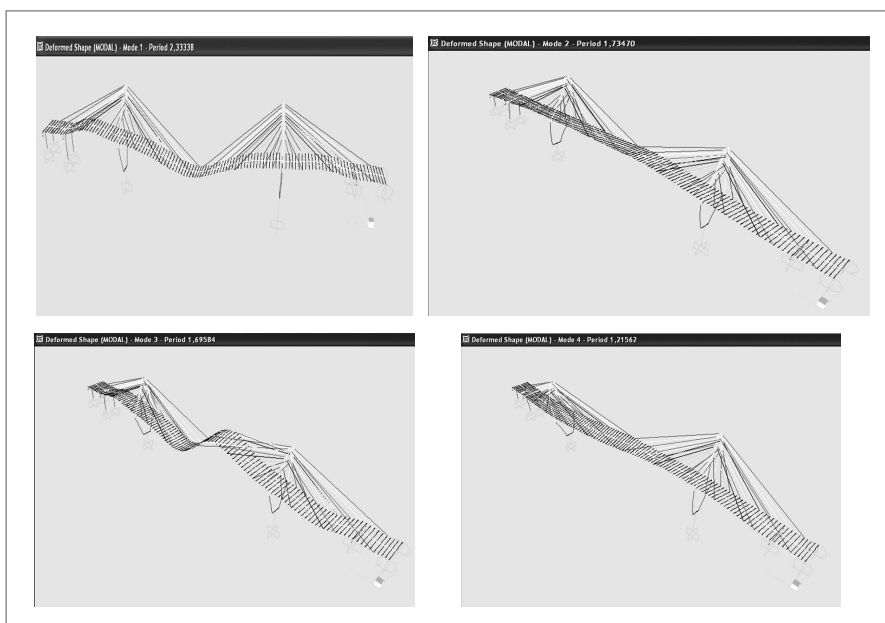


Figura 17. (a) Primer modo de Vibración - Sentido Longitudinal (b) Segundo Modo de Vibración - Sentido Transversal. (c) Tercer Modo de Vibración - Sentido Longitudinal. (d) Cuarto Modo de Vibración - Torsional
 Figure 17. (a) First vibration module, longitudinal direction (b) Second vibration module, transverse direction. (c) Third vibration module – longitudinal direction. (d) Fourth vibration module, torsion strength

Tabla 7. Niveles de calibración del modelo estructural
 Table 7. Calibration levels for the structural model

Modo/Mode	Periodos predominantes identificados en campo (seg) Predominant periods in the field (sec)	Periodos obtenidos del modelo estructural (Seg) Periods obtained from the structural model (Sec)				Descripción/Description
		Peso específico concreto Specific weight of concrete fc=2.65 ton/m3	Error	Peso específico concreto Specific weight of concrete fc=2.65 ton/m3	Error	
1	2.63	2.33	11%	2.34	11%	Sentido longitudinal/Longitudinal direction
2	1.79	1.73	3%	1.78	1%	Sentido transversal/Torsional direction
3	1.56	1.69	8%	1.7	9%	Sentido longitudinal/Longitudinal direction
4	1.05	1.21	15%	1.26	20%	Torsional/Torsion strenght

2.4 Monitoreo e instrumentación

Se diseñó un sistema inalámbrico de monitoreo, mediante el cual se realizó el seguimiento de los efectos de la carga viva de cinco (5) elementos principales del puente. En la figura siguiente se presentan los elementos del puente seleccionados para este monitoreo.

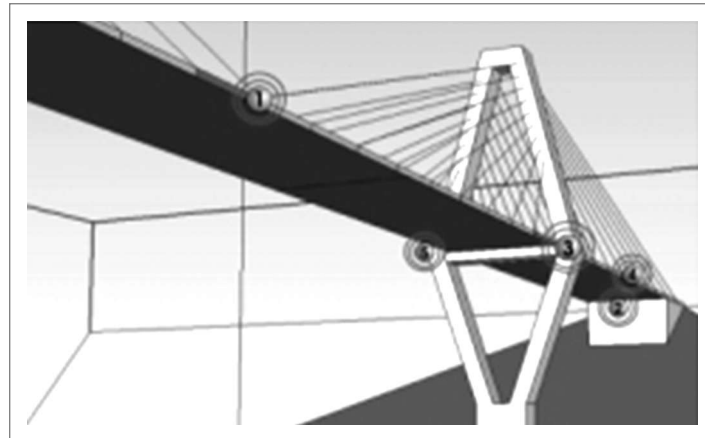


Figura 18. Localización de los elementos que fueron monitoreados
Figure 18. Location of monitored elements

La localización de estos elementos obedeció a una previa investigación de los máximos esfuerzos que se registran en los elementos de la estructura metálica de acuerdo a la tipología del puente. En cada uno de los nodos hay conectados dos (2) transductores (Strain Gauge). La medición obtenida de los dos (2) transductores, es procesada en el nodo sensor para obtener deformaciones unitarias que después de convierten en esfuerzos. La medida es transmitida vía inalámbrica usando módulos Zigbee (transmitiendo en Radio frecuencia) hasta el concentrador de datos. La alimentación eléctrica de los nodos es suministrada por un panel solar y una batería. El concentrador recibe vía inalámbrica, la información de los nodos sensor. La recopila, empaqueta y la transmite por un puerto Ethernet usando el protocolo TCP/IP. Este concentrador ha sido programado como un servidor Web protegido por contraseña y con un socket TCP/IP tipo servidor a la espera de clientes. El servidor Web permite acceder a través de un explorador de Internet a los datos de configuración y diagnóstico del circuito concentrador. El programa está protegido por nombre de usuario y contraseña para que solo el administrador pueda manipular las variables de configuración de este sistema. El módem Wimax® es un dispositivo que permite conexión inalámbrica a Internet. Se conectó un módem Wimax® al concentrador para darle conexión a Internet.

2.4 Monitoring process and instrumentation

A wireless monitoring system was designed, which was used to follow up the normal overload effects on five (5) major bridge elements. The bridge elements selected for monitoring activity are shown in the figure below:

Location of monitored elements complied with previous research on maximum stress strength registered on the metal structure, in accordance with the bridge typology. Each node has two (2) strain gauges connected. Obtained measure from two (2) strain gauges is processed by the sensor node to obtain unit strain strength, which is further converted into stress strength. Measure is wirelessly transmitted to data concentrator, by means of Zigbee modules (transmitting on radio sequence). Nodes' current supply is provided by a solar cell panel and a battery. The concentrator receives wireless information from sensor nodes. It gathers stores and transmits data through an Ethernet port, under TCP/IP protocol. This concentrator has been programmed as a web server, duly protected by a password, and it has a TCP/IP socket server holding for clients. Web server allows access, through internet explorer, to configuration and diagnoses data from concentrator circuit. The software is protected by user name and password, so that only the administrator is able to handle configuration variables of the system. Wimax® modem is an appliance that enables wireless connection to Internet. A Wimax® modem was connected to the concentrator to provide internet access.

Una vez configurado, cualquier computador con acceso a Internet puede conectarse con el concentrador para recibir las mediciones de los nodos sensor. Las cámaras de video IP permitieron transmitir video en tiempo real a través de internet. Se instalaron dos (2) cámaras en el pilón de Pereira a una altura de 50 m sobre el tablero para dar una perspectiva total del tráfico y analizarla en paralelo con los datos adquiridos por los nodos sensores (Ver Figura 19 a la Figura 21).

After its configuration is completed, any internet connected computer may access the concentrator, so as to receive measurements from sensor nodes. IP video cameras provided video-real time-streaming through internet. Two (2) cameras were installed at Pereira pylon, 50 meters above bridge deck, in order to offer an overall perspective of traffic activity and analyze it, in parallel, with data obtained by sensor nodes. (See Figure 19 up to Figure 21).



Figura 19. Video del tráfico de cámara 1, de luz lateral hacia Dos quebradas
Figure 19. Traffic's video streaming, camera 1, side span towards Dos quebradas



Figura 20. Sistema de soporte para colocación paneles solares
Figure 20. Bearing system to install solar cell panels

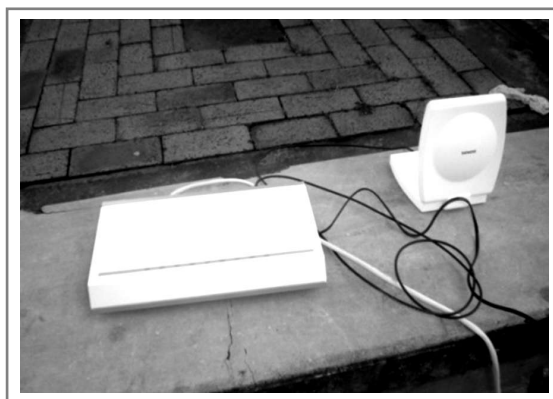


Figura 21. Sistema Satelital Local de Señal + LAN Wireless
Figure 21. Signal local satellite system + Wireless LAN

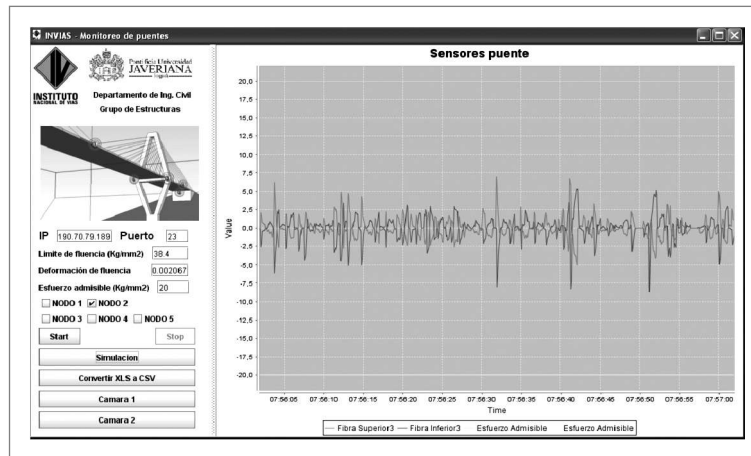


Figura 22. Programa para visualizar datos de esfuerzos de cualquier nodo
 Figure 22. Software enabling the view of stress strength from any node

2.5 Verificación de las tensiones en los tirantes del puente

Los tirantes son de los componentes principales en este tipo de puentes. Estos componentes tienen que soportar diferentes niveles de tensiones durante sus etapas de construcción, cumpliendo con las recomendaciones y exigencias que en el momento se regían a nivel internacional. Según la referencia Marín, J.M (1999), se optó para el diseño y construcción de los tirantes de este puente las especificaciones que estable PTI ("POST TENSIONING INSTITUTE"), entre las que se destaca:

- La tensión máxima de los tirantes no debe exceder durante la construcción el 56% de la resistencia a la tracción última garantizada F_{pu} .
- La diferencia de fuerzas en los tirantes en un lado de la torre no debe exceder las fuerzas en los cables del otro lado en más del 15% en cualquier momento durante la operación de tensado.
- Las tensiones finales de los tirantes serán ajustadas para trabajar al 40% del F_{pu} bajo carga muerta de servicio y al 45% de F_{pu} para las cargas vivas de servicio consignadas en el Grupo I de AASHTO.
- Tener la resistencia para asumir estructuralmente las cargas (muerta y viva más impacto) que debe soportar el tablero del puente, durante su vida útil (servicio) y transmitírselas adecuadamente a los pilones, y estos a su vez a la cimentación. Así mismo no tener ningún deficiencia o inestabilidad estructural por el fenómeno de la fatiga.

2.5 Verification of tension strengths of bridge's wire strainers

Wire strainers are major components in these kinds of bridges. Such components must bear different levels of tension strengths during their construction periods, fulfilling the international recommendations and requirements valid by at that time. According to references by Marín, J.M. (1999), specifications established by PTI ("POST TENSIONING INSTITUTE"), were employed for the design and construction of wire strainers of this bridge. The most important are listed below:

- Maximum tension strength of wire strainers shall not exceed 56% latest guaranteed tensile strength, F_{pu} .
- Strength difference of wire strainers, in one side of the tower, shall not exceed 15% wire strengths in the other side, at any moment during tensioning operation.
- Final tension strengths shall be adjusted to work at 40% F_{pu} under dead load service and at 45% F_{pu} under normal overload service, as consigned by Group I, AASHTO.
- Wire strainers must have the strength capacity to structurally bear any load (dead or normal overload plus their impacts), supported by the bridge deck during its lifetime (service), and to properly transmit it towards pylons, which in turn must do the same towards foundations. Besides, wire strainers must not have any failure or structural instability due to fatigue effects.

Basados en estas especificaciones, se realizó una evaluación de los niveles de tensión que tuvieron cada uno de los 72 tirantes durante su proceso constructivo. Para esto se recopiló la bitácora de esta obra, en la cual se explica cada una de sus etapas y algunos de sus imprevistos. Esta información también se encontró en los datos de entrada que contiene el programa de análisis estructural plano ADAPT-ABI, que fue el que utilizó la Interventoría para el control de geometría de esta estructura. De esta forma se reconstruyó dicho proceso en el modelo estructural, empleando el módulo “Staged Construction” del programa SAP-2000, con lo cual se pudo revisar la historia de esfuerzos de cada uno de los 72 tirantes y los demás elementos del puente. Igualmente se nos suministraron las fuerzas con las que quedaron dichos tirantes en el momento de la entrega de la construcción del puente (1997), las cuales se observa en la Figura 23.

Based on such specifications, an assessment on tension strength levels was made on every single 72 wire strainers, during construction process. For that reason, the job site log-book was compiled, which explains each stage and some unforeseen situations. Such information was also found in input data belonging to structural analysis program ADAPT-ABI plane, used by Inventory Management for geometry control of this structure. In this way, such process was rebuilt as a structural model, using the “Staged Construction” module on SAP-2000 software, which allowed the review of stress records for each 72 wire strainers and for other elements of the bridge. At the same time, the effective strengths at the bridge’s time of delivery (1997) were provided to us, which are shown in Figure 23.

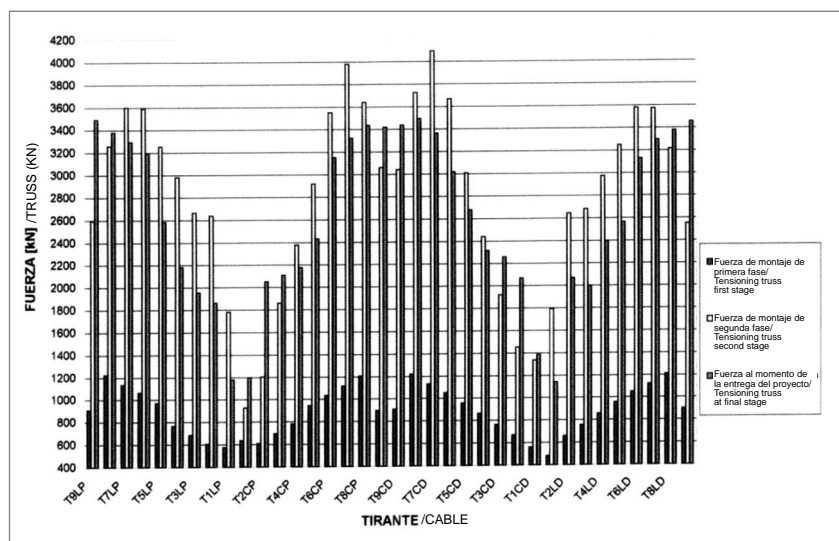


Figura 23. Fuerzas de montaje de primera fase, segunda fase y de entrega de proyecto – Fuente: Marín, J.M (1999)
 Figure 23. Assembly strengths for first phase, second phase and delivery of the project - Source Marín, J.M (1999)

Por la importancia de este tema para el diagnóstico del puente, se realizó la verificación de la tensión de tres (3) tirantes sin tráfico (Ver Figura 1), destapando sus anclajes y con la asesoría de la empresa VSL Internacional. Esto se logró a través del INVIAS y la empresa ICAGEL, quienes sub-contrataron dicho servicio.

Because of the relevance of this subject on the bridge diagnosis, a verification of tension strengths on three wire strainers was done, under non-traffic condition (See Figure 1), by uncovering their anchorages with the cooperation of VSL International Company. Above was achieved through INVIAS and ICAGEL Company, which sub-contracted such service.

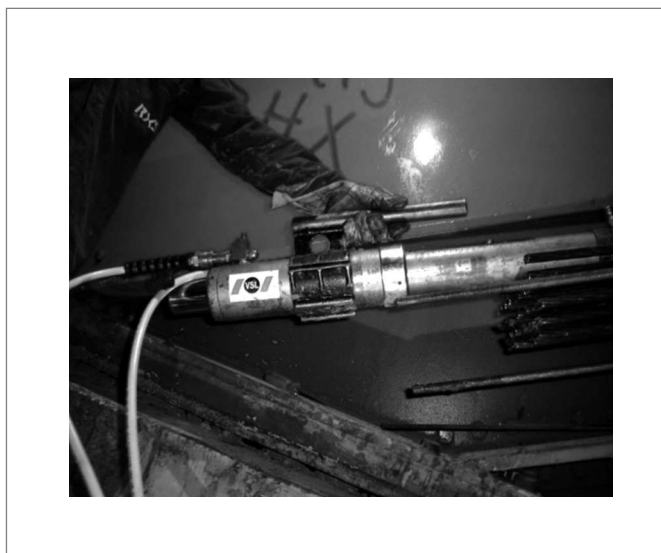


Figura 24. (a) Anclaje destapado para la medición de la tensión de tirante
 Figure 24. Uncovered anchorage for the tension measurement of wire strainer

Para conocer en forma indirecta los valores de la tensión de otros tirantes, sin destapar sus anclajes, se diseñó un sistema mecánico-eléctrico capaz de medir las frecuencias naturales de estos tirantes, con lo cual se pueden estimar sus tensiones. Para dicho trabajo se emplearon diversos métodos analíticos y empíricos desarrollados a nivel internacional, los cuales se encontraron en: (Wei-Xin, et al., 2005), (Byeong, et al., 2007), entre otros. Esto se logró con la asesoría del Departamento de Ingeniería Electrónica de la Universidad Javeriana e incluyó el desarrollo de un aplicativo computacional en MATLAB, el cual toma la señal (acelerómetro: tiempo vs aceleraciones), le hace el filtrado (eliminación de ruido, etc) y determina la frecuencias predominantes (picos) mediante la transformada de Fourier. Esta aplicación se complementó a través de un trabajo de grado de la Carrera de Ingeniería Civil, que mejoró su confiabilidad y aplicación. A continuación se muestran los resultados obtenidos para el cable T9LD, al cual también se le hizo la verificación mecánica como se mencionó anteriormente. En la Figura 25 se presenta la señal obtenida, filtrada, la transformada de Fourier y su frecuencia predominante.

So as to indirectly find tension values of some other wire strainers, without uncovering their anchorages, a mechanical-electrical system was developed, which was well capable of measuring natural frequencies of such wire strainers, thus allowing the estimation of their tension strengths. For such activity diverse analytical and empirical methods were employed, that were developed at an international level, which were found in (Wei-Xin, et al., 2005), (Byeong, et al., 2007), among others. It was achieved by the consultancy of the Electronic Engineering Department of the Universidad Javeriana, and included the development of a software application in MATLAB, which takes the signal (accelerometer: time v/s accelerations), filters (avoids noises, etc.) and determines predominant frequencies (peaks) by using Fourier conversion method. This application was complemented by means of a degree research work of the Civil Engineering Career, which improved its reliability and application. The results obtained for T9LD cable, are shown below, which were also mechanically verified as previously mentioned. Figure 25 shows the signal obtained filtered and converted by Fourier method and the predominant frequency.

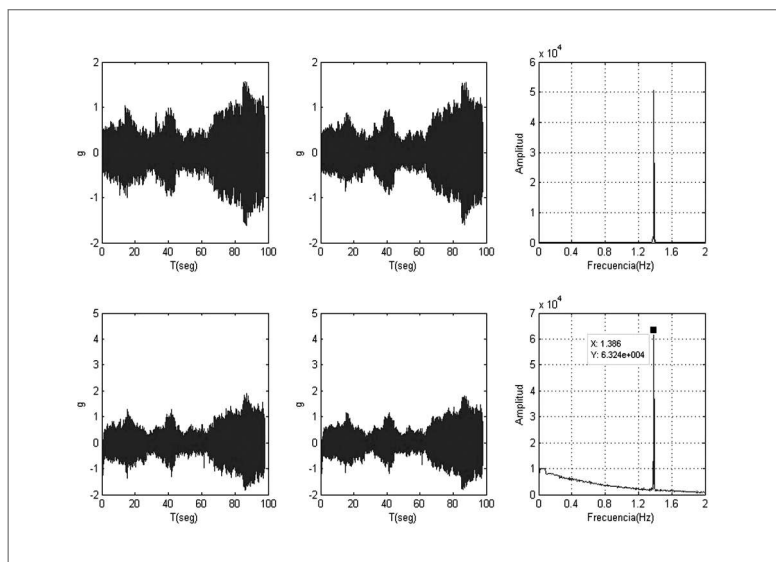


Figura 25. Resultados de frecuencia de los dos(2) acelerómetros en cable T9LD centro de la luz.
(Acelerograma sin filtrar, acelerograma filtrado y transformada de Fourier)

Figure 25. Results of two accelerometer frequency of T9LD cable
(non-filtered Accelerogram, filtered Accelerogram and Fourier conversion method)

Para este tirante se obtuvieron las siguientes tensiones empleando cinco (5) métodos internacionales, obteniéndose un error del 0.49% en el método 5, el cual ofrece una excelente confiabilidad (Ver Figura 26). Con esta metodología se revisaron diferentes tirantes del viaducto, sin la necesidad de destapar sus anclajes y se pudo conocer sus valores de tensión y si son uniformes de ambos lados de la calzada.

For such wire strainer the following tension strengths were obtained by using five (5) international methods, obtaining a 0.49% error in method 5, which offers an excellent reliability (See Figure 26). With this methodology diverse viaduct wire strainers were reviewed, without the need of uncovering their anchorages, and tension strength values were found, as well as their standard conditions on both sides of the road.

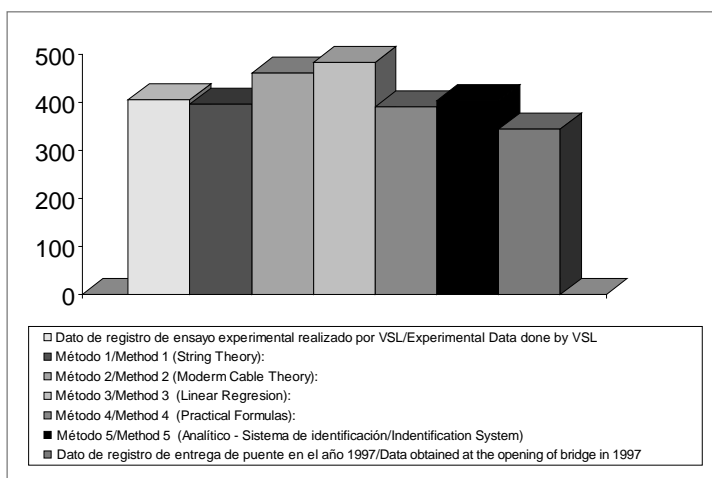


Figura 26. Tensiones estimadas para el tirante T9LD. Fuente : (Bohorquez, et al., 2009)
Figure 26. Estimate tension strengths on wire strainer T9LD. Source: (Bohorquez, et al., 2009)

Para los dos tirantes que se les determinó la tensión destapando sus anclajes, se les encontró valores mayores al 0.45 Fpu (entre 0.49 y 0.51 Fpu) que recomienda la norma internacional. En la Figura 27 y Figura 28 se presentan la relación entre las tensiones de los tirantes divididos en las tensiones admisibles y los niveles de tensiones con respecto a Fpu.

Tension strengths were determined on two wire strainers by uncovering their anchorages, and values greater than 0.45 Fpu were found (between 0.49 and 0.51 Fpu) recommended by the international regulation. Figure 27 and Figure 28 indicate the relation between tension strengths on wire strainers divided at admissible tension and the levels of tension in regards to Fpu.

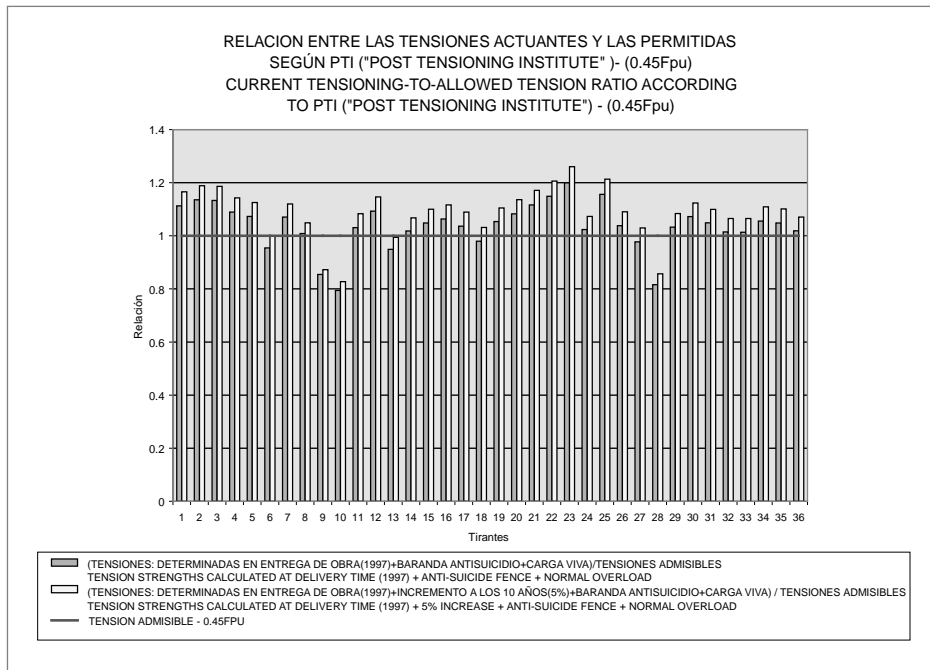


Figura 27. Relación entre fuerza de tensión actuante con la resistente (0.45fpu)
 Figure 27. Relation between tension strength interacting with the resistant (0.45 Fpu)

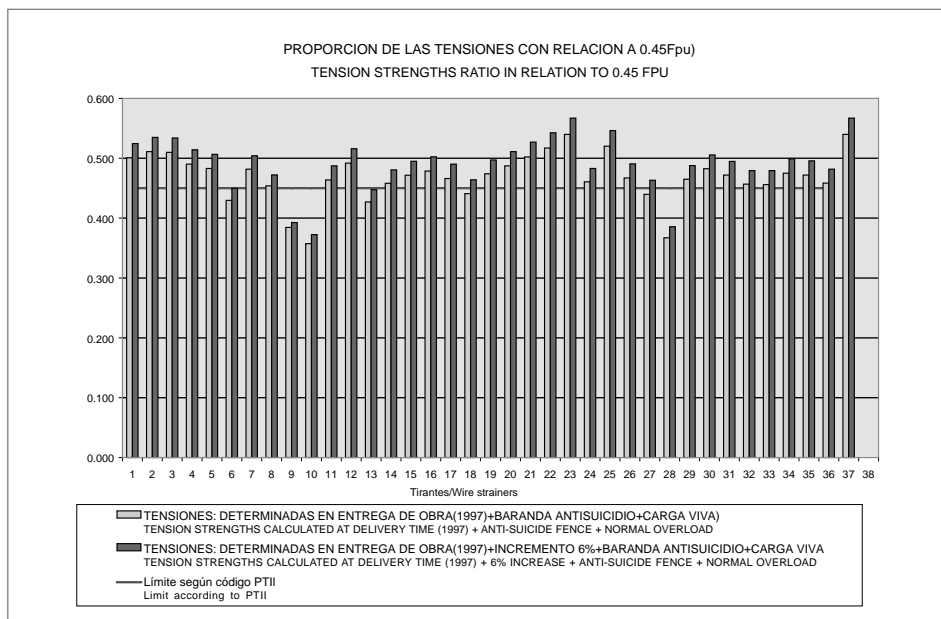


Figura 28. Niveles de tensiones con respecto a Fpu
 Figure 28. Tension strength levels in relation to Fpu



Las anteriores figuras se basaron en las siguientes consideraciones:

- o En el registro de las tensiones de cada uno de los tirantes que se tomaron en el momento de la entrega de la obra en 1997 (Ver Figura 23)
- o En las tensiones producidas por carga viva determinadas en el modelo estructural calibrado (Modelo1).
- o En las tensiones producidas por carga muerta adicional (barandas anti - suicidio) determinadas en el modelo estructural calibrado (Modelo1).
- o También al considerar que las tensiones de estos tirantes han aumentado en aproximadamente un 6% por efectos de relajación, temperatura y otro aspecto. Esto también se comprobó al estimar las tensiones a través de su frecuencia natural.

3. Análisis de resultados

3.1 Confiabilidad Estructural

A esta estructura se le realizó su evaluación empleando las técnicas de confiabilidad estructural, que corresponden a los fundamentos con los cuales se han calibrado e implementado los códigos a nivel mundial. Por esta razón, los valores nominales de factores de seguridad y demás coeficientes estipulados en los códigos son calculados, en su mayoría, a través de esta teoría y su objetivo es mantener la estructura en un rango de funcionamiento alejado de la falla o con una probabilidad de falla tendiente a cero. Dado a que las probabilidades de falla (P_f) son muy pequeñas (del orden de 10^{-5}) y para facilitar el análisis de los valores hallados, en los códigos se maneja el índice de confiabilidad (β). Está definido como:

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) \quad (2)$$

La proporcionalidad inversa que existe entre β y P_f representada en la ecuación anterior, donde menor probabilidad de falla relacionada con el índice de confiabilidad indican una buena seguridad de la estructura. Para tal efecto se utilizarán las técnicas de confiabilidad, las cuales consisten en verificar la cercanía entre las curvas de la resistencia (R) y de la sollicitación (S). Cuando la función G es negativa la estructura se encuentra en condición de falla, cuando es mayor que cero la seguridad de la estructura es aceptable y cuando es igual a cero la estructura se encuentra en condición crítica. Para el caso de las variables aleatorias distribuidas R y S, se asume funciones de probabilidad de distribución, así como no correlación entre ellas. El margen de seguridad se puede expresar como:

Above figures are based on the following considerations:

- o Records of tension strengths on each wire strainer taken by the time the bridge was delivered, 1997 (See Figure 23)
- o Tension strengths produced by normal overload, determined by the calibrated structural model (Model 1).
- o Tension strengths produced by additional dead load (safety fences – anti suicide), determined by the calibrated structural model (Model 1).
- o Consideration that tension strengths have increased app. 6% due to relaxation, temperature and other effects. It was also proven by estimating tension strengths through natural frequency.

3. Results analysis

3.1 Structural Reliability

This structure was evaluated by employing structural reliability techniques, which are the bases on which codes have been calibrated and implemented worldwide. For that reason, nominal values of safety factors and other coefficients indicated by such codes are mostly calculated by means of this theory, which purpose is to keep the structure at an operation level far away from failures, or at least with a failure probability close to zero. Since failure probabilities (P_f) are quite small (around 10^{-5}), codes use a reliability index (β) in order to facilitate the analysis on obtained values. The index is defined as follows:

Inverse proportionality existing between β and P_f shown in above equation, where minor failure probability in relation to reliability index, indicate good structure safety. For that purpose reliability techniques will be employed, which consists of verifying the closeness between (R) strength curves and tensile stress (S). When G function is negative the structure is under failure condition, when G is greater than zero the structure safety is acceptable, and when it is equal to zero the structure is under critical condition. For the case of random distributed variables R and S, distribution probability functions are assumed, as well as non-correlation between them. Safety margin can be expressed as:

$$G = R - S = 0 \quad (3)$$

La distribución de la función límite (G) está determinada por esta zona de falla en donde la media de la función G (m_G) es proporcional a la desviación estándar (S_G). La proporción de estos dos parámetros es el índice de confiabilidad (β), por consiguiente esta asume una distribución normal que puede evaluarse como:

$$m_G = \beta \cdot s_G \quad (4)$$

$$\beta = \frac{m_G}{s_G} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}} \quad (5)$$

Donde:

m_R : Media de la distribución de resistencia
 m_S : Media de la distribución de sollicitación
 S_R : Desviación estándar de la distribución de resistencia
 S_S : Desviación estándar de la distribución de sollicitación

Para el análisis de confiabilidad estructural de este puente, se emplearon las recomendaciones a nivel mundial relacionadas con los rangos de probabilidad de falla permitidos para las estructuras. Estos son parámetros fundamentales con los que cada País ha calibrado los correspondientes códigos. De acuerdo con lo anterior se va a revisar el riesgo de esta estructura teniendo en cuenta las siguientes referencias:

- La normativa europea ha sido calibrada para una máxima probabilidad de falla entre $Pf=10^{-4}$ y $Pf=10^{-6}$ (Sobrinó J. et al., 1993). Basados en el documento No. 1 Vol. 3 "Traffic loads on bridges" del EUROCODE. Estos rangos de probabilidad de falla en términos de índices de confiabilidad corresponden a: $3.5 \leq \beta \leq 4.5$.
- Los códigos de Estados Unidos y Canadá (AASHTO y ONTARIO) aceptan una probabilidad de falla de 0.001, lo cual corresponde a un índice de confiabilidad de $\beta=3.09$.

Por otro lado, para el análisis por confiabilidad estructural se seleccionaron las curvas de densidad de probabilidad (normal, logística, Log-normal, valor extremo, etc.), que se ajustan a las funciones de resistencia y sollicitación, empleando la técnica de bondad del ajuste para la curva de densidad de probabilidad acumulada de Kolmogorov-Smirnov. Mediante la Ecuación 5 se determinó el índice de confiabilidad (β), el cual se utiliza aún para funciones de distribución de probabilidad diferentes a la normal con resultados satisfactorios. Dicha afirmación se basa en las recomendaciones de algunos autores internacionales (Mays, L, et al., 1992 y Ang. A.H-S, 1973),

Distribution of limit function (G) is determined by this failure zone where the media of function (G) (m_G) is proportional to standard deviation (S_G). The proportion of these two parameters is reliability index (β), hence, it assumes a normal distribution that can be evaluated as:

Where:

m_R : media of distribution strength
 m_S : media of tensile stress strength
 S_R : standard deviation of distribution strength
 S_S : Standard deviation of tensile stress strength

For the analysis of structural reliability on this bridge, worldwide recommendations were employed, which are related to failure probability ranges permitted for structures. These are fundamental parameters, on which every country has calibrated the corresponding codes. Accordingly, risk conditions for this structure will be reviewed, taking into account the following references:

- European code has been calibrated for a maximum failure probability, between $Pf=10^{-4}$ and $Pf=10^{-6}$ (Sobrinó J. et al., 1993). Reference document nr. 1, Vol. 3 "Traffic loads on bridges" by EUROCODE. In terms of reliability indexes these failure probability ranges correspond to $3.5 \leq \beta \leq 4.5$.
- American and Canadian codes (AASHTO y ONTARIO) accept a 0.001 failure probability, which corresponds to $\beta=3.09$ reliability index.

On the other side, for the analysis on structural reliability probability density curves were selected (standard, logistic, Log-standard, extreme value, etc.), which fit into strength and tensile stress strength functions, by using the goodness of fit technique for the adjustment of accumulated probability density curve by Kolmogorov-Smirnov. By means of Equation 5, the reliability index (β) was determined, which is used even for distribution probability functions different from the standard, with satisfactory results. Such statement is based on recommendations by some international authors (Mays, L, et al., 1992 and Ang. A.H-S, 1973),



los cuales consideran este procedimiento como aproximado con un error mínimo y aceptable. Sin embargo, esta consideración se comprobó analíticamente en el presente artículo, empleando integración numérica y la determinación de la curva resultante G. Se calculó la probabilidad de falla, la cual corresponde al área bajo de la curva G, que se encuentra entre $-\alpha$ y el punto cero (0), es decir, la zona cuando la curva de solicitación(S) supera a la de resistencia (R). Además se determinó la media y la desviación estándar de la función resultante G y se normalizó. Posteriormente se determinaron el índice de confiabilidad (β), que es el inverso del coeficiente de variación del margen de seguridad.

who consider this procedure as approximated, with minimum error, and acceptable.

Consequently, this consideration was proven in the present paper, by using numerical integration and the determination of G resulting curve. Failure probability was calculated, which corresponds to the area below G curve, that is located between $-\alpha$ and zero point (0), i.e. when the tensile stress curve exceeds the strength (R). Besides, media and standard deviation were determined for G resulting function and it was standardized. Afterwards, reliability index was determined (β), which is the inverse variation coefficient of safety margin.

3.1.1 Para cargas verticales

De la información que se proceso en tiempo real de los elementos del puente instrumentados se encontraron los siguientes índices de confiabilidad:

3.1.1 For vertical loads

The real time information related to instrumented bridge's elements yielded the following reliability indexes:

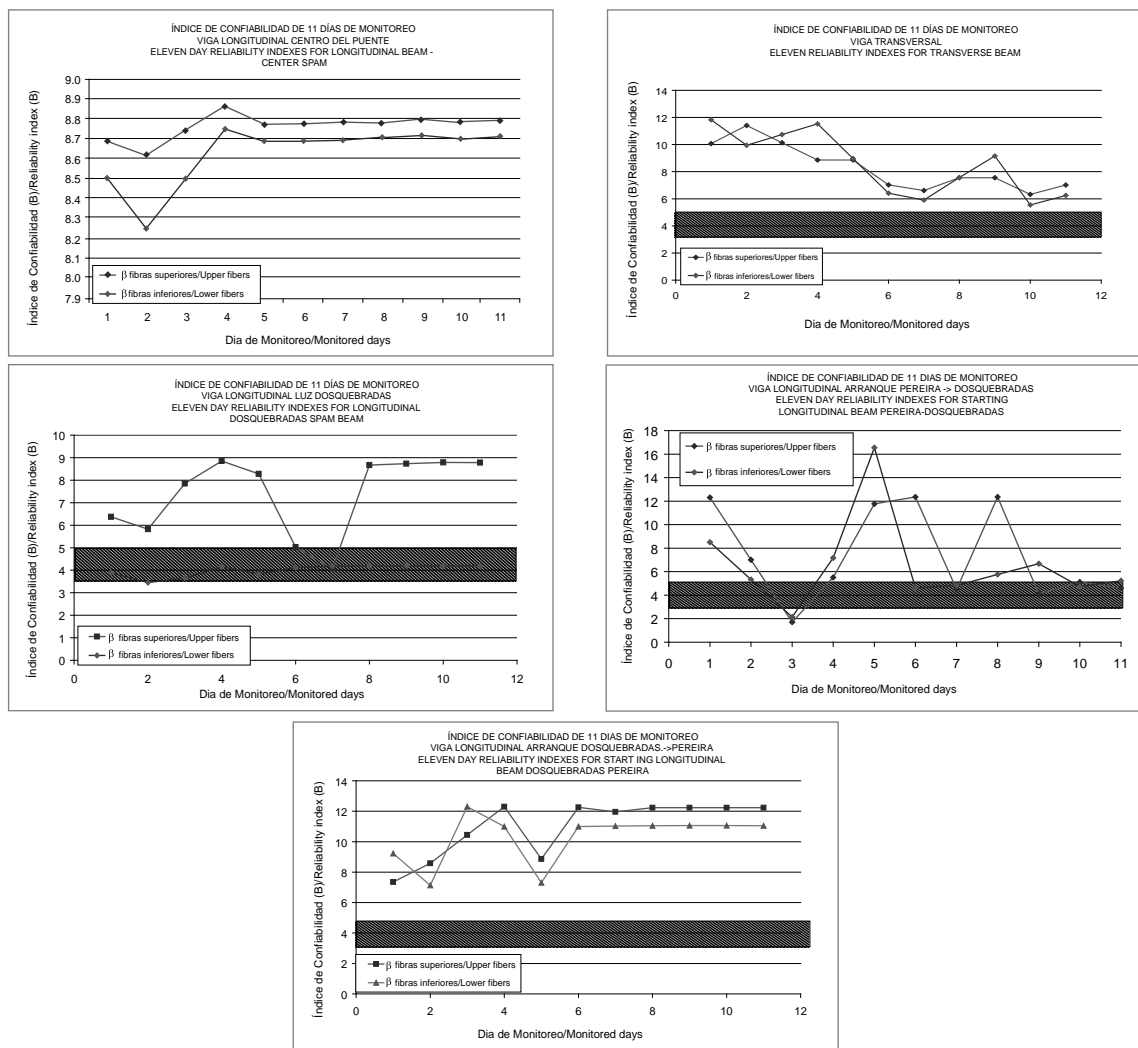


Figura 29. Índices de confiabilidad de: (a) viga longitudinal centro (b) Luz Dos Quebradas (c) viga transversal. (d) viga longitudinal arranque Pereira - Dosquebradas. (e) viga longitudinal arranque Dosquebradas - Pereira

Figure 29. Reliability indexes for: (a) central longitudinal beam (b) Span Dosquebradas (c) transverse beam. (d) longitudinal beam, springing Pereira - Dosquebradas (e) longitudinal beam, springing Dosquebradas - Pereira

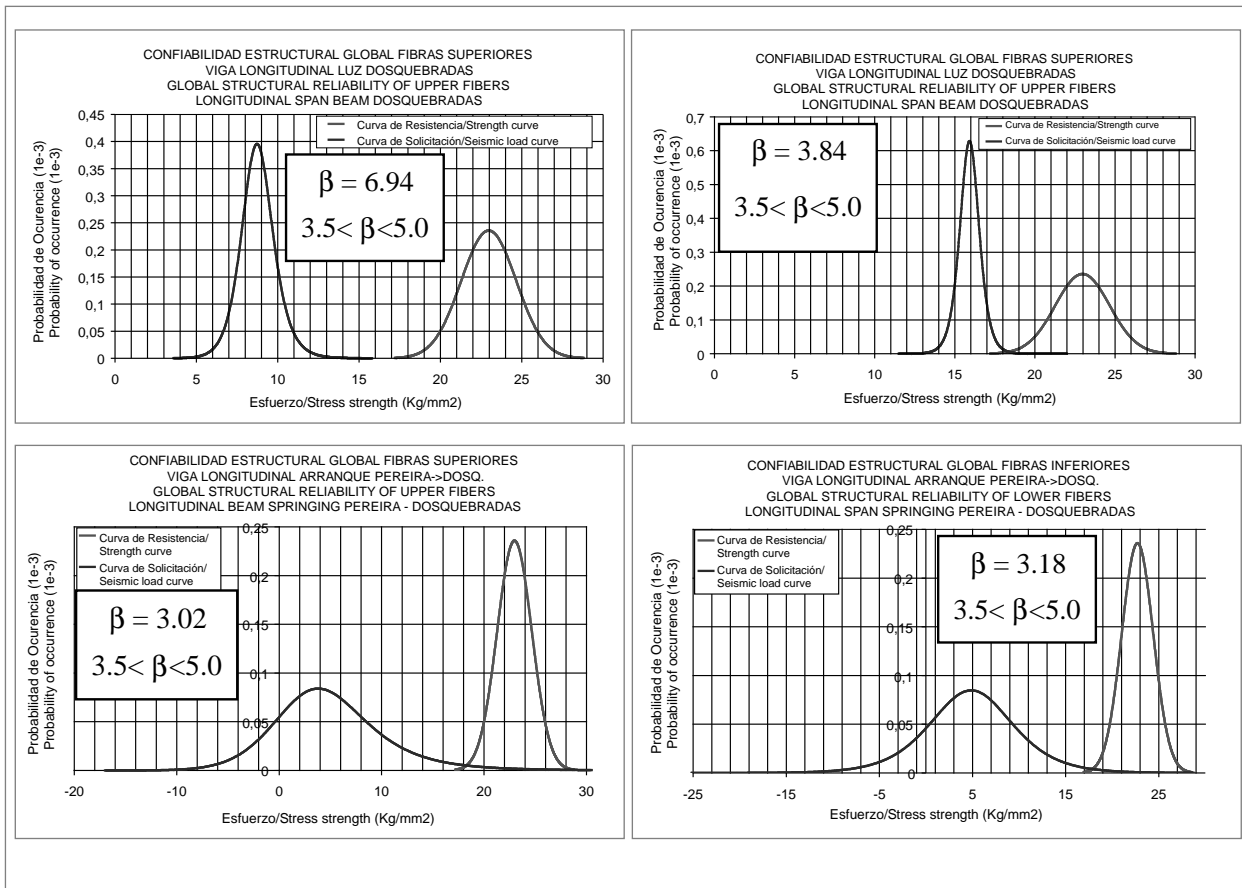


Figura 30. Cruce de curvas Resistencia Vs. Solicitación para los elementos con menores índices de confiabilidad
 Figure 30. Crossover of Strength v/s tensile stress curves for elements having minor reliability indexes

3.1.2 Para cargas de sismo

Para poder realizar el análisis de confiabilidad de los elementos del puente desde el punto de vista dinámico, fue necesario estimar el factor de modificación de respuesta de dicha estructura, para evaluar en forma aproximada su comportamiento inelástico. Para esto se emplearon las recomendaciones de la norma de la referencia [ATC-19], la cual especifica que para estimar este factor con cualquier estructura es necesario evaluar la reserva de resistencia de la estructura, su ductilidad y redundancia. Esto también lo explican detalladamente las referencias [Ruíz D. et al., 2002] y [Valencia C. G. et al., 2008]), donde el valor de R se puede expresar basados en su resistencia, ductilidad y redundancia. Para realizar la evaluación de los factores de la resistencia y la ductilidad de la estructura de este puente fue necesario realizar un análisis no lineal estático de “Pushover”, empleando las recomendaciones de la norma ATC-40. Esta curva se basó en una fuerza incremental hasta la falla de la estructura, correspondiente al 100% en sentido transversal y 30% en sentido longitudinal.

3.1.2 For seismic loads

In order to conduct the reliability analysis on the bridge elements from a dynamic point of view, it was necessary to estimate the response variation factor for such structure, thus evaluating its inelastic behavior as close as possible. For that purpose the recommendations by the reference regulation [ATC-19] were used, which state that for estimating such factor for any structure, it is necessary to evaluate the reserved strength of the structure, its ductility and redundancy. Above is explained in detail in the references provided by [Ruíz D. et al., 2002] and [Valencia C. G. et al., 2008]), where R value can be expressed based on the strength, ductility and redundancy. In order to evaluate strength factors and the structure ductility it was necessary to conduct a “Pushover” lineal static analysis, using the recommendations provided by ATC-40 regulation. This curve was based on an increasing strength up to the structure failure, corresponding to 100% in transverse direction and 30% in longitudinal direction.



El factor de ductilidad está asociado con el desplazamiento máximo adicional al desplazamiento que define el límite elástico de un sistema de un grado de libertad, el cual generalmente describe su función de rigidez mediante una curva elasto-plástica (Ver [Ruíz, D. et al., 2002]). De acuerdo con el ATC-19 la ductilidad al desplazamiento U se calcula como el cortante basal para una respuesta netamente elástica dividido por el máximo cortante basal del análisis no lineal estático de "Pushover". Para este puente se consideró un coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico de 5%, por lo cual su factor de redundancia es de 1.0. Basados en los resultados obtenidos de cada uno de los tres factores, el coeficiente de disipación de energía(R) de esta estructura es mayor que 5.0 (basados en un espectro de un periodo de retorno de 475 años). A continuación se presentan las curvas de los índices de confiabilidad determinados.

Ductility factor is associated to the maximum additional displacement, which defines the elastic limit for a system at a degree of freedom, that generally describes its stiffness function by means of an elastic-plastic curve (See [Ruíz, D. et al., 2002]). In accordance with ATC-19 the ductility to the U displacement is calculated as the basal shear for a net elastic response divided by the maximum basal shear of the "Pushover" lineal elastic analysis. In this bridge a damping coefficient regarding critic condition was considered at 5%, therefore its redundancy factor is 1.0. Based on obtained results for three individual factors, energy dissipation coefficient (R) of this structure is greater than 5.0 (based on a return period spectrum of 475 years). Determined reliability indexes curves are shown below:

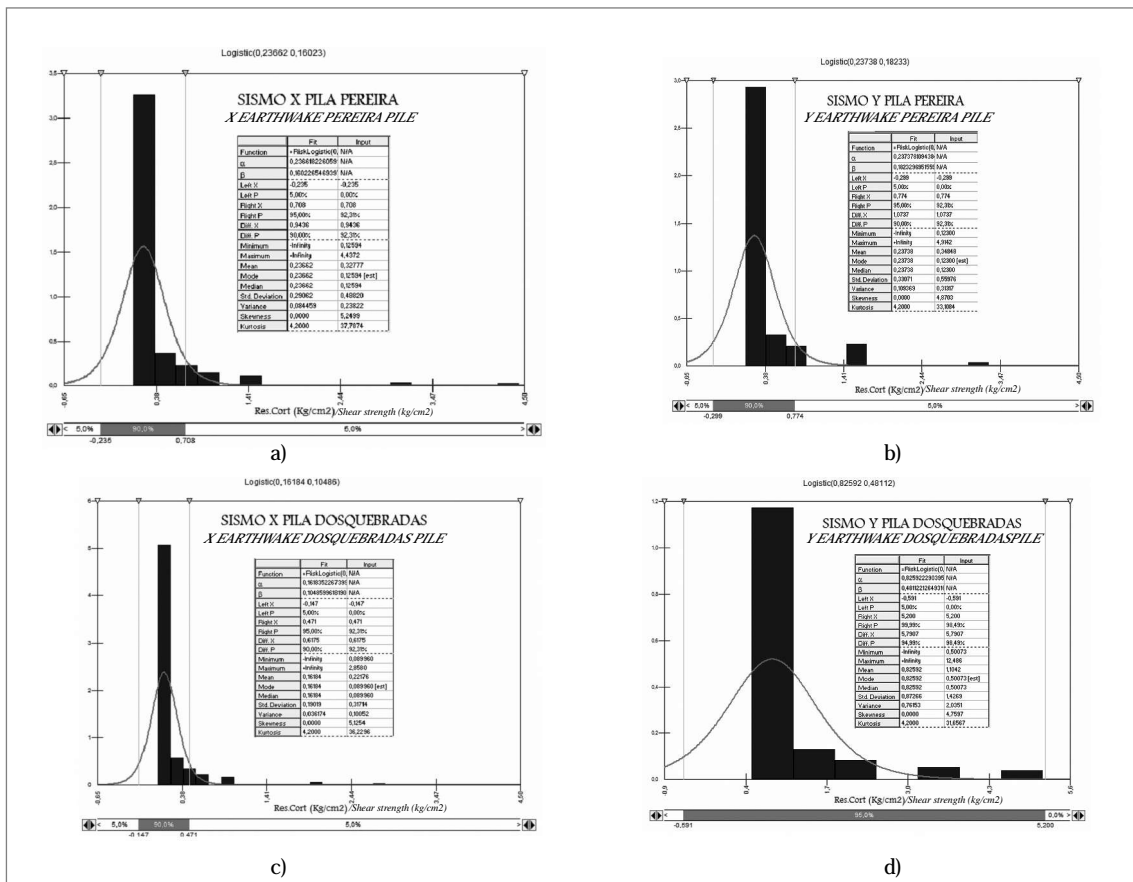


Figura 31. Curvas de probabilidad del sismo en: (a) Dirección transversal del pilón de Pereira. B=14.99. (b) dirección longitudinal del pilón de Pereira. B=14.53. (c) dirección transversal del pilón Dosquebradas. B=16.15. (d) dirección longitudinal del pilón de Dosquebradas. B=8.48

Figure 31. Seismic probability curves: (a) Transverse direction of Pereira pylon. B=14.99. (b) Longitudinal direction of Pereira pylon. B=14.53. (c) Transverse direction of Dosquebradas pylon. B=16.15. (d) Longitudinal direction of Dosquebradas pylon. B=8.48

4. Conclusiones y recomendaciones

Del estudio de evaluación de la vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga mediante confiabilidad estructural apoyados en monitoreo e instrumentación de este puente se concluye:

- Se encontró que uno de los cinco elementos que se les realizó monitoreo, tiene una probabilidad de falla mayor a la estipulada por las normas Europeas ($P_f=0.0001$) y Americana ($P_f=0.001$). Este elemento corresponde a la viga longitudinal de arranque del pilón de Dosquebradas, el cual tuvo una historia de esfuerzos importantes durante el proceso constructivo del puente y que adicionalmente tiene en algunos casos esfuerzos superiores a los que generaría la carga C40-95, por lo que debe soportar niveles representativos de momentos negativos producidos por el tráfico. Por lo anterior este elemento no cumple con los requisitos de seguridad básica y tiene un riesgo moderado, que ha sido tenido en cuenta por INVIAS para las labores de su recuperación.
- Basados en el estudio de efectos locales de la zona donde está cimentado este puente, donde se determinaron nueve (9) espectros con diferentes periodos de retorno y empleando la curva de probabilidad de resistencia del concreto de los pilones, se encontró que estos elementos tienen probabilidades de falla inferiores a las permitidas por el código Europeo ($P_f=0.0001$) y Americano ($P_f=0.001$). Por lo anterior se concluye que los pilones de este puente, tienen una capacidad estructural satisfactoria ante un evento sísmico, ya que fueron diseñados y construidos con características de ductilidad, resistencia y rigidez acordes con las sollicitaciones sísmicas probables en esta zona. Este mismo análisis se realizó para los elementos instrumentados, encontrándose que se encuentran con niveles de seguridad adecuados y con un riesgo mínimo.
- Se encontró que por lo menos el 40% de los tirantes de este puente tienen niveles de tensiones mayores a las admisibles especificadas durante su diseño y a las recomendadas en la actualidad por el código "POST TENSIONING INSTITUTE" -PTI, concluyendo que no cumplen con los requisitos mínimos de seguridad relacionados con los estados de resistencia y fatiga. Las tensiones oscilan entre 0.35 y 0.55 de la resistencia de rotura (F_{pu}), mayores en algunos casos a la tensión admisible ($0.45f_{pu}$).

Estos resultados fueron transmitidos al Instituto Nacional de Vías y a la empresa ICAGEL, los cuales sirvieron como insumos dentro de las labores de diagnóstico, mantenimiento, actualización y rehabilitación de dicho Viaducto.

4. Conclusions and recommendations

Conclusions from the assessment study on seismic vulnerability and loading capacity, by means of structural reliability, supported by monitoring and instrumentation of this bridge, are the following:

- It was found that one out of five monitored elements, has higher failure probability than the specified by European ($P_f=0.0001$) and American regulations ($P_f=0.001$). This is the longitudinal beam of Dosquebradas springing pylon, which had significant stress records during the bridge constructive process, and additionally, in some cases it has stress strengths higher than the ones load C40-95 would generate, thus, it must bear representative levels of negative bending moments produced by traffic load. Therefore, such element does not meet basic safety standards and its risk is moderate, which has been taken into account by INVIAS for rehabilitation work.
- Based on the study of local effects in the zone the bridge is founded, nine (9) spectrums were determined, at different return periods. By employing a concrete strength probability curve on pylons, it was found that such elements have failure probabilities lower than the ones permitted by the European code ($P_f=0.0001$) and American code ($P_f=0.001$). Therefore, it is concluded that pylons of this bridge have a satisfactorily structural capacity faced to a seismic event, since they were constructed under ductility, resistance and stiffness standards in accordance with seismic loads expected for this zone. This analysis was also made on instrumented elements, finding that they are in accordance with safety standards at minimum risk.
- It was also found that at least 40% wire strainers in this bridge have tension strengths higher than permitted by the design specifications and actual recommendations in the code by "POST TENSIONING INSTITUTE" -PTI, thus concluding that they do not meet minimum safety standards in relation to strength and fatigue conditions. Tension fracture strengths vary from 0.35 to 0.55 (F_{pu}), in some cases being higher than admissible tension strength ($0.45f_{pu}$).

These results were delivered to the Instituto Nacional de Vías and to ICAGEL Company, which were used as input for diagnosis, maintenance, updating and rehabilitation activities of such viaduct.



5. Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento al Instituto Nacional de Vías, por el apoyo logístico y económico para el desarrollo de este proyecto. En especial a los ingenieros Virginia Ramos y Libardo Santacruz. También a todas las empresas de ingeniería que participaron con información o con su experiencia durante la construcción del puente, en especial a los ingenieros, Juan Mauricio Marín, Jorge Molina y Ricardo Valderrama. También el Ingeniero Daniel Ruiz, por las referencias suministradas para el análisis sísmico de este puente.

5. Acknowledgements

The authors express their acknowledgements to the Instituto Nacional de Vías, for the logistic and economical support during the project development. Special thanks to engineers Virginia Ramos and Libardo Santacruz. Also to all engineering companies that provided information and know-how during the bridge construction, and especially to engineers Juan Mauricio Marín, Jorge Molina and Ricardo Valderrama. Finally, their appreciation to engineer Daniel Ruiz, for the references he provided for the seismic analysis on this bridge.

7. Referencias / References

- Ambraseys N. N., Simpson K. A. y Bommer J. J. (1996), Prediction of horizontal response spectra in Europe. *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 371-446.
- ADAPT® (1997), ADAPT - Structural Concrete Software. 1733 Woodside Road, Suite 220 Redwood City, California 94061 USA.
- Ang A.H.-S. (1973), Structural Risk Analysis and Reliability-Based Design. *Journal of Structural Engineering Division*, 99, 1973, Pag 20-35
- Applied Technology Council - ATC 19 (1995), Structural response modification factors. Applied Technology Council. 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550. Redwood City, California 94065.
- Applied Technology Council - ATC 40 (1996), Seismic evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council. 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550. Redwood City, California 94065
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS (1996), Estudio general de amenaza sísmica de Colombia.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1995), Código Colombiano de Diseño Sísmico de puentes. Instituto Nacional de Vías, Bogotá, Colombia.
- Byeong. H, Taehyo P. (2007), Estimation of cable tension force using the frequency-based system identification method. *Journal of Sound and Vibration* 304 (2007) 660-676
- Binaria Ltda (2006), "Estudio de vibraciones ambientales del puente de la Avenida calle 170 por autopista Norte", Trabajo de consultoría desarrollado para el Instituto de Desarrollo Urbano (IDU-Bogotá).
- CSA S6.1-00. (2000), Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association.
- European Committee for Standardization. Eurocode. (1993). Basic of Design an Action on Structures, Vol 3. Loads of Bridge. 10th draft Gallego Mauricio (2007), "Evaluación dinámica de dos(2) puentes peatonales de Bogotá", Trabajo para el Instituto de Desarrollo Urbano(IDU - Bogotá), Binaria Ltda.
- Gómez Araujo, Iván Diario (2010), "Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental", Tesis para lograr el título de Maestría en Ingeniería Civil, Directora: Dra. Esperanza Maldonado Rondon, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia
- Johnson R. A. (1973), An earthquake spectrum prediction technique. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 63, 1255-1274.
- Marín J.M. (1999), Control de geometría de la construcción incremental del viaducto Pereira - Dos Quebradas. Tesis de Grado, Especialización de Estructuras, Universidad Nacional de Colombia (Sede Medellín).
- Mays. L, Tung Y. (1992), *Hydrosystems Engineering and Management*. McGraw Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering. New York: Mc Graw Hill
- Mc Guire R. K. (1977), Seismic design spectra and mapping procedures using hazard analysis based directly on oscillator response. *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 5, 211-234.
- Muñoz E.E., Daza R.D. y Obregón N. (2002), "Metodología de evaluación estructural de puentes metálicos por técnicas de fiabilidad estructural". *Revista Ingeniería de Construcción*, Pontificia Universidad Católica de Chile ,Chile.
- Muñoz E.E., Valbuena E.A. (2005), "Evaluación de un puente en acero mediante criterios de confiabilidad parcial", *Revista Rutas*, España.

- Muñoz E.E., Nuñez F., Otálora C. (2006), "Evaluación por confiabilidad estructural de puentes en acero apoyados en monitoreo e instrumentación", *Revista Ingeniería de Construcción*, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.
- Muñoz, E.E, Rodríguez, Jorge A.A, Nuñez, F. Otálora, C. Ramos, A (2008), "Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural", *Revista Ingeniería de Construcción*, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.
- Newmark N. M. y Hall W. J. (1982). *Earthquake spectra and design*. EERI monograph, Berkeley, California.
- Ordaz. M. (2002), *DEGTRA 2000*. Universidad Nacional Autónoma de México - UNAM.
- PLAXIS ® (2008), *Version 8.0 Professional*. 2600 AN DELFT The Netherlands.
- Pontificia Universidad Javeriana (2008), *Informe Final Viaducto Pereira-Dosquebradas*. Proyecto "Aunar esfuerzos técnicos y financieros para incrementar la seguridad y estabilidad del viaducto Cesar Gaviria Trujillo de la carretera solución vial - Pereira - Dos quebradas (Ruta 29 RSA) y del puente Cajamarca en la carretera La Línea - Ibagué. Convenio con INVIAS.
- Ruiz. D, Sarria. M. (2002), Efecto de las diferentes componentes sísmicas de movimiento sobre las naves industriales de grandes luces. *Revista de Ingeniería*. Bogotá. No. 15 (Abr., 2002). - p. 46-55. Universidad de los Andes
- Sarrazin Mauricio, Moroni M. O., Quintana Romo y Soto P. (2000), "RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES CHILENOS CON APOYOS AISLANTES", Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile , *REVISTA INTERNACIONAL DE DESASTRES NATURALES, ACCIDENTES E INFRAESTRUCTURA CIVIL*, Universidad de Puerto Rico.
- Randall J. Allemang (2003), "The modal Assurance Criterion - Twenty Years of Use and Abuse", *Journals Sound And Vibration*, Estados Unidos.
- Sobrino Juan A. y Casas R. (1993), *Metodología de Evaluación Estructural de Puentes Existentes: Aplicación a un caso Real*. En: Hormigón y Acero. Barcelona. UPC. IV Trimestre. P. 107-124.
- Tanner Peter y Sobrino Almunia Juan Antonio (1998), *¿Cuánta Seguridad Necesitan las Estructuras? Calibración de Códigos*. En: *Curso de Estudios Mayores de la Construcción*. (1998: Barcelona). *Fiabilidad Estructural. Tratamiento de las Acciones Especiales*. 19 p.
- Thomson P., Galindez N., Marulanda J., Orozco A., Caicedo J., S. Dyke (2003), "Implementation of a modal identification methodology on the Pereira -Dosquebradas Viaduc, *Asce - Engineering Mechanics Conference*, Estados Unidos.
- Wei-Xin R., Gang C. y Wei-Hua H. (2005), *Empirical formulas to estimate cable tension by cable fundamental frequency*. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 20, No. 3 (2005) 363-380.
- Valencia G. C., Valencia D. R. (2008), "Evaluación del coeficiente de disipación de energía, R, para algunos tipos de estructuras de acero" *Ingeniería e Investigación*, Universidad Nacional de Colombia, ISSN 0129-5608, N°. 1, 2008. Pags. 41-49.