

**Seguridad estructural ante acciones sísmicas de puentes de hormigón armado teniendo en cuenta elementos asociados al efecto de sitio. Puente sobre afluente Cauto**

***Structural safety against seismic actions of reinforced concrete bridges taking into account elements associated with site effect. "Afluente Cauto" bridge.***



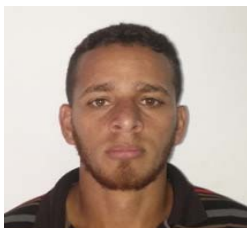
**Dr CT. Ing. Darío Candebat-Sánchez**  
Investigador Auxiliar.  
Centro Nacional de Investigaciones  
Sismológicas. Cuba.  
Email: dario@cenais.cu



**Dr. CT. Ing. Braulio Lima González.**  
Profesor Titular.  
Universidad Tecnológica de la Habana.  
Facultad de Ingeniería Civil.  
Email: brafel2071@gmail.com



**MSc. Ing. Luis Felipe Caballero-Cornier**  
Especialista en Ciencia, la Tecnología y el  
Medio Ambiente.  
Centro Nacional de Investigaciones  
Sismológicas. Cuba.  
Email: felipe@cenais.cu



**Ing. Gabriel Salazar Carbonell**  
Aspirante a Investigador.  
Centro Nacional de Investigaciones  
Sismológicas. Cuba.  
Email: gabriel@cenais.cu

**Resumen**

Se presenta la evaluación del desempeño sísmico estructural de un puente prefabricado de hormigón armado construido en la Autopista Nacional de Santiago de Cuba, provincia ubicada en la zona de mayor peligrosidad sísmica de Cuba. Se realiza la caracterización ingeniero-geológica del área de emplazamiento a partir del análisis de mapas del sitio y de calas geotécnicas realizadas en el área, reconocimiento geológico *in situ* y la aplicación del método geofísico de sísmica de refracción. Finalmente, se determinan los aspectos estructurales que inciden directamente en el mal comportamiento de estas estructuras, así como la incidencia del suelo en la respuesta estructural. El análisis permite definir que la estructura manifiesta un pobre desempeño asociado a la tipología prefabricada utilizada en su construcción. Asimismo se demuestra que el suelo presente en el área incide directamente en la

amplificación de las acciones sísmicas generadas por el terremoto de diseño, con 475 años de período de retorno y un 15 % de probabilidad de excedencia.

**Palabras claves:** desempeño sísmico, suelo, puentes, sísmica de refracción, terremoto.

### **Abstract**

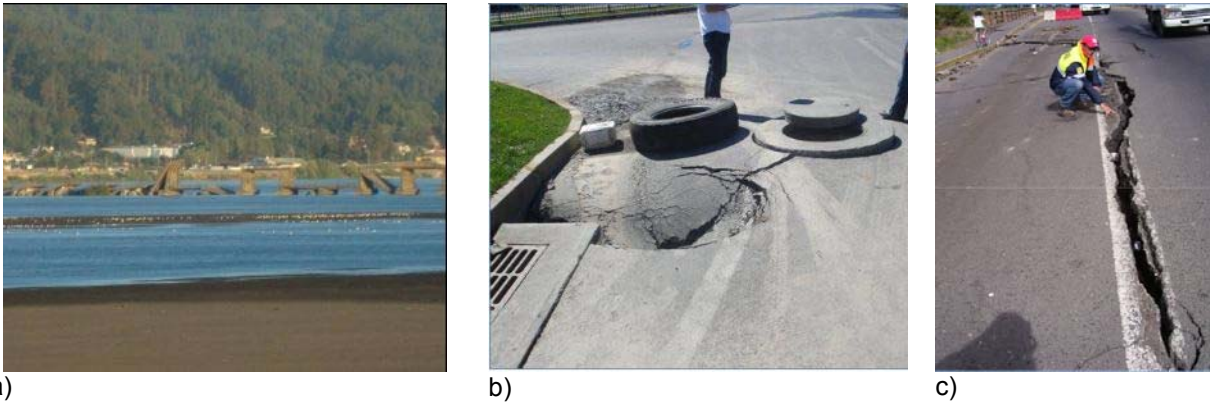
An assessment of structural seismic performance of a precast reinforced concrete bridges built in Santiago de Cuba National Highway, placed in the zone of highest seismic hazard in Cuba, is presented. The geotechnical characterization of the site area is performed from the analysis of site maps and geotechnical boreholes, geological survey in situ and the application of the geophysical method of seismic refraction. Finally, the elements affecting the structural behavior of these engineering works are determined, as well as the incidence of soil in the structural response. The analysis allows defining that the structure shows a poor performance associated with the precast typology used in its construction. Also it shows soil in the area directly affects the amplification of seismic actions generated by the earthquake design, with 475-year return period and 15% probability of exceedance.

**Key words:** seismic vulnerability, soil, bridges, seismic refraction, earthquake.

## Introducción

Durante la ocurrencia de eventos sísmicos fuertes, como los acontecidos en Haití y Chile en 2010 y en Ecuador en el año 2016, puentes de hormigón, de carreteras, colapsaron o resultaron dañados, provocando pérdidas materiales y humanas y afectando la comunicación entre las comunidades.

La figura 1 muestra algunos de los problemas manifestados en las redes viales, observándose que las características del suelo, asociadas al efecto de sitio, inciden directamente en la aparición de daños significativos.



**Figura 1.** Daños durante el sismo de Chile (27 de febrero del 2010). a) Puente “Viejo”. Pérdida de soporte de tramos. b y c) Daños en la infraestructura y redes de servicio público. Fuente: FOPAE (2010).

Valdebenito (2005) en Aburto (2013) afirma que:

El origen de los efectos de sitio es debido a la presencia de relieves (efecto topográfico), de materiales superficiales (suelos blandos) o de fuertes discontinuidades laterales del subsuelo. Estas condiciones locales pueden modificar la acción sísmica en distintos aspectos como en el contenido de frecuencias, en un aumento de la amplitud y en la duración (p.53).

Fenómenos como la licuación del suelo, los deslizamientos del terreno, asentamientos y amplificación de las ondas sísmicas son parte del efecto de sitio. González y Verdugo (2014) afirman que:

El terremoto del 27-F dejó en evidencia un gran número de sitios donde ocurrió el fenómeno de licuefacción de suelos, extendiéndose entre La Calera y el Lago Llanquihue. Los principales patrones de daños incluyen la formación de grietas, asentamientos, desplazamiento lateral del suelo y formación de volcanes de arenas. Las estructuras que fueron afectadas con este fenómeno corresponden a viviendas, puentes y pasos a desnivel, puertos y muelles, tranques de relaves y estructuras enterradas (p.1).

Este trabajo tiene el objetivo de evaluar el desempeño sísmico estructural de un puente de hormigón armado ubicado en la zona de mayor peligrosidad sísmica de Cuba, teniendo en cuenta los resultados de la aplicación de estudios geofísicos y perforaciones en el área de ubicación de la estructura y la identificación de fenómenos relacionados con el efecto de sitio.

## Materiales y métodos

Se analiza el proyecto original de la tipología estructural del puente seleccionado como caso de estudio, se realiza una caracterización que involucra los elementos que intervienen en su comportamiento ante acciones generadas por eventos sísmicos: funcionamiento estructural, cantidad y dimensiones de las luces, materiales, espaciamiento entre vigas, características de las pilas y estribos y la cimentación.

Esta información permite organizar el trabajo a partir de las siguientes tareas:

- Descripción ingeniero-geológica del área de ubicación de la estructura.

- Caracterización de la capa de suelo superficial a partir de inspección de campo: se realiza una inspección por parte de un equipo multidisciplinario que evalúa visualmente las condiciones del suelo y las posibles causas de los problemas que puedan detectarse.
  - Análisis del esquema geológico de la zona de ubicación del puente estudiado: se analiza el mapa geológico para determinar sobre que formaciones geológicas se ubica la estructura.
  - Aplicación del método de sísmica de refracción: se obtienen perfiles de velocidades de ondas longitudinales ( $V_p$ ) que permiten delimitar de manera aproximada cada capa de suelo presente.
  - Análisis de las características ingeniero-geológicas según perforaciones geotécnicas realizadas en el área: se analizan los resultados de las calas realizadas por la Empresa de Investigaciones Aplicadas (ENIA) en el área de ubicación del puente, evaluando la probabilidad de ocurrencia de fenómenos como la licuación del suelo y los asentamientos.
  - Compatibilización de los resultados obtenidos en cada análisis realizado.
- Evaluación del desempeño estructural ante acciones sísmicas: se realiza un análisis estático no lineal donde se consideran los resultados del estudio de suelo y de los parámetros evaluados.

Este método se basa en el análisis de la estructura bajo cargas gravitatorias constantes y cargas laterales incrementadas, en forma monótonica en la componente sísmica horizontal. Como resultado se obtiene su curva de capacidad resistente, que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral en el tope de la estructura. De esta manera, permite estimar los posibles daños, identificando los puntos de aparición de las zonas de disipación de energía (articulaciones plásticas).

Según Akkari and Duan (2003), varios factores influyen en el comportamiento no lineal de un puente; entre ellos, la no linealidad geométrica y la no linealidad de los materiales, cuyo sustento teórico se describe a continuación:

#### No linealidad geométrica

Según estos autores, esta propiedad puede ser considerada en la formulación de las matrices de rigidez de los miembros. Afirman que la relación general fuerza-desplazamiento para el miembro prismático puede ser expresada como sigue:

$$\{F\} = [K]\{D\} \quad (1)$$

Donde  $\{F\}$  y  $\{D\}$  son los vectores fuerza y desplazamiento y  $[K]$  es la matriz rigidez.

Se tiene en cuenta a partir del análisis del efecto  $P-\Delta$ , en el cual las ecuaciones de equilibrio toman parcialmente en consideración la configuración deformada de la estructura. Las fuerzas que producen tensión tienden a resistir la rotación de los elementos y rigidizan la estructura, las fuerzas de compresión, por su parte, tienden a acentuar la rotación de los elementos y desestabilizan la estructura.

#### No linealidad de los materiales

Se considera a partir del análisis de los modelos tensión-deformación de los materiales. Se incorpora la no linealidad del hormigón, utilizando una relación no lineal tensión-deformación a través del modelo de Mander (Mander *et al.*, 1988), para el hormigón confinado y no confinado (figura 2). Las ecuaciones constitutivas se describen a continuación:

Para el hormigón no confinado:

$$f_c = f'_{co} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (2)$$

$$f_c = f'_{co} \left[ 1 - \beta \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_o}{\varepsilon_u - \varepsilon_{co}} \right) \right] \quad \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (3)$$

$$\varepsilon_{co} = \frac{2f'_{co}}{E_c} \quad (4)$$

Donde  $f_c$  y  $\varepsilon_c$  son la deformación y tensión del hormigón;  $f'_{co}$  es la tensión máxima para el hormigón no confinado, usualmente tomado como la resistencia cilíndrica a compresión,  $f'_c$ ;  $\varepsilon_{co}$  es la deformación para la tensión máxima para el hormigón no confinado;  $\varepsilon_u$  es la deformación a compresión para el hormigón no confinado;  $E_c$  es el módulo de elasticidad del hormigón;  $\beta$  es el factor de reducción para la rama descendiente.

Para el hormigón confinado:

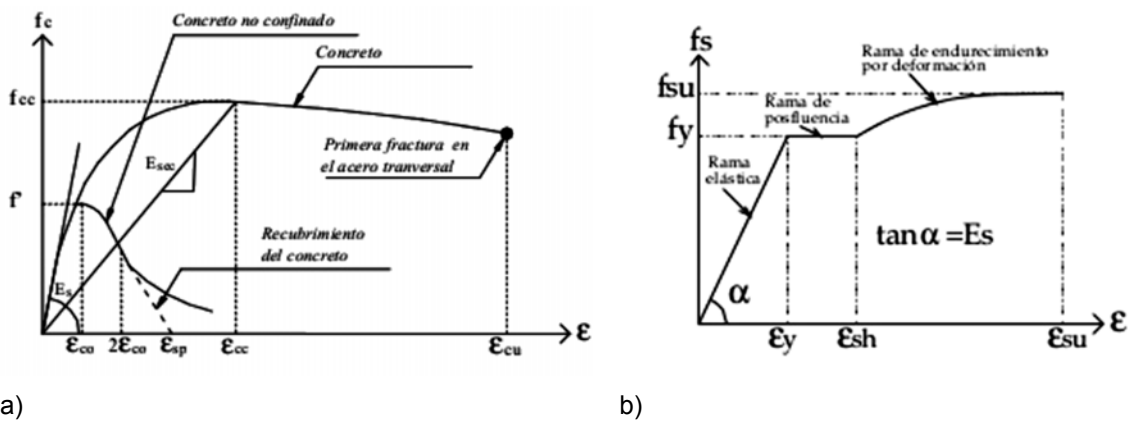
$$f_c = \frac{f'_{cc} (\varepsilon_c / \varepsilon_{cc})^r}{r - 1 + (\varepsilon_c / \varepsilon_{cc})^r} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (7)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (8)$$

Dónde:  $f'_{cc}$  y  $\varepsilon_{cc}$  son el valor máximo de tensión a compresión y su correspondiente deformación para el hormigón confinado,  $f_{cc}$  y  $\varepsilon_{cu}$  (deformación de compresión última para el hormigón confinado) dependen del tipo de confinamiento y la forma.



**Figura 2.** a) Modelo de Mander. Curvas tensión-deformación. Fuente: Mander *et al.* (1988). b) Curva tensión-deformación idealizada para el acero de refuerzo. Fuente: Akkari and Duan (2003).

La no linealidad del acero de refuerzo (no pretensado) se tiene en cuenta con el modelo bilineal del acero con endurecimiento parabólico (Figura 2b), expresado a través de las expresiones mostradas a continuación (Akkari and Duan, 2003):

$$f_s \begin{cases} E_s \varepsilon_s & 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \end{cases} \quad (9)$$

$$f_s \begin{cases} f_y & \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \end{cases} \quad (10)$$

$$f_s \begin{cases} f_y + \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} (f_{su} - f_y) & \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \end{cases} \quad (11)$$

$$f_s \begin{cases} f_u - \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{su}}{\varepsilon_{sb} - \varepsilon_{su}} (f_{su} - f_{sb}) & \varepsilon_{cu} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sb} \end{cases} \quad (12)$$

Dónde:  $f_s$  y  $\varepsilon_s$  son la tensión y la deformación del acero;  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero;  $f_y$  y  $\varepsilon_y$  son la tensión y la deformación de fluencia;  $\varepsilon_{sh}$  es la deformación de endurecimiento;  $f_{su}$  y  $\varepsilon_{su}$  son la tensión máxima y su correspondiente deformación; y  $f_{sb}$  y  $\varepsilon_{sb}$  son la tensión de ruptura y su correspondiente deformación. Para el acero grado 40, recomendado para su utilización en zonas sísmicas:

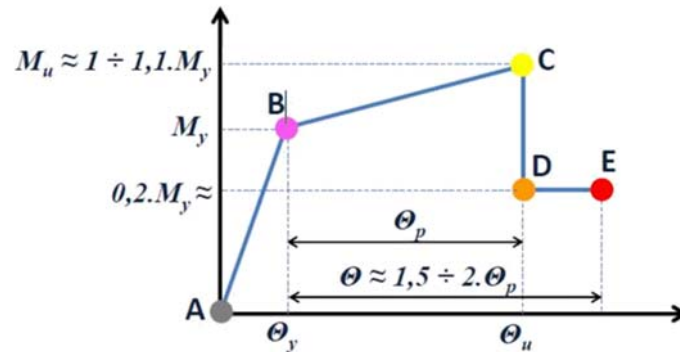
$$\varepsilon_{sh} = 14\varepsilon_y \quad (13)$$

$$\varepsilon_{su} = 0.14 + \varepsilon_{sh} \quad (14)$$

Para estos análisis se requiere de la confección de modelos estructurales que representen apropiadamente las características de la obra analizada. Esta tarea es especialmente compleja al realizar

análisis no lineales los cuales requieren de la definición de todos aquellos elementos que permitan prever este tipo de comportamiento.

En la figura 3 se muestra la relación momento–rotación de una articulación plástica, cuyos valores deben ser obtenidos del análisis de la relación momento–curvatura de la sección transversal de los elementos estructurales, a partir de los modelos de los materiales, la geometría de dicha sección y de las características y distribución del refuerzo longitudinal y transversal.



**Figura 3.** Caracterización de la relación momento–rotación de una articulación plástica. Fuente: Meslem and Lang (2014).

## Resultados

- Descripción del puente seleccionado como objeto de estudio.

El análisis se realizó tomando como caso de estudio el puente sobre el afluente Cauto. Esta estructura es seleccionada debido a su importancia, pues está ubicada en la Autopista Nacional de Santiago de Cuba, vía de primera categoría, igualmente estudios precedentes han demostrado que posee un nivel preliminar de vulnerabilidad sísmica elevada debido a sus características estructurales y a su estado técnico (Candebat, 2017) y finalmente por las consecuencias negativas que provocaría su colapso al sistema biótico que constituye el río Cauto, catalogado como un ecosistema de extraordinario valor.

El puente sobre el afluente Cauto fue construido en la década de 1970 utilizando la tipología cubano-italiana. Es una estructura isostática con un esviaje de 30° que posee 3 luces de 20 metros con 8 vigas prefabricadas, espaciadas a 2.10 metros, y losas también prefabricadas de hormigón armado. La subestructura está compuesta por pilas y estribos de 4 columnas cuadradas prefabricadas de hormigón armado y cimentación corrida con un gálibo vertical de 8.40 metros. En la figura 4 se muestran la superestructura y subestructura respectivamente.

La unión columna prefabricada-vaso hormigonado *in situ* se construye a partir de la colocación en el fondo del vaso de una barra de acero liso de 25 mm de diámetro, la cual permite la instalación posterior de la columna prefabricada, que posee un tubo de acero de 27 mm empotrado; así se garantiza la colocación de este elemento en la posición adecuada. Por otra parte, la unión de los cabezales con las columnas de pilas y estribos es articulada.

En el caso de las pilas y estribos prefabricados, sus cabezales están conformados por piezas prefabricadas de hormigón armado. Entre estos elementos se crean uniones articuladas debido a la ausencia de un refuerzo longitudinal que garantice la continuidad y, por tanto, la transmisión de las solicitaciones.



a)



b)

**Figura 4.** Puente sobre afluente Cauto. Autopista Nacional de Santiago de Cuba. Cuba. a) Losas y vigas prefabricadas de hormigón sobre cabezales del mismo material. b) Subestructura prefabricada de hormigón armado.

- Caracterización de la capa de suelo superficial a partir de inspección de campo

La capa superficial de suelo observada en el área está constituida por diferentes capas de arcillas de origen aluvial que engloban clastos de rocas de diferentes tamaños y formas. En la figura 5 se muestra la existencia de un talud de pequeñas dimensiones, que limita el cauce definido por el arroyo, encontrando evidencias, en su parte superior, de que este ha fallado, pudiendo identificar la corona del deslizamiento (figura 6a).

A partir de la observación en el terreno y la realización de la prueba de plasticidad in situ (Herrera, 2017), se logra estimar que estos suelos presentan una alta plasticidad y son expansivos, aspecto verificado por la cantidad de grietas existentes y sus dimensiones (figura 6b).



a)



b)

**Figura 5.** Grietas por desecación en el talud del cauce del río, formado por suelos arcillosos expansivos.



a)

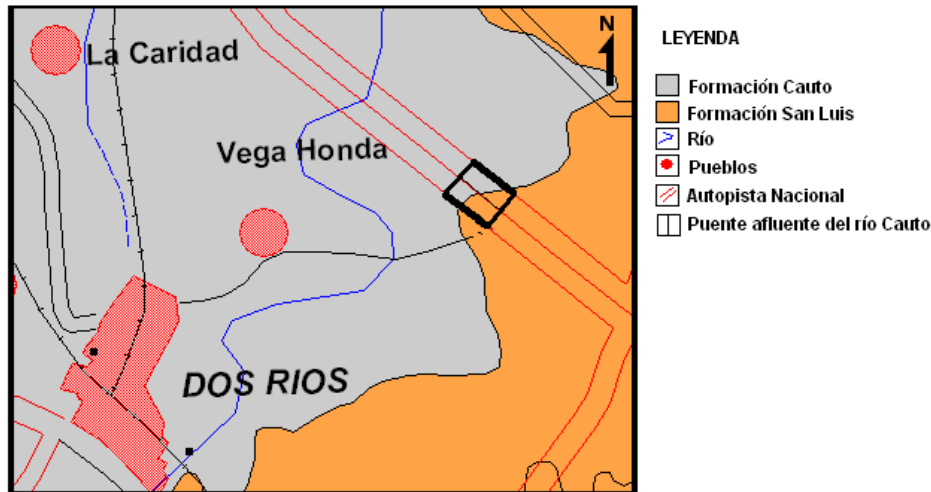


b)

**Figura 6.** a) Grieta en corona del talud, evidenciando la existencia de pequeños deslizamientos. b) Desprendimiento del material arcilloso. Destrucción parcial del talud.

- Descripción ingeniero – geológica según las formaciones presentes en el área y el esquema geológico de la zona

El puente se encuentra ubicado en las coordenadas; longitud:-75,97 latitud: 20,24. Al analizar la geología en el área de ubicación se detectó que la estructura se encuentra sobre el contacto de dos formaciones: San Luis y Cauto (figura 7).



**Figura 7.** Esquema geológico de la zona donde se encuentra el puente sobre el afluente del cauto. Escala 1: 50 000. Fuente: IGP 2003.

La formación San Luis está compuesta por areniscas polimícticas, limolitas, margas, arcillas, calizas arcillosas, biodetríticas, arenosas y conglomerados polimícticos. Se encuentra bien estratificada. En dirección hacia la parte superior del corte se observa un aumento de la cantidad del material clástico (fragmentos o detritos de roca dura). Está cortada por diques y cuerpos de basalto. Sus depósitos aparecen ligeramente plegados. Esta formación yace concordantemente sobre las Formaciones Charco Redondo, Farallón Grande y Puerto Boniato y sobre las Formaciones Sabaneta, San Ignacio, Sierra del Purial y el Grupo El Cobre (parte indiferenciada). Teniendo en cuenta los requisitos establecidos por la propuesta de norma NC 46 (2017) estos suelos se clasifican como tipo D.

La Formación Cauto se caracteriza por poseer arcillas, limos, arenas, gravas polimícticas y conglomerados polimícticos, con estratificación horizontal y cruzada. Coloración abigarrada. Yace concordantemente sobre la Fm. Bayamo y discordantemente sobre las formaciones Barrancas, Bitirí, Camazán, Dátil, Manzanillo, Paso Real, San Luis y el Grupo El Cobre.

- Aplicación del método de sísmica de refracción para caracterizar el perfil geológico del área

El método de sísmica de refracción tiene como objetivo determinar las variaciones de las Ondas Longitudinales ( $V_p$ ) con la profundidad asociándola con las diferentes capas. Se basa en el registro de los frentes de onda, generados por una fuente artificial de energía, leyendo en los registros los tiempos de los primeros arribos. Estos pueden deberse a la onda directa o bien a aquellas ondas que se refractan en el subsuelo con el ángulo crítico, viajan por la interfaz con la velocidad del medio infrayacente y retornan hacia la superficie como ondas frontales (Chelotti, *et al*, 2010).

La mayor fortaleza del método de refracción sísmica es que puede ser usado para resolver cambios laterales de velocidad en una misma capa. El parámetro geofísico más comúnmente obtenido es la velocidad en los estratos presentes (Reynolds, J., M., 2011). En el trabajo se obtuvieron resultados mediante cálculos de velocidad de la onda longitudinal ( $V_p$ ) para cada capa usando el método de los interceptos.

La instrumentación del método contempló un Equipo Combinado PASI, modelo 16S12-N, de fabricación italiana. En cada puente se trazan dos perfiles sísmicos (1 longitudinal y otro transversal a la dirección del puente) con 12 geófonos (G) verticales de 10 Hz, dispuestos equidistantemente a 3 m y se utiliza un

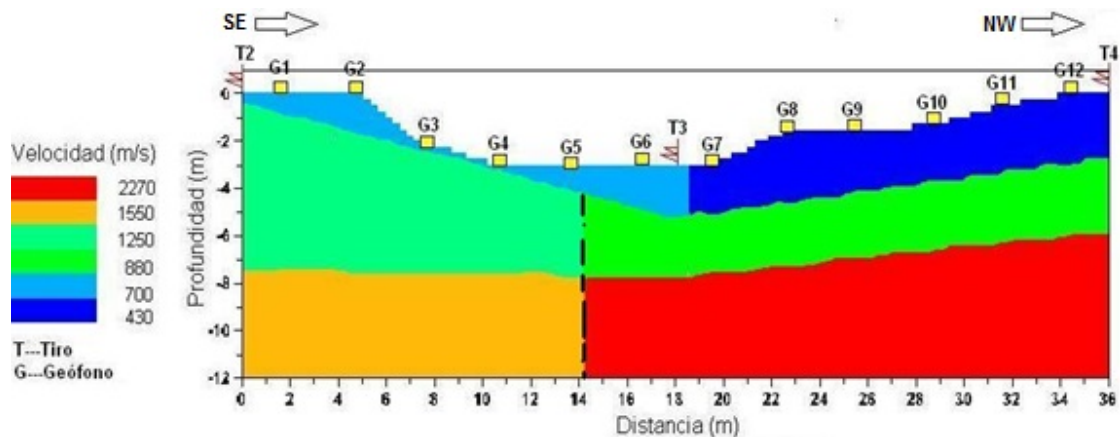


sismógrafo de 16 bits interno al equipo. La excitación del terreno se efectuó mediante golpes con mandarina de 10 Kg sobre una placa de aluminio, en 5 puntos contando los dos exteriores (T1 y T5) a ambos extremos, cuya separación a estos dos últimos es 10 m, los puntos de disparos interiores (T2, T3 y T4) se distanciaron a 18 m, donde el tiro 2 se encuentra a 1.5 m ante del geófono 1, tiro 3 en el centro y tiro 4 a 1.5 m del geófono 12, esta distribución alcanzó una longitud de 36 m de perfil.

Los materiales depositados en el terreno fueron correlacionados para los perfiles geofísicos obtenidos en el sitio a partir de las calas 5, 6, 8, y 9 plasmadas en el "Informe de los resultados del Puente Entronque Palma" de la ENIA (2016) Santiago de Cuba.

#### Perfil longitudinal

La línea sísmica fue orientada en la dirección este-oeste (figura 8), atravesando un pequeño arroyo con poca agua, cuyo cause se puede ver entre los geófonos 4 y 7. La longitud alcanzada fue de 36 m.

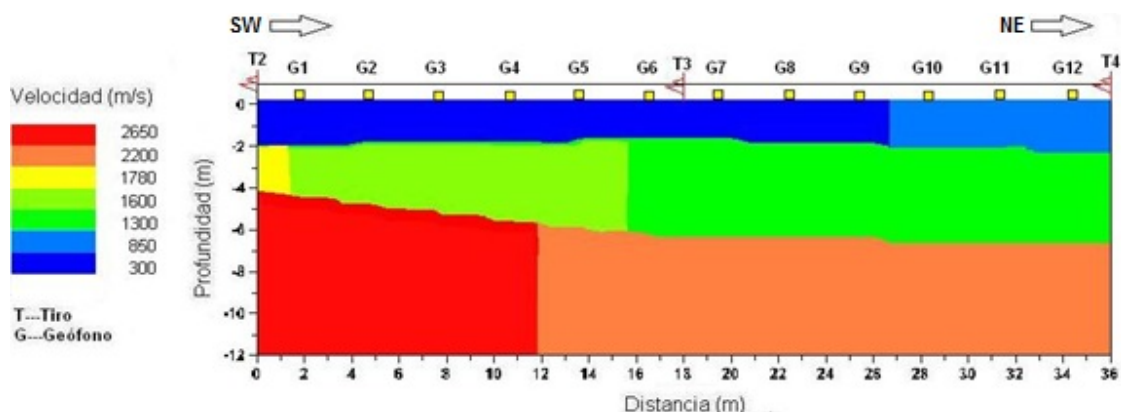


**Figura 8:** Perfil longitudinal del Puente Cauto 2

El corte sísmico de la figura 8 muestra tres capas, la primera de ellas constituye la superficie del terreno y está formada por capa vegetal, arcilla plástica y relleno cuya velocidad varía desde 430 a 700 m/s, el espesor de la capa es muy variable (0.3 a 2 m), manifestando alta permeabilidad y baja compacidad. En el segundo estrato, se puede correlacionar con la presencia de arcilla de plasticidad muy alta y marga arcillosa, para el cual la velocidad se determinó entre 880 y 1250 m/s, con una potencia de capa de 2 a 7 m, compacidad baja y permeabilidad moderada. La última capa posee una profundidad que oscila entre los 6 y 8 m, de acuerdo al "Informe de los resultados del Puente Entronque Palma" está constituida por margas arcillosas con intercalaciones de arenisca, se aprecia un contraste de velocidad entre 1550 y 2270 m/s, compacidad de moderada a alta y permeabilidad de baja a moderada.

#### Perfil transversal

Para la ejecución de este perfil no fue posible cortar entre sí las líneas sísmicas longitudinal y transversal ya que obstáculos como el río y un pequeño barranco existente en el área impidieron la ejecución. El perfil transversal se inició 4 m después del extremo derecho del perfil longitudinal y la puesta fue orientada de suroeste a noreste. Al igual que el perfil longitudinal al puente la longitud trazada en el perfil fue de 36 m.



**Figura 9:** Perfil sísmico transversal

En este perfil sísmico (figura 9) se observa una primera capa con velocidades entre 300 y 860 m/s, formada por capa vegetal, la altura varía entre 1 y 2 m, detectándose baja compacidad y alta permeabilidad. La segunda capa está constituida por arcilla margosa, cuya velocidad fluctúa entre 1300 y 1780 m/s, semicompacta y con permeabilidad moderada. La última capa puede ser correlacionada por la presencia de marga arcillosa cuyas velocidades varían entre 2200 y 2650 m/s, compacta y con permeabilidad de baja a moderada. La profundidad de este último estrato se encuentra entre 4 y 7 m.

- Caracterización ingeniero – geológica del área de emplazamiento a partir de perforaciones

ENIA (2016) afirma que según las calas realizadas, la descripción tacto visual y los ensayos de laboratorio se pudo determinar la litología presente. Dicha litología está compuesta en su parte más superficial por suelos aluviales, subyaciendo un suelo rocoso margo-arcilloso. A continuación se muestran las descripciones de las capas determinadas.

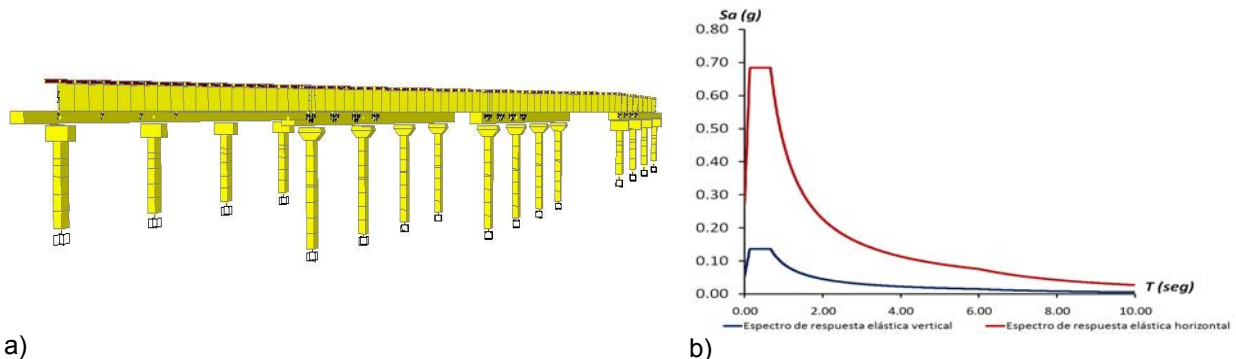
- Capa Vegetal (CV): capa vegetal compuesta por arcilla plástica de color carmelita oscuro, con raíces pequeñas.
- Capa 1: Arcilla margosa, color carmelita claro con contenido de carbonato de calcio en bolsones y vetas calizas, con gravas pequeñas, en ocasiones se hace más arenosa con algunos caracoles pequeños con lentes o bolsones de arena fina.
- Capa 2: Arcilla de alta plasticidad fisurada de color carmelita amarillento, con bolsones y vetas de carbonato de calcio, con intervalos pequeños limosos, a veces con intervalos con arena y mucho contenido de carbonato de calcio.
- Capa 3: Marga arcillosa. de color carmelita con tonalidades amarillentas producto de una intemperización severa con intervalos de limolita fracturados con manchas de óxidos en las fracturas.
- Capa 4: Marga arcillosa de color carmelita grisáceo, de intemperización que va de moderada a severa, fracturada con manchas de óxidos en las fracturas, fragmentadas, con microfósiles.

- Evaluación del desempeño estructural ante acciones sísmicas: análisis estático no lineal

Aunque los resultados del análisis estático no lineal no consideran adecuadamente los cambios en la respuesta dinámica de la estructura, como las degradaciones de rigidez o los efectos de los modos superiores (FEMA 356, 2000), sí permiten obtener información acerca de la aparición de daños en la estructura y sus elementos.

Los gráficos esfuerzo–deformación de los materiales fueron elaborados con el programa de análisis no lineal de secciones transversales XTRACT, versión 3.5. Para representar el comportamiento del hormigón confinado y no confinado se utiliza el modelo de Mander y para el acero, el modelo trilineal con endurecimiento parabólico.

A partir de la consideración de estos elementos se realiza un modelo mecánico utilizando un software de análisis estructural, SAP 2000, versión 14.1, el cual se muestra en la figura 10 conjuntamente con el espectro de respuesta elástica utilizado en el análisis.



**Figura 10.** a) Modelo físico para el análisis estructural. SAP 2000, versión 14.1.0. b) Espectro de respuesta elástica para suelo D. 475 años (sismo de diseño).

Los criterios utilizados en el análisis son las siguientes:

- Se modelan las columnas y cabezales de pilas y estribos como elementos lineales, considerando las uniones entre cabezales y columnas articulados.
- Las columnas de pilas y estribos empotradas en la base.
- Las losas del tablero de la estructura se modelaron como elementos bidimensionales (Shell thin (fino)) debido a sus dimensiones, siendo la relación longitud menor/espesor de losa  $>20$ .
- Vigas del tablero simplemente apoyadas sobre cabezales de pilas y estribos, un apoyo móvil y uno fijo modelados como links del tipo lineal y con rigideces asignadas según el tipo de material de los apoyos. En este caso plomo, debido a que las luces de la estructura son de 20 m.
- Suelo tipo D, según la caracterización realizada en el estudio ingeniero – geológico, la aplicación de métodos geofísicos y los requisitos de NC 46 (2017).
- Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad: 1.5. Según NC 46 (1999) y AAHSTO (2012).
- Se utiliza como método de superposición modal el CQC (Combinación Cuadrática Completa), debido a la cercanía de los valores de período en al menos dos modos de la estructura (Eurocódigo 8, 2009).
- Se tiene en cuenta la influencia de regiones agrietadas a lo largo de los elementos, según lo indicado por ACI – 318 (2014), siendo  $I_g$  el momento de inercia de la sección bruta de hormigón.
  - Vigas y cabezales de pilas y estribos:  $I = I_g$  (debido al simple apoyo de las vigas y a la unión articulada entre cabezales y columnas)
  - Columnas de pilas y estribos:  $I = 0.70 I_g$
- Combinaciones utilizadas para el estado límite último, vehículo MS-32 (NC – 733, 2009).
$$1.50 \text{ CP} + 1.20 \text{ PP} + 1.50 \text{ ER} + 1.50 \text{ Q}_{\text{Sx}} + 0.45 \text{ Q}_{\text{Sy}} + 1.50 \text{ Q}_{\text{Sz}}$$

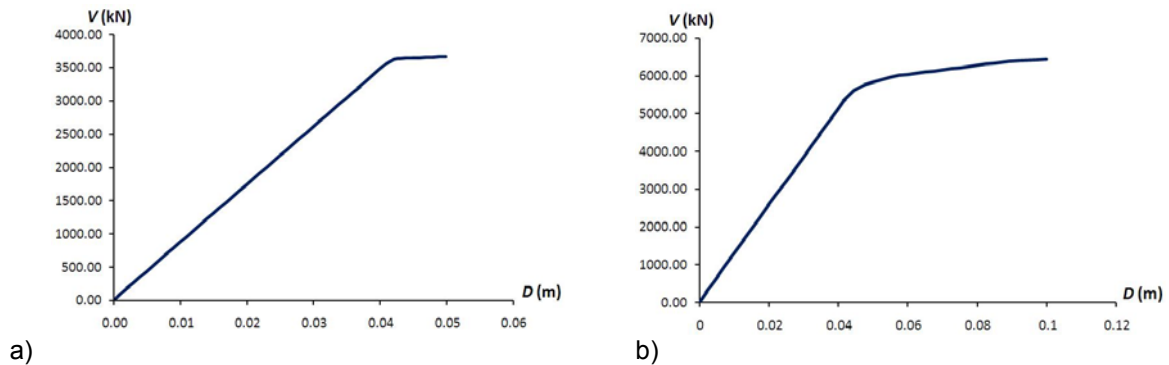
$$1.50 \text{ CP} + 1.20 \text{ PP} + 1.50 \text{ ER} + 0.45 \text{ Q}_{\text{Sx}} + 1.50 \text{ Q}_{\text{Sy}} + 1.50 \text{ Q}_{\text{Sz}}$$

Siendo CP la carga permanente debido a pretilas y capa asfáltica, PP el peso propio de los elementos de hormigón, ER el empuje de tierra y  $Q_s$  la carga de sismo.

Inicialmente, se realiza un análisis con el empleo de la combinación IV de NC – 733 (2009), que involucra la acción vertical debido a la carga accidental móvil (MS-32), la acción longitudinal debida al frenado o arranque de los vehículos (FF), la carga de viento en la estructura (VE) y en la carga accidental móvil (VA). Esta exploración se realiza con el objetivo de demostrar que las combinaciones que implican a las

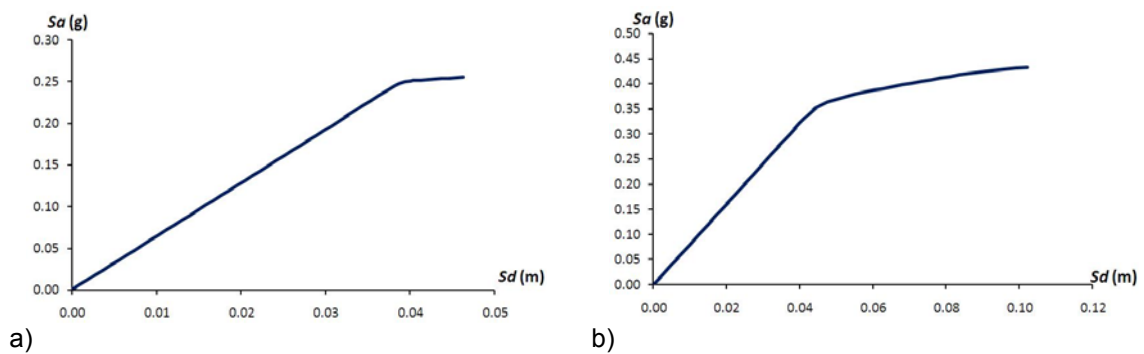
fuerzas horizontales de viento y frenado no generan solicitaciones superiores a las que consideran la carga sísmica.

Para cumplimentar el análisis estático no lineal se obtienen las curvas de capacidad (Desplazamiento en el tope (m)-Cortante en la base (kN)) para ambas direcciones de la estructura, que se muestran en la figura 11. Este análisis parte de un análisis dinámico modal con espectro de respuesta para el sismo de diseño realizado por Candebat (2017) el cual demostró que la resistencia a esfuerzos de flexo – compresión y cortante de las columnas de pilas y estribos de la estructura es inadecuada por lo que, para el sismo de diseño, no manifiesta un buen comportamiento.



**Figura 11.** Curvas de capacidad de la estructura de múltiples grados de libertad. a) Eje longitudinal. b) Eje transversal.

Estas curvas de capacidad ( $D$  vs  $V$ ), correspondientes a un sistema de múltiples grados de libertad, se convierten en espectros de capacidad (figura 12) para un sistema de un grado de libertad ( $Sd - Sa$ ) que al ser representadas de forma bilineal permiten establecer los valores de umbrales de daños según las expresiones propuestas por Lagomarsino *et al.* (2003).



**Figura 12.** Espectros de capacidad para una estructura de un grado de libertad. a) Dirección longitudinal. b) Dirección transversal.

### Discusión de los resultados

Según los criterios establecidos por la propuesta NC 46 (2017) este suelo es clasificado como tipo D. Los perfiles obtenidos presentan características distintas por eso el análisis va enfocado a caracterizarlos de forma individual. De forma perpendicular al puente corre un pequeño río, que presumiblemente se alinea con una falla.

El perfil longitudinal presenta una capa superficial con contraste de velocidad como consecuencia de cambios en las propiedades físico-mecánicas del contenido presente a ambos lados del río. Esta es la causa del amplio rango de velocidades que manifiesta este estrato (430–700 m/s) que puede explicarse por el incremento de la compacidad del material en el extremo noroeste del perfil provocando el aumento de dicha velocidad.

En la segunda y tercera capa se observa un fuerte contraste de valores de la velocidad que podría ser correlacionado por la presencia de una falla. El aumento brusco de las velocidades para el tercer estrato en ambos perfiles (longitudinal y transversal) se debe a la cercanía del manto freático por la presencia del río de tal forma que hay una inundación en los materiales presentes.

Las capas superiores del perfil transversal (1 y 2) también manifiestan cambios bruscos de velocidad debido a la diferencia de compacidad del material en ambos estratos y a la aparente presencia de la falla geológica mencionada. Al unificar la información obtenida del esquema geológico (IGP, 2003), con los perfiles obtenidos de la aplicación del método geofísico de sismica de refracción (figuras 8 y 9), se confirmó la hipótesis de la existencia de una zona de falla, detectada en el perfil longitudinal (Este-Oeste), donde se observa un cambio brusco en la velocidad de las ondas P. Esta variación se produce en la misma dirección en la cual existe un contacto entre las formaciones San Luis y Cauto según dicho mapa.

Según las velocidades de ondas superficiales ( $V_p$ ) obtenidas en ambos perfiles sísmicos realizados se clasifica el suelo del área de emplazamiento de la estructura como tipo D, teniendo en cuenta los criterios establecidos por la propuesta de norma cubana NC 46 (2017) y García (2003) en Arlandi (2004).

Esto se ratifica con el estudio ingeniero geológico realizado por la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) donde se demuestra con las perforaciones (calas) ejecutadas en el área, que el número de golpes de la capa donde se apoya la cimentación es superior a 15 e inferior a 50. Igualmente, de acuerdo a estos criterios y al valor de índice plástico que posee el suelo, se determina que no es posible la ocurrencia del fenómeno de licuación.

La información resultante de estos estudios de suelo, es considerada en el análisis estático no lineal realizado. La presencia de suelos arcillosos amplifican los efectos de las ondas sísmicas, incrementando en 1.4 veces el valor de aceleración espectral del sitio, por lo que los valores de respuesta de la estructura se incrementan significativamente.

Por otra parte, al analizar las curvas de capacidad presentadas en la figura 11, se observa que en ambas direcciones los desplazamientos elásticos son similares dadas las características estructurales del puente. Sin embargo, en la dirección longitudinal los desplazamientos post fluencia son menores. Esto probablemente se debe a que la estructura, por sus pilas tipo pórticos y el tablero simplemente apoyado, posee menor rigidez y resistencia en esta dirección, llegando al colapso para desplazamientos menores. Por el contrario, en la dirección transversal la rigidez es mayor debido a la disposición de las columnas, a su aporte individual a la capacidad resistente y a la hiperestaticidad del tablero en dicha dirección.

Al realizar un análisis de los espectros de capacidad (figura 12) y su representación bilineal se constata que la estructura posee una baja ductilidad en ambas direcciones debido a la baja ductilidad que poseen sus columnas de pilas y estribos. Esto es consecuencia del refuerzo transversal diseñado, caracterizado por un excesivo espaciado entre los cercos (0.30 m) y a la escasa cantidad de refuerzo con respecto al volumen de hormigón que debe ser confinado (cantidad de patas en la sección), teniendo en cuenta las dimensiones de la sección transversal de dichas columnas.

El espectro de capacidad en la dirección longitudinal (X) manifiesta menor rigidez, situación que se fundamenta en que las pilas y estribos, por sus características, otorgan muy poca rigidez en esa dirección. Asimismo en el análisis del modelo estructural se observa que en el paso 41 aparecen las primeras articulaciones plásticas en las columnas de pilas. En la dirección transversal (Y) se manifiesta una mayor rigidez debido a que la estructura posee mayor inercia en dicha dirección. Las articulaciones plásticas aparecen a partir del paso 30 en las columnas de pilas y estribos conjuntamente, llegando al nivel de colapso.

En general la estructura manifiesta un inadecuado comportamiento ante las acciones sísmicas generadas por el terremoto de diseño. Las causas de la inseguridad estructural detectada son:

- Poca redundancia global.
- El funcionamiento estructural isostático que propicia diferencias de rigidez en las direcciones principales de movimiento longitudinal.
- Un detallado estructural ineficiente que provoca poco confinamiento del núcleo de hormigón.
- Poca resistencia al cortante de las columnas de pilas y estribos.

- Uniones articuladas entre piezas prefabricadas que conforman los cabezales de pilas y estribos.

Estos problemas no están asociados directamente al uso de la técnica de prefabricación, sino que son resultado de la no consideración de determinados requisitos de diseño que, a través de los años, se han confirmado como elementos básicos para el buen comportamiento de estas obras de fábrica ante acciones sísmicas fuertes. Por consiguiente, el análisis realizado pone de manifiesto la necesidad de estudiar las diferentes tipologías de puentes construidas en Cuba.

### Conclusiones

1. La aplicación del método de refracción sísmica validó la caracterización geológica realizada a partir de esquema de la zona, confirmando la ubicación de la estructura en una zona de contacto de dos formaciones geológicas importantes: San Luis y Cauto.
2. La presencia de arcillas margosas y margas arcillosas en el área de ubicación de la estructura propician la amplificación de la señal sísmica, incrementando los valores de aceleración espectral y por tanto modificando el espectro de respuesta elástica a utilizar en el análisis.
3. En la segunda y tercera capa se observa un fuerte contraste de valores de la velocidad (880-1250 m/s y 1550-2250 m/s) que podría ser correlacionado por la presencia de una falla, fortaleciendo la hipótesis de la misma.
4. Los contrastes de velocidad existente en una misma capa corresponden a las variaciones de las propiedades físico-mecánicas de suelos y rocas, es decir el grado de compactación de cada material para una misma capa.
5. El aumento considerable de la velocidad sísmica en la capa 3 (más de 2000 m/s) pudiera ser provocado por la presencia de agua que invaden el material, que hace que las partículas se muevan con mayor velocidad cuando pasan las ondas sísmicas. Por consiguiente, están dadas las condiciones de la amplificación sísmica sí se generara un terremoto de gran intensidad y el posible colapso o daño estructural del puente.
6. Del análisis estático no lineal se obtiene que el puente evaluado puede presentar daños totales, consistentes en el colapso de las columnas de pilas y estribos y la pérdida de la capacidad soportante de las conexiones, afectaciones que implican el fallo global de la estructura.
7. Los resultados obtenidos del análisis estático no lineal son consistentes con las características del puente estudiado. Su funcionamiento isostático propicia que en la dirección longitudinal la estructura posea menor rigidez global y que por tanto, en esta dirección se defina el fallo. Por otra parte, un detallado estructural deficiente que no garantiza el confinamiento adecuado del núcleo de hormigón de las columnas de pilas y estribos, la estabilidad de las barras de refuerzo longitudinal y la resistencia a cortante de las columnas de pilas y estribos.

### Referencias bibliográficas

1. Aburto, P.A. (2003). Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia-Chile. Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile. Chile.
2. Akkari, M and Duan, L. (2003). Nonlinear Analysis of Bridge Structures. In W. Chen and L. Duan (eds.) *Principles and applications in engineering series. Bridge engineering. Seismic design* (cap. 4). (pp.1-35). Florida, USA: CRC Press LLC.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO]. (2012). *LRFD Bridges. Design specifications* (6<sup>th</sup> edition). Washington, DC, USA. 1668 p.
4. American Concrete Institute [ACI] 318. (2014). *Building code requirements for structural concrete*. Farmington Hills, USA.
5. American Society of Civil Engineers and Federal Emergency Management Agency [FEMA] 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.
6. Candebat Sánchez, D. (2017). *Procedimiento de análisis del riesgo para la rehabilitación estructural sismorresistente de puentes de hormigón, de vigas, de carreteras* (Tesis de Doctorado). Universidad Tecnológica de La Habana. Cuba.
7. Chelotti L., Acosta N., Foster M.; 2010: *Tema 12: Sísmica de Refracción*. Cátedra de Geofísica Aplicada, U.N.P.S.J.B., Chubut, Argentina.

8. Comité Europeén de Normalization [CEN]. (2009). *Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges*. Bruselas, Bélgica. 135 p.
9. Computers and Structures, Inc. [CSI]. (2009). *SAP 2000 v.14*. California: Universidad de Berkeley.
10. Cuba. Oficina Nacional de Normalización NC. (1999). *Norma Cubana NC 46:1999: Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción*. La Habana: autor. 104 p.
11. Cuba. Oficina Nacional de Normalización NC. (2009). *Norma Cubana NC 733:2009. Carreteras—puentes y alcantarillas—requisitos de diseño y método de cálculo. ICS: 91.140.80; 93.040*. La Habana: autor. 69 p.
12. Cuba. Oficina Nacional de Normalización NC. (2017). *Propuesta de Norma Cubana NC 46:2017: Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción*. La Habana: autor. 109 p.
13. Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA 2016). *Informe de los resultados del Puente Entronque Palma*.
14. Fondo de prevención y Atención de Emergencias (FOPAE, 2010). *Informe Técnico*. Bogotá. Colombia. 58 p.
15. González Fuentealba, J y Verdugo Alvarado, R. (2014). *Sitios afectados por licuación a causa del terremoto 27-F*. VIII Congreso chileno de Ingeniería Geotécnica 2014. Sociedad chilena de Geotecnia. 10 p.
16. Herrera Barbosa, J. A. *Propiedades del suelo*. Monografía. Disponible en <http://www.monografias.com/trabajos65/propiedades-suelo/propiedades-suelo.shtml>. [Consulta: Diciembre 15 del 2017].
17. Imbsen Software Systems (2001). *Software XTRACT*. California: Universidad de Berkeley
18. Lagomarsino, S., Giovinazzi, S., Podestà, S. and Resemini, S. (2003). *WP4-Vulnerability assesment of current buildings: I level methodology for the vulnerability assesment of current buildings and guidelines for the implementation*. Bucharest: RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns.
19. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. (agosto, 1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826. Recuperado de <http://www.asce.org/>.
20. Meslem, A. and Lang, D. (2014). *Seismic Vulnerability Assessment. Development of Numerical Model for Nonlinear Static Analysis in SAP2000*. Kjeller, Norway: NORSAR.
21. Reynolds, J., M., 2011: *An introduction to applied and environmental geophysics*. ISBN-13: 978-0471485360. Editor: Wiley, 2nd edition. Chapter 5.