

**ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA HUMANO-ESTRUCTURA EN
PUENTES PEATONALES DE SANTIAGO DE CALI**

JHON ANDERSON SANCHEZ VARGAS

**UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
SANTIAGO DE CALI, MAYO DE 2012**

**ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA HUMANO-ESTRUCTURA EN
PUENTES PEATONALES DE SANTIAGO DE CALI**

JHON ANDERSON SANCHEZ VARGAS

Proyecto de Grado para optar por el título de Ingeniero Civil

PETER THOMSON

DIRECTOR DE LA INVESTIGACIÓN

UNIVERSIDAD DEL VALLE

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

SANTIAGO DE CALI, MAYO DE 2012



Nota de aceptación

EIMAR SANDOVAL, M.Sc.
Director del Programa Académico
de Ingeniería Civil

JOHANNIO MARULANDA C., Ph.D.
Jurado

DANIEL GÓMEZ, M.Sc.
Jurado

PETER THOMSON, Ph.D.
Director del Trabajo de Grado

Ciudad y fecha



AGRADECIMIENTOS

Antes que nada doy gracias a Dios por ser mi guía y darme fortaleza en cada momento. A mi prometida, Patricia Valenzuela, por su apoyo incondicional. A mi familia por apoyarme y darme ánimo a continuar a pesar de las dificultades.

Agradezco también a COLCIENCIAS por la financiación del proyecto *“Desarrollo de una guía de diseño estructural para disminuir el efecto de la interacción humano-estructura en estructuras civiles”*, en el cual se encuentra enmarcado este trabajo. A la Universidad del Valle y al Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica, Ingeniería Eólica y Estructuras Inteligentes, G7, por los recursos, materiales y equipos.

Agradezco a cada una de las personas que de una u otra manera hicieron posible la realización de este proyecto, en especial a las personas que pusieron parte de su tiempo y estuvieron dispuestas a participar en los ensayos realizados: Esteban Vanegas, Albert Ortiz, Diana Millán, Sandra Villamizar y José Saldarriaga. Y por supuesto también al director de la tesis, el profesor Peter Thomson.



TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Problema.....	2
1.2	Justificación.....	3
1.3	Objetivos	3
1.3.1	General.....	3
1.3.2	Específicos	3
1.4	Estado del arte	4
2	FUNDAMENTOS TEÓRICOS	7
2.1	Cargas dinámicas producidas por peatones	9
2.1.1	Modelo de carga	9
2.1.2	Grupos de personas y muchedumbres.....	11
2.1.3	Trote y cargas vandálicas.....	12
2.2	Criterios de servicio en puentes peatonales.....	13
3	CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE ESTUDIO	14
3.1	Puente tipo 1	14
3.2	Puente tipo 2	14
3.3	Puente tipo 3	15
3.4	Puente tipo 4	15
3.5	Puente tipo 5	16
3.6	Puente tipo 6	16
3.7	Puente tipo 7	17
4	ENSAYOS DE CAMPO Y PROCESAMIENTO DE DATOS	18
4.1	Ensayos de campo.....	18
4.1.1	Vibración ambiental	18
4.1.2	Vibración libre	18
4.1.3	Vibración forzada.....	18
4.2	Equipo de adquisición de datos	20
4.3	Procesamiento de datos.....	20
5	MODELADO EN SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS	22
5.1	Modelado estructural.....	22



5.2	Modelado de cargas dinámicas producidas por personas	24
6	ANÁLISIS Y RESULTADOS	25
6.1	Registros de vibraciones ambientales.....	25
6.2	Ensayos de vibración libre	30
6.3	Ensayos de caminatas y trotes	32
6.4	Ensayos de excitación deliberada.....	36
6.5	Resultados de campo versus simulaciones	38
6.6	Modelado de la interacción humano-estructura	44
6.7	Aceleración pico producida por el paso de una persona.....	47
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	50
8	BIBLIOGRAFÍA.....	52

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Curvas de resonancia	8
Figura 2-2. Carga vertical generada por una persona al dar un paso	9
Figura 2-3. Aceleraciones máximas verticales por diferentes normas	13
Figura 2-4. Aceleraciones máximas horizontales por diferentes normas	13
Figura 3-1. Puente tipo 1	14
Figura 3-2. Puente tipo 2	15
Figura 3-3. Puente tipo 3	15
Figura 3-4. Puente tipo 4	16
Figura 3-5. Puente tipo 5	16
Figura 3-6. Puente tipo 6	17
Figura 3-7. Puente tipo 7	17
Figura 4-1. Esquema de los ensayos realizados	19
Figura 4-2. Equipo portátil de adquisición de datos del Laboratorio de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural de la universidad del Valle (LINSE)	20
Figura 5-1. Sección transversal puente tipo 1	22
Figura 5-2. Sección transversal puente tipo 2	22
Figura 5-3. Sección transversal puente tipo 3	23
Figura 5-4. Sección transversal puente tipo 4	23
Figura 5-5. Sección transversal puente tipo 5	23
Figura 5-6. Sección transversal puente tipo 6	23
Figura 5-7. Sección transversal puente tipo 7	24
Figura 6-1. Registro de aceleraciones verticales puente tipo 5	25
Figura 6-2. Espectro de potencia para aceleraciones verticales puente tipo 5	25
Figura 6-3. Espectro grama para aceleraciones verticales puente tipo 5	26
Figura 6-4. Luz vs frecuencia natural vertical por tipo de puente	28
Figura 6-5. Luz vs frecuencia natural vertical por tipo de material	28
Figura 6-6. Evaluación de servicio para vibraciones ambientales verticales	30
Figura 6-7. Evaluación de servicio para vibraciones ambientales horizontales	30
Figura 6-8. Salto en el centro de la luz de tres personas (176 kg) puente tipo 2 ..	31
Figura 6-9. Registro de aceleraciones para tres personas (196 kg) trotando a 3 Hz sobre un puente tipo 6	33
Figura 6-10. Registro de aceleraciones para tres personas (196 kg) trotando a 2.25 Hz sobre un puente tipo 6	33
Figura 6-11. Evaluación de servicio para vibraciones verticales para caminata/trote de tres personas	34
Figura 6-12. Evaluación de servicio para vibraciones verticales para caminatas individuales	36
Figura 6-13. Registro de aceleraciones para el salto continuo de tres personas (176 kg) sobre un puente tipo 7	37



Figura 6-14. Evaluación de servicio para vibraciones verticales para cargas vandálicas	37
Figura 6-15. Propiedades modales puente tipo 1	38
Figura 6-16. Propiedades modales puente tipo 2	38
Figura 6-17. Propiedades modales puente tipo 3	39
Figura 6-18. Propiedades modales puente tipo 4	39
Figura 6-19. Propiedades modales puente tipo 5	39
Figura 6-20. Propiedades modales puente tipo 6	39
Figura 6-21. Propiedades modales puente tipo 7	40
Figura 6-22. Datos experimentales vs simulación en SAP2000®	41
Figura 6-23. Datos experimentales vs simulación en MATLAB®	43
Figura 6-24. Amortiguamiento adicional en función del tiempo para una persona caminando	46
Figura 6-25. Simulación numérica mediante MATLAB®	49



LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Factores de carga dinámica por diferentes autores	10
Tabla 2-2. Criterios de aceleraciones máximas para vibraciones verticales por diferentes normas	13
Tabla 6-1. Resumen de datos para registros ambientales en estructuras representativas.....	27
Tabla 6-2. Frecuencias naturales y razones de amortiguamiento para estructuras representativas.....	31
Tabla 6-3. Aceleraciones máximas en función de la frecuencia de paso para grupos de tres personas.....	34
Tabla 6-4. Aceleraciones máximas para caminatas individuales	35
Tabla 6-5. Aceleraciones máximas para excitaciones deliberadas	37
Tabla 6-6. Aceleraciones máximas experimentales y simuladas	44



RESUMEN

En este trabajo se analizan los efectos de las cargas dinámicas producidas por personas sobre puentes peatonales. Para lograr esto se realizó una clasificación de los diferentes sistemas estructurales usados en los cerca de 60 puentes peatonales que actualmente existen en la ciudad. Se realizaron además ensayos de campo sobre 19 estructuras; estos ensayos incluyeron registros de vibración libre y vibración forzada generada por personas en movimiento. Los resultados mostraron que el límite de 5 Hz en cuanto a frecuencias naturales verticales para estructuras sometidas a la acción del público sugerido por la NSR-10, no indica que estructuras con frecuencias naturales verticales inferiores a este límite presenten problemas de vibraciones. Se realizaron también simulaciones de la respuesta dinámica de puentes peatonales ante las cargas producidas por personas mediante SAP2000® y MATLAB®, observando diferencias con los resultados experimentales que revelaron una sobreestimación en la respuesta dinámica en un 37% en promedio al modelar las cargas generadas por las personas como cargas perfectamente periódicas. Las diferencias observadas se modelaron como amortiguamiento adicional variable en el tiempo. Adicionalmente se determinó una metodología analítica para estimar la respuesta dinámica en un puente peatonal ante la carga producida por el paso de un peatón en perfecta resonancia.

Palabras clave: Interacción humano-estructura, puentes peatonales, vibraciones generadas por personas, vibración libre, vibración forzada, cargas vandálicas.



1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad los puentes peatonales son estructuras cada vez más esbeltas debido a requerimientos estéticos y al incremento de la resistencia de los materiales modernos. Debido al incremento en la flexibilidad, disminución de la masa y uso de grandes luces entre apoyos, estas estructuras se hacen más sensibles a cargas dinámicas [1] y por lo tanto las fuerzas aplicadas por el uso cotidiano de las personas pueden causar vibraciones de grandes amplitudes. Como consecuencia, son las condiciones de servicio ante vibraciones producidas por personas las que están gobernando los criterios de diseño en este tipo de estructuras [2].

El incremento de problemas de vibraciones en puentes peatonales ha mostrado que éstos no deben ser diseñados para cargas estáticas únicamente. Pero al imponer requerimientos para frecuencias naturales que son dados en diferentes normas, entre ellas el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente, NSR-10 [3], muchas de estas estructuras no satisfarían estas exigencias. No solo la frecuencia natural, sino también las propiedades de amortiguamiento, la masa del puente y la carga del peatón son factores determinantes en la respuesta dinámica de la estructura [4].

El uso de grandes luces en puentes peatonales ha permitido que los modos de vibración de éstos estén asociados generalmente a frecuencias bajas, entre 1 Hz y 8 Hz [1]. El caminar de las personas está clasificado según el tipo de actividad y la frecuencia de paso, así, para caminata la frecuencia de paso está entre 1.7 Hz y 2.3 Hz y para trote entre 2.5 Hz y 3.2 Hz [5]. Lo anterior pone en evidencia el riesgo potencial de estas estructuras a la inducción del fenómeno conocido como resonancia. La resonancia ocurre cuando la frecuencia natural del puente coincide con la frecuencia de excitación, en este caso la frecuencia de paso de las personas o uno de sus armónicos [6] [4].

Para considerar el servicio de la estructura ante vibraciones, se requiere de la caracterización de la fuente de vibración, la trayectoria y el receptor de la misma. La literatura identifica al ser humano como la mayor fuente de vibraciones para puentes peatonales. La trayectoria de la vibración está relacionada con la masa, el amortiguamiento y la rigidez del puente; entre estos, aunque el amortiguamiento es el parámetro más incierto, es también el más importante, ya que el comportamiento de la estructura en resonancia es el que gobierna los criterios de servicio. El receptor de las vibraciones es finalmente el peatón [1].



Las vibraciones en puentes peatonales pueden ocurrir en dirección vertical, horizontal y en algunos casos torsional [4]. En este estudio, se consideran vibraciones horizontales y verticales, prestando especial atención a estas últimas debido a que la configuración geométrica de los sistemas estructurales usados habitualmente en el ámbito local, hace que estas estructuras sean mucho más sensibles a vibraciones verticales que a vibraciones horizontales.

Este estudio pretende caracterizar los diferentes tipos de puentes peatonales que existen en la ciudad de Cali de acuerdo a sus sistemas estructurales y características dinámicas, la metodología consiste en realizar ensayos de vibraciones directamente sobre la estructuras para determinar la influencia de los peatones sobre las mismas.

1.1 Problema

Al presentarse altas vibraciones en estructuras sometidas a la acción del público se genera sensación de inseguridad e incomodidad a los usuarios de las mismas, y en algunos casos muy poco comunes, incluso, fallas estructurales [7] [1] [8]. Debido a esto actualmente varios países se apoyan en guías de diseño para estructuras sometidas a la acción del público [9]. Estas guías tienen en cuenta los efectos dinámicos de las cargas vivas y contemplan chequeos de criterios de servicio diferentes a deflexiones estáticas. En Colombia actualmente no existe una guía de diseño o recomendación de este tipo. Únicamente la NSR-10 en el título B.4.7 expresa que *“Las edificaciones expuestas a excitaciones dinámicas producidas por el público...deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias naturales verticales iguales o superiores a 5 Hz”*. Es evidente, pues, la falta de atención de las normas de construcción colombianas hacia este tipo de problemas. Al cumplir con los criterios de frecuencias mínimas que especifica la NSR-10, algunos sistemas estructurales, como por ejemplo puentes atirantados o colgantes, no podrían ser construidos o serían estructuras demasiado costosas y por lo tanto inviables.

La mayoría de los cerca de 60 puentes peatonales que existen actualmente en Santiago de Cali (según cálculos propios) han sido diseñados y construidos de acuerdo a normas como la NSR-98 o normas anteriores que consideran cargas estáticas principalmente. Al no tenerse en cuenta los efectos dinámicos de las cargas vivas en los cálculos estructurales, se han construido puentes altamente sensibles a cargas dinámicas, que presentan grandes vibraciones que han sido reportadas por medios de comunicación en Bogotá, Medellín y Cartagena [10] [11] [12] [13] [14] [15]. A pesar de que no hay reportes en los medios de comunicación locales, en Santiago de Cali existen varias estructuras con problemas de este tipo.

1.2 Justificación

Dado que la interacción humano-estructura es un fenómeno poco conocido en el país, ampliar los estudios en esta área de conocimiento a escala nacional permite generar herramientas adicionales de las cuales disponer para diseñar estructuras sometidas a la acción del público. Además permitirá una mejor comprensión del tema por parte de los ingenieros locales encargados del diseño de estructuras en las que tenga relevancia este fenómeno.

La mayoría de puentes peatonales que existen actualmente en Santiago de Cali han sido diseñados y construidos de acuerdo a parámetros estipulados por normas como la NSR-98 [16] o normas anteriores, lo que lleva a pensar que para su cálculo no se tuvieron en cuenta los efectos dinámicos de las cargas vivas. Por lo tanto es conveniente investigar y realizar una evaluación del comportamiento dinámico, ante cargas producidas por personas, de los principales sistemas estructurales usados en puentes peatonales en Santiago de Cali.

La realización de este estudio permite disponer de evidencias que ayuden a establecer criterios de diseño adecuados para la construcción futura de otras estructuras, no solamente basándose en cumplir criterios de frecuencias naturales verticales mínimas, sino teniendo en cuenta también los diferentes factores que influyen en la respuesta dinámica de las mismas, y evitar así en muchos casos, realizar sobre-diseños para cumplir con estos límites de frecuencias.

1.3 Objetivos

1.3.1 General

- Analizar los efectos de la interacción dinámica humano-estructura en puentes peatonales de Santiago de Cali.

1.3.2 Específicos

- Agrupar y clasificar los diferentes tipos de puentes peatonales de Santiago de Cali según su luz y sistema estructural.
- Identificar las características dinámicas naturales de los diferentes tipos de puentes identificados.
- Realizar mediciones experimentales con personas en movimiento en las diferentes tipologías de puentes peatonales para evaluar los efectos debidos a la interacción humano-estructura.



- Realizar modelos analíticos en software de elementos finitos de los diferentes tipos de puentes, ajustarlos con los resultados experimentales y modelar los efectos de las cargas dinámicas producidas por personas.

1.4 Estado del arte

En las últimas décadas son cada vez más los problemas de vibraciones causadas por personas en puentes peatonales reportados en la literatura. La implementación de materiales con cada vez mejores características mecánicas ha permitido el diseño de estructuras cada vez más ligeras y por lo tanto más sensibles a cargas dinámicas [1] [2].

Uno de los primeros casos de problemas de vibraciones inducidas por personas en un puente, reportado en la literatura, sucedió en 1831 en Inglaterra cuando 60 soldados marchaban sobre un puente. Este fue el evento que provocó el famoso aviso en un considerable número de puentes con la advertencia de que las tropas deben romper la marcha cuando crucen sobre estos [1]. Aunque ha habido muchos reportes de puentes con problemas de vibraciones en el pasado, la ciencia empezó a prestar gran atención a este tema después del 10 de Junio del año 2000, tras la apertura del Puente del Milenio en Londres, que en el día de su inauguración sufrió de vibraciones laterales excesivas producidas por los peatones [17] [1] [9].

Son numerosos los grupos de investigación alrededor del mundo que estudian los efectos de interacción humano-estructura en puentes peatonales. Algunos de los grupos más reconocidos en este campo son el Vibration Engineering Research Section en la Universidad de Sheffield y el Civil Research Group de la Universidad de Warwick. A ambos grupos pertenece la doctora Stana Živanović que realizó su primera publicación respecto al tema en el año 2005, llamada “*Vibration Serviceability of Footbridges Under Human-Induced Excitation: A Literature Review*” [1], que es uno de los artículos más citados en la literatura. En él se hace una revisión de la literatura teniendo en cuenta más de 200 artículos, dándole énfasis a la caracterización de la fuente de vibraciones, la ruta que éstas toman y el receptor final de las mismas. Además, esta revisión habla de los efectos de la interacción humano-estructura; tanto efectos dinámicos como posibles efectos de sincronización vertical y horizontal entre peatones.

Los más recientes estudios realizados por estos grupos de investigación han sido enfocados principalmente hacia la estimación probabilística de modelos de carga para grupos de personas [18] [19] y la estimación probabilística para la cuantificación de la excitación dinámica en puentes peatonales debido a población típica [20] [21].



En 2008 se realizó la evaluación de los criterios de servicio en tres puentes peatonales en Reykjavik, Islandia con el propósito de establecer criterios adecuados de diseño con respecto al servicio ante vibraciones en puentes peatonales y proponer límites de aceleraciones razonables en función del tipo de puente [22].

En Latinoamérica, el Departamento de Ingeniería Mecánica y el Departamento de Ingeniería Estructural de la Universidad del Estado de Río de Janeiro en Brasil han realizado valiosos aportes. Entre estos, en el año 2007 evaluaron algunos de los modelos de carga para un peatón propuestos por diferentes autores, llegando a la conclusión de que algunos de los métodos adoptados por normas internacionales pueden llegar a producir resultados inseguros, ya que son basados en modelos demasiado simplificados [23].

En Brasil, la Universidad Federal de Paraíba, la Universidad Federal de Río de Janeiro, la Universidad de Brasilia y la Universidad de Juiz de Fora publicaron, en el 2011, una investigación en la que evalúan experimental y analíticamente la relación entre la respuesta dinámica producida por un persona y por grupos de personas sobre puentes peatonales, encontrando diferencias significativas entre los resultados experimentales y los resultados de acuerdo con procedimientos analíticos sugeridos por guías internacionales [24].

Hoy en día varios países se apoyan en guías de diseño contra vibraciones producidas por personas [9] [25] [1]. El objetivo principal de la mayoría de estas guías es proveer herramientas suficientes para la estimación de la respuesta esperada en las estructuras. La International Organization for Standardization (ISO) generó en 1992 la norma ISO 10137 “*Bases for Design of Structures – Serviceability of Buildings and Walkways Against Vibrations*” [26] que presenta los principios para predecir vibraciones en la etapa de diseño y también para evaluar la aceptabilidad de las vibraciones en estructuras.

En el año 2008 se publicaron una serie de documentos enmarcados dentro del proyecto HIVOSS (Human Induced Vibrations of Steel Structures) [4] que está compuesto por una serie de guías de diseño ante vibraciones para entresijos y puentes peatonales. El proyecto de investigación fue patrocinado por el *Joint Research Centre* de la Comisión Europea [4]. El Departamento de Estudios Técnicos de Carreteras y Autopistas de Francia, Sétra, publicó en el año 2006 una guía técnica llamada “*Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges Under Pedestrian Loading*” [8] que tiene en cuenta, en la etapa de diseño, las cargas producidas por grupos de personas o muchedumbres.



Otra de las normas que considera los efectos dinámicos de las cargas vivas es el Eurocódigo EN1990 [25] [9] que define los criterios de confort humano en términos de aceleraciones máximas permisibles. Algunos de los países que actualmente incluyen en sus códigos los efectos dinámicos de cargas producidas por personas son Inglaterra con la norma BS 5400, Canadá con *“The Ontario Highway Design Code”* y Suiza con la norma Bro 2004 entre otros [9] [25] [1].

2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

En general las cargas producidas por los peatones son variables en el tiempo y se pueden clasificar como cargas periódicas. Una de las principales características de las cargas producidas por los peatones es la baja intensidad. Cuando ésta es aplicada a estructuras con gran masa y alta rigidez difícilmente las harían vibrar significativamente, sin embargo, los puentes peatonales son estructuras livianas en comparación con otro tipo de estructuras civiles, siendo diseñados y construidos con alta sensibilidad a cargas dinámicas.

El estudio de un modelo básico da una buena idea de los principios del análisis dinámico y resalta el papel desempeñado por cada uno de los parámetros estructurales envueltos en el proceso. La ecuación modal de movimiento está descrita por

$$a(t) + 2\xi(2\pi f_n) v(t) + (2\pi f_n)^2 d(t) = \frac{p(t)}{m} \quad (2-1)$$

En donde m , ξ y f_n representan respectivamente la masa modal, la razón de amortiguamiento y la frecuencia natural en Hz para el sistema, relacionados al modo de vibración de estudio. Así mismo, $a(t)$, $v(t)$ y $d(t)$ son la aceleración, la velocidad y el desplazamiento modal.

En la ecuación de movimiento, $p(t)$ representa, en este caso, la carga dinámica producida por las personas. La carga está afectada por el factor α , que representa la participación de masa de la persona en el sistema. La ecuación modal de movimiento para un sistema sometido a una carga armónica está dada por

$$a(t) + 2\xi(2\pi f_n) v(t) + (2\pi f_n)^2 d(t) = \frac{\alpha W_p \text{sen}(2\pi f_e t)}{m} \quad (2-2)$$

Donde:

W_p Peso de la persona.

f_e Frecuencia de excitación.

El fenómeno de resonancia es particularmente claro cuando el sistema es excitado por una carga armónica o sinusoidal bajo la forma $\alpha W_p \text{sen}(2\pi f_e t)$.

Por definición la respuesta estática del sistema obtenida con una fuerza constante igual a W_p es

$$d_{\text{estática}} = \frac{W_p/m}{(2\pi f_n)^2} \quad (2-3)$$

La respuesta dinámica del sistema se puede amplificar por $A(\Omega)$, esto es igual a

$$d_{m\acute{a}x} = d_{est\acute{a}tica}A(\Omega) \quad (2-4)$$

$$A(\Omega) = \frac{1}{\sqrt{(1 - \Omega^2)^2 + 4 \xi^2 \Omega^2}} \quad (2-5)$$

$$\Omega = \frac{f_e}{f_n} \quad (2-6)$$

Donde:

Ω Relación de frecuencias.

La amplificación dinámica se obtiene como una función de Ω y ξ . Esta puede ser representada por un grupo de curvas parametrizadas por ξ . Algunas de estas curvas son mostradas en la Figura 2-1 para algunos valores específicos de ξ . En estas curvas se observa un pico cuando

$$\Omega_r = \sqrt{1 - 2 \xi^2} \quad (2-7)$$

La frecuencia resonante es entonces

$$f_r = f_e \sqrt{1 - 2 \xi^2} \quad (2-8)$$

El fenómeno de resonancia no ocurre para $f_n = f_e$, sino para $f_n = f_r$. Dado que el amortiguamiento estructural es muy bajo en la práctica, podemos considerar que la resonancia ocurre cuando $f_n = f_e$ y la amplificación dinámica es igual a

$$A(\Omega = 1) \cong \frac{1}{2 \xi} \quad (2-9)$$

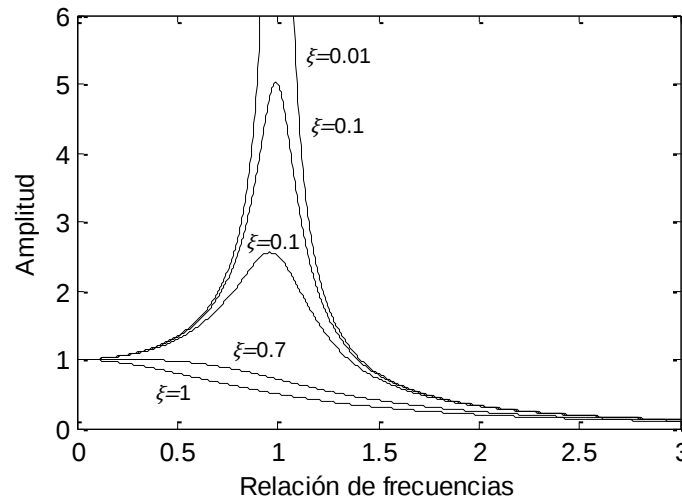


Figura 2-1. Curvas de resonancia

2.1 Cargas dinámicas producidas por peatones

Las cargas dinámicas producidas por las personas pueden ser clasificadas en dos categorías generales, in-situ y móviles. El salto periódico debido a la música, el ponerse de pie rápidamente y movimientos aleatorios en el mismo lugar son ejemplos de actividades in-situ. Caminar y correr son ejemplos de actividades móviles [23].

Cuando una persona cruza un puente se generan dos fenómenos debidos a la interacción humano-estructura [27] [1]. Primero, la presencia de las personas modifica las propiedades dinámicas de la estructura; un primer efecto es el cambio de las frecuencias naturales debido a la masa adicional de las personas, efecto que es mucho más evidente si la razón entre carga muerta y carga viva es pequeña. Un segundo efecto es el aumento en las propiedades de amortiguamiento [2]. Este último efecto ha sido bastante estudiado para personas estáticas, pero no ha sido completamente entendido para personas en movimiento [28]. El segundo fenómeno es la posibilidad de sincronización entre los peatones y la estructura, cuando este se presenta, el amortiguamiento puede ser reducido. No obstante, este fenómeno está relacionado principalmente a vibraciones horizontales (denominado en la literatura como *lock-in*) y hasta el momento no hay evidencias de que pueda presentarse para vibraciones verticales [9].

La carga producida por una persona al caminar tiene componentes en tres direcciones: una componente vertical, que es la de mayor magnitud; una componente horizontal y una componente longitudinal. Estas tres componentes dependen de parámetros como la frecuencia, velocidad y longitud del paso [27]. Una gráfica típica de la componente vertical de la carga en el tiempo es mostrada en la Figura 2-2.

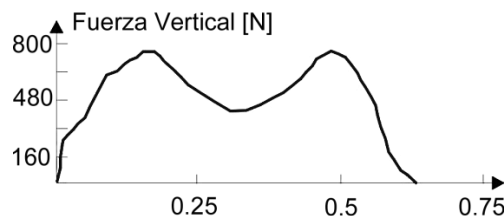


Figura 2-2. Carga vertical generada por una persona al dar un paso [27]

2.1.1 Modelo de carga

La carga generada por peatón puede ser modelada como una función del tiempo y de la posición del mismo sobre el puente de acuerdo con la ecuación (2-10).

$$P(t) = \phi(x) F(t) \quad (2-10)$$

Siendo $\phi(x)$ la forma modal, que se usa para considerar la posición del peatón sobre el puente y $F(t)$ la carga periódica producida por el paso del peatón. Esta carga puede ser representada mediante series de Fourier por medio de una constante más la suma del aporte de los diferentes armónicos. La suma de estos términos representa el efecto total de la carga periódica [6] [9] [26] [27].

$$F(t) = W_p + \sum_{i=1}^n W_p \alpha_i \sin(2 \pi i f_p t - \varphi_i) \quad (2-11)$$

Donde:

W_p Peso de la persona.

α_i Factor de carga dinámico.

f_p Frecuencia de paso.

φ_i Ángulo de fase del armónico i en relación al primero.

n Número de armónicos a considerar.

La base para el anterior modelo de carga es la caracterización del factor α . Diversos autores han llegado a diferentes resultados en sus estudios para la caracterización del factor de carga dinámico [9] [1], algunos de estos resultados son mostrados en la Tabla 2-1.

Autor	Factor de carga dinámico
Blanchard, 1977	$\alpha_1 = 0.257$
Bachmann, 1987	$\alpha_1 = 0.37$ $\alpha_2 = 0.10$ $\alpha_3 = 0.12$ $\alpha_4 = 0.04$ $\alpha_5 = 0.08$
Young, 2001	$\alpha_1 = 0.37(f_p - 0.95)$ $\alpha_2 = 0.054 + 0.0044f_p$ $\alpha_3 = 0.026 + 0.0050f_p$ $\alpha_4 = 0.010 + 0.0051f_p$

Tabla 2-1. Factores de carga dinámica por diferentes autores [9] [1]

Asumiendo que la forma modal, para el primer modo de vibración, es media función seno (lo cual es un caso común en procedimientos analíticos definidos por diferentes autores) [29] tenemos que

$$\phi(x) = \sin \frac{\pi x}{L} = \sin \frac{\pi v_p t}{L} \quad (2-12)$$

Donde:

L Longitud de la luz en estudio.

v_p Velocidad del peatón.

En la función que representa la carga de una persona caminando sobre un puente queda entonces eliminada la variable espacio. La velocidad de paso puede ser vista además como una función de la frecuencia de paso

$$v_p = f_p l_p \quad (2-13)$$

Donde

l_p Longitud de paso de la persona

Finalmente las coordenadas modales pueden ser representadas como

$$\varphi(x) = \text{sen}\left(\frac{\pi f_p l_p t}{L}\right) \quad (2-14)$$

2.1.2 Grupos de personas y muchedumbres

Diferentes modelos han sido desarrollados para estimar la repuesta dinámica de puentes peatonales ante cargas producidas por muchedumbres. Algunos de estos modelos son basados en factores de multiplicación, otros en simulaciones Monte Carlo y otros más en modelos en el dominio de frecuencias [17].

Es natural que el primer intento para aproximar la respuesta dinámica ante grupos de personas fuera multiplicando los efectos producidos por un peatón por algún tipo de coeficiente. En 1978, Matsumoto trató de definir esta constante [9] [17] [27] [29]. Él asumió que el flujo de peatones sobre un puente sigue una distribución de Poisson, lo que significa que la fase entre los pasos de los peatones sigue una distribución totalmente aleatoria. De acuerdo a esto Matsumoto definió el factor $m = \sqrt{\lambda T_0}$. Donde λ es el flujo de personas, *per/s*, T_0 es el tiempo que tarda una persona en cruzar el puente y $N = \lambda T_0$ es el número de personas en cualquier instante sobre el puente.

La simulación Monte Carlo es un método más realista, que considera distribuciones de probabilidad de las diferentes variables que intervienen en la respuesta de dinámica del puente. El procedimiento consiste en simular el paso de un flujo de peatones de acuerdo, generalmente, a una distribución de Poisson, mientras que parámetros como la frecuencia de paso, peso y velocidad de las personas y amplitud de la fuerza son generados de acuerdo a la distribución probabilista apropiada para cada variable [17] [18] [29].

Aunque los modelos determinísticos de carga son los más usados en las diferentes guías de diseño y códigos internacionales, en los últimos años un nuevo enfoque para modelar las fuerzas producidas por el caminar de las personas ha sido planteado. Este enfoque se refiere a modelos en el dominio de frecuencias,

que tienen en cuenta el ancho de banda en el que se encuentran dispersas las fuerzas producidas por personas, siendo éstas representadas por densidades espectrales de potencia [17] [20] [27].

2.1.3 Trote y cargas vandálicas

Diversos autores afirman que no es posible que las cargas producidas por las personas generen daños estructurales a un puente peatonal. A pesar de esto, considerando la poca masa de estas estructuras en comparación con otras estructuras civiles y el poco amortiguamiento que caracteriza los puentes peatonales modernos, es cuestionable si un grupo de personas puede afectar la integridad estructural de un puente peatonal. Un ejemplo de esto es lo sucedido en China en 1994, cuando un grupo de estudiantes provocó serias fallas estructurales en un puente peatonal al tratar de excitarlo por diversión, causando la muerte de 38 personas [30].

Las cargas inducidas al correr o saltar (cargas vandálicas) son mucho más grandes que las inducidas al caminar. Frecuencias típicas para estas actividades están entre 2.5 Hz a 3.2 Hz para trote y entre 1.3 Hz a 2.4 Hz para saltos [5] [29]. Diferente del caminar, el trotar o saltar está compuesto por un tiempo de contacto y un tiempo de no contacto. Es por esto que estas cargas son modeladas a menudo de esta misma forma; el modelo de carga está compuesto por media función seno para el tiempo de contacto y cero para el tiempo de no contacto [29] [30].

$$F(t) = \begin{cases} k_p W_p \sin(t_p), & t \leq t_c \\ 0, & t_c < t \leq T \end{cases} \quad (2-15)$$

$$k_p(t_c/T) = \frac{\pi}{2 t_c/T} \quad (2-16)$$

Donde

t_c Tiempo de contacto.

T Periodo de la actividad (trotar/saltar).

k_p Factor dinámico de impacto.

El factor dinámico de impacto, k_p , está en función de la razón entre el tiempo de contacto y el periodo de la actividad (comúnmente llamada razón de contacto).

2.2 Criterios de servicio en puentes peatonales

Los códigos y guías de diseño actuales que tienen en cuenta los efectos dinámicos de las cargas vivas poseen diferentes criterios para establecer los valores límites de aceleraciones en edificaciones ocupadas por el público. Estos valores generalmente son subjetivos [2] y dependen tanto del uso como de la frecuencia natural de la estructura [31].

Así, para estructuras en lugares cerrados, donde son más perceptibles las vibraciones, se establecen aceleraciones máximas o aceleraciones RMS menores que para estructuras en exteriores. Para puentes peatonales, la Figura 2-3 y Figura 2-4 y la Tabla 2-2 muestran los criterios que establecen algunos de estos códigos y guías de diseño, tanto para vibraciones verticales como horizontales [4] [7] [8] [26] [31].

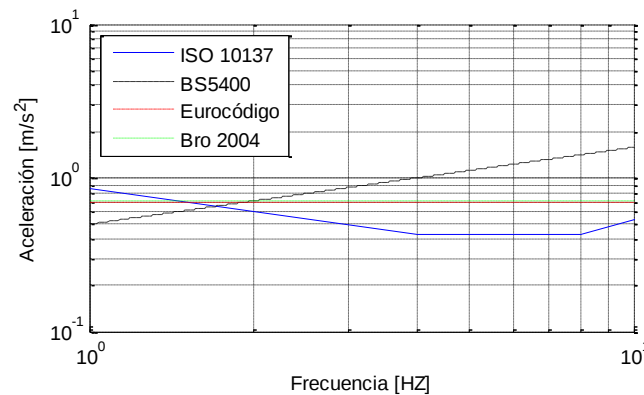


Figura 2-3. Aceleraciones máximas verticales por diferentes normas [9]

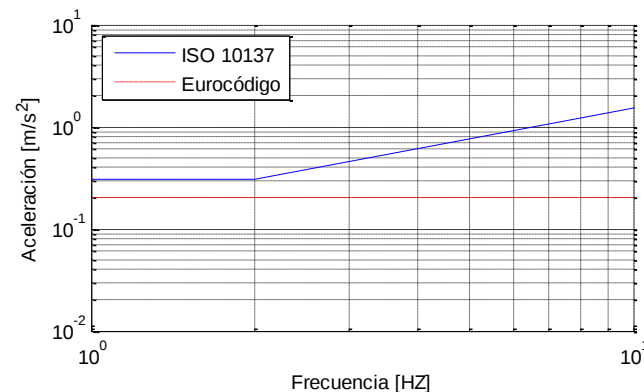


Figura 2-4. Aceleraciones máximas horizontales por diferentes normas [9]

Norma	Aceleración vertical	Aceleración horizontal
BS 5400	$a_{m\acute{a}x} \leq 0.5\sqrt{f} [m/s^2]$	Sin especificar
Eurocódigo	$a_{m\acute{a}x} \leq 0.7 [m/s^2]$	$a_{m\acute{a}x} \leq 0.2 [m/s^2]$
Bro 2004	$a_{RMS} \leq 0.5 [m/s^2]$	Sin especificar

Tabla 2-2. Criterios de aceleraciones máximas para vibraciones verticales por diferentes normas [9]

3 CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE ESTUDIO

En la primera etapa de este estudio, después de realizar un inventario, se encontró que existen cerca de 60 puentes peatonales en Santiago de Cali. Estas estructuras se clasificaron de acuerdo al tipo de sistema estructural y luces típicas entre apoyos. Se encontró que predomina el uso de 7 sistemas estructurales dentro de las cerca de 60 estructuras encontradas. A continuación se describen brevemente cada uno de los 7 sistemas estructurales identificados y sus luces típicas entre apoyos.

3.1 Puente tipo 1

La estructura consta de una viga cajón de acero con forma trapezoidal, trabajando en sección compuesta junto con una loseta en concreto reforzado. Todo esto a su vez está soportado por columnas de sección circular en concreto. La luz mínima encontrada para este sistema estructural fue de 11 m, la máxima de 27 m y la luz media de 24 m. Existen 11 puentes de este tipo en la ciudad (Figura 3-1).



Figura 3-1. Puente tipo 1

3.2 Puente tipo 2

Puente en estructura metálica, posee dos vigas principales con sección en cajón cuadrada arriostradas lateralmente por viguetas metálicas de sección en “I”. La loseta es fundida sobre lámina colaborante. Las columnas son metálicas en sección cajón cuadrada y arriostradas por miembros metálicos de sección cajón rectangular. La luz mínima encontrada para este sistema estructural fue de 20 m, la máxima de 26 m y la luz media de 24 m. Existen 8 puentes de este tipo en la ciudad (Figura 3-2).



Figura 3-2. Puente tipo 2

3.3 Puente tipo 3

Puente atirantado con 4 pares de cables por cada apoyo. Usa dos vigas principales metálicas de sección en “I”, arriostradas lateralmente por viguetas metálicas también de sección en “I”. Posee una loseta en concreto sobre lámina colaborante. Cada uno de los apoyos está formado por un par de columnas ahusadas en concreto con sección cuadrada. La luz mínima encontrada para este sistema fue de 24 m, la máxima de 40 m y la luz media de 34 m. Existen 6 puentes de este tipo en la ciudad (Figura 3-3).



Figura 3-3. Puente tipo 3

3.4 Puente tipo 4

Puente con estructura metálica compuesta por cuatro vigas principales de sección en “I” arriostradas lateralmente en cada apoyo. La loseta es en concreto sobre lámina colaborante. En cada apoyo hay dos columnas metálicas de sección circular en cajón, arriostradas lateralmente. La luz mínima encontrada para este sistema fue de 11 m, la máxima de 24 y la luz media de 20 m. Existen 3 puentes de este tipo en la ciudad (Figura 3-4).



Figura 3-4. Puente tipo 4

3.5 Puente tipo 5

Estructura en concreto con viga “T” como viga principal, que a la vez cumple la función de losa. La viga “T” está simplemente apoyada sobre columnas de sección circular y posee un voladizo en uno de sus extremos. La luz mínima para este sistema estructural fue de 17 m, la luz máxima de 27 y la luz media de 19.7 m. Existen 3 puentes de este tipo en la ciudad (Figura 3-5).



Figura 3-5. Puente tipo 5

3.6 Puente tipo 6

Puente en estructura metálica con una viga cajón semicircular como viga principal. La loseta es en concreto y está fundida sobre una lámina colaborante que a su vez está soportada por dos vigas de sección en “I” que transmiten las cargas a la viga principal. La luz mínima encontrada para este sistema fue de 23 m, la máxima de 39 m y la luz media de 33 m. Existe 3 puentes peatonales de este tipo en la ciudad (Figura 3-6).



Figura 3-6. Puente tipo 6

3.7 Puente tipo 7

Puente con estructura en concreto, posee como viga principal una viga “T”, que a la vez cumple la función de losa. La viga está simplemente apoyada sobre columnas cuadradas en concreto reforzado. La luz mínima para este sistema estructural fue de 14 m, la máxima de 24 m y la luz media de 19 m. Existen 2 puentes de este tipo en la ciudad (Figura 3-7).



Figura 3-7. Puente tipo 7

4 ENSAYOS DE CAMPO Y PROCESAMIENTO DE DATOS

4.1 Ensayos de campo

Después de realizar la clasificación de los diferentes tipos de puentes peatonales, se establecieron los ensayos a realizar en cada uno de estos para determinar sus características dinámicas, frecuencias asociadas a los modos naturales y su respuesta ante las cargas producidas por personas.

En primer lugar se tomó un puente representativo para cada uno de los sistemas estructurales identificados, en este se tomaron registros de vibración ambiental, vibración libre y vibración forzada inducida por personas. Los registros de vibración ambiental se tomaron para cada una de las luces de la estructura, mientras que los registros de vibración libre y de vibraciones inducidas por personas se tomaron solo en una de las luces; generalmente la más grande o la que permitiera mayor facilidad de conexión para los equipos de medición.

Posteriormente se tomaron uno o dos puentes adicionales por cada sistema estructural identificado, en estos se tomaron también registros de vibración ambiental en sentido horizontal y vertical en el centro de cada una de sus luces, seguidamente se tomaron registros de vibraciones inducidas por personas sobre solo una de las luces.

4.1.1 Vibración ambiental

El registro de vibración ambiental consiste en medir las vibraciones causadas por diferentes fuentes como pueden ser el viento, microsismos, tráfico, actividades humanas, etc. En este estudio se tomaron registros de vibración ambiental en sentido vertical y horizontal en cada una de las luces de las estructuras estudiadas. Los registros en cada caso tienen una duración de 10 minutos con una frecuencia de muestreo de 250 Hz o 256 Hz.

4.1.2 Vibración libre

El ensayo de vibración libre consiste en generar una condición inicial en desplazamiento y/o velocidad en la estructura, permitiendo que ésta oscile libremente. La estructura es sacada de un estado de reposo debido al salto de una, dos o tres personas en el centro de la luz de estudio.

4.1.3 Vibración forzada

La prueba de vibración forzada consiste en la aplicación de fuerzas externas al sistema, en este caso fuerzas producidas por los peatones. Para los puentes

peatonales tomados como representativos de cada sistema estructural, estas pruebas se dividieron en tres etapas: caminatas, trotes y excitación deliberada (conocida en la literatura como *vandal test* o ensayo vandálico). Las caminatas se realizaron con frecuencias de paso desde 1.5 Hz hasta 2.5 Hz cada 0.25 Hz, los trotes con frecuencias de paso desde 2.25 Hz hasta 3.75 Hz cada 0.25 Hz y para los ensayos de excitación deliberada se permitió que los sujetos de prueba coordinaran la excitación de manera libre. En cada caso las frecuencias de paso fueron coordinadas mediante la guía auditiva de un metrónomo, elemento usado generalmente en ámbitos musicales, que genera pulsos a intervalos de tiempo regulares. Para los ensayos de excitación deliberada no se hizo uso del metrónomo, esto para permitir evaluar de manera más objetiva la respuesta de la estructura ante este tipo de cargas.

Para el resto de puentes peatonales, después de evaluar la frecuencia natural de la luz de estudio, se procedió a usar el metrónomo para realizar ensayos de caminatas sobre dicha luz. Los ensayos se efectuaron igualando la frecuencia de paso a la frecuencia natural de la estructura o a la mitad de esta. Es importante resaltar que en cada caso los ensayos se inician con un nivel de vibraciones ambientales sobre el puente. En la Figura 4-1, se muestra un esquema de los ensayos realizados en cada una de las estructuras.

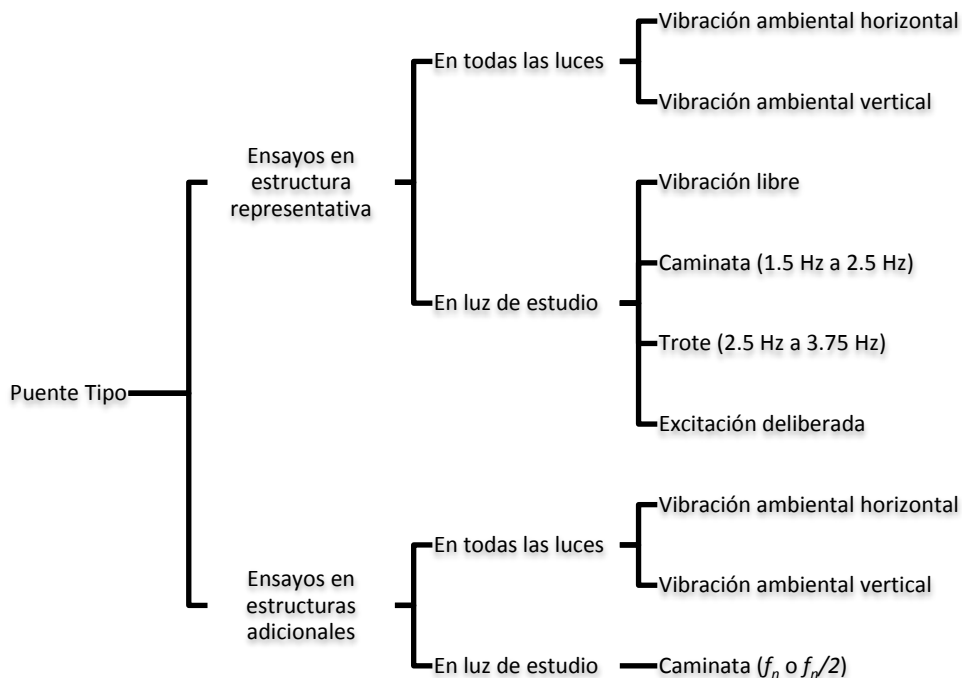


Figura 4-1. Esquema de los ensayos realizados

4.2 Equipo de adquisición de datos

Para la toma de registros en campo se usó el equipo portátil de adquisición de datos del Laboratorio de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural (LINSE) de la Universidad del Valle mostrado en la Figura 4-2. Para la medición de vibraciones se usaron acelerómetros sísmicos de baja frecuencia tipo Wilcoxon Research modelo 731A, que tienen un ancho de banda de 0.05 Hz a 500 Hz (± 3 dB) y una sensibilidad de 10 v/g, cada uno conectado a un amplificador Wilcoxon Research modelo P31, que amplifica las señales análogas y permite filtrar la señal con un ancho de banda entre 0.05 Hz y 450 Hz. La señal se transmite mediante cables coaxiales a una caja de conexiones National Instruments SC-2345 que se conecta a un computador portátil, donde la señal es convertida de análoga a digital mediante una tarjeta DAQCard 6024E.



Sensores
Wilcoxon
Research 731A.



Tarjeta de
adquisición
DAQCard 6024E.



Acondicionadores
de señal WR P31
y cables coaxiales.



Computador
portátil Dell
Precision M2400.



Caja de
conexiones
National
Instruments CS
2345.

Figura 4-2. Equipo portátil de adquisición de datos del Laboratorio de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural de la universidad del Valle (LINSE)

4.3 Procesamiento de datos

El procesamiento de los registros se realiza mediante el software MATLAB[®], usando las herramientas para el procesamiento digital de señales, mediante la transformada de Fourier. Inicialmente los registros de aceleraciones en campo poseen una frecuencia de muestreo de 250 Hz o 256 Hz, a esta señal se le aplica un filtro tipo *bandpass*. Posteriormente, a la señal filtrada se le realiza un



remuestreo a 30 Hz, debido a que el rango de interés de la señal está dentro de un rango igual a la mitad de esta frecuencia de remuestreo. Seguidamente se determina el gráfico de densidad espectral de potencia para conocer el contenido frecuencial de la señal, y por último se obtiene el espectrograma de la señal para determinar la variación en el tiempo de las frecuencias identificadas.

5 MODELADO EN SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS

5.1 Modelado estructural

Se realizaron modelos analíticos de cada uno de los tipos de puentes identificados mediante el software de elementos finitos SAP2000®. En estos modelos, las vigas y viguetas fueron modeladas mediante elementos tridimensionales tipo *frame*, con capacidad a tensión, compresión, torsión y flexión. Para las losetas en concreto se utilizaron elementos tipo *shell*. Ambos tipos de elementos poseen seis grados de libertad por nodo, asociados a traslación y rotación en el espacio.

En los casos en que la sección está formada por viga(s) metálicas y loseta en concreto, se consideró total interacción entre ambos materiales, siendo esta modelada mediante *constraints* entre los ejes centroidales de cada elemento, simulando así sección compuesta. Para modelar las vigas principales de los puentes tipo 1, 5 y 6 se utilizó el módulo *section designer*, que permite crear secciones transversales con geometría y material personalizados. Para el caso del puente tipo 3 los cables fueron modelados por medio de elementos tipo *frame* sin resistencia a compresión y articulados en ambos extremos. Desde la Figura 5-1 hasta la Figura 5-7 se muestran las secciones transversales típicas usadas para modelar cada una de las siete tipologías de puentes.

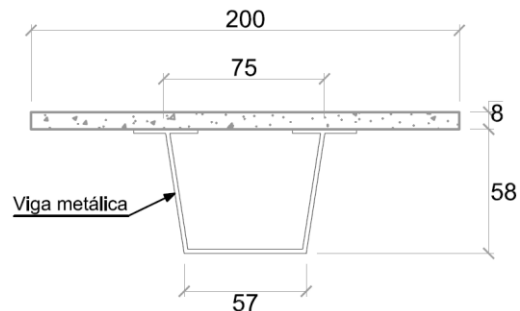


Figura 5-1. Sección transversal puente tipo 1

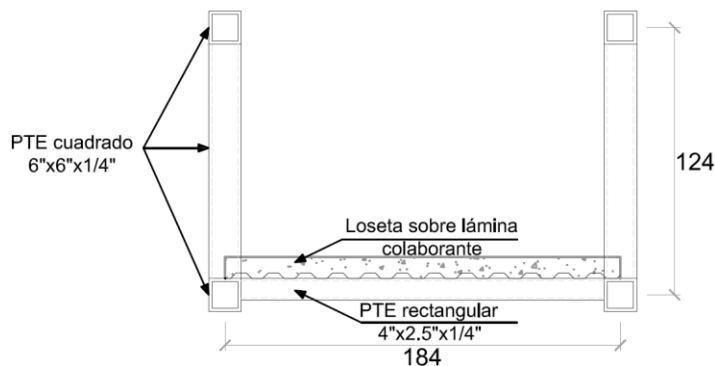


Figura 5-2. Sección transversal puente tipo 2

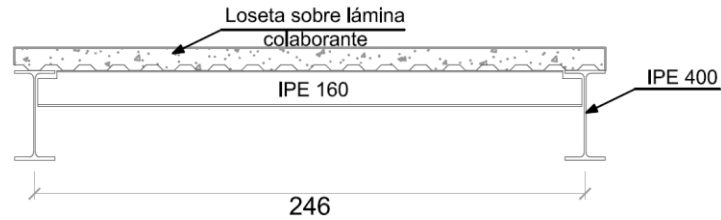


Figura 5-3. Sección transversal puente tipo 3

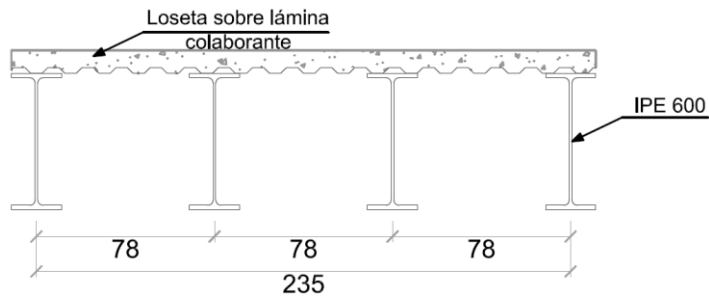


Figura 5-4. Sección transversal puente tipo 4

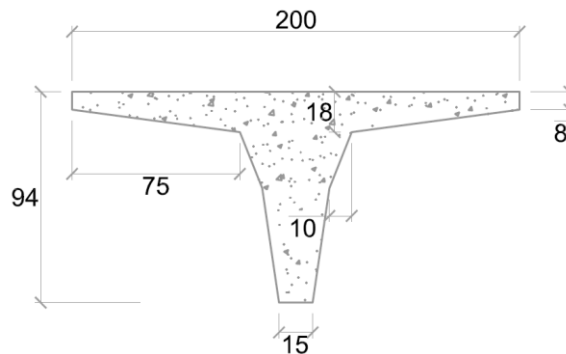


Figura 5-5. Sección transversal puente tipo 5

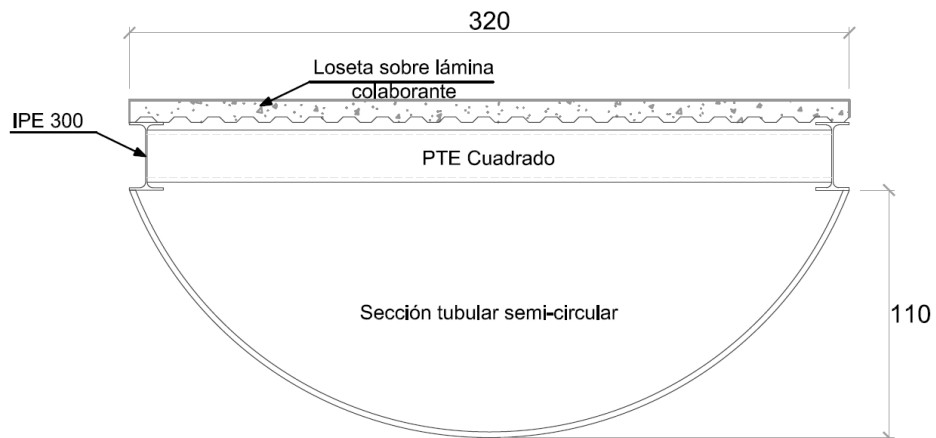


Figura 5-6. Sección transversal puente tipo 6

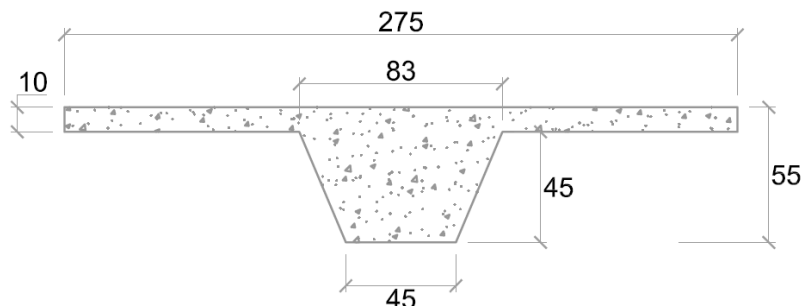


Figura 5-7. Sección transversal puente tipo 7

5.2 Modelado de cargas dinámicas producidas por personas

Para determinar la velocidad de paso en los ensayos experimentales, se generaron señales auditivas al instante inicial y final de las caminatas, estableciendo así la duración total de cada prueba. De esta misma manera la longitud de paso se determinó dividiendo la velocidad de paso entre la frecuencia de paso. Con los parámetros anteriores y con la ayuda del análisis *time-history*, mediante el software SAP2000®, se realizaron simulaciones de las caminatas de las personas durante los ensayos.

Inicialmente debió crearse una función que representa la carga en el tiempo generada por un solo paso del sujeto de prueba. La posición de esta carga fue moviéndose secuencialmente a lo largo de una línea de nodos que corresponden a la trayectoria de la caminata seguida durante los ensayos, es decir, cada nodo corresponde a la posición de un paso ejecutado por el sujeto de prueba. Así, si durante el ensayo experimental se realizaron 40 pasos, entonces fue necesario crear 40 nodos y 40 casos de carga.

Por cada caso de carga se aplicó una carga unitaria puntual en el nodo correspondiente a cada pisada. Posteriormente se creó un caso de carga del tipo *time-history* basado en *eigen-modos*, que contiene cada caso de carga correspondiente a cada paso. Dentro de este último caso de carga creado se definen la función de carga a aplicar por cada caso de carga y el tiempo de arribo de cada una.

Finalmente la aceleración fue tomada únicamente para el modo de vibración vertical, permitiendo así comparar las aceleraciones modales experimentales con los datos del modelo de elementos finitos.

6 ANÁLISIS Y RESULTADOS

6.1 Registros de vibraciones ambientales

De acuerdo con los resultados de los registros de vibraciones ambientales verticales y horizontales, se determinaron las frecuencias naturales correspondientes a los principales modos de vibración para cada estructura. En la Figura 6-1, Figura 6-2 y Figura 6-3 se muestran respectivamente: registro de aceleraciones, espectro de potencia y espectrograma para un puente tipo 5 con luz igual a 26.7 m. Para distinguir entre las frecuencias naturales asociadas a la estructura y las frecuencias asociadas al paso de las personas se hizo uso de espectrogramas.

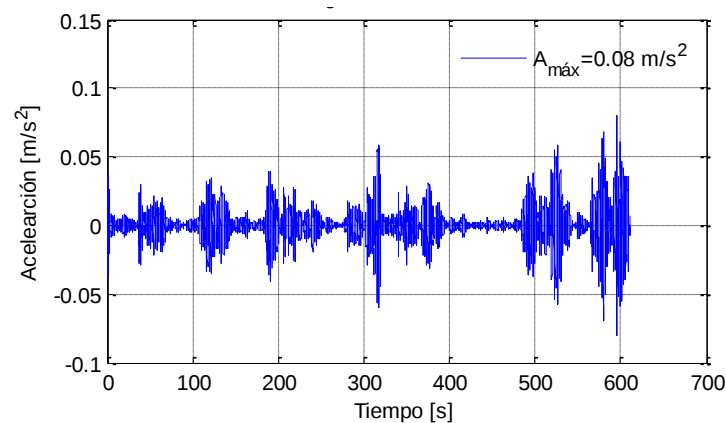


Figura 6-1. Registro de aceleraciones verticales puente tipo 5

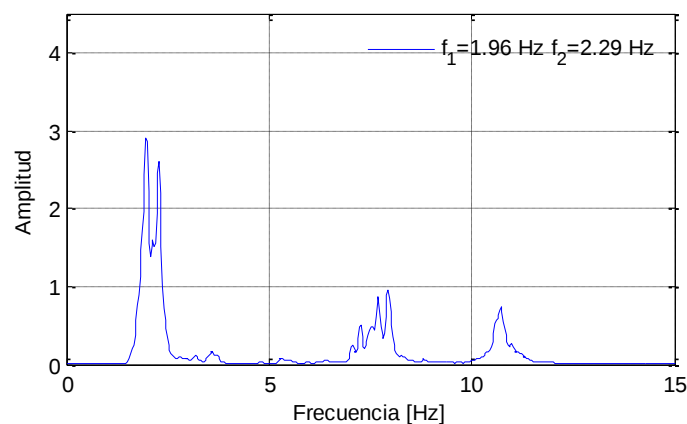


Figura 6-2. Espectro de potencia para aceleraciones verticales puente tipo 5

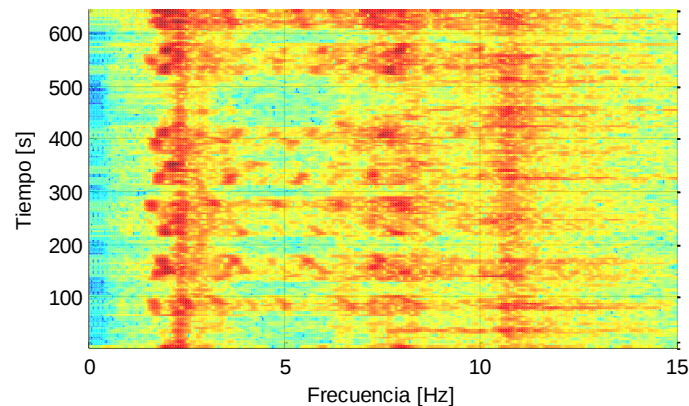


Figura 6-3. Espectro grama para aceleraciones verticales puente tipo 5

En el caso particular de la Figura 6-2 se obtienen frecuencias predominantes a 1.96 Hz y 2.29 Hz. Al observar la variación del contenido frecuencial de la señal en el tiempo, de acuerdo con el espectrograma mostrado en la Figura 6-3, es evidente que 1.96 Hz corresponde a la frecuencia de paso de las personas, mientras que 2.29 Hz corresponde a la frecuencia natural vertical de la estructura pues es constante durante todo el registro.

La Tabla 6-1 muestra las frecuencias naturales principales, además de la aceleración máxima vertical y horizontal para cada una de la luces de las estructuras estudiadas, distinguiendo entre tipo de puente y mostrando además la ubicación precisa de la estructura dentro de la ciudad. El primer puente para cada tipología corresponde a la estructura representativa de cada sistema estructural.

Puente tipo	Ubicación	Luz [m]	f_n vertical [Hz]	$A_{m\acute{a}x}$ [m/s ²]	f_n horizontal [Hz]	$A_{m\acute{a}x}$ [m/s ²]
1	Autopista sur Cra. 48	25*	3.90	0.15	2.40	0.02
		25	3.60	0.17	2.40	0.03
		12.5	11.07	0.03	4.04	0.03
	Autopista sur Trans. 15	23.5*	3.44	0.17	2.73	0.10
		11.2	15.2	0.16	7.73	0.06
		23.5	3.44	0.19	2.73	0.10
2	Cra. 1 Cl. 66	24*	4.31	0.19	3.14	0.06
		24	4.31	0.21	3.14	0.06
	Avenida Colombia Cra. 8	21.3*	4.01	0.35	6.01	0.10
2	Av. Simón Bolívar Cra. 118A	20.32*	4.38	0.21	9.10	0.11

Puente tipo	Ubicación	Luz [m]	f_n vertical [Hz]	$A_{m\acute{a}x}$ [m/s ²]	f_n horizontal [Hz]	$A_{m\acute{a}x}$ [m/s ²]
3	Cl. 70 Cra. 3BN	37.5*	1.48	0.05	3.79	0.05
		37.5	1.48	0.03	3.13	0.05
	Av. Simón Bolívar Cra. 56	32.7*	1.75	0.35	4.92	0.03
		29.6	1.99	0.22	7.11	0.05
	Av. Simón Bolívar Cra. 86	30	1.86	0.07	3.55	0.02
		37.5	1.60	0.22	-	-
		35	1.96	0.04	4.53	0.03
4	Cl. 5 Cra. 62	11.4	14.14	0.11	6.13	0.03
		20.45*	4.73	0.08	5.04	0.05
		20.2	4.73	0.07	4.84	0.05
	Cra. 1 Cl. 76	19	4.48	0.10	4.34	0.03
		20.3	4.07	0.12	4.02	0.03
		12.05	11.18	0.18	6.09	0.03
	Av. Simón Bolívar Cra. 28D4	-	4.83	0.08	4.77	0.03
		-	5.78	0.37	5.82	0.04
		-	5.31	0.22	4.81	0.06
5	Cl. 5 Cra. 75 A	26.7*	2.26	0.08	2.23	0.02
	Autopista sur Cra. 73	17.8*	5.6	0.01	1.93	0.03
	Autopista sur Cra. 73	17.8*	3.44	0.04	1.90	0.01
6	Cl. 70 Cra. 1	24.55	4.75	0.05	3.66	0.04
		25.55*	3.13	0.06	1.49	0.03
		24.5	3.60	0.07	2.61	0.03
		24.65	5.86	0.12	3.98	0.02
	Av. Pasoancho Cra. 80	37.19	2.2	0.02	4.02	0.04
		37	2.2	0.02	4.11	0.04
		38.3*	2.2	0.02	4.36	0.06
	Cl. 70 Cra. 12C	30*	3.4	0.06	1.93	0.01
		32.5	3.4	0.07	2.12	0.02
		30	2.55	0.03	3.55	0.02
7	Cl. 5 Cra. 23	23.5*	1.88	0.45	2.58	0.04
		15.5	3.46	0.13	4.63	0.03
		15.5	3.22	0.08	3.46	0.08
	Cl. 5 Cra. 13	14.13*	2.67	0.27	2.52	0.04
		14.13	2.67	0.32	2.52	0.03

*Luz en la cual se realizaron ensayos con personas en movimiento.

Tabla 6-1. Resumen de datos para registros ambientales en estructuras representativas

Generalmente la condición que más se desea evitar es que la frecuencia natural de la estructura se encuentre dentro de las posibles frecuencias de paso de las

personas o el segundo armónico de las mismas. La Figura 6-4 y Figura 6-5 muestran la relación entre luz y frecuencia natural vertical para las estructuras estudiadas, por tipo de puente y por tipo de material, junto con una franja que representa las posibles frecuencias de paso de las personas o el segundo armónico de éstas. De los 19 puentes estudiados, 16 puentes poseen por lo menos una luz con frecuencia natural por debajo de 4.6 Hz (máxima frecuencia del segundo armónico de carga para una persona caminando) y 5 de los 19 poseen por lo menos una luz con frecuencia menor a 2.3 Hz.

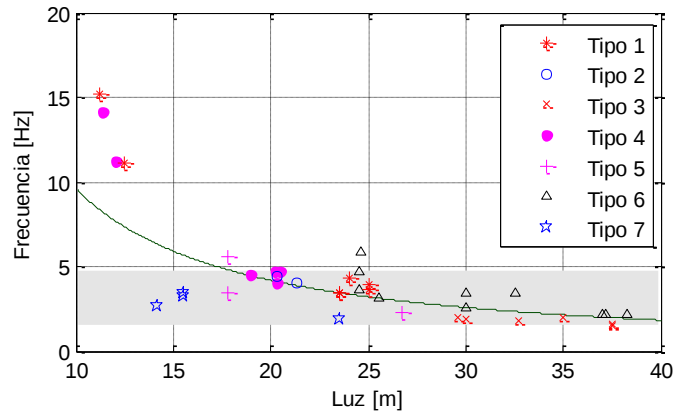


Figura 6-4. Luz vs frecuencia natural vertical por tipo de puente

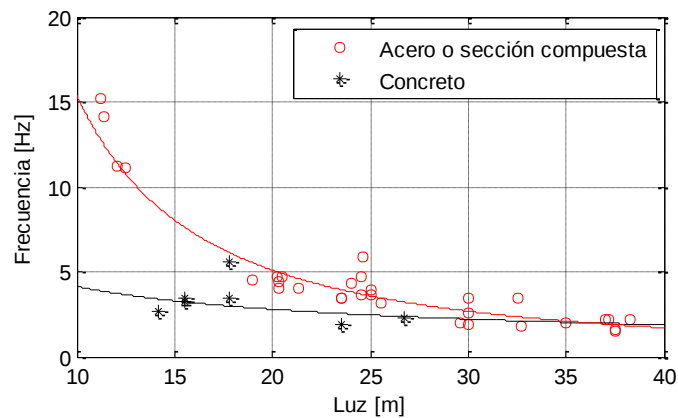


Figura 6-5. Luz vs frecuencia natural vertical por tipo de material

Aunque se puede observar bastante dispersión en los datos, un ajuste por mínimos cuadrados para los valores expuestos en la Figura 6-4 muestra la siguiente relación

$$f = 178.74 L^{-1.254} \quad [R^2=0.61] \quad (6-1)$$

Donde:

f Frecuencia natural vertical [Hz]

L Luz entre apoyos [m]

Así mismo, para la Figura 6-5 se puede determinar esta relación distinguiendo entre puentes en concreto y puentes en acero o trabajando en sección compuesta.

$$\text{Concreto: } f = 15.45 L^{-0.571} \quad [R^2=0.17] \quad (6-2)$$

$$\text{Acero o sección compuesta: } f = 714.15 L^{-1.65} \quad [R^2=0.89] \quad (6-3)$$

De acuerdo a esto se deduce que hay mayor probabilidad de problemas de vibraciones en puentes de concreto con luces entre 28 m y 48 m para el primer armónico de carga y entre 8 m y 48 m incluyendo el segundo armónico. Así mismo, para puentes en acero o trabajando en sección compuesta, estos problemas serían más probables para luces entre 33 m y 39 m para el primer armónico y entre 21 m y 39 m incluyendo el segundo armónico.

Aunque no solo la frecuencia natural determina la respuesta de puentes peatonales ante cargas dinámicas producidas por personas, las relaciones entre luz y frecuencia natural vertical indican que los puentes peatonales en concreto tienen tendencia a acrecentar en menor medida esta propiedad al disminuir la luz. En este sentido, los puentes peatonales en acero o trabajando en sección compuesta muestran un mejor comportamiento que los construidos en concreto, teniendo mayores frecuencias naturales verticales para para luces iguales.

Las ecuaciones anteriores dan una buena idea de la relación entre frecuencia natural y luz, a pesar de esto, no deberían ser usadas para predecir el comportamiento de la estructura al momento de diseñar, ya que existen ecuaciones más precisas, que están en función de las propiedades de la sección transversal de la estructura [8], así como software de modelado estructural que arroja resultados mucho más confiables.

En la Figura 6-6 y Figura 6-7 se muestra la evaluación de las aceleraciones máximas de acuerdo a los criterios dados por diferentes normas. Cabe aclarar que en cada caso los registros de vibración ambiental vertical y horizontal fueron tomados mientras la estructura estaba en servicio, por lo que las aceleraciones máximas representan las aceleraciones que se presentaron en la estructura debidas al paso de las personas durante los registros.

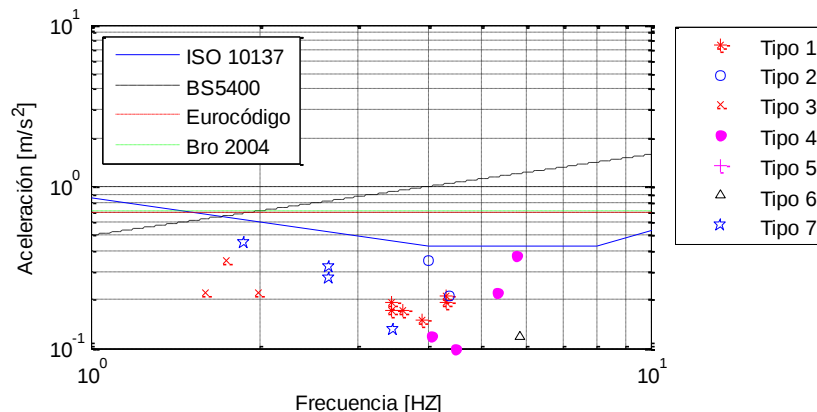


Figura 6-6. Evaluación de servicio para vibraciones ambientales verticales

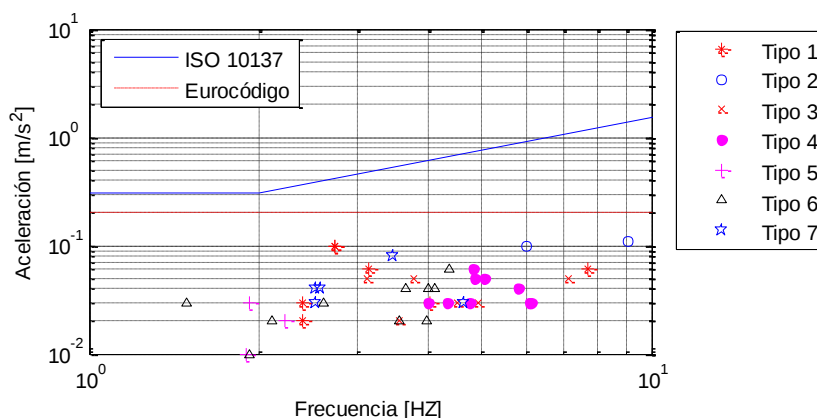


Figura 6-7. Evaluación de servicio para vibraciones ambientales horizontales

Dado que los registros de vibración ambiental se toman con personas transitando sobre la estructura, la evaluación del servicio puede ser subjetiva, pues las aceleraciones que se presentan en el puente dependen en gran medida del flujo de peatones durante las pruebas. Debido a esto, puentes con grandes luces y bajas frecuencias pueden no presentar grandes vibraciones, mientras que estructura con altas frecuencias y menores luces pueden presentarlas.

A pesar de que todas las estructuras cumplen con los criterios de aceleraciones verticales, durante la etapa experimental fueron constantes las quejas de varios de los usuarios que transitaban sobre algunos de los puentes peatonales estudiados. Esto lleva a pensar que los límites propuestos por estas normas internacionales son altamente permisibles, pues no poseen categorías de confort (bajo, medio, alto) y lo que buscan principalmente es evitar el desuso de la estructura.

6.2 Ensayos de vibración libre

Con los registros de vibración libre se determinó la variación en las propiedades de amortiguamiento y frecuencia natural, debida al salto en el centro de la luz de estudio de una, dos y tres personas. En la Figura 6-8 se muestra un registro típico

de aceleraciones debidas al salto de tres personas en el centro de la luz, en este caso, de un puente tipo 2.

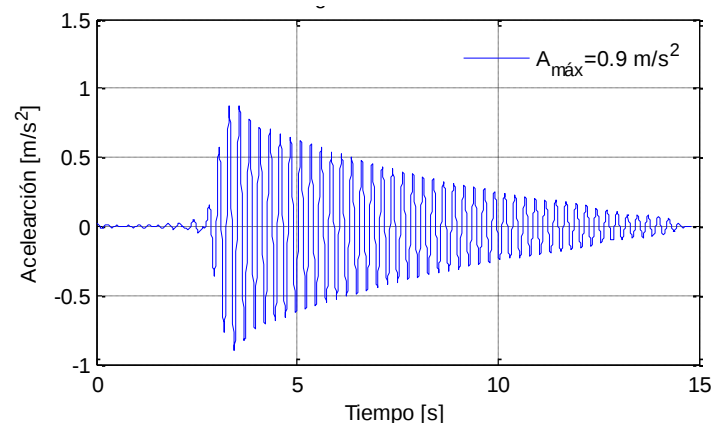


Figura 6-8. Salto en el centro de la luz de tres personas (176 kg) puente tipo 2

Las propiedades de amortiguamiento se determinaron de manera estadística, tomando los picos correspondientes a la máxima amplitud de la señal e cada ciclo y haciendo uso de regresiones lineales del logaritmo de los picos identificados. La Tabla 6-2 muestra los resultados para los ensayos de vibración libre en las siete tipologías de puentes identificadas.

Puente tipo	Ubicación	masa [kg]	f_n [Hz]	ξ	R^2
1	Autopista sur Cra. 48	76	3.9	0.61%	0.98
		146	3.87	0.69%	0.98
		196	3.87	0.61%	0.99
2	Avenida Colombia Cra. 8	76	4.01	0.42%	0.97
		126	3.96	0.52%	1.00
		176	3.93	0.76%	0.99
3	Cl. 70 Cra. 3BN	78	1.46	0.75%	0.95
		145	1.46	0.75%	0.98
		197	1.46	0.81%	0.99
4	Cl. 5 Cra. 62	76	4.75	0.50%	0.95
		128	4.75	0.72%	0.99
		178	4.75	0.75%	0.94
5	Cl. 5 Cra. 75 A	76	2.29	2.09%	0.99
		128	2.20	1.92%	1.00
		178	2.17	2.00%	1.00
6	Cl. 70 Cra. 1	76	3.13	1.38%	0.88
		146	3.08	1.02%	0.85
		196	3.11	1.18%	0.80
7	Cl. 5 Cra. 23	77	1.90	1.02%	0.99
		127	1.88	1.02%	1.00
		177	1.88	1.08%	1.00

Tabla 6-2. Frecuencias naturales y razones de amortiguamiento para estructuras representativas



En general, la frecuencia natural de los puentes peatonales presentados en la Tabla 6-2 tuvo tendencia a descender al aumentar el número de personas, con una media de 1.6%, y en el caso del puente tipo 5 hasta un 5.5%. Sin embargo, esta variación está fundamentalmente ligada a la relación entre carga viva y carga muerta, y por lo tanto un puente peatonal con poca masa tendrá tendencia a variar esta propiedad en mayor proporción que uno que uno con gran masa.

Aunque el amortiguamiento es uno de los parámetros más inciertos a la hora de realizar un diseño estructural, también desempeña un papel importante al momento de evaluar la respuesta dinámica de una estructura. De acuerdo con los resultados de la Tabla 6-2, las estructuras en concreto presentaron mayor amortiguamiento que las estructuras en acero o aquellas que trabajan en sección compuesta. Sin embargo estas últimas tuvieron tendencia a aumentar en mayor medida esta propiedad al incrementar el número de personas sobre el puente, llegando hasta un incremento del 81% de la razón de amortiguamiento en el caso del puente tipo 2.

Esto sugiere que puede ser útil tener en cuenta el incremento en el amortiguamiento en el diseño ante vibraciones de puentes peatonales. No obstante, en estas estructuras las personas generan cargas del tipo móviles, por esto se hace necesario evaluar la variación de esta propiedad con personas en movimiento.

6.3 Ensayos de caminatas y trotes

Al cubrir todo el posible rango de frecuencias de paso de una persona, es posible identificar la influencia de las mismas cuando se encuentran sintonizadas o no con la frecuencia natural del puente, también permite identificar la influencia del segundo armónico de carga al caminar o trotar con una frecuencia de paso igual a la mitad de esta frecuencia natural. La Figura 6-9 muestra la curva generada por el paso de tres personas trotando a 3 Hz sobre un puente tipo 6 con luz igual a 25.55 m y frecuencia natural igual a 3.13 Hz. La envolvente de esta curva es típica cuando la frecuencia de paso es igual o cercana a la frecuencia natural de la estructura, sin embargo, cuando no existe acople de frecuencias, la envolvente de la curva de aceleraciones tiende a tener una forma mucho más irregular, como por ejemplo, el registro de aceleraciones de la Figura 6-10, para el mismo puente pero con frecuencia de paso igual a 2.25 Hz.

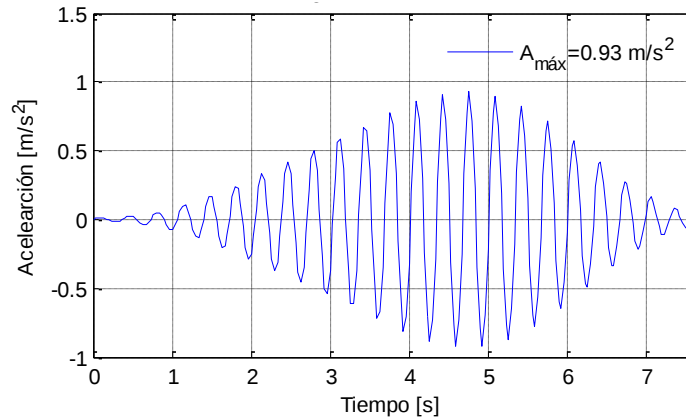


Figura 6-9. Registro de aceleraciones para tres personas (196 kg) trotando a 3 Hz sobre un puente tipo 6

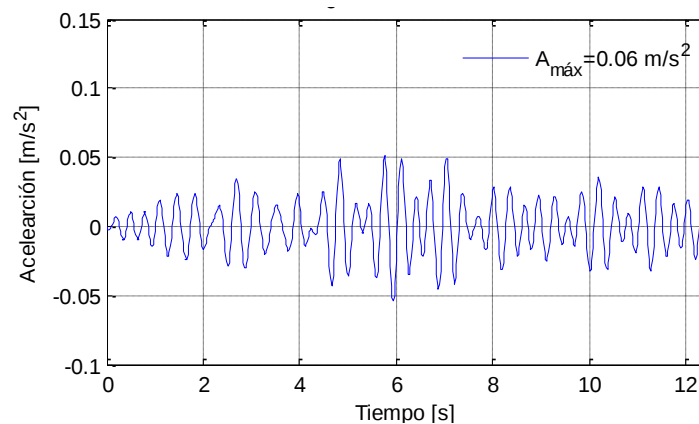


Figura 6-10. Registro de aceleraciones para tres personas (196 kg) trotando a 2.25 Hz sobre un puente tipo 6

La Tabla 6-3 muestra las aceleraciones máximas alcanzadas en cada una de las tipologías de puente para las diferentes frecuencias de paso con grupos de tres personas. La tendencia general fue a incrementarse la amplitud de las aceleraciones al caminar/trotar cerca de la frecuencia natural de la estructura o a la mitad de ésta. Sin embargo, en algunos de los registros las aceleraciones alcanzaron grandes amplitudes al presentarse alta sincronización entre los sujetos de prueba aunque la frecuencia de paso no fuera cercana a la frecuencia natural de la estructura. Así mismo, en otros registros la amplitud de las aceleraciones para frecuencias de paso cerca de la frecuencia natural de la estructura fue menor que para otras frecuencias de paso, esto al presentarse desincronización entre los sujetos de prueba, principalmente para altas frecuencias de paso, ya que se hace más difícil mantener un ritmo de paso constante.

Este fenómeno puede ser visto no solo como reducción en la carga dinámica total al generarse dispersión de la energía concentrada en la frecuencia de paso, sino también como generación de amortiguamiento adicional por parte de los sujetos

de prueba, esto es, al variar ligeramente la frecuencia de paso se produce una disminución en la amplitud de la respuesta, fenómeno conocido como *beating effect* [2].

Frecuencia de paso [Hz]	$A_{\text{máx}}$ [m/s ²]						
	Tipo 1 $f_n=3.9$ Hz	Tipo 2 $f_n=4.01$ Hz	Tipo 3 $f_n=1.48$ Hz	Tipo 4 $f_n=4.73$ Hz	Tipo 5 $f_n=2.29$ Hz	Tipo 6 $f_n=3.13$ Hz	Tipo 7 $f_n=1.88$ Hz
1.50	0.07	0.28	0.18	0.26	0.04	0.06	0.05
1.75	0.12	0.17	0.11	0.10	0.06	0.04	0.21
2.00	0.19	0.57	0.05	0.10	0.20	0.02	0.27
2.25	0.14	0.21	0.08	0.18	0.54	0.06	0.14
2.50	0.15	0.23	0.02	0.14	0.35	0.09	0.16
2.75	0.19	0.26	0.04	0.26	1.01	0.06	0.32
3.00	0.18	0.20	0.04	0.10	0.46	0.17	0.09
3.25	0.18	0.30	0.01	0.08	0.53	0.26	0.05
3.50	0.59	0.34	0.01	0.16	0.17	0.93	0.06
3.75	0.83	0.07	0.00	0.18	0.09	0.75	0.10
4.00	0.29	0.14	0.00	0.18	0.09	0.25	0.11
4.25	0.26	0.30	0.00	0.33	0.06	0.20	0.07

Tabla 6-3. Aceleraciones máximas en función de la frecuencia de paso para grupos de tres personas

Evaluando las aceleraciones máximas alcanzadas conforme a los límites planteados en la sección 2.2 (ver Figura 6-11), se logra observar con mayor objetividad cuales estructuras presentan mayor sensibilidad a cargas dinámicas producidas por personas, siendo los puentes tipo 1, 2, 5 y 6 los que presentaron mayores aceleraciones durante las pruebas. No obstante, aunque los ensayos de caminatas y trotes fueron controlados mediante la guía auditiva de un metrónomo, se debe resaltar que la misma condición humana hace que se presenten imperfecciones en el caminar de los sujetos de prueba, y por lo tanto los picos alcanzados estén ligados al grado de sincronización durante cada ensayo.

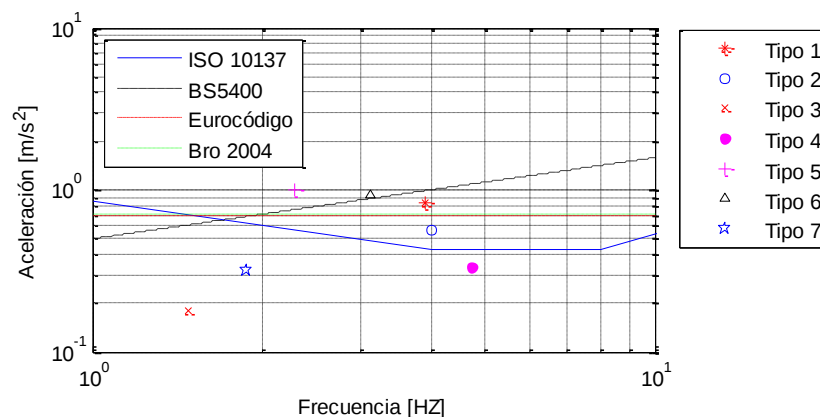


Figura 6-11. Evaluación de servicio para vibraciones verticales para caminata/trote de tres personas

Diversos códigos y guías internacionales proponen que la aceleración máxima generada por un peatón caminando en perfecta resonancia sea el criterio para evaluar el servicio de puentes peatonales ante vibraciones [32] [9]. Para los ensayos de caminatas individuales, la Tabla 6-4 muestra la aceleración máxima alcanzada ante el paso de tres personas no simultáneamente, junto con el peso y la frecuencia de paso de la persona y la frecuencia natural del puente.

Puente tipo	Ubicación	Peso [kg]	$A_{m\acute{a}x}$ [m/s ²]	f_p [Hz]	f_n [Hz]	Ubicación	Peso [kg]	$A_{m\acute{a}x}$ [m/s ²]	f_p [Hz]	f_n [Hz]
1	Autopista sur Trans. 15	76	0.18	1.72	3.44	Cra. 1 Cl. 66	50	0.17	2.15	4.31
		50	0.23				76	0.20		
		54	0.20				54	0.17		
3	Av. Simón Bolívar Cra. 86	76	0.20	1.70	1.60	Av. Simón Bolívar Cra. 56	78	0.32	2.00	1.94
		54	0.16				54	0.40		
		50	0.15				50	0.19		
4	Cra. 1 Cl. 76	76	0.23	2.23	4.48	Av. Simón Bolívar Cra. 28D4	78	0.23	2.45	5.31
		50	0.16				54	0.12		
		54	0.17				50	0.18		
5	Autopista sur Cra. 73	76	0.02	1.73	3.44	Autopista sur Cra. 73	76	0.07	2.78	5.60
		54	0.01				54	0.09		
		50	0.04				50	0.08		
6	Av. Pasoancho Cra. 80	76	0.31	2.20	2.20	Cl. 70 Cra. 12C	76	0.05	1.68	3.40
		54	0.18				50	0.03		
		50	0.23				54	0.05		
2	Av. Simón Bolívar Cra. 118A	76	0.36	2.20	4.38					
		50	0.35							
		54	0.13							
7	Cl. 5 Cra.13	76	0.38	1.33	2.67					
		50	0.29							
		54	0.04							

Tabla 6-4. Aceleraciones máximas para caminatas individuales

La Tabla 6-4 muestra que en algunos casos la frecuencia de paso no corresponde exactamente a la frecuencia natural vertical del puente o a la mitad de esta frecuencia, debido a que para los ensayos con personas en movimiento se utilizaron resultados de frecuencias naturales obtenidos por medio de análisis preliminares realizados en campo. Estas frecuencias naturales posteriormente fueron determinadas con mayor precisión por medio de análisis más detallados. Evaluando las aceleraciones mostradas en la Tabla 6-4 para los criterios dados en la sección 2.2, los datos muestran que para esta condición particular de carga las doce estructuras evaluadas cumplen con los criterios de servicio internacionales (ver Figura 6-12).

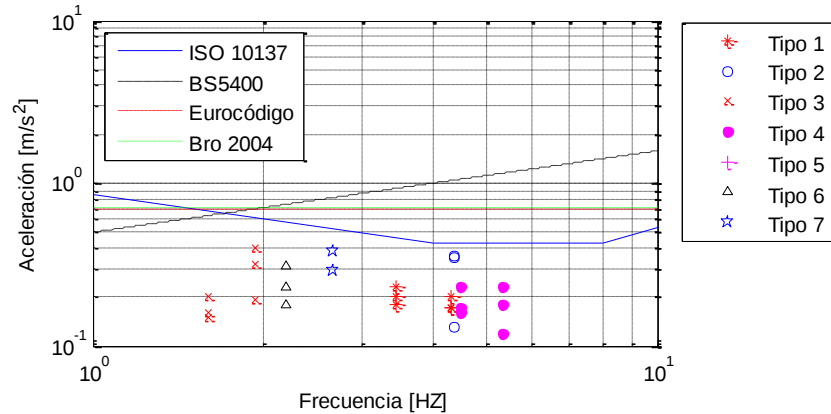


Figura 6-12. Evaluación de servicio para vibraciones verticales para caminatas individuales

No obstante, los procedimientos descritos por códigos internacionales proponen modelos de carga determinísticos, en donde la carga generada es perfectamente periódica, condición que probablemente no se logró durante los ensayos de campo debido a la propia condición humana.

6.4 Ensayos de excitación deliberada

La excitación deliberada de la estructura puede ser llevada a cabo mediante saltos o mediante la flexión de las rodillas, esta última forma es más fácil de realizar cuando la frecuencia natural vertical es baja y, aunque al saltar se genera mayores factores de impacto, la excitación por medio de flexión de las rodillas podría llegar a generar mayores amplitudes en la respuesta de la estructura, ya que permite mayor sincronización cuando se trata de grupos de personas. Para este estudio estas cargas se generaron mediante saltos.

La Figura 6-13 muestra el registro de aceleraciones para tres personas saltando sobre un puente tipo 7 y la Tabla 6-5 muestra las aceleraciones máximas alcanzadas en cada una de las tipologías de puentes ante cargas vandálicas.

Hasta el momento las recomendaciones de diseño ante este tipo de cargas son escasas y por tanto se requiere de mayor investigación, en donde se evalúe con precisión el cambio en las propiedades dinámicas al hacer entrar en rangos no lineales a la estructura.

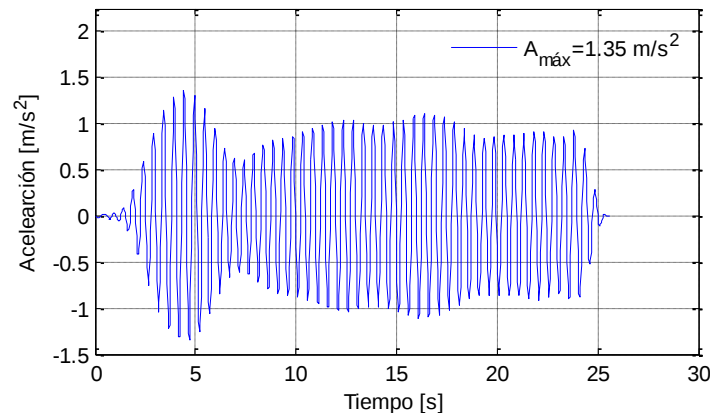


Figura 6-13. Registro de aceleraciones para el salto continuo de tres personas (176 kg) sobre un puente tipo 7

Puente tipo	1	2	3	4	5	6	7
Masa [kg]	146	176	182	178	178	196	177
$A_{máx}$ [m/s ²]	2.83	1.35	3.03	0.45	3.54	1.55	1.35

Tabla 6-5. Aceleraciones máximas para excitaciones deliberadas

La Figura 6-14 muestra la evaluación de las aceleraciones máximas alcanzadas para cargas vandálicas, arrojando como resultado que seis de las siete estructuras presentan aceleraciones por encima de las aceleraciones límite. A pesar de esto, este es un caso bastante específico e improbable de carga y no indica, por lo tanto, que estas estructuras no cumplen con criterios de servicio.

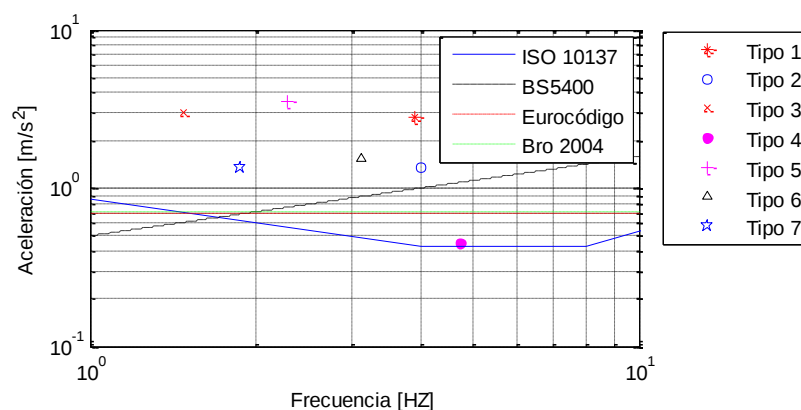


Figura 6-14. Evaluación de servicio para vibraciones verticales para cargas vandálicas

Las aceleraciones máximas en este tipo de ensayo son más altas que en otros debido a que las cargas dejan de ser dinámicas móviles para ser cargas dinámicas estacionarias actuando en el punto de mayor deflexión modal o cerca de este, además de que los factores de carga dinámica son mucho mayores para este tipo de cargas. Cabe precisar que en algunas de las pruebas no se logró sintonía entre la frecuencia de salto y la frecuencia natural de la estructura, mientras que en otros puentes la amplitud de las vibraciones fue tan alta que la

excitación debió ser detenida, ya que no es necesario llevar a estos límites la estructura.

6.5 Resultados de campo versus simulaciones

Los modelos descritos en la sección 5 se ajustaron de acuerdo a los resultados experimentales. Las propiedades modales de cada estructura fueron obtenidas mediante la combinación de los resultados experimentales y su respectivo modelo analítico. A partir de la Figura 6-15 hasta la Figura 6-21 se muestran estas propiedades para cada una de las estructuras en las cuales se realizaron las simulaciones analizadas en esta sección.

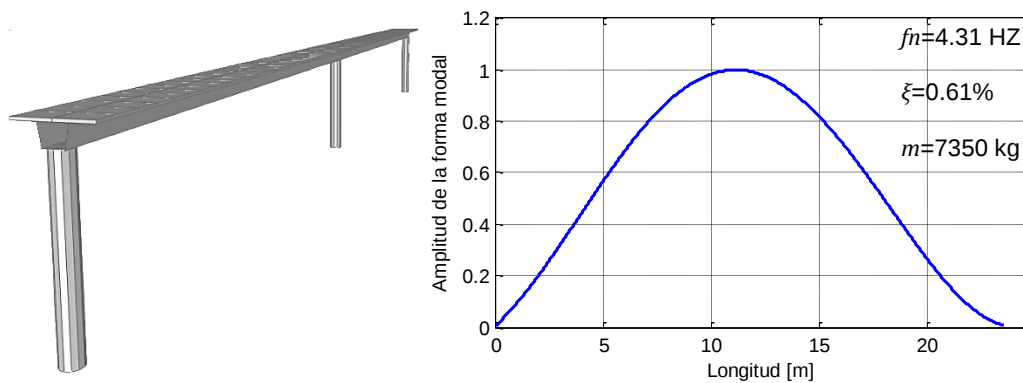


Figura 6-15. Propiedades modales puente tipo 1

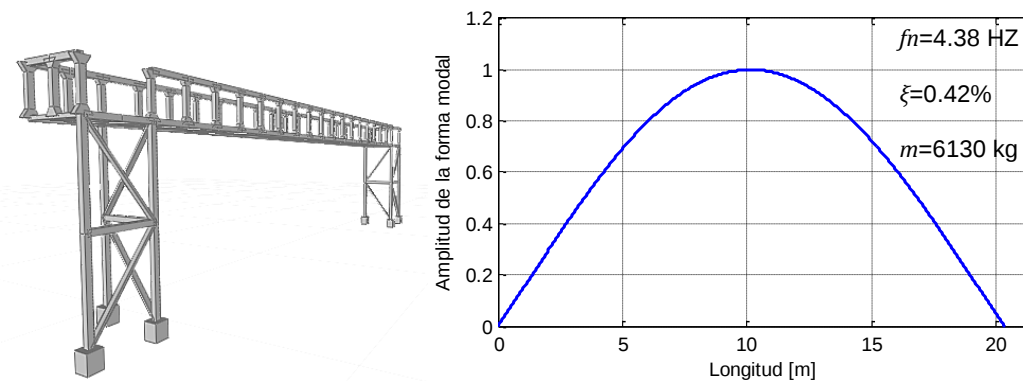


Figura 6-16. Propiedades modales puente tipo 2

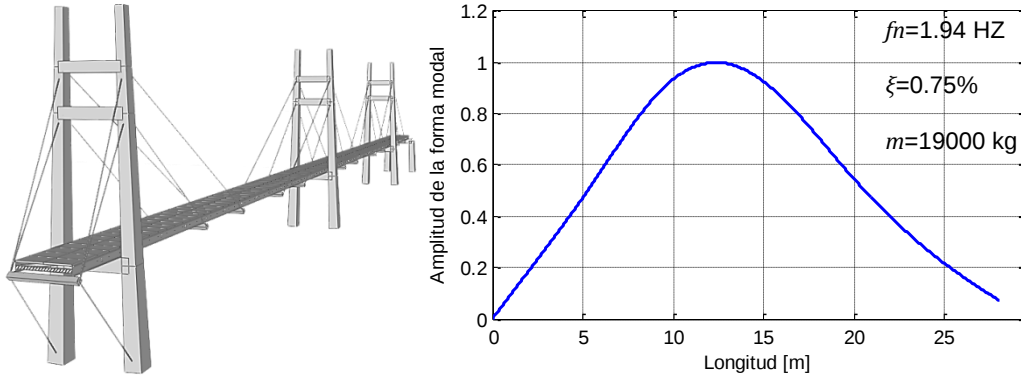


Figura 6-17. Propiedades modales puente tipo 3

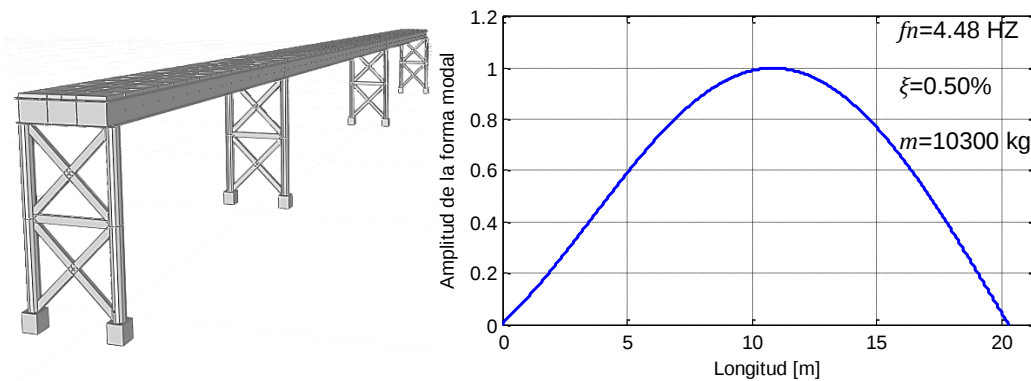


Figura 6-18. Propiedades modales puente tipo 4

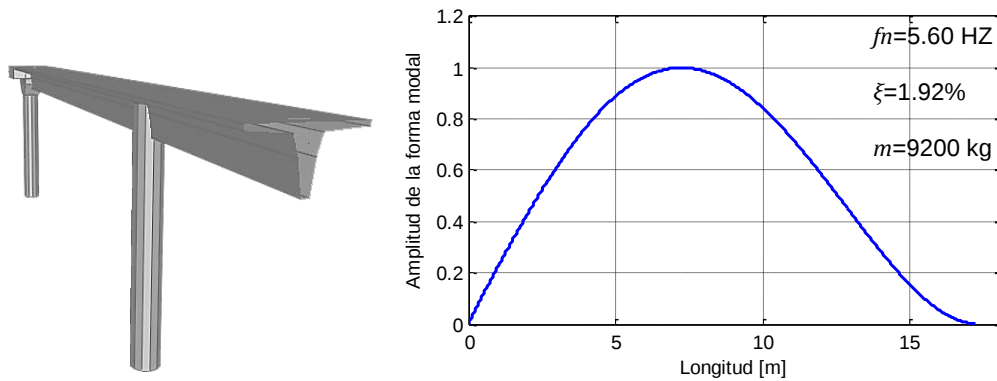


Figura 6-19. Propiedades modales puente tipo 5

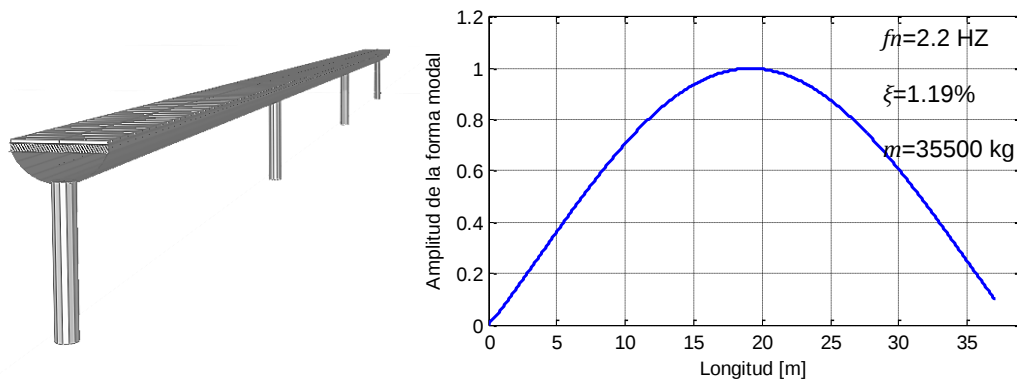


Figura 6-20. Propiedades modales puente tipo 6

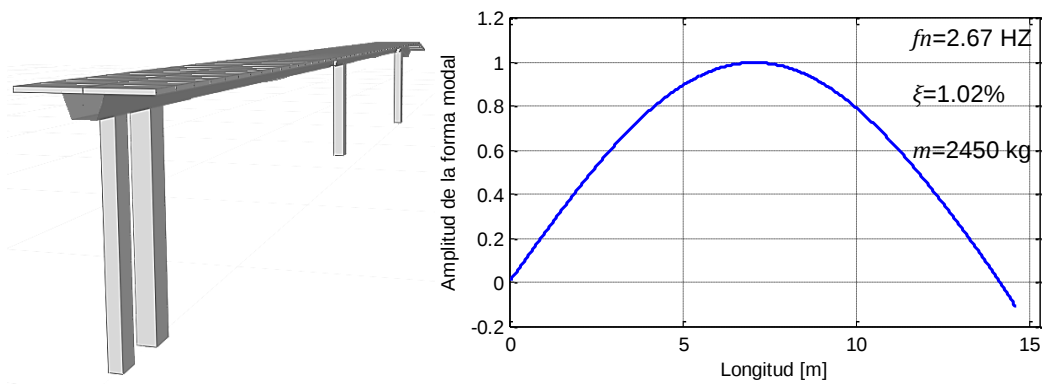


Figura 6-21. Propiedades modales puente tipo 7

La Figura 6-22 muestra la respuesta en aceleraciones para cada uno de los siete tipos de puentes peatonales; las líneas oscuras representan los datos experimentales y las líneas claras los datos de las simulaciones.

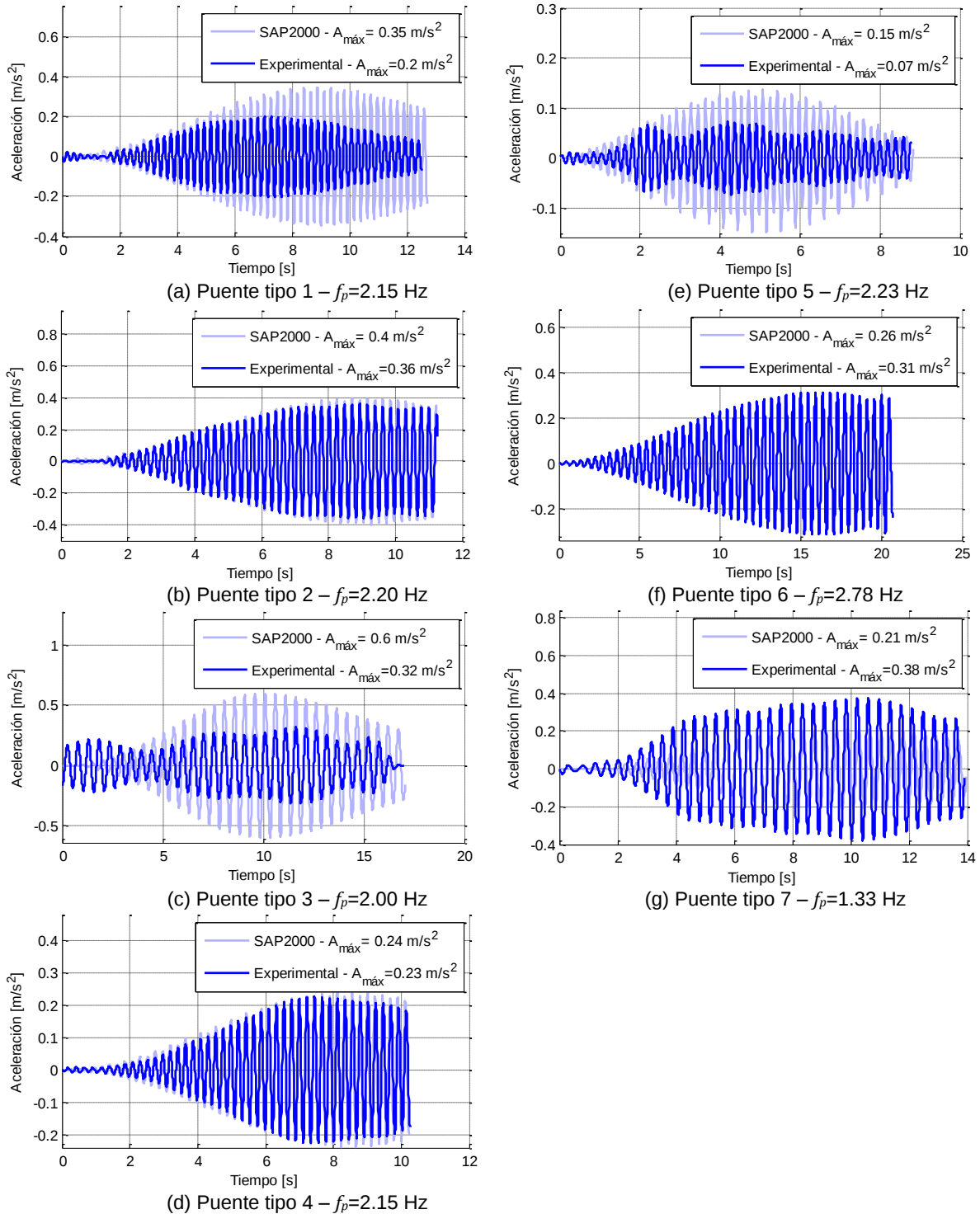


Figura 6-22. Datos experimentales vs simulación en SAP2000®

Aunque en cada caso ambas curvas se asemejan bastante para los primeros segundos del registro, existen pequeñas diferencias en la amplitud de esos primeros ciclos. En algunos casos la amplitud es ligeramente mayor para los



primeros segundos de los datos simulados mientras que en otros casos es mayor para los registros de campo.

La explicación para las diferencias observadas entre los primeros segundos de las simulaciones y los datos experimentales, es que tal vez se usaron parámetros inadecuados en las simulaciones. Debe ser dicho que parámetros como la frecuencia natural del puente, frecuencia de paso, longitud de paso, peso del peatón, factores de carga dinámica y razón de amortiguamiento son bastante confiables, bien establecidos y controlados. El único parámetro restante es la masa modal de la luz de estudio. Al realizar los levantamientos estructurales, infortunadamente no se lograron determinar con exactitud los espesores de tubos de acero en el caso de estructuras metálicas, y en otros casos fue imposible medir con exactitud la sección transversal de algunos elementos.

Para hacer comparable los resultados experimentales con las simulaciones es necesario que este parámetro sea modificado. Mediante el uso del software MATLAB[®] se puede lograr esto, representando numéricamente la respuesta de la estructura de acuerdo con los parámetros definidos para cada caso específico y realizando iteraciones hasta obtener buena concordancia en las amplitudes. La masa modal usada en cada caso es mostrada en la Figura 6-15 hasta la Figura 6-21. La Figura 6-23 muestra la comparación de la respuesta en aceleraciones para los resultados experimentales y los resultados simulados mediante el software MATLAB[®] para cada uno de los puentes analizados en la Figura 6-22.

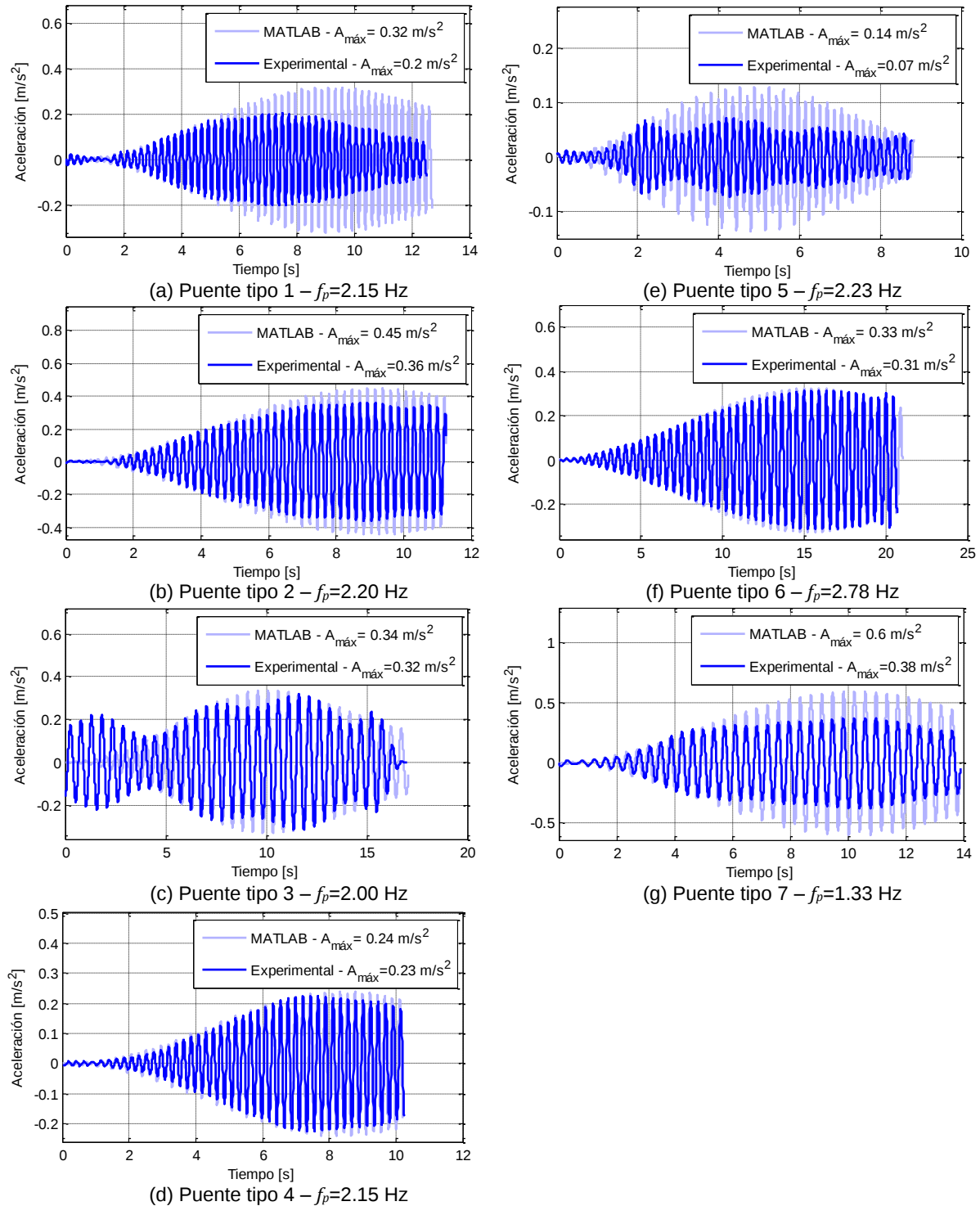


Figura 6-23. Datos experimentales vs simulación en MATLAB®

A excepción del puente tipo 3, el común denominador en todas las simulaciones es que la parte inicial de la curva de aceleraciones es idéntica a la curva experimental, sin embargo, después de cierto número de ciclos estas curvas tienden a diferir, sucediendo en todos los casos que los datos simulados tienen

valores de amplitudes mayores que los experimentales. Como se mencionó anteriormente estas diferencias se pueden atribuir a imperfecciones en el caminar humano (ya que esta es una actividad en gran medida estocástica con variables que se encuentran dispersas dentro de un ancho de banda), pero también a que existen diferencias en el caminar de una persona sobre una superficie rígida a sobre una superficie móvil, aún con la ayuda de un metrónomo.

Para el caso del puente tipo 3, la diferencia en las amplitudes para los primeros ciclos puede ser explicada de dos maneras. Primero, debido al flujo de personas durante los ensayos, probablemente las aceleraciones medidas están superpuestas con la respuesta generada por el paso de una persona instantes antes de iniciar el registro de aceleraciones. La segunda explicación es que la respuesta de este tipo de puentes no está gobernada por un solo modo de vibración. Aunque ambas explicaciones pueden ser válidas, la segunda entra en concordancia con lo que sugieren diferentes autores y guías de diseño, al no permitir el uso de procedimientos simplificados para la evaluación de aceleraciones en puentes atirantados o puentes colgantes.

Las aceleraciones pico encontradas para las simulaciones revelan que al simular cargas perfectamente periódicas, en promedio, la respuesta experimental se sobreestima un 37%, con un máximo de 100% en el caso del puente tipo 5 como lo muestra la Tabla 6-6. Debe aclararse que se observaron mayores diferencias entre las respuestas simuladas y las experimentales principalmente cuando se caminó a la mitad de la frecuencia natural de la estructura, ya que al generarse variaciones en la frecuencia de paso por parte del sujeto de prueba, la variación de la frecuencia para el segundo armónico de carga es del doble, y por lo tanto se genera mayor dispersión de la energía concentrada en el segundo armónico de carga.

Puente tipo	Experimental $A_{\text{máx}}$ [m/s ²]	Simulación $A_{\text{máx}}$ [m/s ²]	% Diferencia
1	0.20	0.32	60%
2	0.36	0.45	25%
3	0.32	0.34	6%
4	0.23	0.24	4%
5	0.07	0.14	100%
6	0.31	0.33	6%
7	0.38	0.60	58%

Tabla 6-6. Aceleraciones máximas experimentales y simuladas

6.6 Modelado de la interacción humano-estructura

Las imperfecciones en el caminar humano hacen que la respuesta en resonancia de una estructura ante este tipo de cargas sea menor que cuando éstas se



modelan como cargas perfectamente periódicas. Este efecto puede ser modelado como un incremento en el amortiguamiento de la estructura a través del tiempo. Así, introduciendo esta variable en la ecuación (2-1), se tiene que

$$a(t) + 2(\xi + \xi(t))(2\pi f_n) v(t) + (2\pi f_n)^2 d(t) = \frac{p(t)}{m} \quad (6-4)$$

Para obtener el amortiguamiento adicional generado en función del tiempo se realizaron iteraciones para cada una de las simulaciones. En cada instante donde la respuesta simulada y la experimental comenzaron a diferir, se introdujo un valor de amortiguamiento adicional hasta que hubiera buena concordancia entre ambas curvas. La Figura 6-24 muestra gráficamente el amortiguamiento total generado por una persona para cada una de las simulaciones realizadas, obteniendo como valor medio un amortiguamiento adicional de 45.69% y en el caso de los puentes tipo 1 y tipo 5, amortiguamiento adicional por encima del 80%. La interpretación física de este fenómeno, además de la imperfección en el caminar humano, es intuitiva para cualquier persona que haya caminado sobre un puente con grandes vibraciones, en donde los movimientos verticales de la estructura se oponen al movimiento del pie, generando un efecto de golpeteo entre la losa del puente y el pie del peatón.

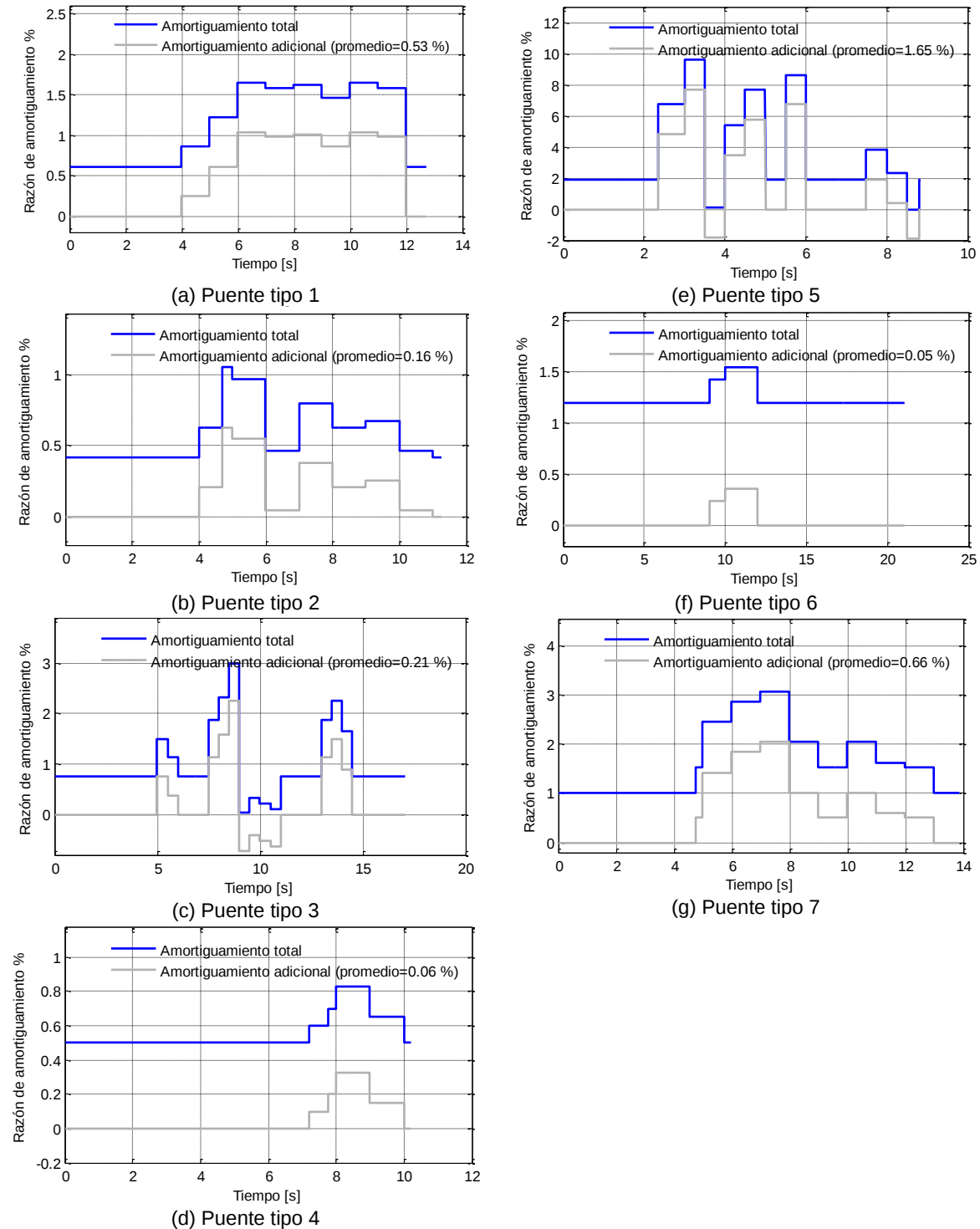


Figura 6-24. Amortiguamiento adicional en función del tiempo para una persona caminando

Puede entonces decirse que verticalmente los peatones actúan similarmente a amortiguadores activos, oponiéndose al movimiento de la estructura, diferente de cuando se trata de vibraciones horizontales, en donde los peatones pueden llegar

a afectar el sistema en forma de “amortiguamiento negativo” (amplificación) [1] [5] [9] [17] [18].

6.7 Aceleración pico producida por el paso de una persona

Diferentes normas se basan en la respuesta máxima generada por el paso de un peatón en perfecta resonancia para evaluar el servicio ante vibraciones de puentes peatonales, ya que esto da una buena idea de la sensibilidad de la estructura ante cargas dinámicas. Esta repuesta a menudo se calcula mediante factores de amplificación que están en función de la luz y la razón de amortiguamiento de la estructura. Tomando únicamente el armónico de carga que afecta directamente la frecuencia natural del sistema y conociendo que la variación de la fuerza generada por el paso de una persona sobre una luz está influenciada por la forma modal fundamental, para una luz con ambos extremos simplemente apoyados se tiene que

$$a(t) + 2\xi(2\pi f_n) v(t) + (2\pi f_n)^2 d(t) = \frac{\alpha_i W_p}{m} \text{sen}(2\pi i f_n) \text{sen}\left(\frac{\pi f_p l_p t}{L}\right) \quad (6-5)$$

El lado derecho de la ecuación puede ser escrito como

$$\frac{\alpha_i W_p}{2m} \left[\cos\left[\left(2\pi i f_p - \frac{\pi f_p l_p}{L}\right)t\right] - \cos\left[\left(2\pi i f_p + \frac{\pi f_p l_p}{L}\right)t\right] \right] \quad (6-6)$$

Asumiendo linealidad en el comportamiento del sistema, se puede usar el principio de superposición, determinando la respuesta individual del sistema ante cada carga armónica y posteriormente sumando ambas respuestas algebraicamente.

La respuesta en desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con condiciones iniciales iguales a cero, sometido a una carga armónica está dada por

$$d(t) = e^{-\xi 2\pi f_n t} (A \cos(2\pi f_r t) + B \text{sen}(2\pi f_r t)) + C \text{sen}(2\pi f_e t) + D \cos(2\pi f_e t) \quad (6-7)$$

Donde f_e es la frecuencia de excitación. A , B , C y D son constantes definidas a continuación

$$D = \pm \frac{\alpha_i W_p}{2m} \frac{-2\xi(f_e/f_n)}{[1 - (f_e/f_n)^2]^2 [2\xi(f_e/f_n)]^2} \quad (6-8)$$

$$C = \pm \frac{\alpha_i W_p}{2m} \frac{1 - (f_e/f_n)^2}{[1 - (f_e/f_n)^2]^2 [2\xi(f_e/f_n)]^2} \quad (6-9)$$

$$A = -D \quad (6-10)$$

$$B = \frac{A \xi f_n - f_e C}{f_d} \quad (6-11)$$

Derivando dos veces la ecuación (6-7), se tiene que la respuesta en aceleraciones está dada por

$$a(t) = (2\pi f_r)^2 e^{-\xi 2\pi f_n t} (A \cos(2\pi f_r t) + B \sin(2\pi f_r t)) - (2\pi f_e)^2 (C \sin(2\pi f_e t) - D \cos(2\pi f_e t)) \quad (6-12)$$

Es necesario aclarar que para realizar la superposición de respuestas, la frecuencia de excitación, f_e , para cada carga armónica en la ecuación (6-6) es

$$f_{e1} = 2 \pi i f_p - \frac{\pi f_p l_p}{L} \quad f_{e2} = 2 \pi i f_p - \frac{\pi f_p l_p}{L} \quad (6-13)$$

Las ecuaciones (6-5) a (6-13) permiten evaluar de manera más precisa la respuesta máxima generada por el paso de un peatón, evitando así el uso de factores de amplificación que generan incertidumbre en los cálculos. La Figura 6-25 muestra la comparación gráfica entre la respuesta simulada mediante MATLAB®, aplicando la metodología empleada en la sección 6.5 y la respuesta obtenida aplicando las ecuaciones (6-5) a (6-13) (ver Anexo A), obteniendo el mismo valor de aceleración pico en ambos casos.

Debe ser dicho que la metodología propuesta mediante las ecuaciones (6-5) a (6-13) es exclusiva de este documento y lleva a resultados similares a los que llevaría las ecuaciones presentadas en [29].

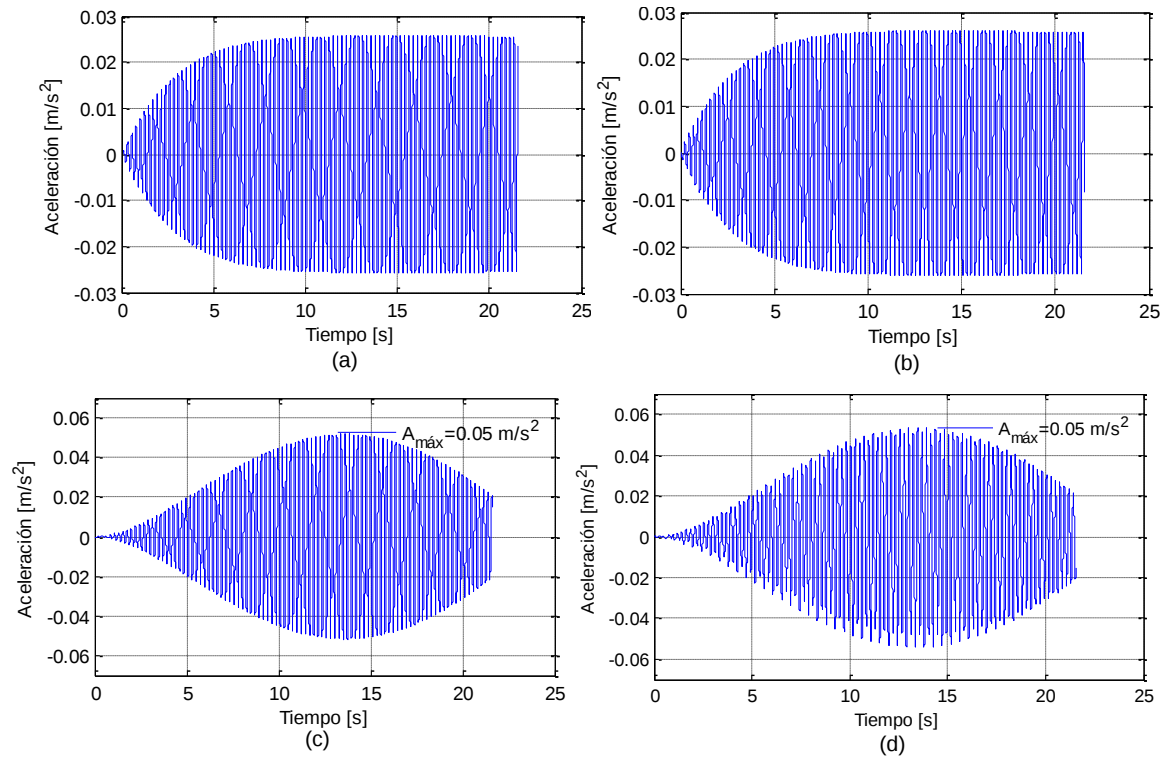


Figura 6-25. Simulación numérica mediante MATLAB® – (a) respuesta del sistema para f_{e1} – (b) respuesta del sistema para f_{e2} – (c) suma algebraica de (a) y (b) – (d) respuesta del sistema aplicando la metodología usada en la sección 6.5 .

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Aunque 16 de los 19 puentes peatonales estudiados poseen por lo menos una luz con frecuencia natural vertical por debajo de 5 Hz (límite establecido por la NSR-10), para los registros ambientales (mientras la estructura está en servicio), ninguno de estos puentes superó los límites de aceleraciones máximas establecidos por las normas ISO10137, Bro 2004, BS5400 o el Eurocódigo.

Es necesario, pues, que el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente tenga en cuenta el efecto dinámico de las cargas vivas, diferenciando entre los diferentes tipos de estructuras y generando límites con los cuales evaluar el servicio de éstas ante vibraciones, más allá de fijar un valor máximo para frecuencias naturales verticales, además, permitiendo la predicción del comportamiento dinámico de la estructura en la etapa de diseño.

Los diferentes códigos y guías de diseño ante vibraciones que existen actualmente establecen criterios de servicio ligados a aceleraciones máximas. Sin embargo, los resultados de aceleraciones máximas obtenidos para los registros tomados con los puentes peatonales en servicio, llevan a pensar que las aceleraciones pueden no ser el único criterio para evaluar el servicio ante vibraciones en puentes peatonales. Se recomienda por lo tanto realizar investigaciones que permitan establecer criterios de servicio adicionales, como límites de desplazamientos dinámicos o velocidades.

Los resultados de caminatas individuales con frecuencia de paso igual a la frecuencia natural vertical del puente o a la mitad de esta frecuencia muestran que los límites establecidos por estos códigos pueden no ser suficientes, o que esta condición de carga puede no ser representativa para evaluar el servicio de la estructura ante vibraciones, por lo tanto es necesario, además de establecer valores de aceleraciones límites, generar además rangos de confort dependiendo del nivel de servicio deseado.

Para las simulaciones de personas caminando sobre los diferentes tipos de puentes peatonales realizadas mediante el software SAP2000® y MATLAB®, se observaron diferencias con los resultados experimentales después de cierto número de ciclos, estas diferencias se modelaron como amortiguamiento adicional variable en el tiempo.

Para puentes peatonales con apoyos simples y de sección transversal constante se obtienen buenos resultados al evaluar analíticamente las vibraciones causadas por un peatón caminando en perfecta resonancia, esto, tomando únicamente el armónico de carga que afecta directamente la frecuencia natural del puente.



Las diferencias entre los resultados experimentales y las simulaciones realizadas, muestran que la situación de carga planteada por algunos códigos y guías de diseño internacionales para evaluar la aceleración máxima producida por el paso de un peatón, no representa una situación típica de carga ya que no es posible que una persona genere cargas perfectamente periódicas.

Aunque en la etapa de diseño evaluar la respuesta de un puente peatonal ante la carga producida por el paso de un peatón en perfecta resonancia da una buena idea de la sensibilidad de estas estructuras ante las cargas producidas por personas, sobre un puente peatonal estas cargas están determinadas por el flujo de los peatones. Es por lo tanto más realista diseñar estas estructuras teniendo en cuenta el efecto producido por grupos de personas. Se propone que mediante la modelado de estas cargas, usando distribuciones de probabilidad adecuadas para variables como la longitud y frecuencia de paso, factores de carga dinámica, peso de la persona y densidad de personas por unidad de área entre otros, se determinen los parámetros necesarios para estimar la respuesta dinámica ante grupos de personas.

Si bien la excitación deliberada de puentes peatonales es poco común, es recomendable tener en cuenta sus efectos en el diseño de puentes peatonales cercanos a sitios de gran concentración de personas como estadios, coliseos, etc. Esto debido a las altas aceleraciones registradas en los ensayos de excitación deliberada. Una primera opción para tener en cuenta estos efectos es evitando frecuencias naturales cercanas a las posibles frecuencias de excitación de las personas. Otra opción es mediante la generación de amortiguamiento adicional por medio de dispositivos de control.

Es necesario ampliar los estudios en cuanto a la variación de las propiedades dinámicas de puentes peatonales con personas en movimiento, no solo para una persona sino para grupos de personas, caracterizando así las diferentes variables que intervienen en la variación de estas propiedades, permitiendo mayor precisión al momento de evaluar la respuesta dinámica de la estructura ante grupos de personas.



8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Zivanović, S. Pavic, A. (2005) . "Vibration Serviceability of Footbridges a Under Human-Induced Excitation - A Literature Review", Journal of Sound and Vibrations, pp. 1-74.
- [2] Zivanović, S. Pavic, A. Reynolds, Paul. (2005). "Human Structure Dynamic Interaction in Footbridges," Institution of Civil Engineers, pp. 165-177.
- [3] AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente - NSR-10". Bogotá, Colombia.
- [4] HIVOSS. (2009). "Design of Footbridges". Porto, Portugal.
- [5] Newland, D.E. (2004). "Pedestrian Excitation of Bridges" Journal of Mechanical Engineering Science, vol. 218, pp. 477-492.
- [6] da Silva , J.G.S, Vellasco, P.C.G. (2007). "Vibration Analysis of Footbridges due to Vertical Human Loads", Computer & Structures, pp. 1693-1703.
- [7] ARUP. (2009). "Human Footfall Induced Vibrations - Second Edition". Londres, Inglaterra.
- [8] SÉTRA. (2006). "Assessment of Dynamic Behaviour of Footbridges Under Pedestrian Loading". París, Francia.
- [9] Hauksson, F. (2005). "Dynamic Behaviour of Footbridge to People Induce Vibrations". Lund, Suecia.
- [10] EL MUNDO. (2009). "Puente de la Macarena Sí Resiste", EL MUNDO.
- [11] EL TIEMPO. (1998). "Puente de bazurto fue Cerrado", EL TIEMPO.
- [12] Salazar, A. (2008). "Se Movía Como Gelatina", EL MUNDO.
- [13] Zapata, G. (2009). "Le Quitarán Vibración al Puente Peatonal de la Macarena", El Colombiano.
- [14] Bermudez, J. (1999). "Qué Falló en el Puente", EL TIEMPO.
- [15] EL TIEMPO. (1999). "Se Desplomó Otro Puente", EL TIEMPO.



- [16] AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1998). “Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98”. Bogotá, Colombia.
- [17] Brownjohn, J. Zivanovic, S. Pavic, A. (2008). "Crow Dynamic Loading on Footbridges", Porto, Portugal.
- [18] Zivanović, S. Pavic, A. Ingólfsson, E. (2010). "Modelling Spatially Unrestricted Pedestrian Traffic on Footbridges", Journal of Structural Engineering, vol. 136, no. 10, pp. 1296-1308.
- [19] Zivanović, S. Pavic, A. Reynolds, P. (2007). "Probability Based Estimation of Footbridge Vibration due to Walking".
- [20] Zivanović, S. Pavic, A. Reynolds, P. (2011). "Quantification of Dynamic Excitation Potential of Pedestrian Population Crossing Footbridges", Shock and Vibrations, vol. 18, no. 4, pp. 563-577.
- [21] Wan, K. Zivanović, S. Pavic, A. (2009). "Design Spectra for Single Person Loading Scenario on Footbridges". Orlando, E.E.U.U.
- [22] Gudmundsson, G. Ingólfsson, E. (2008). "Serviceability Assessment of Three Lively Footbridges in Reykjavik". Reykjavik, Islandia.
- [23] Figueiredo, F.P. J.G.S. da Silva, L.R.O. (2007). "A Parametric Study of Footbridge Under Pedestrian Walking Loads". Engineering Structures, pp. 605-615.
- [24] Pimentel R. (2011). "Loads due to Groups for Vibration Serviceability of Footbridges". Brasil.
- [25] Tigli, O. "Serviceability Criteria for Footbridges based on International Standards and Published Research".
- [26] ISO 10137. (2007). “Bases for Design of Structures - Serviceability of Buildings and Walkways Against Vibrations”. Ginebra, Suiza.
- [27] Venuti, F. Bruno, L. (2011). "Pedestrian Loads and Dynamic Performances of Lively Footbridges: an Overview on Measurement Techniques and Codes of Practice", Civil Structure Health Monitoring 2 Workshop, Taormina, Italia.
- [28] Zivanović, S. Dáz, I.M. Pavic, A. (2009). "Influence of Walking and Standing



Crowds on Structural Dynamic Properties". Orlando, E.E.U.U.

- [29] Zivanović, S. (2008). "Vibration Serviceability of a Footbridge Under Vertical Pedestrian Load".
- [30] Elsa, C. Cunha, A. Moutinho, C. (2011). "Vandal Loads and Induced Vibrations on a Footbridge", Journal of Bridge Engineering, vol. 16, no. 3, pp. 375-382.
- [31] AISC. (2003). "Floor Vibrations due to Human Activity - Steel Design Guide Series 11". Chicago, E.E.U.U.
- [32] BRITISH STANDARD. (2006). "Steel, concrete and composite bridges - Part 2: Specifications for loads - Annex B".

ANEXO A

SIMULACIÓN NUMÉRICA MEDIANTE MATLAB®

```
%-----  
% Solución de un sistema de un grado de libertad  
% Método de diferencias centrales  
% Jhon Anderson Sanchez Vargas  
% 14-05-2012  
%-----  
clc, clear all, close all  
% Parámetros iniciales  
Wp=745.56; %Peso de la persona [N]  
fp=2.2; % Frecuencia de paso [Hz]  
fn=4.4; % Frecuencia natural [Hz]  
L=37; % Longitud de la luz de estudio [m]  
lp=0.78; % Longitud de paso [m]  
z=0.0119; % Razón de amortiguamiento  
m=35500; % Masa modal [kg]  
h=0.001; % Paso de cálculo  
t=0:h:L/(lp*fp); %Tiempo de recorrido de una luz [s]  
modo(2,:)=sin(pi*fp*lp*t/L); % Forma modal viga simplemente apoyada  
modo(1,:)=(0:L/(length(t)-1):L);  
  
%DLF Propuestos por Young en 2001  
  
alpha1=0.37*(fp-0.95);  
alpha2=0.054+0.0044*fp;  
alpha3=0.026+0.0050*fp;  
alpha4=0.010+0.0051*fp;  
  
%Carga en series de Fourier  
  
p=Wp+Wp*(alpha1*sin(2*pi*1*fp*t)+alpha2*sin(2*pi*2*fp*t-pi/2)+...  
    alpha3*sin(2*pi*3*fp*t-pi/2)+alpha4*sin(2*pi*4*fp*t-pi/2));  
  
% Parámetros para la ecuación modal de movimiento  
  
c=2*z*2*pi*fn*m; % Amortiguamiento [N*m/s]  
k=(2*pi*fn)^2*m; % Rigidez [KN/m]  
p=(modo(2,:).*p); % Función de carga  
up=0; % Velocidad inicial  
des(2)=0; % Desplazamiento inicial  
u2p=(p(1)-c*up-k*des(2))/m; % Aceleración inicial  
des(1)=des(2)-h*up+h^2*u2p/2; % Punto anterior  
  
% Constantes  
  
K_=m/h^2+c/(2*h);  
a=m/h^2-c/(2*h);  
b=k-2*m/h^2;
```



```
% Cálculo para cada ciclo

for i=2:length(p)-1
    pi_(i)=p(i)-a*des(i-1)-b*des(i);
    des(i+1)=pi_(i)/K_;
    acel(i)=(des(i+1)-2*des(i)+des(i-1))/h^2;
end

% Gráficas

subplot(2,1,1), plot(t(1:length(t)-1),acel)
grid on
xlabel('Tiempo [s]')
ylabel('Aceleración [m/s^2]')
legend(['A_m_á_x=' num2str(round(max(abs(acel))*100)/100) ' m/s^2'])
subplot(2,1,2), plot(modo(1,:),modo(2:,:), 'linewidth',2)
grid on
xlabel('Longitud [m]')
ylabel('Amplitud de la forma modal')
```