

**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ALTERNATIVAS PARA MITIGAR EXCESIVAS  
VIBRACIONES EN PUENTES PEATONALES**

**Por**

**JOSE GERARDO RANGEL BANDA**

**Como requisito parcial para obtener el Grado de  
MAESTRIA EN CIENCIAS con especialidad en  
Ingeniería Estructural**

**Junio 2018.**

**ALTERNATIVAS PARA MITIGAR EXCESIVAS  
VIBRACIONES EN PUENTES PEATONALES**

**MAYO DE 2018**

## INDICÉ

<b>CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>7</b>
1.1 Antecedentes.....	7
1.2 Casos .....	8
1.3 Objetivo.....	10
<b>CAPITULO 2. DINAMICA DE PUENTES PEATONALES</b> .....	<b>12</b>
2.1 Estructuras de un grado de libertad (1GL).....	12
2.2 Estructura de múltiples grados de libertad (GL).....	15
2.3 Cargas dinámicas inducidas por el andar de las personas.....	15
2.3.1 Cargas Verticales .....	16
2.3.2 Cargas Horizontales .....	18
2.3.3 Carga debido a grupos y multitud de personas.....	19
2.3.4 Fenomeno de sincronia lateral y vertical.....	20
2.4 Modelado de cargas. ....	23
2.4.1 Modelo de cargas periódico .....	23
2.4.2 Modelo de cargas de Dallard.....	25
2.4.3 Modelo de cargas de Nakamura .....	27
<b>CAPITULO 3. ESPECIFICACIONES, NORMATIVAS Y REGLAMENTOS</b> .....	<b>30</b>
3.1 American Institute Of Steel Construction (AISC).....	30
3.2 British Standards (BS) 5400 .....	35
3.3 Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal .....	36
3.4 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO –LRFD) Especificaciones para el diseño de puentes peatonales.....	37
3.5 Eurocode EN1990: Bases para el diseño estructural .....	37
3.6 International Standarization Organization 10137 (ISO) .....	39
3.7 service d’Études techniques des routes et autoroutes (Sétra).....	¡Error! Marcador no definido.
3.8 Human Induced Vibration Of Steel Structure .....	43
3.9 Comparativa.....	45

<b>CAPITULO 4. ANALISIS DE LA ACELERACIÓN VERTICAL POR MEDIO DE LAS GUIAS DE DISEÑO DEL SETRA.....</b>	<b>48</b>
4.1 Metodología de análisis dinámico de un puente peatonal. ....	48
4.1.1 Etapa 1: Determinación de la clase de puente peatonal.....	49
4.1.2 Etapa 2: Elección del nivel de comodidad por el propietario. ....	50
4.1.3 Etapa 3: Determinación de frecuencias y la necesidad del cálculo de la carga dinámica o no. ....	51
4.1.4 Etapa 4: Si es necesario, cálculo de la carga dinámica .....	52
4.1.5 Etapa 5: Modificación del proyecto.....	57
4.2 Evaluación de la aceleración debido a la variación de su longitud .....	62
4.2.1 Datos introducidos para la evaluación. ....	62
4.2.2 Clasificación del nivel de tráfico en el puente.....	62
4.2.2 Resultados .....	63
4.3 Conclusión .....	63
<b>CAPITULO 5. METODOS PARA MITIGAR VIBRACIONES .....</b>	<b>63</b>
5.1 Incremento de la rigidez .....	65
5.2 Incremento de amortiguamiento .....	66
5.2.1 Sintonizadores de masa .....	66
5.2.2 Sintonizadores de líquidos .....	73
<b>CAPITULO 6. CASO DE ESTUDIO A: PUENTE PEATONAL ACCESO NORTE A ESTADIO.....</b>	<b>73</b>
6.1 Descripción del caso .....	73
6.2 Problemática en el proyecto .....	77
6.3 Instrumentación del puente.....	77
6.4 Análisis de los datos obtenidos.....	79
6.5 Solución .....	98
<b>CAPITULO 7. CASO DE ESTUDIO B: PUENTE PEATONAL PARA ACCESO ENTRE PROYECTO MULTIPLE UNIDADES DE NEGOCIO Y EDIFICIO DE TIENDA DEPARTAMENTAL.....</b>	<b>100</b>
7.1 Descripción del caso .....	100
7.2 Geometría del puente.....	101
7.3 Problemática del proyecto .....	104

7.4 Instrumentación del puente.....	105
7.5 Análisis de los datos obtenidos.....	108
7.6 Solución .....	110
<b>CAPITULO 8. CONCLUSIONES .....</b>	<b>111</b>
8.1 El Resumen .....	111
8.2 Conclusiones .....	111
8.3 Trabajos futuros .....	113
<b>9-. Referencias .....</b>	<b>114</b>

# Capítulo 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

Una estructura aparte de dar refugio debe garantizar confianza y comodidad en sus usuarios. El comportamiento de las estructuras bajo cargas estáticas ha estado relacionado a la sensibilidad de las personas ante las deformaciones que se presentan, sin embargo recientemente se ha visto que la percepción humana a ciertos movimientos y/o fuerzas puede generar incomodidad.

Con el paso del tiempo factores como el desarrollo de procedimientos constructivos, el encarecimiento de los materiales de construcción, mano de obra y el ahorro de los costos finales de las obras ha generado una tendencia en el diseño en nuestro caso de estudio puentes peatonales, como el empleo de cubrir claros mayores con la utilización de estructuras más ligeras y flexibles, dando como consecuencia la disminución de rigidez y de masa, esto nos lleva a frecuencias naturales menores que resultan en una mayor sensibilidad a cargas dinámicas que a menudo coinciden con la frecuencia del andar de las personas, ocasionando vibraciones que producen desplazamientos, esto pone en riesgo la estabilidad de la estructura y por consecuencia la comodidad del usuario.

Casos como el del puente Milenio en Londres que a dos días de su inauguración en el año 2000 tuvo que ser cerrado para realizar modificaciones debido a este problema, han demostrado la importancia de tomar en cuenta los fenómenos ocasionados por el andar de multitudes de peatones.

Y así como el puente Milenio se encuentran un buen número de estructuras en la actualidad que carecen de un adecuado diseño para la previsión de este fenómeno de resonancia por pequeñas vibraciones.

Ahora con mayor razón se puede presentar este fenómeno si en la reglamentación o normativas no se cuenta con un procedimiento detallado o guía para clasificar la sensibilidad o el confort de los usuarios, tomando solo consideraciones estáticas que pueden ser susceptibles a vibraciones horizontales y/o verticales. Es por eso que se presenta la necesidad de usar un método para poder revisar de manera precisa el comportamiento dinámico de una estructura en este caso de un puente peatonal ante las vibraciones causadas por la actividad humana.

Los puentes peatonales son un factor de modernidad y desarrollo para cualquier actividad económica y social. En nuestro país este tipo de estructuras es un medio de comunicación que se utiliza para transportar pocas o una gran multitud de personas de un lugar a otro, tanto en pequeñas poblaciones como en las grandes ciudades.

## 1.2 Casos

Existen algunos casos sobre puentes peatonales que han experimentado un exceso de vibraciones horizontales, verticales o ambas debido al andar de una multitud de peatones. El caso más mencionado es el Puente Milenio en Londres, fabricado a base de estructura metálica conformado por tres secciones de 81 m, 144 m y 108 m resultando en 325 m con un ancho de calzada de 4 m que cruzan el río Támesis en la ciudad de Londres, Inglaterra. El diseño del puente fue elegido por concurso, en 1996 por el concilio de Southwark. El diseño ganador fue muy innovador, debido a las restricciones de peso, y para mejorar la vista. Ver fig. 1.1. El puente fue abierto al público el 10 de junio del 2000 y durante la apertura cruzaron entre 80,000 y 100,000 peatones, lo que resulta una densidad de 1.3 a 1.5 personas por metro cuadrado (ROBERTS, 2003).



**Figura 1.1: Puente milenio, Londres, Inglaterra.**

El puente experimentó vibraciones horizontales inducidas por el caminar de los peatones tomando las siguientes lecturas, en el lado sur frecuencias de 0.8 Hz y en el claro central frecuencias de 0.5 Hz a 0.9 Hz, las observaciones mostraron que en el claro central sufrió un desplazamiento lateral de 70 mm, esto generó por parte de las autoridades un cierre después de su apertura con el fin de investigar las causas posibles y diseñar su solución.

<sup>[8]</sup>Uno de los primeros puentes que informó incidencias de vibraciones horizontales

excesivas debido al caminar de peatones ocurrió en el puente del parque Toda en la ciudad de Toda, Japón (International Database and Gallery of Structures, 2005). El puente es atirantado y se terminó de construir en 1989 presentó una frecuencia de aproximadamente 0.9 Hz, aunque no parece ser una amplitud grande algunos peatones se sentían incómodos e inseguros (Nakamura,2002 y 2004) Ver Figura 1.2.



**Figura 1.2: Puente del parque Toda en Toda, Japón.**

Otro caso que presentó vibraciones horizontales fue el puente Solferino en París ahora llamado Puente peatonal Léopold Sédar Senghor que está ubicado sobre el río Sena que une dos distritos de París, Francia. Ver Fig. 1.3. La estructura consiste en un arco de un solo claro muy abierto que permite el paso tanto por el propio arco como por el tablero. Ambos elementos están unidos por una serie de tirantes rígidos y se unen en la zona central del arco. Presenta una longitud total de 106 m y un ancho de 20 m, y en su construcción se empleó el acero como elemento estructural y maderas exóticas para el pavimento y los acabados.



**Figura 1.3: Puente Léopold Sédar Senghor, París, Francia.**

La estructura presentó oscilaciones laterales inmediatamente después de su inauguración en diciembre de 1999, lo que dio lugar a la necesidad de investigar y estudiar el comportamiento de los puentes bajo carga producida por el andar de los peatones.

Hoy en día se acepta que la vibración producida por las cargas inducidas por el andar de los peatones es más un problema de capacidad de servicio que de seguridad. Esto debido a que los peatones son muy sensibles a las vibraciones lo que provoca problemas de comodidad, las vibraciones podrían no ser tan importantes para dañar la misma estructura, sin embargo no se puede descartar la posibilidad.

Es evidente que el problema de vibraciones laterales producidas por el andar de los peatones se ha producido en diferentes tipos de estructuras, desde en puentes suspendidos tensados por cables, así como de diferentes materiales como acero, concreto reforzado, concreto pretensado, entre otros.

### **1.3 Objetivo de la tesis**

El objetivo principal de esta tesis es encontrar alternativas de solución para mitigar vibraciones excesivas en puentes peatonales, con la aplicación de dos casos de estudio; Caso A: puente peatonal acceso norte al Estadio. Caso B: Puente peatonal para conexión entre pabellón M y Edificio de Tienda departamental. Prestando especial atención a las respuestas de la estructura debido a las cargas dinámicas inducidas por grupos o multitudes de personas, que pueden conducir a la sincronización de un porcentaje de las personas.

El trabajo se divide en los siguientes apartados:

- a) Estudio de las cargas dinámicas inducidas por los peatones.
- b) Comparación de los criterios de diseño y modelado de carga Europa, Gran Bretaña y Suecia.
- c) Análisis dinámico del Puente y un estudio de parámetros tales como la sincronización de peatones, masa y estructura del puente.
- d) Estudio de las soluciones disponibles a problemas de vibraciones y mejoras de diseño de procedimientos.

El objetivo es plantear alternativas de solución para mitigar vibraciones en puentes peatonales y definir la mejor alternativa.

## Capítulo 2

### DINAMICA DE PUENTES PEATONALES

#### 2.1 Estructuras de un grado de libertad (1GL)

La dinámica estructural describe el comportamiento de una estructura debido a las cargas dinámicas. Las cargas dinámicas se aplican a la estructura como una función del tiempo, lo que resulta en respuestas diferentes (por ejemplo, desplazamientos, velocidades y aceleraciones) de la estructura.

Para obtener las respuestas del comportamiento de la estructura se realiza un análisis dinámico con el objetivo de resolver la ecuación de equilibrio entre la fuerza de inercia, de apoyo y la fuerza de la rigidez junto con la fuerza aplicada externamente.

$$f_I + f_D + f_S = f(t) \quad (2.1)$$

Donde  $f_I$  es la fuerza de inercia de la masa y se relaciona con la aceleración de la estructura por  $f_I = m\ddot{u}$ ,  $f_D$  es la fuerza de amortiguamiento y se relaciona con la velocidad de la estructura por  $f_D = c\dot{u}$ ,  $f_S$  es la fuerza elástica ejercida sobre la masa y se relaciona con el desplazamiento de la estructura de  $f_S = ku$ , donde  $k$  es la rigidez,  $c$  es el amortiguamiento y  $m$  es la masa del sistema dinámico. Adicional  $f(t)$  es la forma externa de la fuerza aplicada (Maguire, J.R. & Wyatt, T.A., 2002).

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación 2.1 de la ecuación del movimiento

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad (2.2)$$

Las vibraciones inducidas por los peatones son un tema principalmente de capacidad de servicio (Zivanovic, pavic & Reynolds, 2005). Por lo tanto se supone que las estructuras responden linealmente a las cargas aplicadas y la respuesta dinámica se puede encontrar mediante la resolución de esta ecuación de movimiento.

Dos modelos dinámicos diferentes se presentan en las siguientes secciones. En el primero la estructura se modela como un sistema con un grado de libertad (1GL) y se presenta una técnica de solución para las ecuaciones del sistema y posteriormente la estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad (GL). El análisis modal se presenta como una técnica para determinar las características dinámicas básicas del sistema GL.

## Modelo 1GL

En esta sección se introduce el análisis de los sistemas de un grado de libertad generalizada. Primero la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad con masa distribuida y rigidez es formulada.

Después se presenta un método numérico paso a paso por tiempos para la solución de esta ecuación. Se observa que el análisis solo proporciona resultados aproximados para los sistemas con masa distribuida y rigidez.

### Ecuación de movimiento

Un sistema que consta de una viga simple con masa distribuida y rigidez puede cambiar en una variedad infinita de formas. Al restringir las deformaciones de la viga a una función de forma única  $\psi(x)$  que se aproxima al modo de vibración fundamental, es posible obtener resultados aproximados para la frecuencia natural más baja del sistema. Las deformaciones de la viga se dan por  $u(x, t) = \psi(x) z(t)$ , donde  $z(t)$  es la deformación de la viga en un lugar seleccionado.

Se puede generalizar que la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad es de la siguiente forma: 1GL-sistema

$$\tilde{m}\ddot{z} + \tilde{c}\dot{z} + \tilde{k}z = \tilde{f}(t) \quad (2.3)$$

Donde  $\tilde{m}$ ,  $\tilde{c}$ ,  $\tilde{k}$  y  $\tilde{f}(t)$  se define como la masa, amortiguamiento, rigidez y fuerza generalizada del sistema. Promover, la masa generalizada y rigidez puede ser calculada por las siguientes expresiones:

$$m = \int_0^L m(x)[\varphi(x)]^2 dx \quad (2.4)$$

$$k = \int_0^L EI(x)[\varphi''(x)]^2 dx \quad (2.5)$$

Donde  $m(x)$  es la masa de la estructura por unidad longitudinal,  $EI(x)$  es la rigidez de la estructura por unidad lineal y  $L$  es la longitud de la estructura (Chopra, 2001).

El amortiguamiento es usualmente expresado por una relación,  $\zeta$ , estimada por datos experimentales, experiencia y/o tomados de estándares. El amortiguamiento generalizado puede ser calculado de la expresión:

$$C = \zeta(2\tilde{m}\omega) \quad (2.6)$$

Donde  $\omega$  es la frecuencia natural de la estructura.

Una vez que las propiedades generalizadas  $\tilde{m}$ ,  $\tilde{c}$ ,  $\tilde{k}$  y  $\tilde{f}(t)$  son determinadas, la ecuación de movimiento (Ec. 2.3) puede ser resuelta para  $z(t)$  usando el método integral numeral. Finalmente, al asumir la función de forma  $\varphi(x)$ , los desplazamientos en todo tiempo y todo lugar del sistema es determinado por  $u(x,t) = \varphi(x)z(t)$  (Chopra, 2001)

### Análisis de Respuesta

El enfoque más general para la solución de la respuesta dinámica del sistema estructural es el uso de métodos numéricos en el tiempo paso a paso para la integración de la ecuación de movimiento. Esto implica, después la solución se define en el tiempo cero, un intento de satisfacer equilibrio dinámico en puntos discretos en el tiempo (Wilson, 1962).

Un método comúnmente utilizado para la integración numérica es el método de diferencia central, el cual es un método explícito.

Los métodos explícitos no implican la solución de un conjunto de ecuaciones lineales en cada paso. En lugar de ello, estos métodos utilizan el diferencial de ecuación en el momento  $t_i$  para predecir una solución en el momento  $t_{i+1}$  (Wilson, 1962).

El método de diferencia central se basa en una aproximación en diferencias finitas de la velocidad y la aceleración. Tomando medidas de tiempo constantes,  $i = Dt$ , las expresiones diferencia central de velocidad y aceleración en el tiempo  $t_i$  son

$$U_i = (U_{i+1} - U_{i-1}) / 2\Delta t \quad \text{y} \quad \ddot{u}_i = (u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}) / (\Delta t)^2 \quad (2.7)$$

Sustituyendo estas expresiones aproximadas por velocidad y aceleración en la ecuación de movimiento, Ec. 2.2, nos da:

$$m = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2} + c \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} + ku_i = f_i \quad (2.8)$$

donde  $u_i$  y  $u_{i-1}$  son conocidos de los tiempos de pasos. El desplazamiento desconocido al tiempo  $t_{i+1}$  puede ser calculado por:

$$u_{i+1} = \frac{\hat{f}t}{\hat{k}} \quad (2.9)$$

donde:

$$\hat{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (2.10)$$

Y

$$\hat{f}_i = f_i - \left[ \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right] u_{i-1} - \left[ k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \right] u_i \quad (2.11)$$

Esta solución al tiempo  $t_{i+1}$  es determinada por la condición de equilibrio al tiempo  $t_i$ , que es típica para métodos explícitos (Chopra, 2001).

## 2.2 Estructura de múltiples grados de libertad (GL)

Todas las estructuras reales tienen un número infinito de grados de libertad (GDL). Es sin embargo, posible aproximar todas las estructuras como un conjunto de número finito de los miembros sin masa y un número finito de desplazamientos de nodo. La masa de la estructura se agrupa en los nodos y para las estructuras elásticas lineales las propiedades de rigidez de los miembros se pueden aproximar con precisión. Tal modelo se denomina sistema con múltiples grados de libertad (GL).

En esta sección se presenta el análisis de los sistemas GL. En primer lugar se formula la ecuación de movimiento para un sistema GL. A continuación se presenta el concepto de análisis modales. El análisis modal incluye la formulación y valoración del problema de valores y un método de solución para resolverlo. Por último, el análisis modal puede ser utilizado para calcular la respuesta dinámica de un sistema GL a fuerzas externas.

## 2.3 Cargas dinámicas inducidas por el andar de las personas

Durante el caminar sobre una estructura los peatones inducen fuerzas dinámicas sobre la superficie de la estructura variables en el tiempo. Estas fuerzas tienen componentes en las tres direcciones, vertical, lateral y longitudinal, y dependen de parámetros tales como estimulación de frecuencia, la velocidad de marcha y la longitud del paso. Las fuerzas dinámicas inducidas por los seres humanos son por lo tanto de gran complejidad en la naturaleza (Zivanovic et al., 2005).

Varios estudios se han realizado con el fin de cuantificar la fuerza efectiva del caminar de los peatones. Estos estudios han prestado más atención a la componente vertical de la fuerza dinámica que a la componente horizontal. Esto se debe a que hasta la apertura del puente Milenio, casi todos los problemas documentados con problemas de vibraciones inducidas por peatones están asociadas con las fuerzas verticales y vibraciones (Dallar et al., 2001)

La frecuencia de estimulación típica para caminar es de alrededor de 2 pasos por segundo, lo que da una frecuencia de fuerza vertical de 2 Hz. Caminar lento se encuentra en la región de 1,4 - 1,7 Hz y caminar rápido en el rango de 2,2 - 2,4 Hz. Esto significa que el rango total de frecuencia de fuerza vertical es 1,4 - 2,4 Hz con una media aproximada de 2 Hz. Dado que la componente lateral de la fuerza se aplica en la mitad de la frecuencia de pisada, la frecuencia de fuerza lateral está en el orden de 0,7 - 1,2 Hz, fig. 2.1.



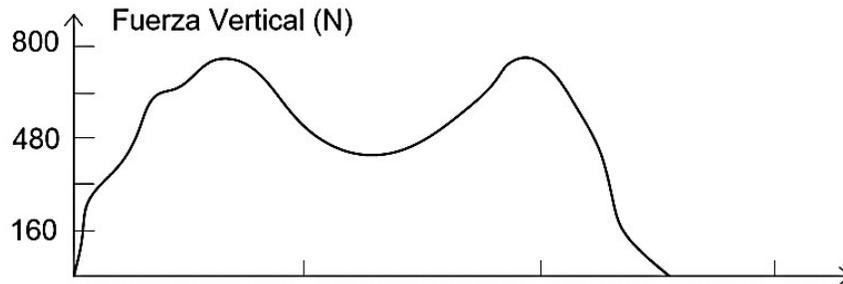
**Figura 2.1: fuerzas verticales y horizontales frecuenciales.**

Muchos puentes peatonales tienen frecuencias verticales y laterales naturales dentro de los límites mencionados anteriormente (1,4 - 2,4 Hz vertical y 0,7 - 1,2 Hz horizontal). Por lo tanto, ellos tienen el potencial de sufrir vibraciones excesivas bajo acciones de fuerzas peatonales. Esta sección, que no es más que una revisión de las lecturas se centra en las cargas dinámicas inducidas por peatones.

En primer lugar, se aprecian las fuerzas verticales inducidas por una sola persona. Esta es la parte que más se ha trabajado y por lo tanto estas fuerzas están bien cuantificadas. Después, la atención se centrará en las fuerzas horizontales inducidas por una sola persona. Por último, existe una sección sobre el fenómeno de sincronización de personas que caminan en grupos y multitudes. Este fenómeno ha sido recientemente descubierto y por lo tanto no ha sido bien comprendido hasta el momento.

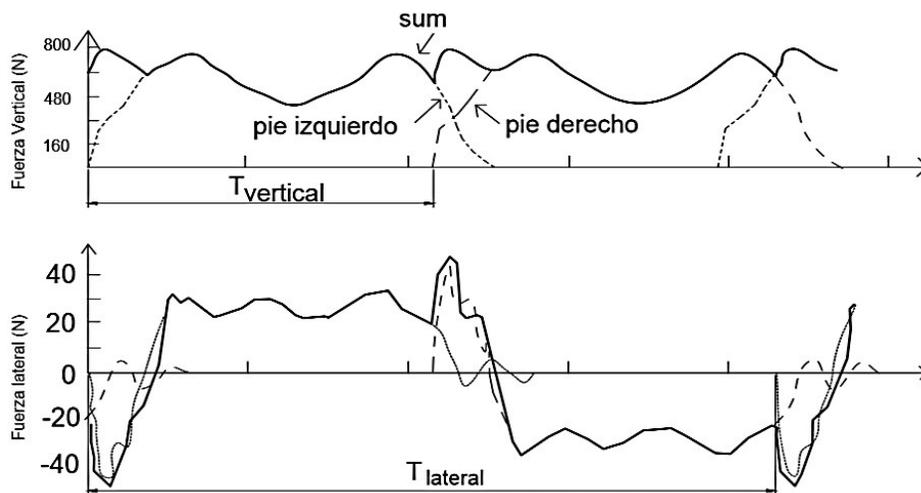
### **2.3.1 Cargas Verticales**

Se han realizado varias mediciones para cuantificar las cargas verticales inducidas por peatones en las estructuras. La mayoría de las mediciones indican que la forma de la fuerza vertical producida por una persona es del tipo que se muestra en la figura 2.2.



**Figura 2.2: Fuerza Vertical producida por una persona que da un paso.**

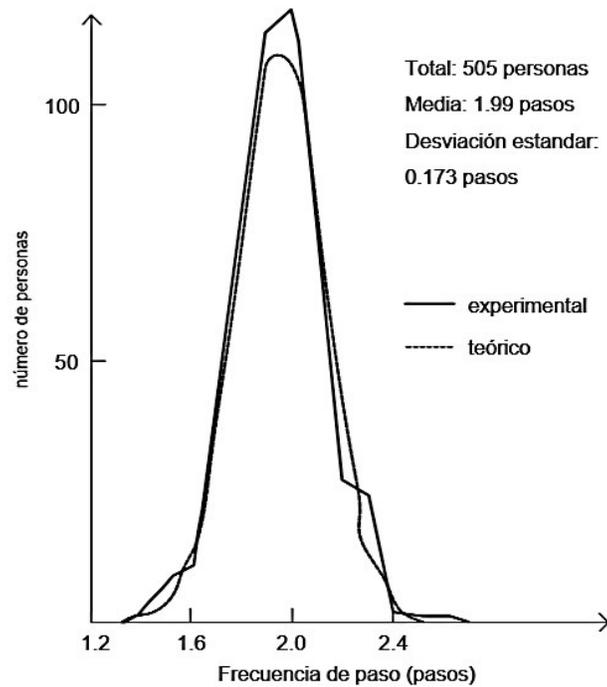
También se han realizado mediciones del caminar continuo. La medición del tiempo-historia fue una serie periódica con un período promedio igual al promedio a la frecuencia de un paso. Las formas generales para fuerzas continuas en ambas direcciones vertical y horizontal han sido construidas asumiendo una periodicidad perfecta de la fuerza (Zivanovic et al., 2005).



**Figura 2.3: Variación de la fuerza de caminata periódica en dirección vertical y horizontal.**

La frecuencia de la fuerza vertical se encuentra generalmente entre el rango de 1.4-2.4 Hz (Dallard et al., 2001). Esto ha sido confirmado con muchos experimentos, por ejemplo por Matsumoto quien investigo un ejemplo de 505 personas. EL concluyo que las frecuencias

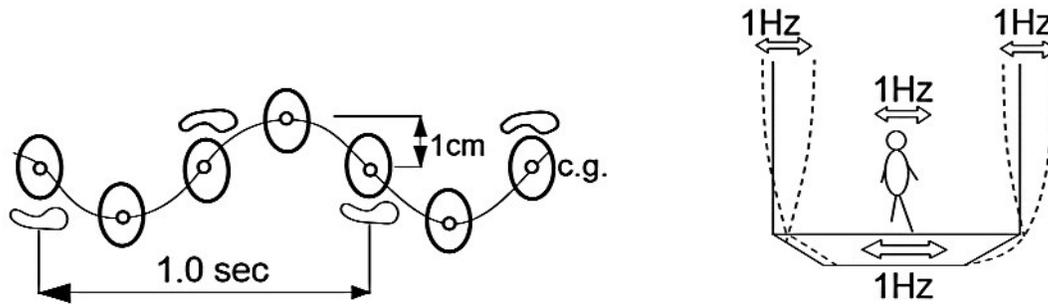
de paso siguen una distribución normal de 2.0 Hz y una desviación estándar de 0.173 Hz, ver fig. 2.4 (Zivanovic et al., 2005).



**Figura 2.4: Frecuencia de pasos para un caminado normal de acuerdo a Matsumoto.**

### 2.3.2 Cargas Horizontales

Al caminar sobre un puente los peatones producen fuerzas dinámicas horizontales en el piso de la estructura. Estas fuerzas son una consecuencia de una oscilación lateral del centro de gravedad del cuerpo y las oscilaciones laterales son consecuencia de movimientos cuando las personas sincronizan su paso. Las amplitudes de estas oscilaciones laterales son en general de alrededor de 1-2 cm como se observa en la fig. 2.5 (Nakamura, 2002).



**Figura 2.5: Mecanismo de vibración lateral.**

La frecuencia de la fuerza horizontal es la mitad del ritmo de la frecuencia y por lo tanto permanece en la región de 0,7 a 1,2 Hz para un ritmo de frecuencia de 1,4 a 2,4 Hz (Bachmann, 2002). En un piso fijo esta fuerza ha llegado a obtenerse del orden del 10 % de la carga vertical la que es alrededor del 4% del peso del peatón (Nakamura, 2004).

Debe notarse que los parámetros de la carga horizontal no están bien cuantificados. Pocas medidas de la magnitud de carga horizontal debido al andar han sido hechas, y además, cabe mencionar que no se tiene una medición con el piso en movimiento (Zivanovic, et al., 2005).

### **2.3.3 Carga debido a grupos y multitud de personas**

Describir tanto fuerzas verticales como horizontales producidas por el andar del peatón solo es de mayor interés tomarlas en cuenta cuando son producidas por un grupo de gente o multitud de peatones coordinados a una misma velocidad. Está es una circunstancia a la cual se le define como el fenómeno de sincronización entre la estructura y el caminar de los peatones.

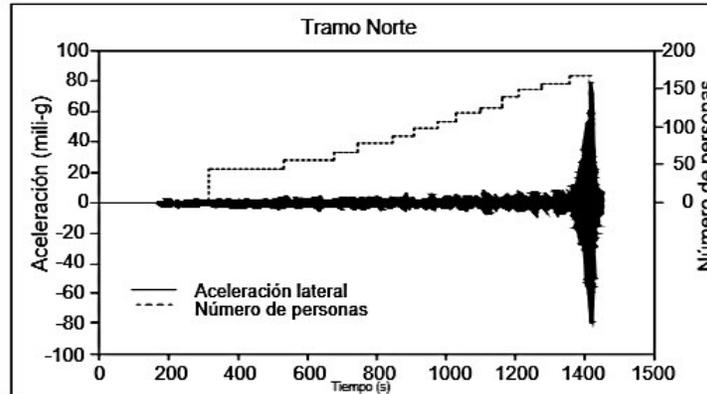
Durante la vibración del puente peatonal una especie de interacción de la estructura con grupo de peatones consiste cuando el paso de los peatones es muy cercana a la frecuencia natural de la estructura (Zivanovic et al., 2005). Un ejemplo de los efectos de la carga lateral es en el puente milenio donde se encontró la sincronización entre el andar de un grupo de peatones y la frecuencia natural de la estructura (Fitzpatrick et al., 2001)

### 2.3.4 Fenomeno de sincronia lateral y vertical

La gente es más tolerante a vibraciones verticales que a las horizontales cuando caminan sobre la estructura. Ellos son sensibles a movimientos laterales de bajas frecuencias en la superficie en la cual ellos caminan. Fuerzas horizontales aleatorias producidas con el caminar de las personas, combinadas con la sincronización que ocurre naturalmente al entrar una multitud, causa un pequeño movimiento horizontal en el puente y tal vez, el caminar de algunos peatones se sincroniza con el movimiento del puente. Si este pequeño movimiento es perceptible, se vuelve más cómodo para el peatón caminar en sincronización con el movimiento vertical del puente (Willford, 2002)(Nakamura, 2002).

Por qué los movimientos laterales producen un balance, los peatones tienden a caminar con los pies más separados y tienden a sincronizar sus pasos con la superficie en movimiento. Los peatones encuentran que esto los ayuda a mantener su balance lateral (Fjalur Haufsson, 2005). El caminar sincronizado de más personas, incrementa el movimiento lateral del puente aún más. Cuando la amplitud del movimiento se incrementa, las fuerzas laterales dinámicas se incrementan, eso también es un incremento en el grado de sincronización entre los peatones. En este sentido, la vibración tiene una auto-excitación natural y toma un tiempo que la vibración se desarrolle por completo. Sin embargo, debido al comportamiento humano de los peatones, ellos reducen su velocidad de caminado o se detienen cuando la vibración se convierte insoportable. Por lo tanto, la amplitud de la vibración no se vuelve infinitamente grande (Nakamura, 2002)(Roberts, 2003).

El movimiento del puente Millennium fue claramente causada por una substancial carga lateral que no fue anticipada durante el diseño. El efecto de carga fue encontrado que se debe a la sincronización de las fuerzas laterales de la pisada al entrar una gran multitud de peatones en el puente (Dallar et al., 2001). Esto ocurre por qué es más cómodo para los peatones caminar en sincronización con el balanceo natural del puente, inclusive si el balanceo de este es al principio muy pequeño. Ver figura 2.6.



**Figura 2.6: Aceleración lateral y numero de peatones cruzando el puente milenio.**

Los peatones encuentran que esta interacción con el movimiento del puente más predecible y ayuda a mantener su balance lateral. Esta reacción inconsciente de los peatones asegura que la fuerza de la pisada es aplicada a la frecuencia resonante del puente, y en una fase la cual incrementa el movimiento del puente. Cuando la amplitud del puente aumenta, la fuerza lateral impartida por los peatones incrementa, al igual que el grado de correlación entre los individuos. Eso fue determinado posteriormente, eso para claros potencialmente susceptibles hay un número crítico de peatones que causan el incremento de vibraciones a niveles inaceptables.

### **Sincronización vertical**

Cuando se camina a través de un puente, los peatones son más tolerantes a la vibración vertical que horizontal. En un estudio relatado por Bachmann y Ammann en 1987, se sugiere que los desplazamientos verticales de al menos 10 mm son necesarios para causar perturbaciones a una pisada natural. Esto corresponde a las aceleraciones de al menos  $1.6 \text{ m/s}^2$  a 2 Hz.

Además, un grupo de prueba con 250 personas sobre el puente Milenio en Londres no reveló pruebas de sincronización a la aceleración vertical, amplitudes de hasta  $0.4 \text{ m/s}^2$ .<sup>[33]</sup> Además estas pruebas no proporcionaron evidencia de que las fuerzas verticales generadas por los peatones son otras de forma aleatoria. Por lo tanto, es más probable que las vibraciones existentes, límites señalados en las normas son suficientes para impedir la sincronización vertical entre la estructura y los peatones.

### **Sincronización Horizontal.**

Se sabe que los peatones son sensibles a la baja frecuencia de movimiento lateral en la superficie sobre la que caminan. El fenómeno de la sincronización horizontal puede describirse de la siguiente manera: en primer lugar, las fuerzas horizontales aleatorias peatonales, combinada con la sincronización que se produce de forma natural dentro de una multitud, causa pequeños movimientos horizontales del puente y, quizás, el caminar de algunos peatones pasa a ser sincronizado con el movimiento del puente.

Si este pequeño movimiento es perceptible, resulta más cómodo para los peatones a caminar en sincronía con el movimiento horizontal del puente. Porque afecta el equilibrio de movimiento lateral, los peatones tienden a caminar con los pies más separados e intentar sincronizar sus pasos con el movimiento de la superficie. Los peatones encontrar esto les ayuda a mantener su equilibrio lateral.

Este comportamiento instintivo de peatones garantiza que las fuerzas dinámicas son aplicadas a una frecuencia de resonancia del puente y, en consecuencia, aumenta el movimiento del puente. La caminata de más peatones es sincronizado aumentando el movimiento lateral adicional.

Como la amplitud del movimiento lateral, aumenta la fuerza dinámica, así como el grado de sincronización entre los peatones. En este sentido, la vibración tiene una naturaleza auto excitado y toma algún tiempo antes de que la vibración esté plenamente desarrollada. Sin embargo, debido al comportamiento de los peatones, que reducen la velocidad de caminata o dejar de caminar cuando la vibración se vuelve incómoda. Por lo tanto, la amplitud de vibración no sea infinitamente grande (Dallar et al., 2001)(Nakamura, 2002)(Pavic y Reynolds, 2001). Las observaciones indican que una proporción significativa de los peatones pueden comenzar a sincronizar cuando la amplitud de movimiento del puente peatonal es de sólo unos pocos milímetros (Fitzpatrick et al., 2001).

En 2002, (Willford, 2002) informó de las pruebas que fueron tomadas poco después de la inauguración del Puente del Milenio de Londres. Estas pruebas se realizaron con una sola persona caminando sobre una plataforma moviéndose horizontalmente. El objetivo era investigar el fenómeno de la interacción humano-estructura y sincronización (McRoble, Morgenthal, Lasenby y Ringer, 2003). Los resultados de Willford mostraron que como el movimiento horizontal incremento también lo hizo la fuerza del paso lateral del peatón. Como la amplitud de la plataforma aumentó de 0 a 30 mm, la carga dinámica horizontal pasó de ser el 5% de los peatones carga estática vertical al 10%.

Estos exámenes también indicaron que a 1 Hz, amplitudes de movimiento tan bajas como 5 mm provocó un 40% de probabilidad de sincronización entre peatones y estructura (Williford, 2002).

En diciembre de 2000, se realizaron pruebas controladas en el Puente del Milenio. Un grupo de personas fueron instruidas a caminar en una ruta circulatoria en un tramo del puente. El número de personas en el grupo fue aumentando gradualmente y el movimiento lateral del puente observado. Esta prueba demostró que el fenómeno de la sincronización es No-Linear, véase la Fig. 2.6. La respuesta dinámica del puente fue estable hasta un número crítico de personas estaban en el puente. Posteriormente, las personas tienden a caminar en sincronía con el balanceo del puente, dando lugar a un rápido aumento en la amplitud de la respuesta dinámica (Roberts, 2003).

Las pruebas también mostraron que las fuerzas laterales están fuertemente correlacionadas con el movimiento lateral del puente (Fitzpatrick, 2001). Ahora que las cargas inducidas por los peatones se han descrito el siguiente paso es modelar estas cargas matemáticamente a fin de resolver la ecuación de movimiento.

## **2.4 Modelado de cargas**

Para poder realizar un análisis dinámico de una estructura, se necesita un modelo matemático de las fuerzas dinámicas de los peatones. Es importante tomar en cuenta en el modelo matemático las fuerzas dinámicas tanto de una persona como de una multitud de personas trasladándose en la estructura.

En esta sección, tres diferentes modelos matemáticos para describir la fuerza dinámica de los peatones serán presentados. Primero, la carga de un solo peatón es aproximado a una fuerza periódica que puede ser representada por una serie de Fourier. Entonces se hace un intento de modelar las cargas producidas por un grupo o una multitud usando los mismos principios. Finalmente, dos diferente modelos de cargas modelan las cargas sincronizadas por multitudes son presentadas. Estos modelos son ambos resultados de observaciones y mediciones del fenómeno de la sincronización horizontal Humano-Estructura.

### **2.4.1 Modelo de cargas periódico**

El modelo de cargas periódicas está basado en una suposición de que todos los peatones producen exactamente la misma fuerza y que esta fuerza es periódica (Zivanovic, 2005). También es supuesto que la fuerza producida por el peatón es constante en tiempo.

Una persona

La carga dinámica respectiva a un peatón moviéndose debe ser considerada como una fuerza periódica, ver ejemplo Fig. 2.3. Esta fuerza  $f_p(t)$  Puede ser representada por una serie de Fourier en la cual la armónica principal tiene la misma frecuencia que el ritmo <sup>[71]</sup>:

$$f_p(t) = Q + \sum_{n=1}^K Q \alpha_n \sin(2\pi nft + \phi_n) \quad (2.12)$$

Donde Q es el peso del peatón,  $\alpha_n$  es el factor de la nth armónica, f es la frecuencia de la fuerza,  $\phi_n$  es el cambio de fase de la nth armónica, n es el número de la armónica y k es el número total de las armónicas que contribuyen.

Muchas medidas han sido tomadas para poder cuantificar el factor de carga  $\alpha_n$  el cual es la base para el modelo de carga. Los resultados de ellos tres son mostrados en la tabla 2.1

**Tabla 2.1: Factores de carga dinámica por diferentes autores.**

Autor	Factor Dinámico de Carga	Dirección
Blanchard. 1977	$\alpha_1 = 0,257$	Vertical
Bachmann et al., 1987	$\alpha_1 = 0,37 \quad \alpha_2 = 0,10 \quad \alpha_3 = 0,12$ $\alpha_4 = 0,04 \quad \alpha_5 = 0,08$	Vertical
Bachmann et al., 1987	$\alpha_1 = 0,039 \quad \alpha_2 = 0,010 \quad \alpha_3 =$ $0,043 \quad \alpha_4 = 0,012 \quad \alpha_5 = 0,015$	Lateral
Young, 2001	$\alpha_1 = 0,37(f - 0,92)$ $\alpha_2 = 0,054 + 0,0044f$ $\alpha_3 = 0,026 + 0,0050f$ $\alpha_4 = 0,010 + 0,0051f$	Vertical

En 1977, Blanchard propuso un factor de carga vertical dinámico de 0.257. Diez años después, Bachmann y Ammann reportan las primeras cinco armónicas de las fuerzas verticales así como de las horizontales. Ellos encontraron que la primera armónica de la carga dinámica vertical es el 37% de la carga vertical estática y la primera armónica de la carga dinámica horizontal es el 3.9% de la carga estática vertical, tabla 2.1.

En 2001, un año después de la apertura del puente Millennium, Young presento su trabajo de varias investigaciones. El principio de este trabajo es ahora usado por Arup Consulting Engineers cuando modelan las fuerzas producidas por el caminar y la respuesta correspondiente de la estructura. Young propuso las primeras cuatro armónicas de la fuerza vertical como una función de la frecuencia del caminar  $f$ , ver tabla 2.1. (Zivanovic, 2005).

Es notable en todas estas pruebas, realizadas para cuantificar los factores de carga, fueron obtenidas por mediciones de fuerza directas o indirectas sobre superficies rígidas (Zivanovic, 2005). A quedado bien entendido que los movimientos horizontales de la superficie tienden a incrementar la fuerza horizontal del peatón.

#### Grupos y multitudes de personas

Es natural que al primer intento de modelar cargas inducidas por un grupo de peatones es en términos de multiplicar la carga inducida por un peatón,  $f_p(t)$ , con una constante. En 1978, Matsumoto intento definir dicha constante (Zivanovic, 2005). El asumió que los peatones llegaban al puente siguiendo una distribución de Poisson, mientras que el ángulo de fase siga una distribución completamente aleatoria. Basado en estas suposiciones Matsumoto definió un factor  $m$  para multiplicar la amplitud de la vibración calculada para una persona

$$m = \sqrt{\lambda T_o} \quad (2.22)$$

Donde  $\lambda$  es la tasa de flujo promedio de las personas sobre el ancho del puente [pers/s] y  $T_o$  es el tiempo en segundos necesario para cruzar el puente en su longitud  $L$  (Bachmann, 2002). El producto de  $\lambda T_o$  es igual al número de peatones en el puente a cualquier tiempo al instante, denotando  $n$ . El factor de multiplicación  $m = \sqrt{n}$  es por lo tanto equivalente a la carga debida a la absoluta desincronización de los peatones (Zivanovic, 2005). En el mismo sentido, el factor de multiplicación  $m = n$  es equivalente a la carga debida a la absoluta sincronización de los peatones.

Ahora es claro, que si una multitud viaja a través de la estructura se sincronizara a un grado, el factor de multiplicación es en el intervalo de  $m = [\sqrt{n} \text{ a } n]$ . Finalmente, al decidir el grado de sincronización, la carga total por un grupo o multitud,  $F_p(t)$  Puede ser calculado usando la formula

$$F_p(t) = m * f_p(t) \quad (2.23)$$

#### 2.4.2 Modelo de cargas de Dallard.

En diciembre del 2000, (Dallard et al., 2001) realizo una prueba en el puente Millennium el objetivo de la prueba era obtener una base de datos necesaria para resolver el problema de vibración en el puente Millennium. La prueba mostro que la fuerza dinámica inducida por los peatones es proporcionalmente aproximada a la velocidad lateral del puente (Dallard et al., 2001).

Acorde a Dallard, la fuerza dinámica del peatón,  $f_p(t)$ , puede ser relacionada con la velocidad local del puente,  $\hat{U}_{local}$ , por

$$F_p(t) = k \hat{U}_{local} \quad (2.24)$$

Donde k es una constante que depende de las características del puente. La contribución de los peatones a la fuerza modal se representa con  $\phi f_p(t)$ , donde  $\phi$  es el modo de forma. La velocidad local esta relacionada con la velocidad modal por  $\hat{U}_{local} = \phi \hat{U}$ . Por lo tanto la contribución de la fuerza modal por un solo peatón

$$\phi f_p(t) = \phi k \hat{U}_{local} = \phi^2 k \hat{U} \quad (2.25)$$

Entonces la fuerza modal de excitación generada por n personas distribuidas uniformemente en el lapso es

$$F_p(t) = \frac{1}{L} \int_0^L \phi^2 k \hat{U} dx \quad (2.26)$$

El valor de k debe ser estimado para este caso. Basado en la prueba de campo realizada en el puente de London Millennium, k fue definido como 300 Ns/m en el rango de frecuencia lateral 0.5-1.0 Hz.

Por ejemplo, si el modo de forma de la estructura es aproximado con la función

$$\phi(x) = \sin \frac{2\pi x}{L} \quad (2.27)$$

La fuerza lateral del peatón se vuelve:

$$f_p(t) = \frac{1}{L} \int_0^L \phi^2 nk \hat{U} dx = \frac{1}{2} nk \hat{U}(t) \quad (2.28)$$

Porque la fuerza lateral del peatón es proporcional a la velocidad del puente, el movimiento del peatón actúa como un amortiguador negativo incrementando la respuesta de la estructura. Basado en el modelo de fuerza, Dallard propuso un diseño primario para revisar los requerimientos para mantener el amortiguamiento positivo. Ellos también derivaron

una expresión para el nivel de amortiguamiento requerido cuando la fuerza de amortiguamiento excede la excitación de la fuerza (Dallar et al., 2001).

Acorde a Dallard, el amortiguamiento requerido es:

$$c > \frac{1}{L} \int_0^L \varnothing^2 \frac{nk}{4\pi f M} dx \quad (2.29)$$

Donde L es el claro del puente, n es el número de peatones cruzando el puente y M es la masa modal del puente.

Para un nivel de amortiguación, el número de peatones,  $n_L$ , puede ser derivado de la ecuación anterior.

$$n_L = \frac{4\pi c f M}{k_L \int_0^L \varnothing^2 dx} \quad (2.30)$$

Ahora, asumiendo el mismo modo de forma anterior, el amortiguamiento requerido puede ser calculado como

$$c > \frac{nk}{8\pi f M} \quad (2.31)$$

De la misma forma, la limitante de número de peatones es

$$n_L = \frac{8\pi c f M}{k} \quad (2.32)$$

La simplicidad de este modelo de carga es claramente una ventaja. Las desventajas sin embargo, son que cuando la fuerza lateral  $F_P(t)$  es más larga que la fuerza de amortiguamiento  $c\hat{U}(t)$ , la respuesta del puente aumenta infinitamente.<sup>[74]</sup> Esto no concuerda con las observaciones. Por qué en la humanidad de los peatones, ellos reducen su velocidad o paran de caminar cuando la respuesta del puente se vuelve muy notable. Por lo tanto la respuesta del puente no incrementa infinitamente. En 2004, Nakamura, (2004) propuso modificaciones al modelo de cargas de Dallard.

### 2.4.3 Modelo de cargas de Nakamura

En una publicación en el Journal of Structural Engineering en enero del 2004, Nakamura propuso un modelo de carga para evaluar las fuerzas dinámicas laterales de los peatones.<sup>[74]</sup> Su trabajo está basado en observaciones y cálculos en el Toda, Japón, el cual sufrió fuertes vibraciones laterales por peatones.

La ecuación básica del modelo de Nakamura es la del movimiento

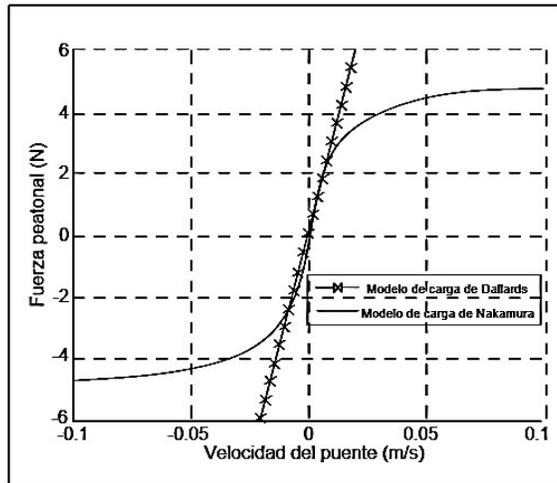
$$M_B \ddot{u}(t) + C_B \dot{u}(t) + K_B u(t) = F(t) \quad (2.33)$$

Donde  $M_B$  es la masa modal,  $C_B$  es la amortiguación modal y  $K_B$  es la rigidez modal del puente. Donde  $u(t)$  es el desplazamiento de la viga,  $\dot{u}(t)$  es la velocidad de la viga y  $\ddot{u}(t)$  es la aceleración de la viga.  $F(t)$  es la fuerza modal lateral aplicada por todos los peatones al puente. Dado por:

$$F(t) = k_1 k_2 \frac{\dot{u}(t)}{k_3 + |\dot{u}(t)|} G(f_B) M_p g \quad (2.34)$$

El coeficiente  $k_1$  es una proporción de la fuerza lateral del peso del peatón. El coeficiente  $k_2$  es el porcentaje de los peatones que se sincronizan con la vibración de la viga.  $M_p g$  es el modal del peso propio del peatón.  $G(f_B)$  es una función que describe como los peatones se sincronizan con la frecuencia natural del puente. El peor escenario posibles es obviamente cuando  $G(f_B)=1,0$ .

Como se puede observaren la fig. 2.3, Nakamura asume que la sincronización de los peatones con la velocidad de la viga  $\dot{u}(t)$  a bajas velocidades. Sin embargo cuando la velocidad de la viga se vuelve mayor, los peatones se sienten incomodos se detienen o bajan la velocidad del caminado. Es por eso que la respuesta de la viga no incrementa infinitamente pero es limitado a cierto nivel. La limitación depende del coeficiente  $k_3$  (Nakamura, 2004).



**Figura 2.3: Comparación de los modelos de Nakamura y Dallard.**

En la figura 2.3 comparamos los dos modelos de carga propuestos por Dallard y Nakamura. Ambos modelos asumen que la fuerza de los peatones está en función de la velocidad del puente. Sin embargo, la fuerza propuesta por Dallard incrementa linealmente con la velocidad del puente mientras que la fuerza propuesta por Nakamura incrementa linealmente a bajas velocidades pero la tasa de crecimiento se vuelve menor a velocidades altas.

## Capítulo 3

### ESPECIFICACIONES, NORMATIVAS Y REGLAMENTOS

Las vibraciones producidas por las personas pueden causar deformaciones, así como pequeñas o grandes afectaciones a los elementos estructurales o no estructurales que los constituyen. Algunas de estas incidencias son:

- Rotura, agrietamiento o fisuración.
- Empeoramiento de patologías existentes por otras causas de elementos estructurales o no estructurales.
- Caídas de equipos o maquinaria de trabajo con los consecuentes daños en equipos o personas.

Además de los efectos descritos anteriormente, pueden producir problemas de fatiga, incremento de tensiones o sobreesfuerzos en los elementos resistentes principales de la estructura. Los criterios de aceptación de los valores de las vibraciones deben tener en cuenta los siguientes factores entre otros: calidad y características de los materiales constructivos, tipología del edificio, propiedades de la cimentación, dimensiones de los principales elementos resistentes, edad de la construcción, duración de los efectos de las vibraciones y caracterización de la oscilación (Sétra, 1998).

Aunque los criterios de aceptación se toman de manera independiente de la frecuencia, los valores más convenientes como indicadores varían en función del rango de frecuencia; mientras que el límite para las vibraciones lo marca la velocidad para frecuencias bajas, para frecuencias altas, debemos atender a las aceleraciones pico. A pesar de esto, la mayoría de los criterios se basan en valores de velocidades.

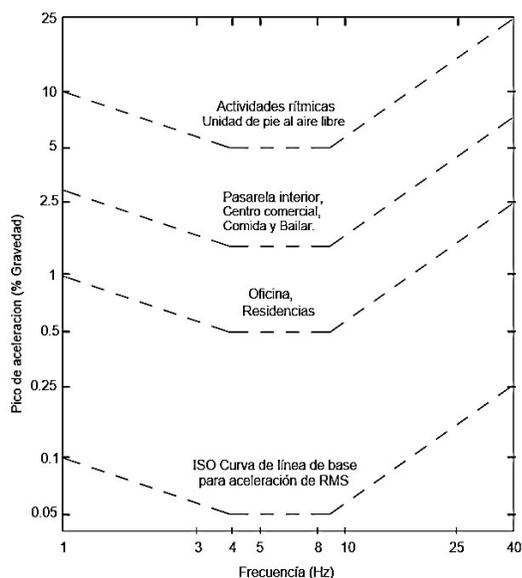
#### 3.1 American Institute Of Steel Construction (AISC)

Respuesta de los peatones al movimiento del puente

La respuesta de los peatones a las vibraciones es un fenómeno muy complejo, involucrando la magnitud del movimiento, el entorno que rodea el sensor, y la sensibilidad del peatón. Un movimiento continuo puede ser más molesto que el movimiento causado por un impacto infrecuente. El límite de percepción de movimiento puede ser mayor en un lugar de trabajo ocupado que en un apartamento quieto. La reacción de una persona adulta

viviendo en el quinceavo piso puede ser considerablemente diferente que la de un adulto joven viviendo en el segundo piso de un complejo de departamentos, si los dos son sujetos al mismo movimiento

La reacción de la gente que siente las vibraciones depende principalmente de que actividad estén realizando las personas. Las personas en oficinas o residencias no toleran vibraciones claramente perceptibles (pico de aceleración de alrededor de 0.05% de la aceleración de la gravedad, g), mientras que las personas que forman parte de una actividad pueden aceptar vibraciones aproximadamente 10 veces más grandes (5% de la gravedad, g). Personas comiendo al lado de una pista de baile, levantando pesas junto a un gimnasio de aerobics, o parados en una mall, aceptarían algo medio (1.5% de la gravedad, g). Los límites anteriores son para vibraciones con frecuencias entre 4Hz y 8Hz. Fuera de este rango de frecuencias, las personas aceptan vibraciones con aceleraciones mayores como se muestra en la figura 3.1.



**Figura 3.1: Picos de aceleración recomendados para el confort de las personas por vibraciones de actividades de personas.**

#### Criterios recomendados para diseño estructural

Muchos criterios para el confort del peatón han sido propuestos a través de los años. El criterio de vibración para caminar recomendado son los métodos para estimar las propiedades requeridas del piso y los procedimientos de diseño fueron primero propuestos por Allen y Murray (1993). El criterio difiere considerablemente de los enfoques basados en el "heel-drop" anterior. Aunque el criterio propuesto para la vibración del caminar es

algo más completo que los criterios anteriores, tiene un rango más amplio de aplicabilidad y resultados en sistemas de piso más económicos, pero aceptables.

#### Vibraciones por caminata

Como parte del esfuerzo para desarrollar esta Guía de diseño <sup>[90]</sup>, se desarrolló un nuevo criterio para las vibraciones causadas por la marcha con una aplicabilidad más amplia que los criterios actualmente utilizados en América del Norte. El criterio se basa en la respuesta dinámica de los sistemas de piso soportados por vigas de acero o viguetas a las fuerzas de desplazamiento, y se puede usar para evaluar sistemas estructurales que apoyan oficinas, centros comerciales, pasarelas y similares (Allen y Murray 1993). Su desarrollo se explica en los párrafos siguientes y su aplicación se muestra en el Capítulo 4. El criterio se desarrolló utilizando lo siguiente:

- Límites de aceleración recomendados por la Organización Internacional de Estándares (Norma Internacional ISO 2631-2, 1989), ajustados para la ocupación prevista. El estándar ISO sugiere límites en términos de aceleración eficaz como un múltiplo de la curva de línea base que se muestra en la figura 3.1. Los multiplicadores para el criterio propuesto, que se expresa en términos de aceleración máxima, son 10 para oficinas, 30 para centros comerciales y puentes peatonales interiores, y 100 para puentes peatonales al aire libre. Para fines de diseño, se puede suponer que los límites oscilan entre 0,8 y 1,5 veces los valores recomendados según la duración de la vibración y la frecuencia de los eventos de vibración.
- Una componente dependiente de la fuerza armónica la cual se sincroniza con la frecuencia fundamental del piso:

$$F_1 = P\alpha_1 \cos(2\pi i f_{paso} t) \quad (3.1)$$

Dónde:

P = peso de la persona, tomado como 0.7KN (70 Kg) para diseño.

$\alpha_1$  = Coeficiente dinámico para la  $i^{\text{th}}$  componente de la fuerza armónica.

i = Múltiple armónica de la frecuencia de paso.

$f_{paso}$  = Frecuencia de paso.

Los valores recomendados para  $\alpha_1$  son dados en la tabla 3.1

- Una función de respuesta de resonancia de la forma:

$$\frac{a}{g} = \frac{Ra_1P}{\beta W} * \cos(2\pi i f_{paso} t) \quad (3.2)$$

Dónde:

$a/g$  = radio de la aceleración del piso acorde la aceleración de la gravedad.

R = Factor de reducción.

$\beta$  = modal de amortiguamiento.

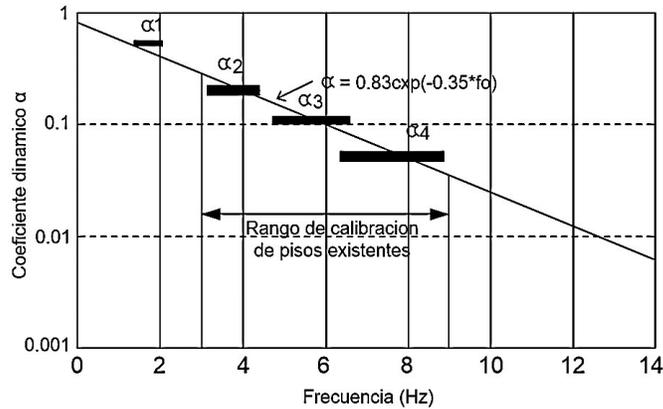
W = Peso efectivo del piso.

El factor de reducción R tiene en cuenta el hecho de que no se logra un movimiento de resonancia en estado estacionario total para caminar y que la persona que camina y la persona que está detenida no están simultáneamente en el lugar del desplazamiento modal máximo. Es recomendado que R sea tomado como 0.7 para puentes peatonales y 0.5 para pisos de estructuras.

**Tabla 3.1: frecuencias comunes y coeficientes dinámicos.**

Harmonica i	Persona caminando		Clase de Aerobics		Grupo Bailnado	
	f, Hz	$\alpha_1$	f, Hz	$\alpha_1$	f, Hz	$\alpha_1$
1	1.6-2.2	0.5	2-2.75	1.5	1.5-3	0.5
2	3.2-4.4	0.2	4-5.5	0.6	————	————
3	4.8-6.6	0.1	6-8.25	0.1	————	————
4	6.4-8.8	0.05	————	————	————	————

Para evaluaciones, el pico de aceleración para caminata puede ser estimado por la ecuación (3.2) al seleccionar la más baja armónica, i, para la cual la frecuencia,  $f=i*f_{paso}$ , pueda sincronizarse con una frecuencia natural del piso de la estructura. El pico de aceleración es entonces comparado con el límite apropiado en la figura 3.1. Para diseño, la ecuación 3.2 puede ser simplificada al aproximar la relación del paso, entre el coeficiente dinámico,  $\alpha_1$ , y la frecuencia, f, mostrado en la figura 3.2 por la formula  $\alpha = 0.83\exp(-0.35f)$ .



**Figura 3.2: Coeficiente dinámico contra frecuencia**

Con esta sustitución, es obtenido el siguiente criterio de diseño simplificado:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0.35 f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (3.3)$$

Dónde:

$a_p/g$  = Pico de aceleración estimado.

$a_0/g$  = Aceleración límite de la tabla 3.1.

$f_n$  = Frecuencia natural del piso de la estructura.

$P_0$  = Fuerza constante igual a 65lb para pisos y 92lb para puentes peatonales.

El numerador  $P_0 \exp(-0.35 f_n)$  en desigualdad, representa la fuerza efectiva de la armónica acorde al caminar el cual da como resultado una respuesta de resonancia en la frecuencia de piso natural,  $f_n$ . El movimiento casi estático de la deflexión y el impulso de vibración del paso puede volverse más crítico que la resonancia si la frecuencia fundamental de un piso es mayor que 8Hz. Para tener en cuenta aproximadamente la vibración de impulso de paso, el límite de aceleración  $a_0/g$  no aumenta con una frecuencia superior a 8 Hz, como sería si se usara la Figura 3.1. Es decir, la porción horizontal de las curvas entre 4 Hz y 8 Hz en la Figura 3.1 se extiende hacia la derecha más allá de 8 Hz. Para tener en cuenta el movimiento debido a la deflexión estática variable, se introduce una rigidez estática mínima de 1 kN / mm (5,7 kips / pulgada) bajo carga concentrada como control adicional si la frecuencia natural es superior a 9-10 Hz.

### 3.2 British Standards (BS) 5400

La norma británica BS 5400 (BS 5400, 1978) se aplica al diseño y construcción de puentes peatonales. Cada una de las partes de BS 5400 está implementada por un estándar (BD), y algunos de estas normas varían ciertos aspectos de la parte que se implementan. Ahí dos estándares BD que se relacionan con el diseño del puente peatonal. Criterios de diseño para puentes peatonales se dan en la BD 29/04 y cargas para los puentes peatonales se dan en la (BD) 37/01.

La norma BS 5400 es uno de los primeros códigos de buenas prácticas que tenían por objeto expreso con cuestiones relativas a las vibraciones en los puentes peatonales.

En BS 5400: Apéndice C, se define un procedimiento para el control de las vibraciones verticales debido a un solo peatón para puentes peatonales que tienen frecuencias verticales naturales de hasta 5 Hz (BS 5400, 1978).

Basado en experiencia con las vibraciones laterales del puente del Milenio de Londres, una versión actualizada versión de BS 5400, BD 37/01 (DMRB, 2002), requiere verificación de la capacidad de servicio de la vibración también en dirección lateral. Para todos los puentes peatonales con frecuencias fundamentales laterales inferiores a 1,5 Hz se requiere un análisis dinámico detallado. Sin embargo, el procedimiento para esto no se da (Zivanovic, 2005)(Pimentel, Pavic y Waldron, 2001).

La norma BD 29/04, que se ocupa de los criterios de diseño para los puentes peatonales, afirma que el diseñador debe tener en cuenta la susceptibilidad de cualquier puente peatonal a las vibraciones inducida por los peatones. En particular, se da la posibilidad de que el paso de un gran número de personas pueda excitar la estructura en forma no intencional.

Se observa que los diseñadores deben ser conscientes de que puentes peatonales con modo de oscilación con frecuencias menores de 5 Hz para movimientos verticales de la cubierta, y menos de 1,5 Hz para movimientos horizontales, son especialmente susceptibles a grandes oscilaciones inaceptables causadas por el paso de grupos grandes de personas que pueden llevar a su sincronía (DMRB, 2004).

El BD 29/04 más lejos declara que todos los puentes peatonales deben satisfacer las exigencias de utilidad de vibración dispuestas en BD 37/01: El Apéndice B5.5. Allí es declarado que si la frecuencia fundamental natural de vibración excede 5 Hz para la

dirección vertical y 1,5 Hz la dirección horizontal, la exigencia de utilidad de vibración es considerada satisfactoria.

Si la frecuencia fundamental de vibración vertical, por otra parte, es menor que, o igual a 5 Hz, la aceleración máxima vertical de cualquier parte del puente será limitada a  $0,5 \sqrt{f_0}$  m/s<sup>2</sup>. La aceleración máxima vertical puede ser calculada con un método simplificado o con un método general.

El método simplificado para sacar la aceleración máxima vertical dada en BD 37/01 es válido solo para un solo tramo, o dos o tres tramos continuos, simétricos de superestructuras simplemente apoyadas de sección transversal constante. Superestructuras más complejas, la aceleración máxima vertical debe ser calculada asumiendo que la carga dinámica aplicada por un peatón puede ser representada por un punto de carga periódica  $F$  moviéndose a través del tramo principal del puente a una velocidad constante  $Vt$  como sigue:

$$F = 180 \sin(2\pi f_0 t) \text{ [N]} \quad (3.4)$$

$$vt = 0,9 f_0 \text{ [m/s]} \quad (3.5)$$

donde  $f_0$  es la frecuencia fundamental natural del puente y  $t$  es el tiempo.

Si la frecuencia fundamental de vibración horizontal es menor que 1.5 Hz. se dará una consideración especial a la posibilidad de excitación, por los peatones, de movimientos laterales de magnitud inaceptables. Los puentes que tienen baja masa y amortiguación, son susceptibles particularmente a dichas vibraciones. Sin embargo, el método para obtener la aceleración máxima horizontal, no es dado.

### **3.3 Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal**

#### **VIBRACIONES**

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección.

Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

#### **DESPLAZAMIENTOS**

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de traveses en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las normas correspondientes.

### **3.4 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO –LRFD) Especificaciones para el diseño de puentes peatonales.**

De acuerdo a lo especificado en AASHTO, la vibración de la estructura no deberá causar sensación de des confort o peligro a los usuarios del puente, por lo que especifica lo siguiente:

La frecuencia fundamental en el modo vertical del puente peatonal sin carga viva deberá ser mayor a 3 hz, para evitar resonancia y en la dirección lateral la frecuencia fundamental del puente deberá ser mayor que 1.3 Hz, si la frecuencia fundamental no satisface estas limitaciones deberán realizarse estudios adicionales para asegurar la adecuada seguridad estructural y el servicio del mismo.

### **3.5 Eurocode EN1990: Bases para el diseño estructural**

Se afirma que los criterios de confort del andar de los peatones se deben definir en términos de aceleración máxima aceptable en cualquier parte de la estructura. También se dan valores máximos recomendados para cualquier parte de la estructura, ver tabla 3.2

**Tabla 3.2: Aceleración máxima aceptable, EN 1990.**

-Sentido o condición	Aceleración máxima
Vibración vertical	0.7 m/s <sup>2</sup>
Vibración horizontal, uso normal	0.2 m/s <sup>2</sup>
Vibración horizontal, condiciones de multitud de peatones	0.4 m/s <sup>2</sup>

El capítulo 5.7 trata con modelos dinámicos de cargas peatonales. Establece que dependiendo de las características dinámicas de la estructura, las frecuencias naturales relevantes de la estructura principal del puente, deberá ser evaluado desde un modelo estructural apropiado. Además establece que las fuerzas ejercidas por los peatones con una frecuencia idéntica a una de las frecuencias naturales del puente pueden resultar en resonancia y necesita ser tomado en cuenta para verificación de estados límite en relación con las vibraciones. Finalmente, Eurocode 1 establece que un modelo dinámico apropiado de la carga peatonal así como los criterios de confort, deben ser definidos. Sin embargo, el método para modelar las cargas peatonales es propuesto al diseñador.

Eurocode 5, Parte 2 contiene información relevante para diseñar puentes de madera.

Se requiere calcular la respuesta de aceleración de un puente debido a pequeños grupos de peatones en ambas direcciones, vertical y lateral. La aceleración aceptable es la misma que en EN1990, 0.7 y 0.2 m/s<sup>2</sup> en dirección vertical y horizontal respectivamente. Se debe realizar una verificación para este diseño de confort para puentes con frecuencias naturales menores que 5 Hz. para modos verticales y por debajo de 2.5 Hz. para modos horizontales. Un método simplificado para calcular vibraciones causadas por peatones en vigas simplemente apoyadas es dado en Eurocode 5: Anexo B. Por otra parte, los modelos de carga y métodos de análisis para estructuras más complejas, son dejados a propuesta del diseñador.

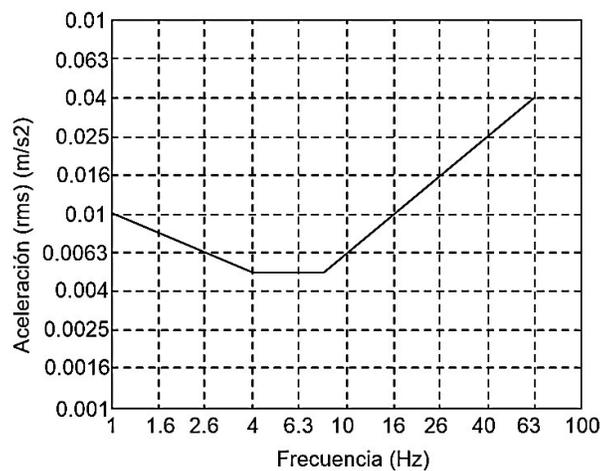
También se observa que los datos usados en los cálculos, y por lo tanto los resultados, están sujetos a incertidumbres muy altas. Por lo tanto si el criterio de confort no satisface con un margen significativo, puede que sea necesario hacer prever en el diseño la posible instalación de amortiguadores una vez finalizada la estructura.

### 3.6 International Standardization Organization 10137 (ISO)

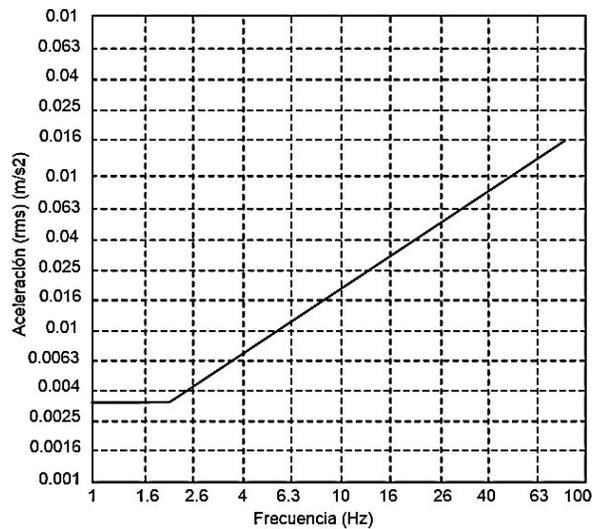
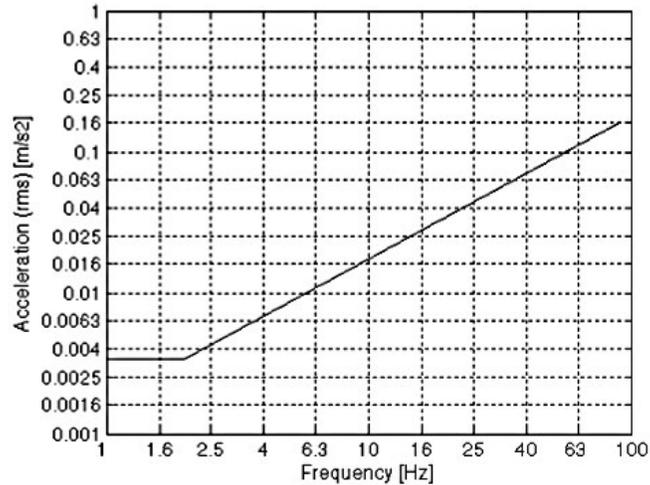
La norma ISO 10137 es desarrollada por la Organización Internacional para la Normalización con el objetivo de presentar los principios para predecir vibraciones en la etapa de diseño. También para evaluar la aceptabilidad de vibraciones en la estructura.

ISO 10137 define la fuente de vibración, la ruta y el receptor como tres cuestiones clave las cuales requieren consideración cuando se trata con la capacidad de servicio de la vibración de las estructuras. La fuente de vibración produce fuerzas dinámicas o acciones (peatones). El medio de la estructura entre la fuente y el receptor constituye la vía de transmisión (el puente). Los receptores de las vibraciones son de nuevo los peatones del puente. De acuerdo a ISO 10137, el análisis de respuesta requiere un modelo de cálculo que incorpore las características de la fuente y las vías de transmisión y cuál es resuelta por la respuesta de vibración en el receptor.

ISO 10137 establece que el diseñador debe decidir el criterio en la capacidad del servicio y su variabilidad. Además, la norma ISO 10137 establece que los puentes peatonales deben ser diseñados de modo que las amplitudes de vibración de las fuentes de vibración no alarmen a los usuarios. En el Anexo C, se dan algunos ejemplos de criterios de vibración para puentes peatonales. Se sugiere utilizar las curvas base para vibraciones en ambas direcciones, vertical y horizontal dado en ISO 2631-2, multiplicado por un factor de 60, excepto cuando una o más personas sigan paradas en el puente, en cuyo caso se deberá aplicar un factor de 30. Esto es debido al hecho de que una persona de pie es más sensible a la vibración que una persona caminando. Sin embargo, de acuerdo con Zivanovic, 2005, estas recomendaciones no están basadas en la investigación publicada pertinente a las vibraciones de puentes peatonales.



**Figura 3.3: Curva base de vibración vertical para la aceleración**



**Figura 3.4: Curva base de vibración horizontal para la aceleración**

De acuerdo con la norma ISO 10137, las acciones dinámicas de una o más personas pueden presentarse como un análisis tiempo-historia. Estas acciones varían con el tiempo y la posición que las personas atraviesan el soporte de la estructura.

La situación del diseño debe ser seleccionada dependiendo del tráfico de peatones para ser admitido en el puente peatonal durante su vida útil. Se recomienda considerar los siguientes escenarios:

- Una persona caminando a través del puente.
- Un promedio del flujo de peatones ( tamaño del grupo de 8 a 15 personas)
- Flujo de peatones (más de 15 personas)
- Eventos coreográficos de festivales ocasionales (cuando sea relevante)

De acuerdo con la norma ISO 10137: Anexo A, la fuerza dinámica  $F(t)$  producida por una persona caminando sobre el puente puede ser expresada en el dominio de frecuencia como una serie de Fourier, Ec. 3.6 y 3.7 (ISO, 2005).

$$Fv(t) = Q(1 + \sum_{n=1}^k (a_{n,v} \sin(2\pi n f t + \phi_{n,v}))) \text{ Dirección vertical} \quad (3.6)$$

Y

$$Fh(t) = Q(1 + \sum_{n=1}^k (a_{n,h} \sin(2\pi n f t + \phi_{n,h}))) \text{ Dirección horizontal} \quad (3.7)$$

Dónde:

$a_{n,v}$  = coeficiente numérico correspondiente a la  $n^{th}$  armónica, dirección vertical

$a_{n,h}$  = coeficiente numérico correspondiente a la  $n^{th}$  armónica, dirección horizontal

$Q$  = carga estática de la persona participante

$f$  = componente de frecuencia de carga repetitiva

$\phi_{n,v}$  = ángulo de fase de  $n^{th}$  armónica, dirección vertical

$\phi_{n,h}$  = ángulo de fase de  $n^{th}$  armónica, dirección horizontal

$n$  = número entero que designa armónicos de lo fundamental

$k$  = número de armónicas que caracterizan la función de fuerza en el rango de frecuencia de interés

Algunos ejemplos de valores para el coeficiente numérico  $a_n$ , son dados en ISO 10137: Anexo A.

Las acciones dinámicas de los grupos de participantes, depende principalmente del peso de los participantes, la densidad máxima de las personas por unidad de área del piso y en el grado de coordinación de los participantes.

La coordinación puede ser representada por la aplicación de un factor de coordinación  $C(N)$  a la función de fuerza:

$$F(t)_N = F(t) * C(N) \quad (3.8)$$

Donde  $N$  es el número de participantes. Por ejemplo, si el movimiento de un grupo de personas no es coordinado, el factor de coordinación se convierte en:

$$C(N) = \sqrt{N}/N \quad (3.9)$$

### 3.7 Service d'Études techniques des routes et autoroutes (Sétra)

El nivel de confort logrado se evalúa mediante la referencia a la aceleración experimentada por la estructura, determinada a través del cálculo, usando diferentes casos de cargas dinámicas. Por lo tanto, no es directamente una cuestión de la aceleración percibida por los usuarios de la estructura. Dada la naturaleza subjetiva del concepto de comodidad, se ha decidido clasificar en términos de rangos que pasos. Las tablas 3.3 y 3.4 definen 4 rangos, para aceleraciones verticales y horizontales respectivamente. En orden ascendente, las primeras 3 corresponden al confort máximo, medio y mínimo descritos en el párrafo previo. El rango 4 corresponde a una aceleración incomoda que no es aceptable (Sétra, 1998)

**Tabla 3.3: Rangos de aceleración (en  $m/s^2$ ) para vibraciones verticales.**

Aceleración	0	0.5	1	2.5
Rango 1	Max			
Rango 2				
Rango 3			Min	
Rango 4				

**Tabla 3.4: Rangos de aceleración (en  $m/s^2$ ) para vibraciones verticales. La aceleración es limitada en cualquier caso a  $0.10 m/s^2$  para evadir el efecto "lock-in"**

Aceleración	0	0.15	0.3	0.8
Rango 1	Max			
Rango 2				
Rango 3			Min	
Rango 4				

En las direcciones vertical y horizontal, hay cuatro rangos de frecuencia, que corresponden a la disminución del riesgo de resonancia:

Rango 1: riesgo máximo de resonancia.

Rango 2: riesgo medio de resonancia.

Rango 3: bajo riesgo de resonancia para situaciones de carga estándar.

Rango 4: riesgo insignificante de resonancia.

La Tabla 3.5 define los rangos de frecuencia para vibraciones verticales y para vibraciones horizontales longitudinales. La Tabla 3.6 se refiere a las vibraciones horizontales transversales (Sétra, 1998).

**Tabla 3.5: Intervalo de frecuencias (Hz) de las vibraciones verticales y longitudinales.**

Frecuencia	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Rango 1						
Rango 2						
Rango 3						
Rango 4						

**Tabla 3.6: Intervalo de frecuencias (Hz) de las vibraciones transversales horizontales.**

Frecuencia	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Rango 1						
Rango 2						
Rango 3						
Rango 4						

### 3.8 Human Induced Vibration Of Steel Structure

HIVOSS es la abreviatura de Human induced vibrations of Steel structures, y está basado en resultados de synpex. El reporte da un lineamiento para el diseño de puentes peatonales respecto a los efectos dinámicos con recomendaciones y una metodología de diseño propuesta. El lineamiento presenta un modelo de carga uniformemente distribuida para simulación del flujo de peatones y métodos alternativos para considerar las vibraciones inducidas por los peatones en el puente peatonal (Research Fund for Coal and Steel, 2007). Los métodos alternativos son espectros de respuesta y un 1GL-solucion numérica.

La frecuencia natural de la estructura puede ser determinada de varias formas. HIVOSS recomienda considerar la masa de los peatones cuando se determina la frecuencia natural pero solo cuando la masa de los peatones es mayor del 5% de la masa modal del puente peatonal.

La guía sugiere rango crítico de frecuencias natural para vertical, longitudinal y lateral. Si la frecuencia natural de la estructura cae en el intervalo crítico debe hacerse un análisis dinámico. Para vibraciones verticales y longitudinales el intervalo es definido por la primera

armónica, la ecuación (3.10), y una para la segunda armónica, ecuación (3.11). Las vibraciones laterales no son afectadas por la segunda armónica y solo un intervalo es definido en la ecuación (3.12).

Intervalos críticos para las vibraciones verticales y longitudinales.

$$1.25 \leq f_{ver} \leq 2.3 [HZ] \quad (3.10)$$

$$2.5 \leq f_{ver.2nd} \leq 4.6 [HZ] \quad (3.11)$$

Intervalo crítico para vibraciones laterales

$$0.5 \leq f_{lat.} \leq 1.2 [Hz] \quad (3.12)$$

Clase de tráfico peatonal

HIVOSS define 5 tipos de tráfico en la tabla 3.7 con las densidades de peatones correspondientes. Cargas excepcionales como formaciones, desfiles y soldados marchando no son tratados en el estándar pero necesitan una consideración adicional.

**Tabla 3.7: Clases de tráfico con sus correspondientes densidades de peatones.**

Clase de tráfico	Densidad d[per./m2]	Descripción	Características

TC-1	grupo de 15 peatones d=15 prs/BL	Muy poco trafico	B - Ancho de la cubierta del puente A - Longitud de la cubierta del puente
TC-2	0.2	poco trafico	Caminata cómoda y libre Adelantamiento es posible El peatón puede elegir su ritmo
TC-3	0.5	tráfico denso	Caminata sin restricciones. Adelantamiento puede inhabilitarse por momentos
TC-4	1	trafico muy denso	La libertad de movimiento está restringida Caminata obstruida El adelantamiento no es posible
TC-5	1.5	trafico excepcionalmente denso	Caminata desagradable. La multitud comienza. No puedes elegir tu ritmo de caminar.

Clases de confort y efecto de sincronía.

El grado de confort es representado por aceleraciones límites en las direcciones vertical y lateral. Cuatro clases de confort son definidas en el estándar y presentadas en la tabla 3.8. La demanda más alta se establece en la clase de confort 1 con la menor aceleración permitida.

**Tabla 3.8: Clases de confort con los límites de aceleración.**

Clase de conformidad	Grado de confort	Vertical $a_{\text{limite}} [m/s^2]$	Lateral $a_{\text{limite}} [m/s^2]$
CL 1	Máximo	<0.50	<0.10
CL 2	Medio	0.50-1.00	0.10-0.30
CL 3	Mínimo	1.00-2.50	0.30-0.80
CL 4	Des confort inaceptable	>2.50	>0.80

### 3.9 Comparativa

La tabla 3.6 compara los criterios de servicio establecidos en los 8 reglamentos explicados en este capítulo:

**Tabla 3.9: Criterios de aceleración.**

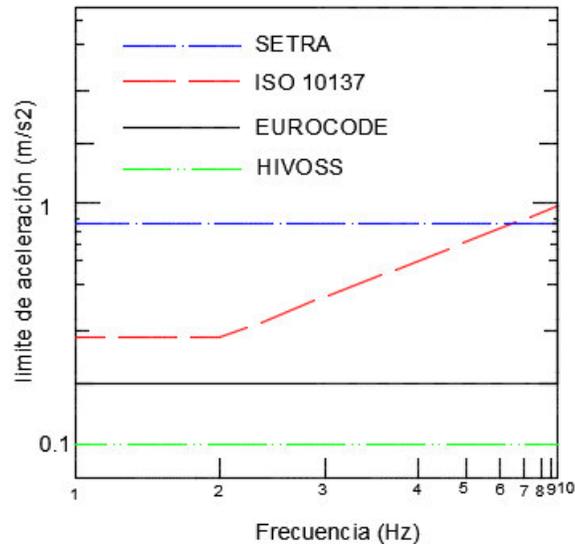
REGLAMENTO	ACELERACIÓN VERTICAL	ACELERACIÓN HORIZONTAL
BS 5400	$a_{max} \leq 0,5\sqrt{F}$ m/s <sup>2</sup>	Sin requisito
Normas Técnicas Complementarias D.F.	-	-
AASHTO	-	-
Eurocode	$a_{max} \leq 0,7$ m/s <sup>2</sup>	$a_{max} \leq 0,2$ m/s <sup>2</sup>
ISO 10137	60 veces la curva base, Figura 3.3	60 veces la curva base, Figura 3.4
AISC	$a \leq 5\% g$	-
SETRA	$a \leq 0.5$ m/s <sup>2</sup>	$a \leq 0.1$ m/s <sup>2</sup>
HIVOSS	$a \leq 2.5$ m/s <sup>2</sup>	$a \leq 0.8$ m/s <sup>2</sup>

**Tabla 3.10: Criterios de frecuencias.**

REGLAMENTO	FRECUENCIA VERTICAL	FRECUENCIA HORIZONTAL
BS 5400	Mayor de 5 Hz	Mayor de 1.5 Hz
Normas Técnicas Complementarias D.F.	-	-
AASHTO	Mayor de 3 Hz	Mayor de 1.3 Hz
Eurocode	Mayor de 5 Hz	Mayor de 2.5 Hz
ISO 10137	-	-
AISC	4Hz – 8Hz	-
SETRA	Mayor de 5 Hz	Mayor de 2.5 Hz
HIVOSS	-	-

Una comparación del criterio de vibración horizontal, muestra que Eurocode tiene un límite máximo de aceleración para una frecuencia independiente de 0.2 m/s<sup>2</sup>. ISO 10137 da una aceleración máxima para una frecuencia independiente de  $a_{max} \approx 0.31$  m/s<sup>2</sup> a una frecuencia de 2 Hz. BS 5400 no presenta un criterio numérico de aceleración para vibraciones horizontales. Sin embargo, establece que si la frecuencia fundamental de vibración horizontal es menor que 1.5 Hz. el diseñador deberá considerar el riesgo movimientos laterales de magnitudes inaceptables. La AISC no muestra ninguna restricción al respecto. El SETRA nos marca varios límites de aceleración los cuales varían del nivel de

confort que se desee y van de 0 a  $0.1 \text{ m/s}^2$  en la horizontal. La guía suiza HIVOSS nos marca un límite de aceleraciones acorde el confort deseado en el puente, la máxima aceleración vertical es de  $0.8 \text{ m/s}^2$  siendo el confort mínimo.



**Figura 3.5: Comparativa de aceptabilidad para vibraciones horizontales.**

La norma británica BS 5400 propone un modelo de carga peatonal solo en la dirección vertical y no en la dirección horizontal. ISO 10137 presenta modelos tanto para cargas verticales como para horizontales, impuestos por un peatón. Se observa que el modelado de la carga peatonal horizontal, supone que el peso estático del peatón,  $Q$ , actúa en la dirección horizontal. Eurocode propone modelos de carga para cargas verticales y horizontales solo para estructuras simples. Para estructuras más complejas, el modelado de cargas peatonales es dejado al diseñador. AISC realizó estudios de confort en base a la actividad de las personas dando como resultado que para puentes peatonales o actividades al aire libre la gente puede soportar una aceleración no mayor al 5% de la gravedad. Sétra y HIVOSS se basan en 3 clases de confort, los cuales varían sus límites de aceleración, el confort mínimo nos delimita a  $2.5 \text{ m/s}^2$  después de esta aceleración el movimiento se vuelve inaceptable.

Los modelos de carga propuestos por estos reglamentos, están basados en la suposición de que las cargas peatonales se pueden aproximar como cargas periódicas.

## Capítulo 4

### **ANÁLISIS DE LA ACELERACIÓN VERTICAL POR MEDIO DE LAS GUIAS DE DISEÑO DEL SETRA.**

En este capítulo presentaremos una ilustración de una guía rápida para determinar el nivel de confort para diferentes relaciones de claros y peraltes por medio de la guía técnica “Evaluación y comportamiento de las vibraciones de puentes peatonales bajo cargas generadas por las personas” Sétra 2006.

#### **4.1 Metodología de análisis dinámico de un puente peatonal**

A los efectos de clientes, contratistas principales y diseñadores, este capítulo presenta una metodología y recomendaciones para tomar en cuenta los efectos dinámicos causados por el tránsito de peatones en puentes peatonales.

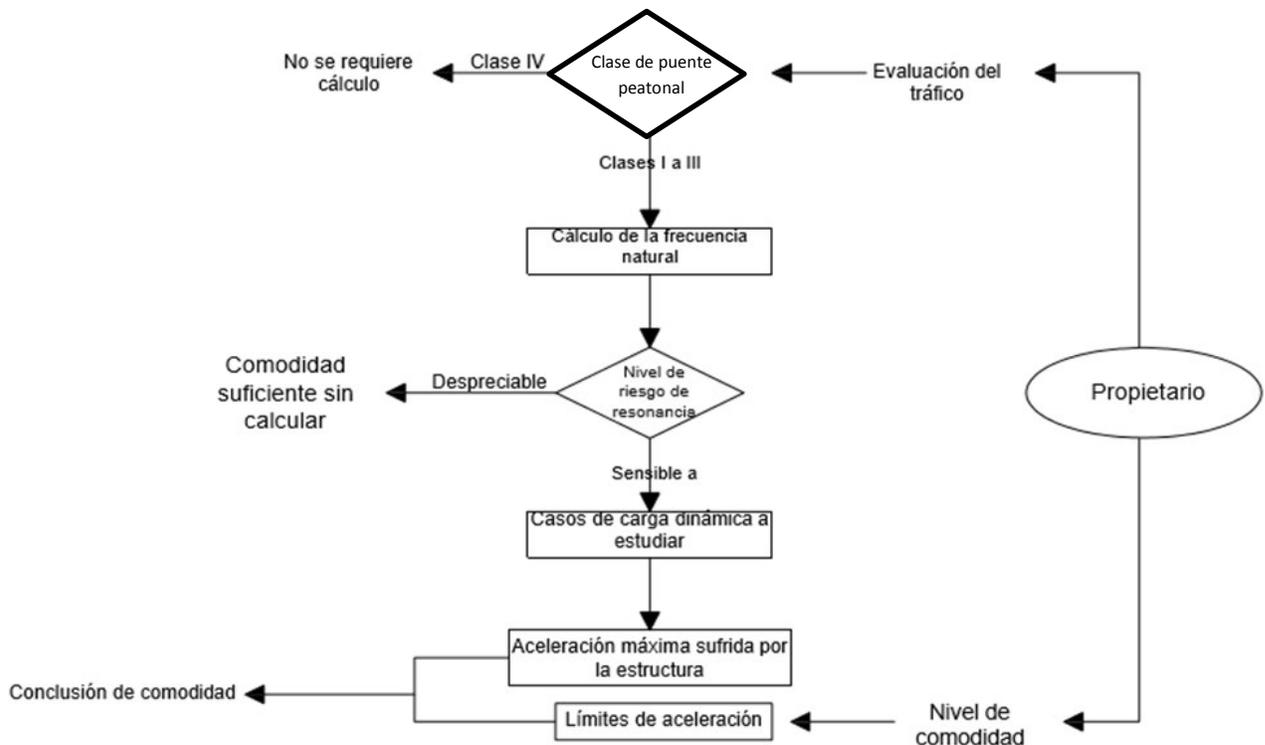
La metodología propuesta hace que sea posible limitar los riesgos de resonancia de la estructura causada por los pasos de peatones. Sin embargo, se debe recordar que, aparte de resonancia, puentes peatonales con claros muy grandes pueden sufrir fenómenos de vibración.

Desde un inicio, al decidir sobre su enfoque, el cliente tiene que definir la clase del puente peatonal como una función del nivel de tráfico que se someterá y determinar el nivel de confort que requiere cumplir.

Las necesidades de condición de clase de los puentes peatonales, o no, para determinar la frecuencia natural de la estructura. Cuando se calculan, estas frecuencias naturales conducen a la selección de uno o varios casos de carga dinámica, como una función de los rangos de los valores de frecuencia. Estos casos de carga se definen para representar los diversos efectos posibles de tráfico peatonal.

El tratamiento de los casos de carga proporciona los valores de aceleración experimentadas por la estructura. El nivel de confort obtenido puede ser calificado por el rango que comprende los valores

La metodología se resume en el siguiente organigrama:



**Figura 4.1: Diagrama para metodología de diseño.**

#### **4.1.1 Etapa 1: Determinación de la clase de puente peatonal**

El tipo de Clase del puente peatonal hace que sea posible determinar el nivel de tráfico que puede resistir:

**Clase IV:** Puente peatonal rara vez utilizado, construido para enlazar las zonas poco pobladas o para garantizar continuidad de un sendero peatonal en la autopista o zonas de carril exprés.

**Clase III:** Puente peatonal para el uso estándar, que en ocasiones puede ser atravesado por grandes grupos de personas, pero que nunca se pueden cargar en toda la superficie de ocupación.

**Clase II:** Puente peatonal urbano que une a las zonas pobladas, sometida a un tráfico intenso y que puede, de vez en cuando, ser cargada en toda su superficie de ocupación.

**Clase I:** Puente peatonal urbano que une las áreas de alta densidad de peatones (por ejemplo, presencia en las proximidades de una estación de tren o de metro), o que se utiliza

con frecuencia por densas multitudes (Manifestaciones, turistas, etc.), sometido a un tráfico muy denso.

Corresponde al cliente determinar la clase de puente peatonal como una función de la información anterior y teniendo en cuenta los posibles cambios en el nivel de tráfico con el tiempo.

Su elección también puede verse influida por otros criterios que decide tomar en cuenta. Por ejemplo, se puede seleccionar una clase más alta para aumentar el nivel de prevención de vibración, en vista de las altas expectativas de los medios. Por otro lado, una clase inferior puede ser aceptada con el fin de limitar los costos de construcción o para asegurar una mayor libertad de diseño arquitectónico, teniendo en cuenta que el riesgo relacionado con la selección de una clase baja se limitará a la posibilidad de que, en algún momento, cuando la estructura sea sometida a una carga donde el tráfico y la intensidad superan valores definidos, algunas personas pueden ser muy sensibles y por consecuencia sentir incomodidad.

**Clase IV:** Son considerados por no requerir ningún cálculo para comprobar su comportamiento dinámico. Para puentes peatonales muy ligeros, parece aconsejable seleccionar al menos la Clase III para asegurar una cantidad mínima de control de riesgos. De hecho, un puente peatonal muy ligero puede presentar alta aceleraciones sin que exista necesariamente ninguna resonancia.

#### **4.1.2 Etapa 2: Elección del nivel de comodidad por el propietario.**

##### **Definición del nivel de comodidad**

El propietario determina el nivel de comodidad en el puente peatonal.

**Comodidad Máxima:** Las aceleraciones sufridas por la estructura son prácticamente imperceptibles para los usuarios.

**Comodidad Promedio:** Las aceleraciones sufridas por la estructura son apenas perceptibles para los usuarios.

**Comodidad mínima:** Configuraciones de carga que difícilmente se reproducen, las aceleraciones sufridas por la estructura son percibidos por los usuarios, pero no se convierten en intolerables.

Cabe señalar que la información anterior no puede formar criterios absolutos: el concepto de comodidad es muy subjetivo y un nivel de aceleración particular será experimentado de manera diferente, dependiendo de la persona. Además, estas directrices no tratan con comodidad las áreas que sean ampliamente o permanentemente ocupados en algunos puentes peatonales más allá de su función peatonal

La elección del nivel de comodidad es normalmente influenciada por la población que utiliza el puente peatonal y por su nivel de importancia. Es posible ser más exigentes, especialmente, en nombre de los usuarios sensibles (niños en edad escolar, personas mayores o personas con discapacidad), y más tolerante en el caso de puentes peatonales más pequeños (de poco tránsito de peatones).

En casos donde el riesgo de resonancia se considera insignificante después de calcular la frecuencia natural de la estructura, nivel de confort es automáticamente considerado como suficiente.

Dada la naturaleza subjetiva del concepto de comodidad, se ha considerado la siguiente tabla donde se definen los rangos en lugar de umbrales.

Las tablas 3.3 y 3.4 definen 4 rangos de valores, 1, 2, 3 y 4, para las aceleraciones verticales y horizontales, respectivamente. En orden ascendente, los 3 primeros corresponden a la máxima, la media y niveles mínimos de comodidad descritos en el párrafo anterior. El 4to rango corresponde a niveles de aceleración incómodas que no son aceptables.

#### **4.1.3 Etapa 3: Determinación de frecuencias y la necesidad del cálculo de la carga dinámica o no**

Para puentes peatonales clase I a III, es necesario determinar la frecuencia natural de vibración de la estructura. Estas frecuencias refieren a las vibraciones en sus tres direcciones: vertical, transversal y longitudinal. Son determinados por 2 hipótesis de masa: Puente peatonal vacío y puente peatonal cargado a lo largo de su superficie, con un ajuste de un peatón por metro cuadrado (70 kg/m<sup>2</sup>).

Los rangos en que se encuentran estas frecuencias permiten evaluar el riesgo de resonancia exigido por el tránsito de peatones y, en función de esto, los casos de carga dinámica para estudio con el fin de verificar los criterios de comodidad.

#### **Clasificación de rango de frecuencia**

En las direcciones verticales y horizontales, hay cuatro rangos de frecuencia, correspondientes a disminuir el riesgo de resonancia:

Rango 1: máximo riesgo de resonancia.

Rango 2: riesgo medio de la resonancia.

Rango 3: bajo riesgo de resonancia para las situaciones de carga estándar.

Rango 4: riesgo insignificante de la resonancia.

La tabla 3.5 define las gamas de frecuencia para las vibraciones vertical y para horizontal longitudinal. La tabla 3.6 se refiere a las vibraciones transversales horizontales.

### **Definición de los cálculos dinámicos requeridos**

Dependiendo de la clase puente peatonal y en los intervalos dentro de los cuales está situada la frecuencia natural, es necesario llevar a cabo cálculos dinámicos de la estructura en su totalidad o parte de un conjunto de 3 casos de carga:

Caso 1: multitud escasa y muy densa

Caso 2: multitud muy densa

Caso 3: complemento para un público uniformemente distribuido (segundo efecto armónico)

#### **4.1.4 Etapa 4: Si es necesario, cálculo de la carga dinámica**

En la etapa previa se llegó a la conclusión de que los cálculos dinámicos son necesarios, estos cálculos deben permitir:

- El control en el nivel del criterio de comodidad requerido por el dueño, bajo condiciones de trabajo, bajo casos de carga dinámica como se define más adelante.
- Chequeos de SLS tradicionales y de tipo ULS, incluyendo casos de carga dinámica.

#### **Casos de carga dinámica**

Los casos de carga que se presentan a continuación se han establecido para representar, de forma práctica y simple, los efectos de más o menos peatones en el puente peatonal. Se han construido para cada modo de vibración natural, la frecuencia en la cual ha sido identificada dentro del rango de riesgo de resonancia. Las indicaciones en la forma en que

estas cargas son tomadas en cuenta y son incorporadas en un software de cálculo estructural, y la forma en que las construcciones son modeladas se dan en el siguiente capítulo.

**Caso1: multitud escasa y densa**

Este caso solo se considera para puentes peatonales de categoría III (multitud escasa) y II (multitud densa). La densidad  $d$  del grupo peatonal es considerada de acuerdo a la clase del puente peatonal:

**Tabla 4.1: Densidades de multitud por metro cuadrado.**

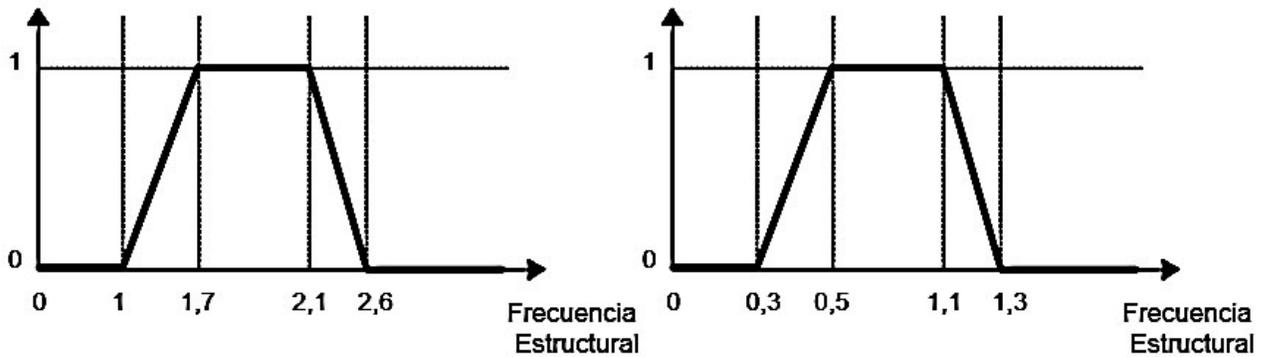
Clase	Densidad $d$ de la multitud
III	0.5 personas/m <sup>2</sup>
II	0.8 personas/m <sup>2</sup>

Esta multitud es considerada uniformemente distribuida sobre el área total del puente peatonal  $S$ . El número de personas involucradas es entonces:  $N = S \times d$ .

El número de personas equivalente, en otras palabras, el número de personas que están en la misma fase y frecuencia, produciría los mismos efectos que las personas al azar, en fase y frecuencia es:  $10.8 \times (\sum x N)^{1/2}$ .

La carga que se toma en cuenta es modificada por un factor menor  $\psi$  que toma en cuenta el hecho de que el factor de riesgo de resonancia en un puente peatonal sea menos probable de que este en el rango de 1.7 Hz. – 2.1 Hz. para aceleración vertical, y 0.5 Hz. – 1.1 Hz. para aceleración horizontal. Este factor tiende a 0 cuando la frecuencia del puente peatonal es menor que 1 Hz. para la acción vertical y 0.3 Hz. para la acción horizontal.

De la misma manera, el factor se cancela más allá de 2.6 Hz. para la acción vertical y 1.3 Hz. para la acción horizontal. Sin embargo, en este caso se debe examinar la segunda armónica del paso peatonal.



**Figura 4.2: Factor  $\psi$ , para vibraciones verticales y longitudinales en la izquierda, y vibraciones laterales en la derecha.**

La tabla 4.2 resume la carga por unidad de área que es aplicada para cada sentido de la vibración, para un público al azar, si se está interesado en los modos vertical y longitudinal.  $\xi$  representa el coeficiente de amortiguamiento crítico (adimensional) y  $n$  el número de personas en el puente peatonal ( $d \times S$ )

**Tabla 4.2: Carga por metro según la dirección.**

Dirección	Carga por $m^2$
Vertical (v)	$d \times (280N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$
Longitudinal (l)	$d \times (140N) \times \cos(2\pi f_l t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$
Transversal (t)	$d \times (35N) \times \cos(2\pi f_t t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi$

Las cargas son aplicables a todo el puente peatonal, y el signo de la amplitud de la vibración, debe ser seleccionado para producir el efecto máximo en cualquier punto: por lo tanto, la dirección de aplicación de la carga debe ser el mismo que la dirección del modo de forma, y se debe invertir cada vez que el modo de forma cambia de dirección, por ejemplo cuando pasa a través de un nudo. (Para más detalles ver capítulo III)

1er Comentario: con el fin de obtener estos valores, el número de personas equivalente es calculado usando la fórmula  $10.8 \times (\xi/n)^{1/2}$ , después se divide entre el área cargada  $S$ , que es reemplazada por  $n/d$  (recuerde  $n = S \times d$ ) el cual da  $d \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2}$ , será multiplicado por la acción individual de estas personas equivalentes ( $F_o \cos(\omega t)$ ) y por el factor menor  $\psi$ .

2do Comentario: es muy obvio que estos casos de carga no son aplicados simultáneamente. El caso de carga vertical es aplicado para cada modo vertical en riesgo, y para cada caso de carga longitudinal en riesgo, ajustando en cada ocasión la frecuencia de la carga a la frecuencia natural de que se trate.

3er Comentario: los casos de carga de arriba, no muestran la parte estática de la acción de los peatones,  $G_0$ . Esta componente no influye en la aceleración. Sin embargo, debe tenerse en mente que la masa de cada peatón se debe incorporar dentro de la masa del puente peatonal.

4to Comentario: estas cargas son aplicables hasta que la aceleración máxima de la resonancia sea obtenida. Recuerde que el número de personas equivalentes fue construido para comparar los peatones reales con un número menor de personas ficticias que tienen resonancia perfecta. Para más detalles, ver capítulo 3.

### Caso 2: multitud muy densa

Este caso de carga solo se debe tomar en cuenta para puentes peatonales de clase I.

La densidad del grupo peatonal a considerar será 1 persona por  $m^2$ . Este grupo es considerado uniformemente distribuido sobre el área  $S$  previamente definida. Es considerado que los peatones están en la misma frecuencia y tienen diferentes fases. En este caso, el número de peatones en una fase equivalente al número de personas en fases diferentes ( $n$ ) es  $1.85 \sqrt{n}$ .

El segundo factor menor,  $\psi$ , debido a la incertidumbre de la coincidencia entre la frecuencia de las tensiones creadas por la multitud y la frecuencia natural de la construcción, se define por la tabla 4.3 de acuerdo a la frecuencia natural del modo en consideración, para la orientación vertical y vibraciones longitudinales, por un lado, y transversal en el otro.

La tabla siguiente resume la carga aplicada por unidad de área de cada dirección de la vibración. Los mismos comentarios aplican para aquellos del párrafo anterior:

**Tabla 4.3: Carga aplicada por área en cada dirección.**

Dirección	Carga por $m^2$
Vertical (v)	$d \times (280N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 10.8 \times (1/n)^{1/2} \times \psi$
Longitudinal (l)	$d \times (140N) \times \cos(2\pi f_l t) \times 10.8 \times (1/n)^{1/2} \times \psi$
Transversal (t)	$d \times (35N) \times \cos(2\pi f_t t) \times 10.8 \times (1/n)^{1/2} \times \psi$

### Caso 3: efecto de la segunda armónica de la multitud

Este caso es similar al caso 1 y 2, pero considera la segunda armónica de los esfuerzos causado por el caminar de los peatones, ubicado, en promedio, al doble de la frecuencia de la primera armónica. Esto es solo para ser tomado en cuenta para puentes peatonales de categoría I y II.

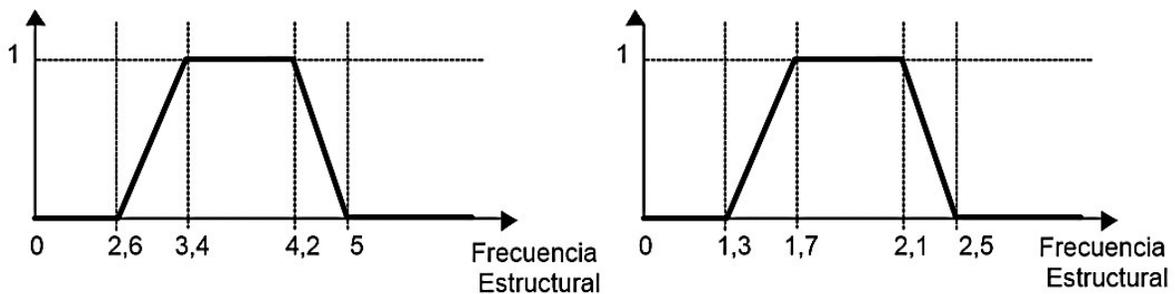
La densidad de la multitud de peatones es considerada 0.8 peatones por metro cuadrado para la categoría II, y 1.0 para la categoría I.

Esta multitud es considerada uniformemente distribuida. La fuerza individual ejercida por un peatón es reducida a 70N verticalmente, 7N transversalmente y 35N longitudinalmente.

Para la categoría II de puentes peatonales, la tolerancia está hecha para el carácter aleatorio de las frecuencias y de las fases de peatones, como para el caso de carga No. 1 .

Para la categoría I de puentes peatonales, la tolerancia está hecha por el carácter aleatorio de las fases solo para los peatones, como para el caso de carga No. 2.

El segundo factor negativo,  $\psi$ , debido a la incertidumbre de la coincidencia entre la frecuencia de los esfuerzos creados por la multitud y la frecuencia natural de la construcción, está dada por la figura 4.3 de acuerdo a la frecuencia natural del modo bajo consideración, para vibraciones verticales y longitudinales por un lado, y transversales por otro lado.



**Figura 4.3: Factor  $\psi$  para las vibraciones verticales en la izquierda y las vibraciones laterales en la derecha.**

### Amortiguamiento de la construcción

Los cálculos dinámicos están hechos tomando en cuenta el siguiente amortiguamiento estructural:

**Tabla 4.3: Coeficiente critico de amortiguamiento a tener en cuenta**

Tipo	Coefficiente crítico de amortiguamiento
Concreto reforzado	1.3%
Concreto pretensado	1%
Mixto	0.6%
Acero	0.4%
Madera	1%

En el caso de las diferentes construcciones que combinan varios materiales, el coeficiente crítico de amortiguamiento a tener en cuenta puede ser tomado como el promedio de los coeficientes de amortiguamiento crítico de los distintos materiales ponderados por su contribución respectiva en la rigidez del conjunto en el modo en consideración:

$$\xi_{\text{modo } i} = \frac{\sum_{\text{material } m} \xi_m k_{m,i}}{\sum_{\text{material } m} k_{m,i}}$$

en la cual  $k_{m,i}$  es la contribución del material  $m$  a la rigidez total en modo  $i$ .

En la práctica la determinación de la rigidez  $k_{m,i}$  es difícil. Para puentes peatonales comunes con sección poco variable, se puede utilizar la aproximación de la siguiente fórmula:

$$\xi_{\text{modo } i} = \frac{\sum_{\text{material } m} \xi_m EI_m}{\sum_{\text{material } m} EI_m}$$

en la cual  $EI_m$  es la contribución del material  $m$  a la rigidez total  $EI$  de la sección, en comparación con el centro mecánico de esa sección. (de tal manera que  $\sum_{\text{material } m} EI_m = EI$ )

#### 4.1.5 Etapa 5: Modificación del proyecto

Si los cálculos anteriores no proporcionan pruebas suficientes, el proyecto se reiniciará si se trata de un nuevo puente peatonal, o medidas que debían tomarse si se trata de un puente peatonal ya existente (instalación o no de amortiguadores).

Este párrafo menciona las recomendaciones para reducir los efectos dinámicos en los puentes peatonales. Estas recomendaciones se dan en importancia decreciente.

## **Modificación de la frecuencia natural**

La modificación de las frecuencias naturales es la forma más sensible de resolver los problemas de vibración en una construcción. Sin embargo, con el fin de modificar la frecuencia natural de una construcción de manera significativa, es muy necesario llevar a cabo grandes modificaciones estructurales a fin de incrementar la rigidez de la construcción.

La mayoría de las veces, se busca una manera de aumentar las frecuencias naturales, de manera que el primer modo, y por lo tanto todos los modos siguientes, se encuentran fuera del rango de riesgo. En ciertos casos, cuando la frecuencia del primer modo es baja, pero dentro del rango de riesgo, y la del segundo modo es lo suficientemente alta, puede ser ventajoso reducir las frecuencias a fin de lograr el primer modo por debajo del rango de riesgo, previendo que el segundo modo se mantiene por arriba del rango.

Sin embargo, esto no es satisfactorio. Además, mediante la reducción de la rigidez de la construcción, se hace más flexible y se aumenta la deflexión estática.

De las formas de incrementar la frecuencia natural del puente peatonal, se puede citar lo siguiente:

### **Vibraciones verticales**

Consideremos, por ejemplo, el caso de las vibraciones verticales de una cubierta formada por una viga de acero. Si el ancho de la viga se puede incrementar, su rigidez puede ser aumentada sin incrementar su masa. Es suficiente para mantener el espesor del patín superior e inferior y para reducir el espesor del alma en proporción al aumento de su profundidad.

Pero, en un gran número de casos, no es posible aumentar la profundidad de la viga, o no lo suficiente, por funcionalidad (altura del tránsito bajo el puente peatonal) o razones arquitectónicas.

Si el espesor de los patines y del alma de la viga se incrementa, la inercia aumentará en proporción del espesor, también aumentara el peso propio, lo cual reducirá el efecto en general. En este caso, no existe una solución para incrementar las frecuencias naturales, que no sean mediante la modificación del diagrama estático de la construcción: la creación de huecos en los muelles, la adición de cable se mantiene, etc.

En el caso de una losa de concreto sobre vigas de acero, un aumento en el peralte de la viga es más eficaz en el aumento de la frecuencia de vibración. El peso propio no aumenta

rápidamente, ya que comprende una parte importante, debido a la masa de la losa de concreto, la cual no aumenta.

En el caso de una superficie de madera, la inercia varía de acuerdo al cuadrado de la profundidad, donde la sección de los patines (por lo tanto la masa de los patines) varía inversamente a la profundidad. Por lo tanto, es ventajoso aumentar el peralte con el fin de aumentar la frecuencia de vibración.

En el caso de una superficie de concreto reforzado, un aumento en la resistencia del concreto permite su módulo, y por tanto la rigidez de la superficie, se incrementa, sin que aumente su masa, pero en proporciones reducidas, como el módulo solo aumenta de acuerdo con la raíz cúbica de la resistencia a la compresión. Otra forma tradicional de aumentar la rigidez sin aumentar la masa, consiste en reemplazar una sección rectangular con una sección I. Una cubierta formada de una viga tubular, tendrá una frecuencia de vibración mayor que una superficie del mismo espesor formada por una viga rectangular.

El concreto convencional puede ser reemplazado por concreto ligero para reducir la masa (con una pequeña reducción de la rigidez) y por tanto incrementa la frecuencia de vibración.

En el caso de una superficie atirantada, un aumento en la sección de los tensores generalmente permite que la rigidez se incremente sin aumentar mucho su masa. Esta solución es efectiva, pero no es económica, por la cantidad de tensores que tienen que aumentarse, sin desplazamiento.

En el caso de una superficie suspendida, la frecuencia de vibración aumenta de acuerdo a la raíz cuadrada de la tensión de los cables dividido entre la densidad lineal de los cables y de la cubierta. Por lo tanto, no hay ventaja alguna en aumentar la sección de los cables. En particular, su deflexión debe ser reducida.

La rigidez vertical de una cubierta se puede aumentar haciendo que los barandales participe en la rigidez.

### **Vibraciones de torsión**

Las vibraciones de torsión de una cubierta causan que se mueva verticalmente, lejos del eje longitudinal de la construcción. Los valores de frecuencias de vibración de torsión de la cubierta también deben considerarse cuando las vibraciones verticales sentidas por los peatones están siendo estudiadas. La frecuencia de vibración torsional es proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez en torsión e inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la densidad polar de la superficie. Por lo tanto, existen ventajas en el diseño de una cubierta que es rígida a la torsión.

Hay varias formas de aumentar la frecuencia de las vibraciones de torsión de una cubierta. Una manera, es aumentar la inercia torsional. Una cubierta de viga cajón tiene, por lo tanto, mayor inercia torsional que una superficie formada con vigas laterales. La inercia torsional puede aumentarse aún más aumentando el área de la sección transversal de la viga cajón. La adición, a una cubierta formada de vigas de relleno soportadas por vigas laterales, de una parte inferior de celosía horizontal para viento uniendo los patines inferiores de las dos vigas, también permitirá que la rigidez torsional aumente, pero en menor cantidad que una viga cajón.

En el caso de un puente atirantado con suspensión lateral, la cubierta está formada por dos vigas laterales, el anclaje del cable se mantiene en el plano axial de la construcción (en un pilón axial o en la punta de un pilón Y invertido o un pilón V invertido) y no en dos pilones axiales independientes, permitirá que la frecuencia torsional se aumente por un factor cerca de 1.3. Esto fue lo que se hizo en el puente peatonal Palais de Justice en Lyon.

### **Vibraciones horizontales**

La frecuencia de vibración horizontal es proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez horizontal e inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la masa de la cubierta.

Una forma obvia de aumentar la rigidez horizontal es aumentar el ancho de la cubierta. Pero a un costo que no es menos evidente.

A un ancho dado, una manera de incrementar la rigidez horizontal, consiste de proveer elementos resistentes en las orillas de la cubierta: por ejemplo, dos vigas laterales de sección  $S$ , pueden ser usadas en lugar de cuatro vigas de sección  $S/2$  espaciadas igualmente bajo la cubierta.

En el caso de puentes peatonales atirantados o suspendidos que son muy estrechos en relación con su extensión, se pueden utilizar cables laterales para rigidizar la construcción. Este es el caso para el puente peatonal suspendido en Tours sobre el Cher.

### **Reducción estructural de aceleraciones**

Si no es posible aumentar suficientemente las frecuencias, o si el incremento lleva a un diseño que podría hacer el proyecto inviable, o si el puente es muy antiguo, en él no puede ser hecha una modificación substancial, se debe hacer un intento por reducir las aceleraciones (sin afectar directamente el amortiguamiento).

Para hacer esto, se debe aumentar la masa de la construcción usando una cubierta “pesada” (asfalto, concreto, etc.). Esto tiene un efecto directo en las aceleraciones (debería recordarse que son inversamente proporcional a la masa). En adición, si está cubierta está

unida a la estructura, las frecuencias no serán reducidas por mucho, y el amortiguamiento proporcionado por la cubierta puede hacer una contribución apreciable del amortiguamiento total.

Otra forma de reducir las aceleraciones es usar materiales que sean amortiguadores naturales. Sin embargo, hay que darse cuenta que, para el amortiguamiento de estos materiales que se movilizan, deben desempeñar un papel en la rigidez total. El aumento de la amortiguación se puede obtener, por ejemplo, por el uso de una barandilla de celosía. En el caso de puentes peatonales con esfuerzo en cinta, los paneles elastómeros pueden estar situados entre las losas prefabricadas de concreto reforzado a partir del cual se forma la cubierta con el fin de aumentar la amortiguación.

### **Instalación de amortiguadores**

Como último recurso, si las soluciones anteriores no funcionan, se pueden instalar sistemas de amortiguamiento, lo que suele ser más sintonizado, amortiguadores de masa (estos son los más fáciles de instalar: para que funcione correctamente, los amortiguadores viscosos requieren la construcción de dispositivos complejos para recrear el movimiento diferencial importante). Un amortiguador de masa consiste en una masa conectada a la construcción usando un resorte, con un amortiguador posicionado en paralelo. Este dispositivo permite reducir las vibraciones en una construcción en gran cantidad en un modo de vibración dado, bajo la acción de una excitación periódica de una frecuencia cerca a la frecuencia natural de este modo de vibración de la construcción.

Esto solo se puede considerar como último recurso, ya que a pesar del carácter atractivo aparente de estas soluciones (incremento substancial en amortiguación a bajo costo), existen desventajas. Si se utilizan amortiguadores de masa sintonizados, que es el caso más típico:

- Tantos amortiguadores son necesarios ya que hay frecuencias de riesgo. Para puentes peatonales complejos, los cuales tienen varios modos (flexión, torsión, vertical, transversal, modos longitudinales, etc.) de riesgo, puede ser muy oneroso de implementar;
- El amortiguador debe estar configurado (alrededor de 2-3%) a una frecuencia de construcción que cambie con el tiempo (fenómeno diferido) o de acuerdo al número de peatones (modificación de la masa). La reducción de la eficacia es apreciable;
- La adición de un amortiguador, degenera y por tanto duplica, la frecuencia natural bajo una consideración: esto complica todo el comportamiento dinámico, y también la medición de las frecuencias naturales;

- Aunque los fabricantes digan que los amortiguadores tienen un lapso de vida muy largo, necesitan un nivel mínimo de mantenimiento de rutina: Los dueños deben ser conscientes de esto;
- Porque el peso añadido (aproximadamente 3 a 5% de la masa modal del modo en estudio), esta solución solo funcionará en un puente peatonal existente si tiene suficiente capacidad de diseño libre. En un puente peatonal propuesto, el diseñador puede tener que cambiar el tamaño de la construcción;
- Preferiblemente, se conseguirá 3% de amortiguación garantizado: en construcciones muy ligeras (para las cuales la razón de la fuerza de excitación dividida entre la masa, es alta), puede que no sea suficiente.

## **4.2 Evaluación de la aceleración debido a la variación de su longitud**

Evaluaremos los siguientes anchos de calzada o superficie comunes de 3m, 4m, 6m, y 8m para las relaciones de claro y peralte muy comunes a emplear en la construcción de L/20, L/25, L/30, L/35 y L/40, cabe mencionar que para cada relación se debe revisar y diseñar su capacidad a resistencia correspondiente para elementos y sus sistema ya sea concreto reforzado o presforzado dependiendo su caso.

### **4.2.1 Datos introducidos para la evaluación**

Se toma como elemento de evaluación una sección transversal rectangular, considerada simplemente apoyada en sus extremos, de concreto reforzado, con módulo de elasticidad de  $2.34 \times 10^{10}$  N/m<sup>2</sup>, momento de inercia correspondiente a la relación del claro, peralte y al ancho

### **4.2.2 Clasificación del nivel de tráfico en el puente**

Se determinaran las siguientes clases de densidad de esta evaluación del orden de 0.5 personas/m<sup>2</sup>, 0.8 personas/m<sup>2</sup> y 1.0 personas/m<sup>2</sup>.

### **4.2.2 Resultados**

Para tener una comprensión más representativa se mostraran gráficas, la escala de confort propuesta por el Sétra.

### **4.3 Conclusión**

Es importante definir en el cliente el tipo de estructura, ya que de esto depende el nivel de la aceleración en la cual estará expuesto, o de antemano incluir el dispositivo que tendrá nuestra estructura para no permitir aceleraciones por encima del límite permisible de aceptación al momento que variamos un aspecto geométrico como es la relación del peralte y el claro notamos que, como una guía rápida para poder evitar de cierta manera que nuestra estructura se encuentre en un rango de aceleraciones susceptibles. Una recomendación es tomar la relación del claro con respecto al peralte del orden de 20 a este umbral, podemos utilizar relaciones de L/35 a L/40, siempre y cuando el diseñador garantice una aceleración de algún modo el confort que el cliente determine en su inicio.

## **Capítulo 5**

### **METODOS PARA MITIGAR VIBRACIONES**

Con la aparición de los primeros problemas relacionados con las vibraciones de los puentes peatonales, algunas recomendaciones anticipadas, como las de Walley, 1959, propusieron que la frecuencia natural de la estructura sea debajo de los 2.7Hz debe de evitarse. Es interesante notar que esto corresponde al límite superior de la primera armónica, a pesar de que en ese tiempo se sabía muy poco de lo que actualmente se sabe de la naturaleza de las fuerzas al caminar al no haber reportes, ni mediciones existentes. Leonard <sup>[76]</sup>, del otro lado, dijo que no era necesario evadir ningún rango de frecuencia si se proveía un apropiado amortiguamiento y rigidez. Por ejemplo, algunos puentes peatonales son útiles aún y cuando su frecuencia cae en el rango problemático (Pimentel et al., 2001) y su amortiguamiento es menor que 0.4% (Parker, 2003). Sin embargo, teniendo las tendencias hacia la optimización en el diseño de puentes peatonales, sucede que los puentes peatonales cada vez son más propensos a sufrir problemas en su comportamiento en lo que respecta a la vibración. Una lista de ejemplos sobre el problema ha sido compilada por Pimentel (Pimentel, 1997).

Hay medidas que pueden ser usada para predecir, prevenir y resolver los problemas de vibraciones en puentes peatonales (Bachmann y Ammann, 1987)(Bachmann, 1992):

**Modificación de la frecuencia:** Como se mencionó anteriormente, esta medida significa evadir los rangos de frecuencia críticos para los modos fundamentales. Para los modos verticales estas son las frecuencias de la primera armónica (1.6-2.4Hz) y para puentes con baja amortiguación, la segunda armónica (3.5-4.5 Hz). También Bachmann y Amman, (19887) propusieron la misma disposición para los modos laterales, (0.8-1.2Hz para el primero y posiblemente 1.6-2.4Hz para la segunda armónica), cabe agregar que las bajas frecuencia también pueden causar excitación, acorde a las observaciones hechas al puente Millennium, donde la frecuencia más baja fue de 0.5 Hz (Dallar et al., 2001). Para la dirección longitudinal, la primera sub armónica y la primer armónica, con frecuencias de 0.8-1.2 Hz y 1.6-2.4 Hz respectivamente, deben ser evadidas. Vibraciones excesivas en esta dirección son raras, pero hubo un caso reportado por Bachmann, 2002. Se puede destacar que el diseñador puede influir en las frecuencias del puente eligiendo un diseño apropiado de la estructura (Pimentel, 1997) y estudiando diferentes opciones para distribuir la rigidez y la masa.

### **Medidas para reducir las respuestas de vibración.**

**Estas medidas son:**

- Restringiendo el uso del puente (por ejemplo, Prohibir correr en el puente):

- Incrementar el amortiguamiento (añadiendo dispositivos de amortiguamiento como los viscosos y las masas sintonizadas.)

Puede ser añadido que una advertencia o educación a las personas sobre las vibraciones pueden ayudarlos a tolerar niveles más altos de vibración y así sabrían que su seguridad no está en riesgo. Esto no es sorprendente ya que la seguridad es la principal preocupación de los usuarios del puente en caso de vibración excesiva (Leonard, 1966).

## **5.1 Incremento de la rigidez**

En términos generales, podemos establecer los cuatro requisitos siguientes para estructuras que serán sometidas a fuerzas laterales:

- a) La estructura debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.
- b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas laterales actuantes desde el punto de vista que estas se generan hasta el terreno.
- c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación.
- d) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformaciones inelástica que les permitan disipar la energía introducida por cargas laterales de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

Una posible solución a los problemas de vibración causadas por las cargas de los peatones es evadir las frecuencias naturales las cuales están en rangos que coinciden con la frecuencia típica inducida por cargas dinámicas del peatón. Estas frecuencias están entre un rango de 1,4 – 2,4 Hz para la dirección vertical y en el rango de 0,7 – 1,2 Hz para la dirección horizontal. Esto puede ser logrado incrementando la rigidez del puente peatonal moviendo así las frecuencias naturales fuera del rango que puede ser excitado por el peatón. La rigidez puede ser incrementada instalando barras transversales o añadiendo apoyos adicionales (Zivanivic et al., 2005).

En teoría para incrementar la frecuencia natural de la estructura, la rigidez y la masa están relacionadas, esto es: si la masa se aumenta, la rigidez debe aumentar aún más. Entonces, al aumentar la rigidez con elementos considerables, estos afectaran la estética del puente (Fitzpatrick et al., 2001).

## **5.2 Incremento de amortiguamiento**

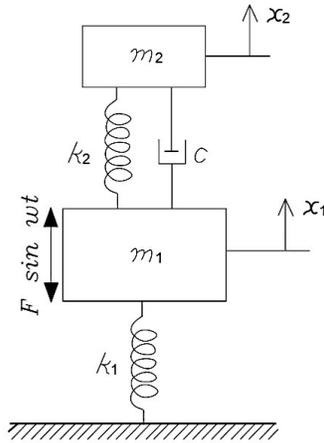
Otra medida en contra de los problemas de vibración en puente peatonales es incrementar el amortiguamiento de la estructura. Estos son mecanismos que absorben la energía y contribuyen a él amortiguamiento de la estructura. Para amplitudes pequeñas de vibraciones, el amortiguamiento es proveído por el material debido al comportamiento visco elástico del material. Para mayores amplitudes, el amortiguamiento es incrementado por fricción en conexiones y soportes. También, los elementos no estructurales contribuyen al amortiguamiento (Weber, 2002).

Incrementar el amortiguamiento modificando la estructura, conexiones, soportes y elementos no estructurales deben ser considerados, pero siempre salen problemas considerables. Para incrementar el amortiguamiento, es más efectivo, y más barato, instalar un sistema de amortiguamiento (Bachmann, 2002).

Los sistemas de amortiguamiento incrementa el monto de energía que es disipada por la estructura, Hay tres diferentes sistemas de amortiguamiento los sintonizadores de masa (TMD), sintonizadores de líquidos (TLD) y amortiguadores viscosos.

### **5.2.1 Sintonizadores de masa**

Los sintonizadores de masa (TMD) es un sistema de amortiguamiento pasivo, consiste en una masa y un resorte fijados en un punto de la estructura. Al variar la relación de la masa del TMD y la masa de la estructura, una cierta cantidad de amortiguamiento puede ser producida. El TMD puede ser visto como un mecanismo que absorbe el exceso de energía que es producido en la estructura. Esta energía es después disipada por un aparato de amortiguamiento viscoso conectado entre la estructura y la masa del TMD (Breukelmann). De esta forma la frecuencia natural del TMD es sintonizada a una frecuencia particular resultando en una frecuencia óptima del amortiguador. Por lo tanto, los TMD son efectivos solo en un rango de frecuencias. Mientras más pequeña sea la relación entre la masa del TMD y la masa del puente, más pequeño será el rango de frecuencias efectivas (fitzpatrick et al., 2001).



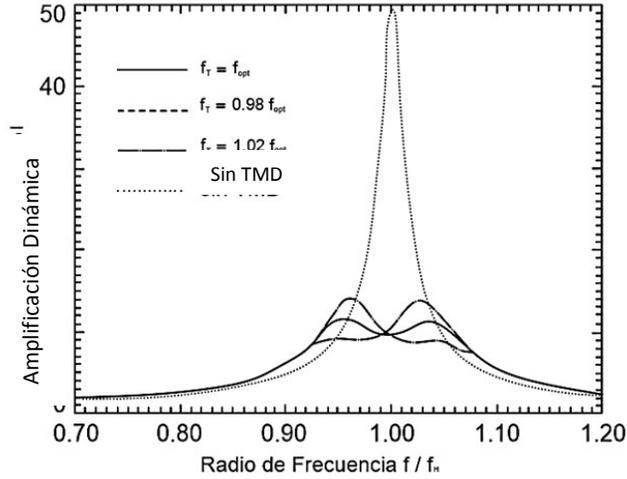
**Figura 5.1: Modelo de 2 grado del acoplamiento de un TMD a la estructura.**

El TMD junto con la estructura del puente puede ser analizado como un sistema de dos grados de libertad, ver fig. 5.1. La masa de abajo representa la masa de la estructura y la masa superior representa la masa del sintonizador TMD. El tamaño de la rigidez y la masa del TMD depende de la respuesta dinámica de la estructura. Mientras más grande sea la relación masa del TMD y la estructura, menor es la respuesta dinámica. De cualquier manera por razones prácticas la masa del amortiguador tiene un límite (Weber, 2002).

La amortiguación vertical del puente Milenio es proveída por un sintonizador de masa vertical. Después del día de inauguración un total de 26 pares de sintonizadores de masa fueron instalados en el Millennium bridge. Esto fue hecho ya que el puente respondía excesivamente en la dirección vertical.

#### **Especificaciones prácticas de un sintonizador de masa.**

Las especificaciones de un sintonizador – masa efectiva, sintonización de frecuencia y la amortiguación- pueden ser determinadas de acuerdo a un modelo de 2 grados de libertad, ver fig. 5.2.



**Figura 5.2: Modelo y optimización del TMD.**

$$\begin{aligned}
 m_H \ddot{u}_H + c_H \dot{u}_H + c_T (\dot{u}_H - \dot{u}_T) + k_H u_H + k_T (u_H - u_T) &= F(t) \\
 m_T \ddot{u}_T + c_T (\dot{u}_T - \dot{u}_H) + k_T (u_T - u_H) &= 0
 \end{aligned}
 \tag{5.1}$$

Partiendo del uso de las ecuaciones de movimiento y acoplando el sintonizador, la masa de la estructura y la masa del sintonizador (1), al aplicar una aproximación exponencial (2), (3) y simplificando la ecuación usando los términos que son mostrados (4)

$$u_T = U_T e^{i\omega t} \quad F(t) = F_H e^{i\omega t} \tag{4.2}$$

$$\begin{aligned}
 [-\omega^2 m_H + i\omega(c_H + c_T) + (k_H + k_T)]U_H + [-i\omega c_T - k_T]U_T &= F_H \\
 [-i\omega c_T - k_T]U_H + [-\omega^2 m_T + i\omega c_T + k_T]U_T &= 0
 \end{aligned}
 \tag{5.3}$$

$$\omega^2 \frac{m_H}{k_H} = \frac{\omega^2}{\omega_H^2} = \Omega^2$$

$$\omega \frac{c_H}{k_H} = \omega \frac{2\zeta_H \omega_H m_H}{k_H} = 2\zeta_T \frac{\omega}{\omega_H} = 2\zeta_H \Omega$$

$$\omega \frac{c_T}{k_H} = \omega \frac{2\zeta_T \omega_T m_T}{k_T} \frac{m_H}{m_H} = 2\zeta_T \frac{\omega_T}{\omega_H} \frac{\omega}{\omega_H} \frac{m_T}{m_H} = 2\zeta_T \beta \gamma \Omega \tag{5.4}$$

$$\frac{k_T}{k_H} = \frac{\omega_T^2 m_T}{\omega_H^2 m_H} = \beta^2 \gamma$$

$$\omega^2 \frac{m_T}{k_H} = \omega^2 \frac{m_T m_H}{m_H k_H} = \frac{\omega^2 m_T}{\omega_H^2 m_H} = \Omega^2 \gamma$$

$$\frac{F_H}{k_H} = U_{H0}$$

Introduciendo los términos de dimensiones (5) e identificando la frecuencia natural usando (6) nos conduce a un sistema de ecuaciones (7) que puede ser usada para calcular la función para la deformación vertical  $U_{H0}$  bajo la carga estática  $F_H$  mostrada en la Fig. 5.3 para severas frecuencias.

$$\beta = \frac{\omega_T}{\omega_H} = \frac{f_T}{f_H} \quad \gamma = \frac{m_T}{m_H} \quad \zeta_H \quad \zeta_T \quad \Omega = \frac{\omega}{\omega_H} \quad (5.5)$$

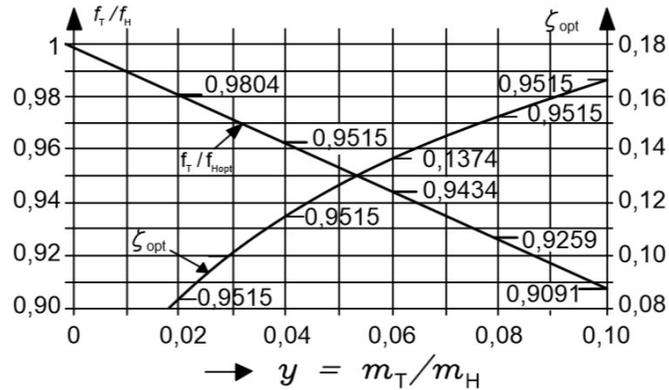
$$\omega_H = \sqrt{k_T/m_H} \quad \omega_T = \sqrt{k_T/m_T} \quad (5.6)$$

$$\begin{aligned} [-\Omega^2 + 2i\Omega(\zeta_H + \beta\gamma\zeta_T) + (1 + \beta^2\gamma)]U_H + [-2i\Omega\beta\gamma\zeta_T - \beta^2\gamma]U_T &= U_{H0} \\ [-2i\Omega\beta\gamma\zeta_T - \beta^2\gamma]U_H + [-\Omega^2\gamma + 2i\Omega\beta\gamma\zeta_T + \beta^2\gamma]U_T &= 0 \end{aligned} \quad (5.7)$$

Además la sintonía de la frecuencia  $f_T$  del sintonizador y la relación de amortiguación  $c_r$ , el efecto del sintonizador depende significativamente de la relación entre la masa de la estructura y el sintonizador. Al comparar resultados, los valores óptimos que definen un sintonizador dependen uno del otro. Una optimización analítica considerando todas las especificaciones del sintonizador se vuelve difícil. Por lo tanto DEN HARTOG especificado una solución, tomando en cuenta el amortiguamiento estructural.

$$f_{opt} = \frac{f_H}{1+m_T/m_H} \quad \zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3m_T/m_H}{8(1+m_T/m_H)^3}} \quad (5.8)$$

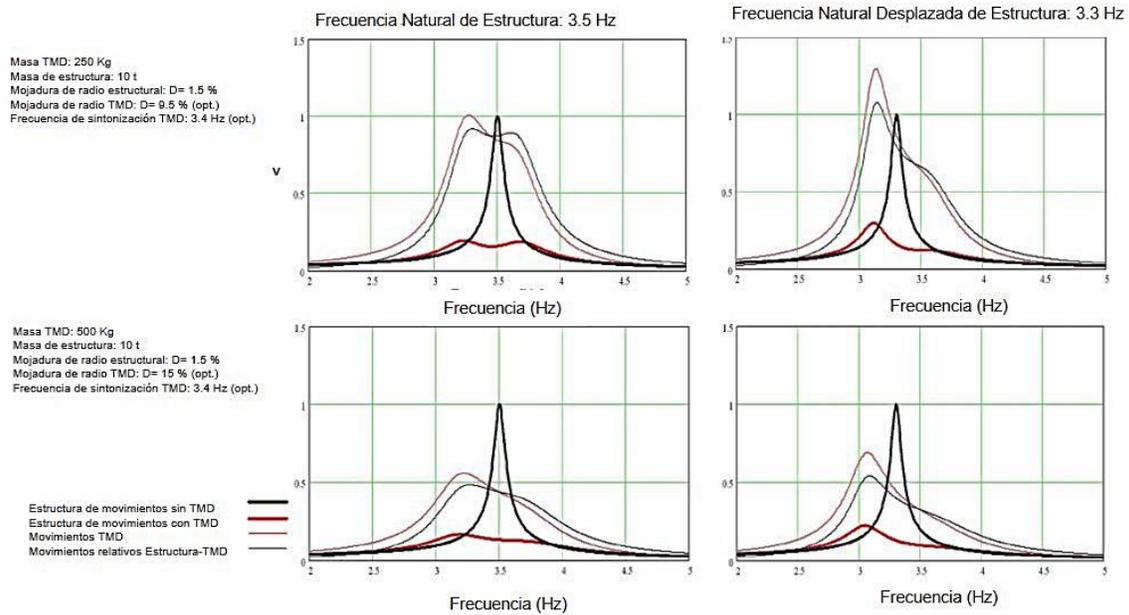
El diagrama mostrado en la figura 5.3, muestra las curvas para la optimización de los parámetros del sintonizador los cuales solo pueden ser aplicados a vibraciones armónicas de estructuras.



**Figura 5.3: Optimización de los parámetros del TMD.**

Respecto a la aplicación práctica de los sintonizadores, hay dos problemas que se deben tomar en consideración que influyen en el diseño del amortiguador, por un lado es difícil lograr el amortiguamiento óptimo para todas las condiciones y para el ciclo de vida que tiene la estructura. Por otro lado, las cargas dinámicas causadas por los movimientos relativos del sintonizador deben ser limitados a minimizar el impacto para de esta forma garantizar el rendimiento del sintonizador en su ciclo de vida.

La figura 5.4 muestra las funciones de amplificación para 4 variaciones de las especificaciones de los sintonizadores. Los movimientos de la estructura sin un sintonizador son mostrados junto con los movimientos del sintonizador por sí solo. Los diagramas muestran que el movimiento del sintonizador reduce con el crecimiento de la masa del mismo. También se puede observar, que el efecto de reducción incrementa con el incremento de la masa del sintonizador mientras que el incremento de la amortiguación del sintonizador no afecta la reducción acorde el sintonizador.

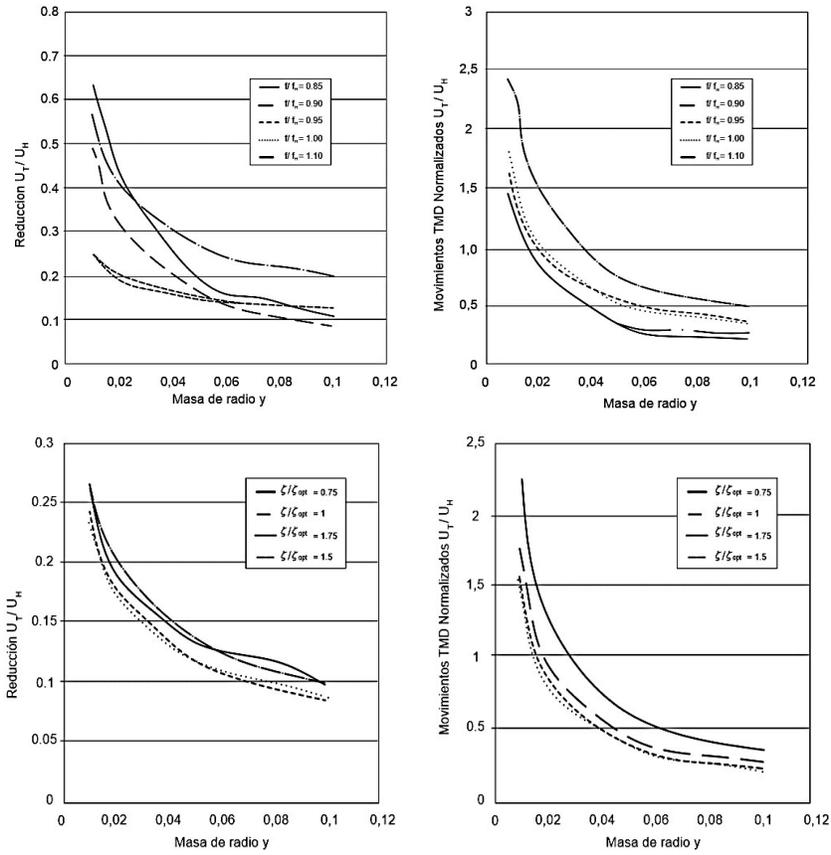


**Figura 5.4: Variaciones de las especificaciones del TMD.**

La variación con una masa más grande del sintonizador también tiene menos efecto en la frecuencia. Estas tendencias pueden ser observadas por las gráficas mostradas en la Fig. 5.4.

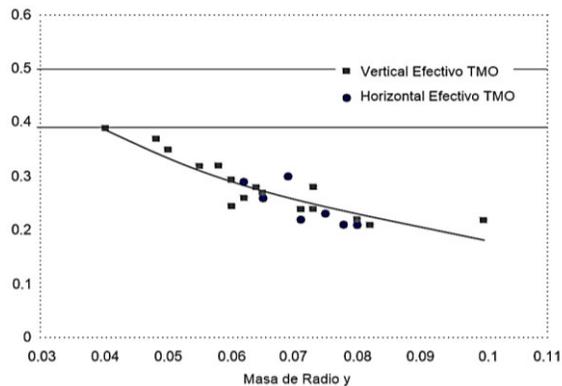
Los diagramas se muestran que la reducción de la amplitud, la cual se muestra por el factor que es definido por el movimiento de la estructura  $U_H$  y el movimiento del puente sin un sintonizador  $U_0$  depende en gran parte de la masa del sintonizador. Eso también aplica a los movimientos relativos del sintonizador  $U_T/U_0$  los cuales se vuelven menores al aumentar la masa del sintonizador. El diagrama también muestra que en un incremento razonable de la amortiguación (<30%) Comparado con la amortiguación óptima, no tiene efecto en la reducción de  $U_H/U_0$ . Por esa razón, el amortiguamiento del sintonizador debe ser mayor a la amortiguación óptima, para limitar los movimientos del sintonizador y garantizar la efectividad del elemento que proporciona la amortiguación (amortiguador viscoso el cual será sometido a cambios (Temperatura/Humedad, etc.)

La Fig. 5.5 también muestra que el efecto de la reducción es menos afectada por una desintonización, por ejemplo, al tener el cálculo dinámico incorrecto, el cual es usado para el diseño, cuando la frecuencia del sintonizador es menor a la frecuencia natural de la estructura. Eso quiere decir que una frecuencia menor a la frecuencia óptima debe ser especificada.



**Figura 5.5: Izquierda: reducción de amplitud debido a un TMD según la relación de frecuencias  $f / f_H$  y la relación de amortiguamiento  $\zeta / \zeta_{opt}$  - Derecha: movimientos normalizados de TMD  $U_T / U_0$  según la relación de frecuencias  $f / f_H$  y la relación de amortiguamiento  $\zeta / \zeta_{opt}$**

Los resultados de esta examinación teórica han sido considerados en demasiados diseños de sintonizadores de masa para diferentes proyectos. Fig. 5.6 muestra la determinada reducción de la relación  $U_H/U_0$  dependiendo de la relación de masa aplicada a la estructura para varios proyectos realizados y muestra una gran acuerdo con los resultados teóricos.



**Figura 5.6: Coeficiente de reducción determinado experimentalmente contra la relación de masa aplicada para varios proyectos realizados**

### **5.2.2 Sintonizadores de líquidos**

Un sintonizador de líquidos (TLD) es un tipo de amortiguador. Este consiste de una caja plástica, llena de agua, que se coloca en el puente. La altura requerida del líquido es establecida por una teoría no lineal de olas de aguas poco profundas. El rompimiento de las olas y la viscosidad del agua disipan la energía de vibración y genera la amortiguación requerida. Este sintonizador líquido es barato y efectivo, fácil de instalar y necesita poco mantenimiento y requiere un nivel bajo de vibración para que responda, que es normalmente un problema con los mecánicos TMD's (Zivanovic et al., 2005).

La Fig. 5.7 muestra un modelo idealizado de un TLD sobre la estructura del puente. La frecuencia fundamental del TLD, acorde a teoría lineal, es:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\pi g}{2L}} \tanh \frac{\pi H}{2L} \quad (5.9)$$

Donde  $2L$  es el largo de la caja y  $H$  es la altura del agua en la caja. Este valor puede ser usado para un diseño preliminar. Para un preciso diseño, numérico y experimental son necesarias investigaciones (Weber, 2002).

## **Capítulo 6**

### **CASO DE ESTUDIO A: PUENTE PETONAL ACCESO NORTE A ESTADIO**

#### **6.1 Descripción del caso**

Como parte de la construcción del Estadio y la generación de vialidades de interconexión para el acceso al inmueble se construyó un puente peatonal para dar acceso a la zona Norte

de la cual proviene una gran cantidad de aficionados ya que conecta a la última estación “Exposición” parte del sistema colectivo Metrorrey.

El puente peatonal acceso Norte está ubicado entre la expo Ganadera y el lado Sur del estadio, cruzando el afluente del Río La Silla (Ver figura 6.1), El eje del puente se le denomina “Eje 400” para diferenciarlo de las demás estructuras, el puente peatonal tiene un desarrollo de aproximadamente 287.9 mts. de longitud, más una rampa Norte de 26.04mts. y una rampa Sur de 30.8mts., con un ancho de calzada de 8.6mts. Ver Figura 6.2



Figura 6.1: Ubicación

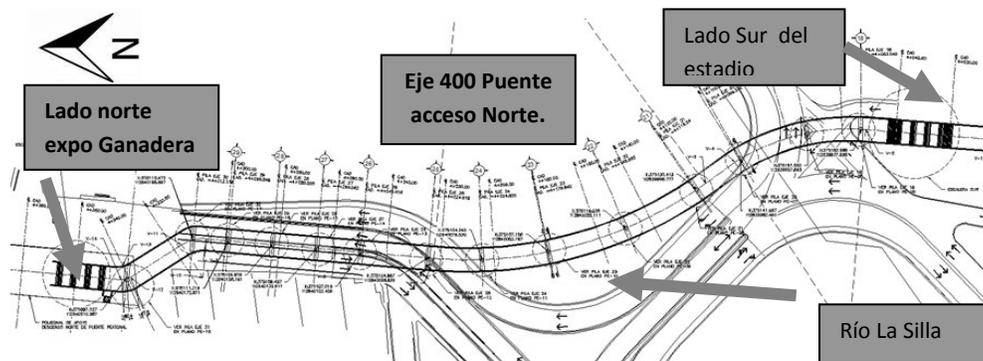


Figura 6.2: Trazo y dimensiones del proyecto

### Geometría del Puente Peatonal

Se desarrolló el proyecto geométrico de los puentes, mediante el cual se definió el trazo de la rasante. En la figura 6.3 se muestra la configuración geométrica de la rasante. En el eje

de proyecto tiene algunas curvaturas en planta por el poco margen de espacio generado por las demás estructuras viales adicionando a esto la altura libre entre dichas estructuras. Cabe mencionar como el puente cruza la afluente del Río La Silla y por indicaciones del estudio Hidrológico e Hidráulico el desplante de la Sub estructura para poder evitar efectos de socavación se generaran alturas de columna del orden de 6.8mts. a 19mts. En la figura 6.3 se muestra la configuración geométrica de la altimetría.

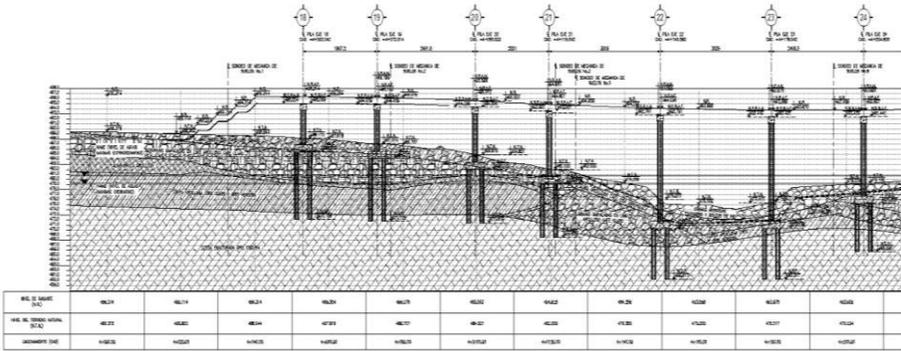


Figura 6.3: Altimetría del eje del proyecto

Descripción de la Súper-estructura

La superestructura del puente peatonal consiste en un sistema estructural con base en traveses de concreto pretensadas tipo Cajón con una sección transversal de 100x100cms, sobre las cuales se apoya una losa de concreto reforzado de 15 cm de espesor.

En la figura 6.4 se muestra un arreglo esquemático de las traveses.

La estructuración de la pila está conformada por cabezales de sección rectangular con una base de 1.70 m y un peralte variable de 1.40 m a 0.60 m, dicho cabezal se apoya sobre columnas de sección circular con diámetros que van desde 1.20m hasta 1.80m, según el caso en particular, dicha columna será desplantada sobre una zapata rectangular con pilotes colados sobre el lugar.

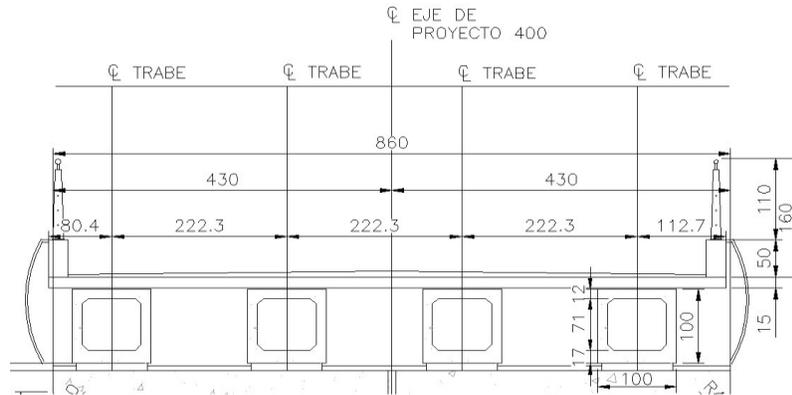


Figura 6.4: Esquema de la superestructura.

### Descripción de la Sub-estructura

La subestructura del puente está conformada por cabezales de sección rectangular con una base de 1.70 m y un peralte variable de 1.40 m a 0.60 m, dicho cabezal se apoya sobre columnas de sección circular con diámetros que van desde 1.20m hasta 1.80m, según el caso en particular, dicha columna será desplantada sobre una zapata de transferencia rectangular con pilotes colados sobre el lugar, dicha cimentación se estructuró considerando las propiedades mecánicas del suelo de soporte de la estructura y el magnitud de las cargas a transmitir al estrato resistente. (Ver figura 6.5).

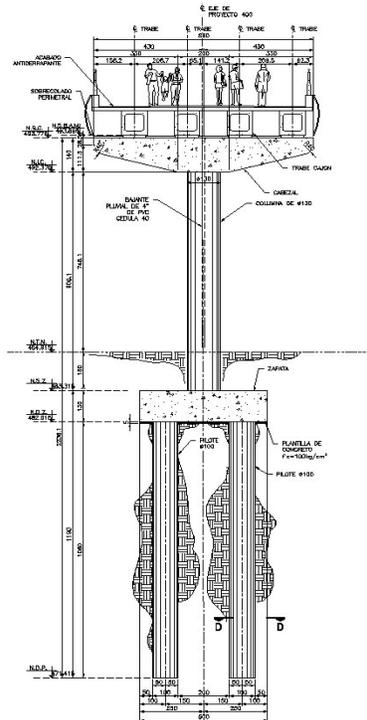


Figura 6.5: Subestructura tipo de pilas intermedias

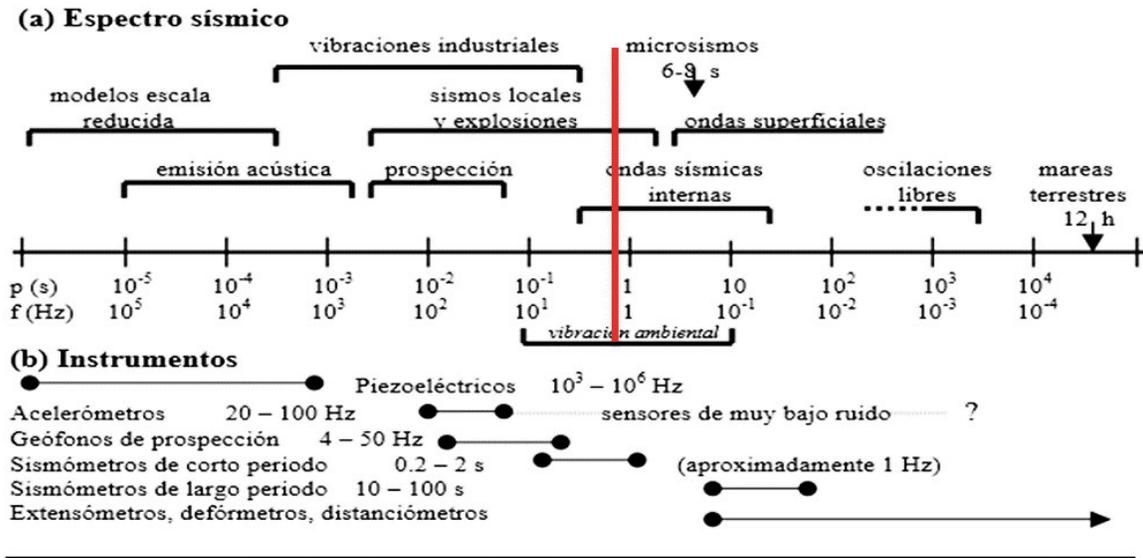
## **6.2 Problemática en el proyecto**

El día 2 de Agosto del 2015 fue inaugurado el estadio, durante el recorrido del puente peatonal se presentaron movimientos inusuales al instante en el que el puente peatonal se encontraba con una densidad de peatones considerable, a tal grado que presentaron cierta incomodidad, lo cual fue reportado por diferentes medios, esto dio la pauta para analizar la problemática, por medio de una instrumentación con la intención de conocer las magnitudes del fenómeno que se estaba presentando. En los siguientes apartados se describe la instrumentación y análisis de los resultados obtenidos.

## **6.3 Instrumentación del puente**

En este capítulo se presentan los aspectos relacionados con la instrumentación.

La elección del equipo a utilizar en la medición de una estructura requiere un conocimiento del espectro de frecuencias de las vibraciones que comprende desde el de las mareas terrestres, con periodos de días, hasta los bajos periodos presentes en los modelos a escala reducida, pasando entre otras por las frecuencias características de los sismos locales, explosiones y vibraciones industriales. Asimismo es importante tener en cuenta la amplitud del movimiento del suelo de la estructura que se quiere medir, para seleccionar el instrumento con ancho de banda y rango dinámico adecuados al tipo de señal que queremos analizar.

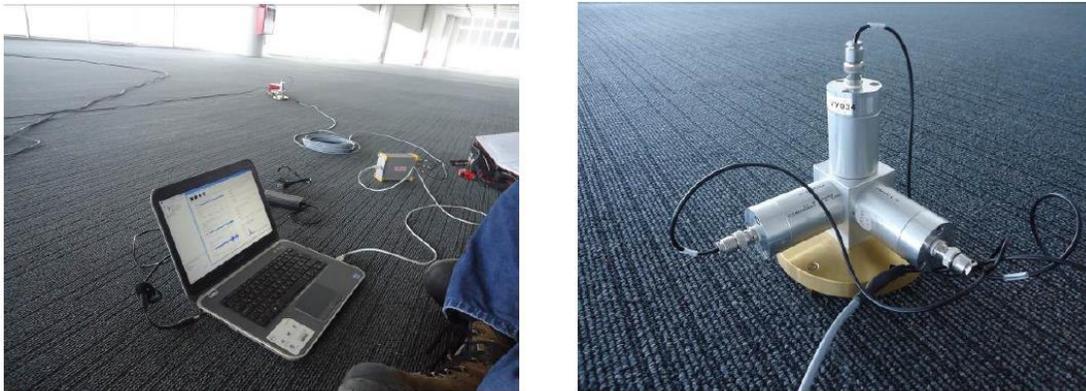


**Figura 6.6:** (a) Espectro sísmico (b) instrumentos (Roca, 1996)

En la figura 6.6 se presenta esquemáticamente el espectro sísmico, en función del periodo y la frecuencia, señalándose sus fuentes y los instrumentos de medición en cada intervalo. La vibración ambiental se sitúa en el intervalo entre 0.1 y 10 Hz y es la fuente de excitación utilizada en este trabajo para determinar el periodo fundamental de vibración de estructuras. Veremos cómo para alcanzar este objetivo es suficiente un registrador de una señal y un sensor de desplazamiento, velocidad o aceleración de una sensibilidad adecuada para medir las pequeñas amplitudes producidas por la vibración ambiental.

Para el análisis realizado se utilizó el equipo enlistado en la parte de abajo. Los sistemas de medición cumplen con la norma DIN 45669 C3 HV1-80 y se muestra en la Figura 6.7.

Sensores	HSI-VH048 Geófono horizontal HSI-VH049 Geófono horizontal HSI-VH035 Geófono horizontal
Computadora	DEL Inspiron 14z(core i7 @2.0 GHz 2.0 GHz)
Adquisición de datos	vMeas 4 channels (GHL Dynamics)
Software	vAnalyzer Programa de análisis (GHL Dynamics)



**Figura 6.7:** Equipo de medición- Sensores de velocidad proporcional horizontales y vertical

#### **6.4 Análisis de los datos obtenidos**

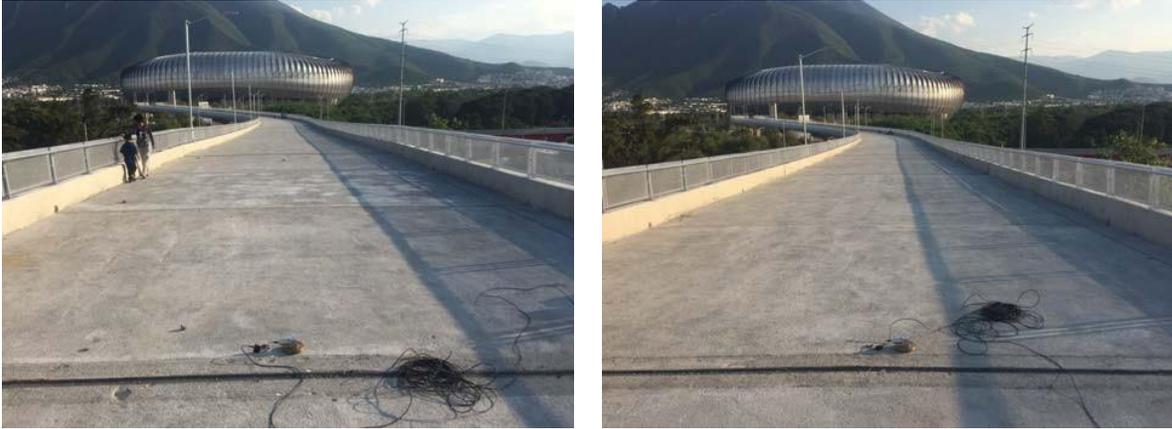
Para la ejecución de la prueba, se realizaron las siguientes actividades: Se llevaron a cabo mediciones de vibración en el puente peatonal de acceso desde “la Expo Guadalupe” al estadio. Las vibraciones ambientales se registraron en los puntos. Las vibraciones ambientales se registraron en los puntos ubicados en las columnas, sobre la losa de la calzada. La orientación de los sensores utilizados (para este caso solo los horizontales) fue de manera que el eje X coincidiera con la orientación perpendicular a el sistema de trabes principales.

Debido a que se observó el día de la inauguración que no existían vibraciones importantes en la dirección longitudinal y vertical de la estructura, se omitió la medición en dichas direcciones.



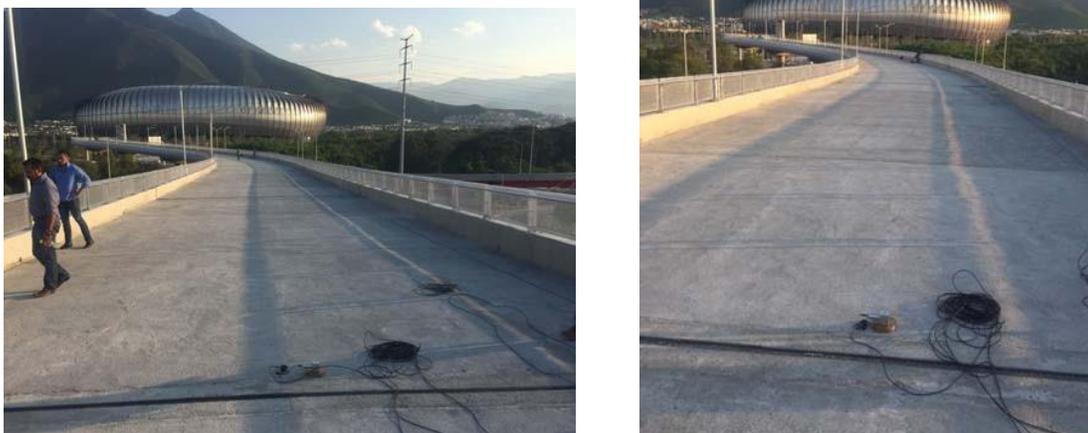
**Figura 6.8:** Localización del punto de medición 1 (izquierda) y 2 (derecha) para las pruebas de vibración ambiental

– La orientación del sensor: perpendicular (dirección x) a la orientación de las traves principales



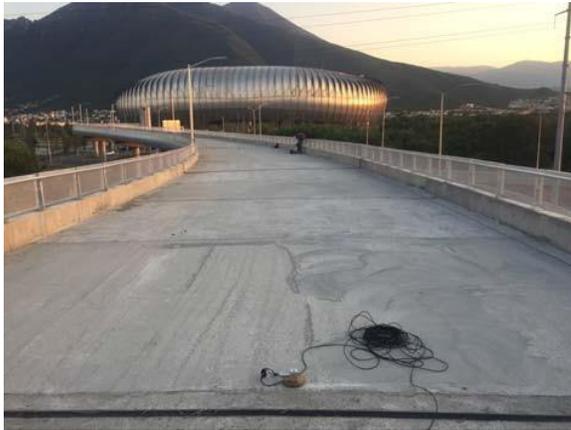
**Figura 6.9: Localización del punto de medición 3 (izquierda) y 4 (derecha) para las pruebas de vibración ambiental**

– la orientación del sensor: perpendicular (dirección x) a la orientación de las traves principales

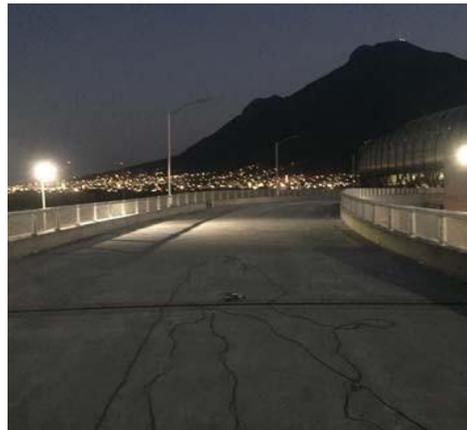
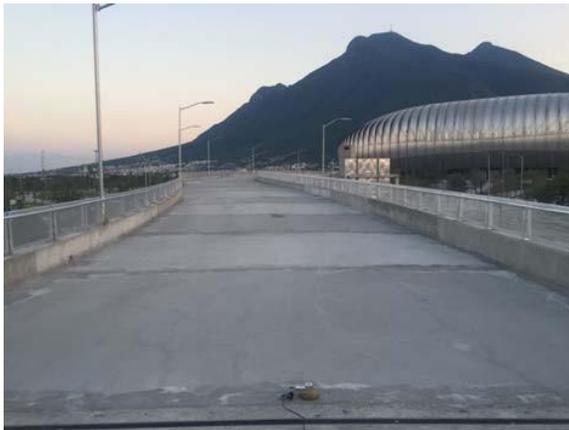


**Figura 6.10: Localización del punto de medición 5 (izquierda) y 6 (derecha) para las pruebas de vibración ambiental**

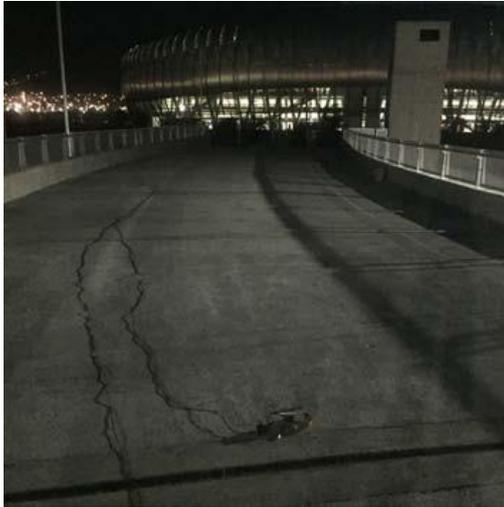
– la orientación del sensor: perpendicular (dirección x) a la orientación de las traves principales



**Figura 6.11: Localización del punto de medición 7 (izquierda) y 8 (derecha) para las pruebas de vibración ambiental**  
– la orientación del sensor: perpendicular (dirección x) a la orientación de las traves principales



**Figura 6.12: Localización del punto de medición 8 (izquierda) y 9 (derecha) para las pruebas de vibración ambiental**  
– la orientación del sensor: perpendicular (dirección x) a la orientación de las traves principales



**Figura 6.13: Localización del punto de medición 10 (izquierda) y 11 (derecha) para las pruebas de vibración ambiental**  
 – la orientación del sensor: perpendicular (dirección x) a la orientación de las traves principales

Para los puntos 12 y 13, las condiciones de iluminación fueron malas, por lo que no se incluyen fotografías de los mismos.

**Figura 6.14: Ubicación de los 14 puntos de medición en el sistema de piso.**



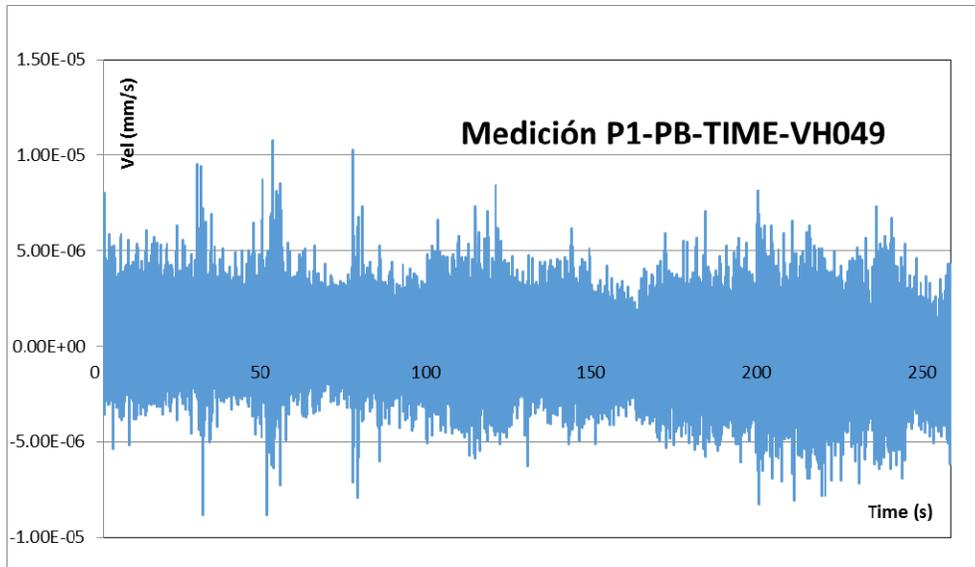
En la figura 6.14 se muestran la ubicación de todos los puntos de medición con los ejes correspondientes, desarrollados para la instrumentación. En total se tienen 14 puntos, uno para cada apoyo. Los puntos se nombraron “P” seguidos de un número correspondiente de identificación (de 1 a 13, y B)

## Determinación de la frecuencia natural de la estructura

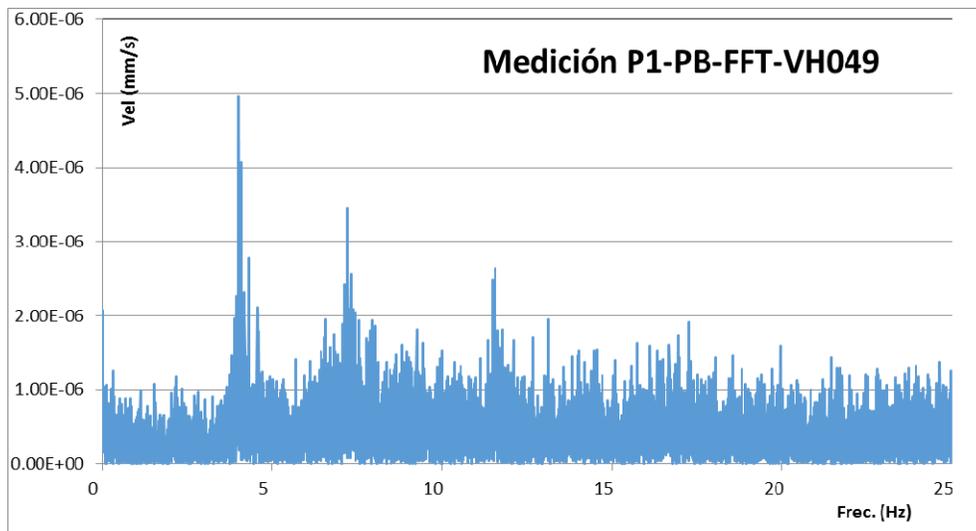
Para determinar las frecuencias naturales relevantes de la estructura, se realizaron mediciones del tipo ambiental. Se trató de grabar el efecto de personas caminando. Sin embargo el nivel de excitación no fue suficiente. La respuesta de la estructura fue grabada y se muestra en las Figuras 6.15 a 6.43. Se muestran los historiales de tiempo grabados y el correspondiente espectro de las vibraciones ambientales FFT en la dirección horizontal sin TMD.

Para identificar las frecuencias naturales fundamentales de la estructura, se puede utilizar el método de la densidad espectral promedio normalizada (Averaged Normalized Power Spectral Density (ANPSD)). Para esto, el tiempo grabado en estos eventos tiene que ser separado en segmentos. Esos segmentos tienen que ser transformados dentro de la frecuencia dominante. El espectro resultante necesita ser normalizado, promediado y multiplicado con el espectro complejo conjugado. Al hacerlo, todas las vibraciones aleatorias serán eliminadas y sólo las vibraciones libres recurrentes de la estructura se muestran en el espectro promediado, que ahora representa las frecuencias naturales de excitación dominante de la estructura.

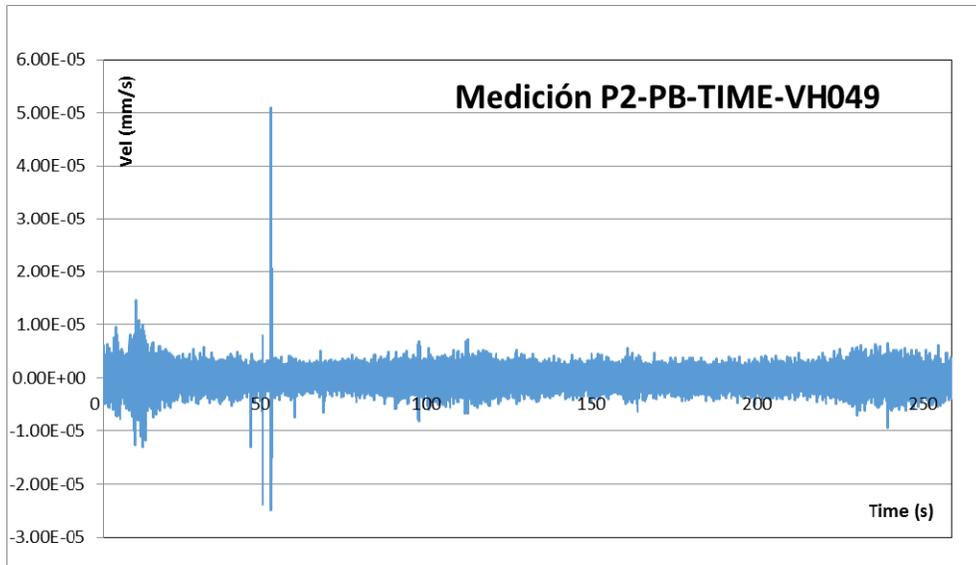
El resumen con los resultados de las frecuencias naturales aparece en la tabla 6.1.



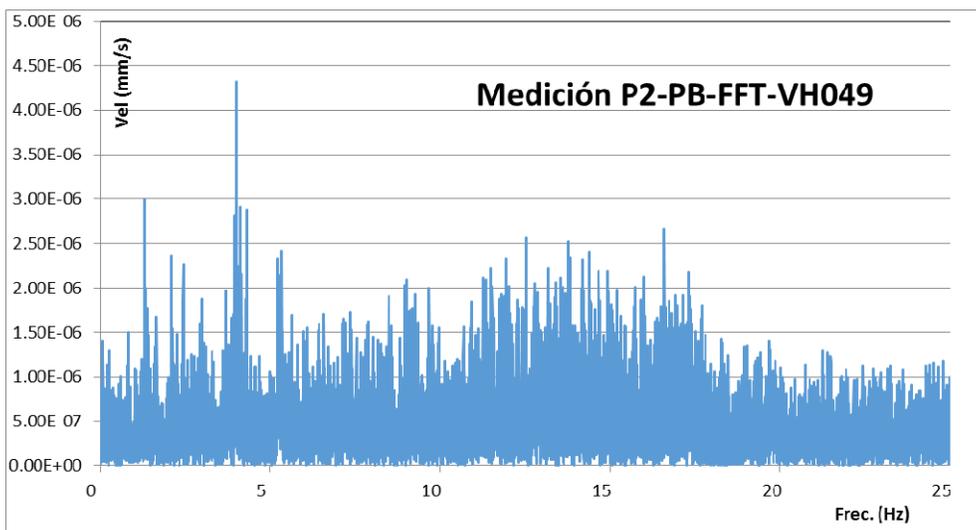
**Fig. 6.15: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P1**



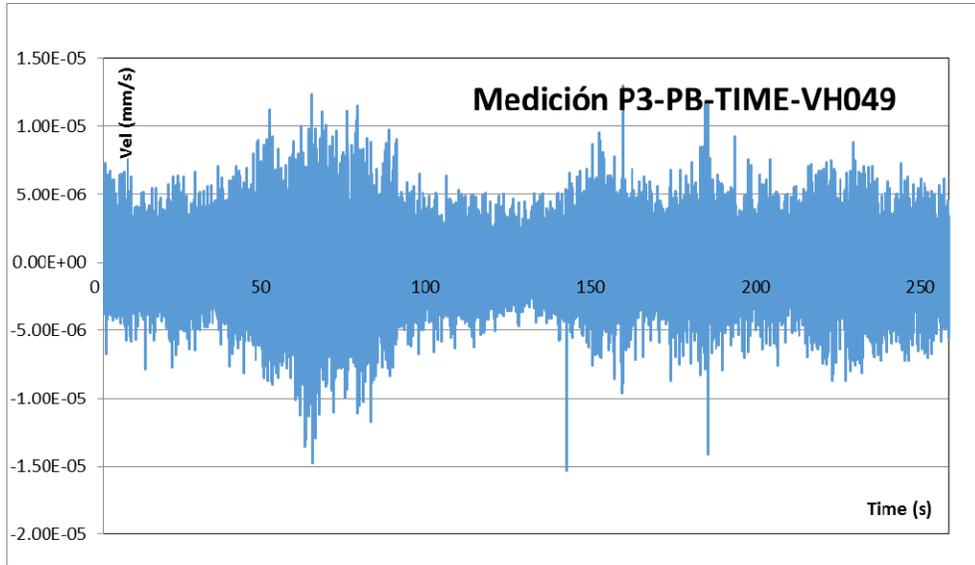
**Figura 6.16: Espectro de frecuencias FFT para el punto P1**



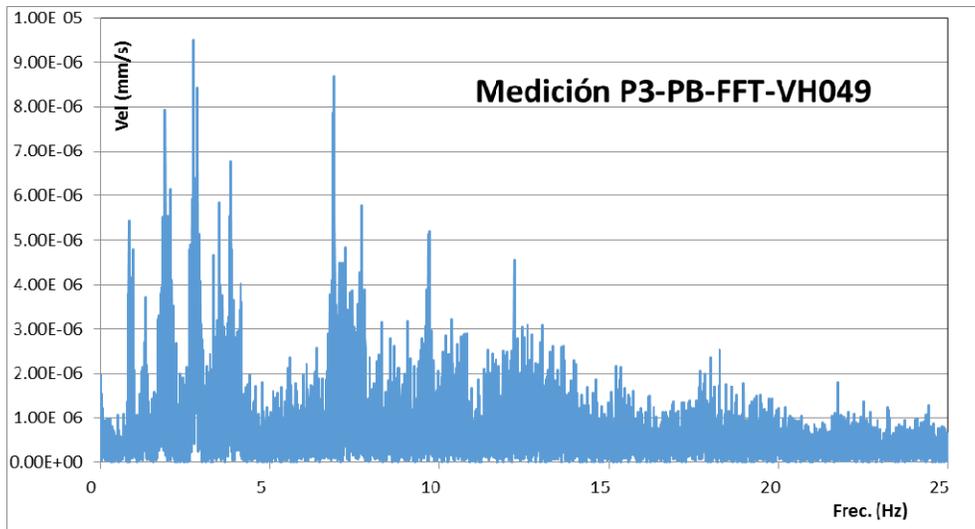
**Figura 6.17: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P2**



**Figura 6.18: Espectro de frecuencias FFT para el punto P2**



**Figura 6.19: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P3**



**Figura 6.20: Espectro de frecuencias FFT para el punto P3**

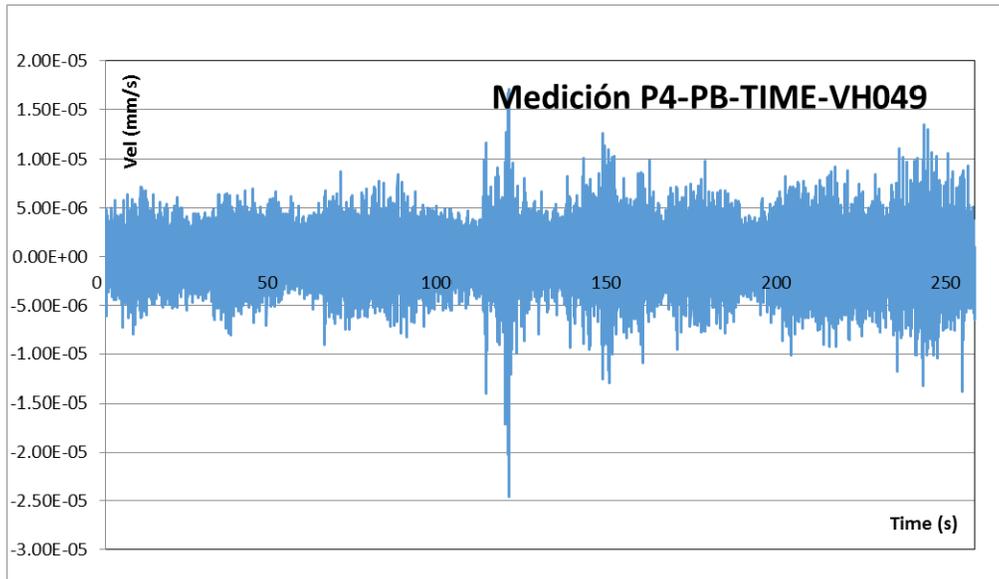


Figura 6.21: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P4

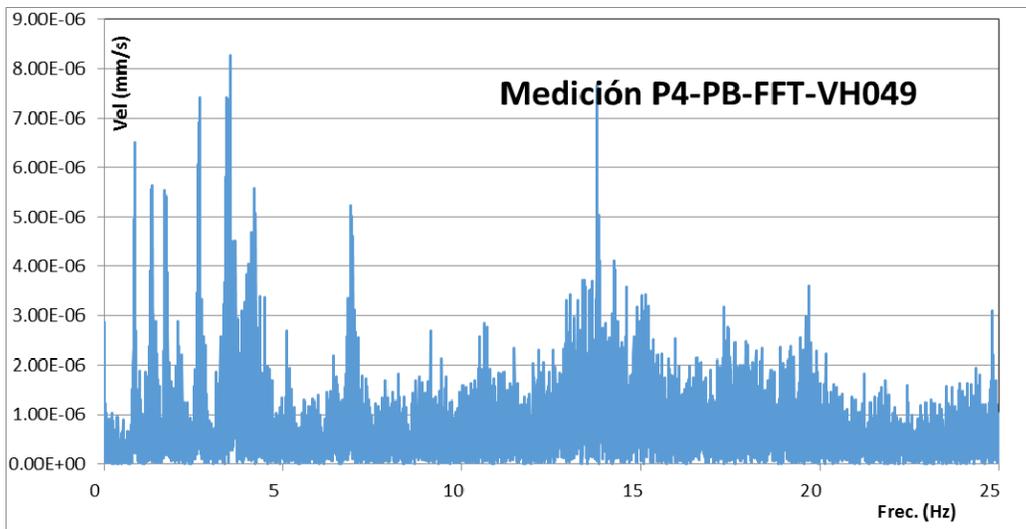


Figura 6.22: Espectro de frecuencias FFT para el punto P4

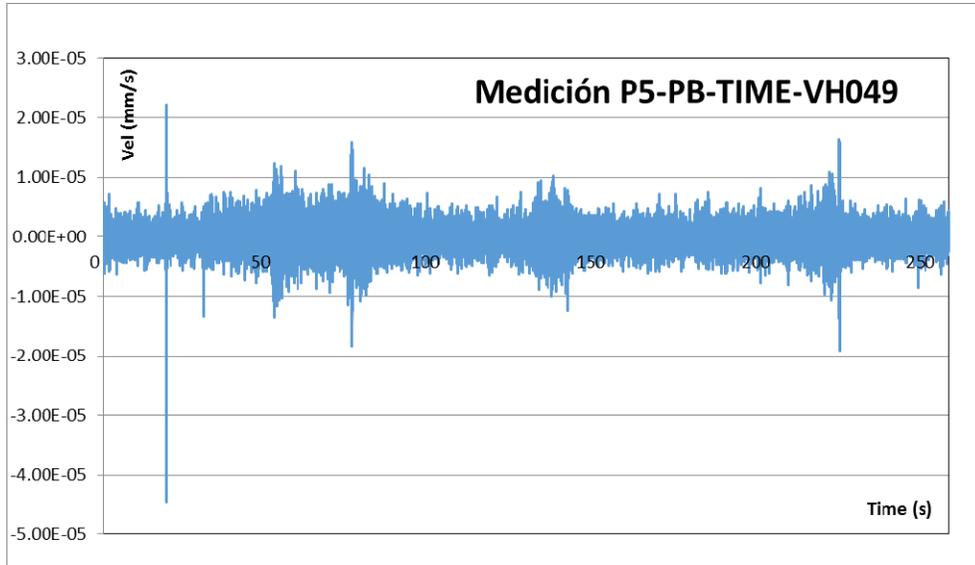


Figura 6.23: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P5

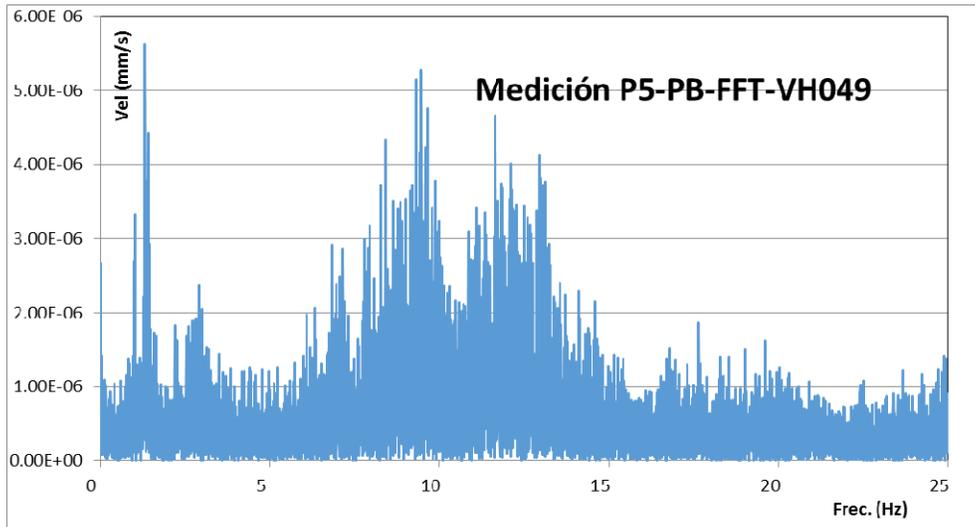


Figura 6.24: Espectro de frecuencias FFT para el punto P5

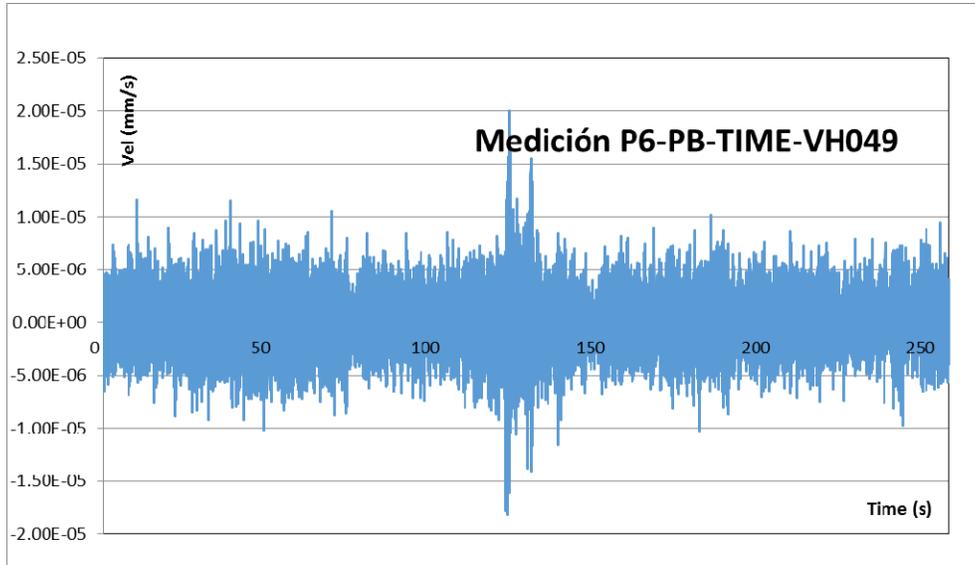


Figura 6.25: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P6

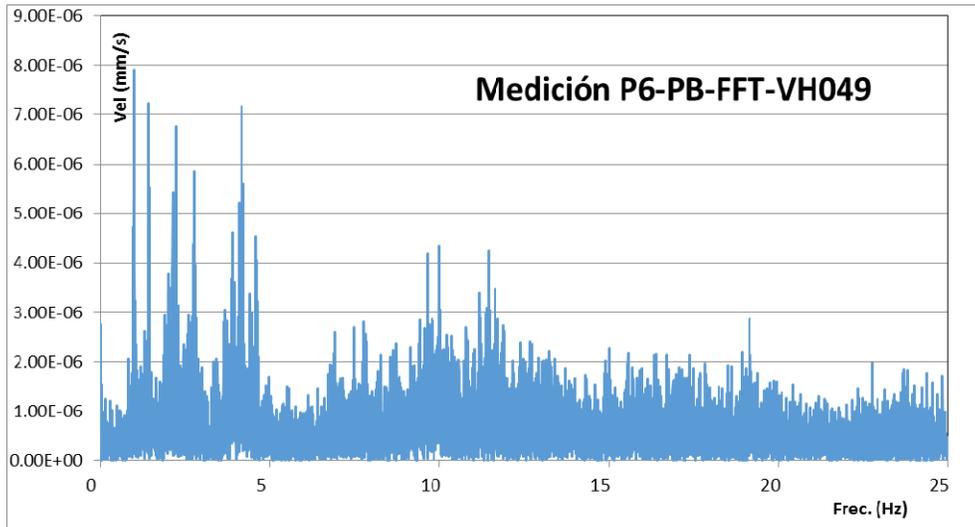
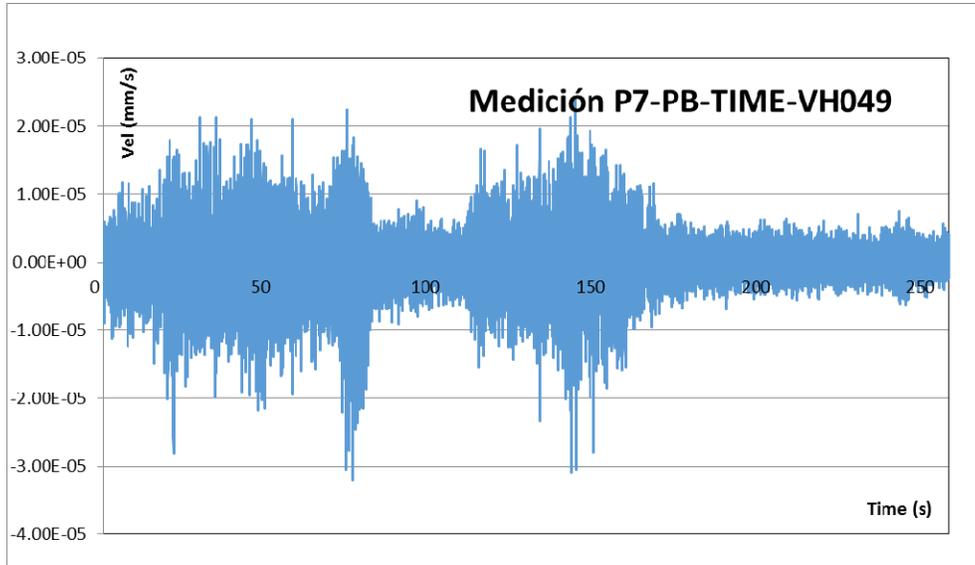
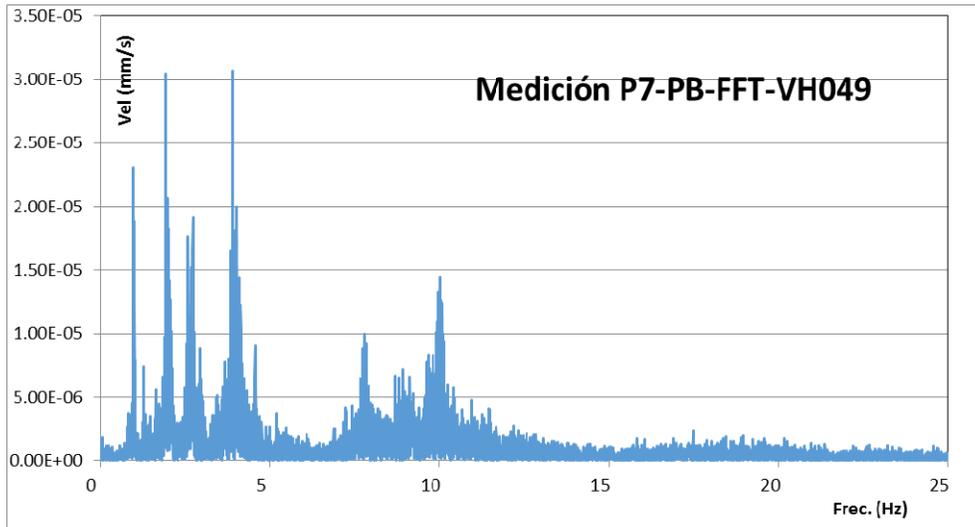


Figura 6.26: Espectro de frecuencias FFT para el punto P6



**Figura 6.27: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P7**



**Figura 6.28: Espectro de frecuencias FFT para el punto P7**

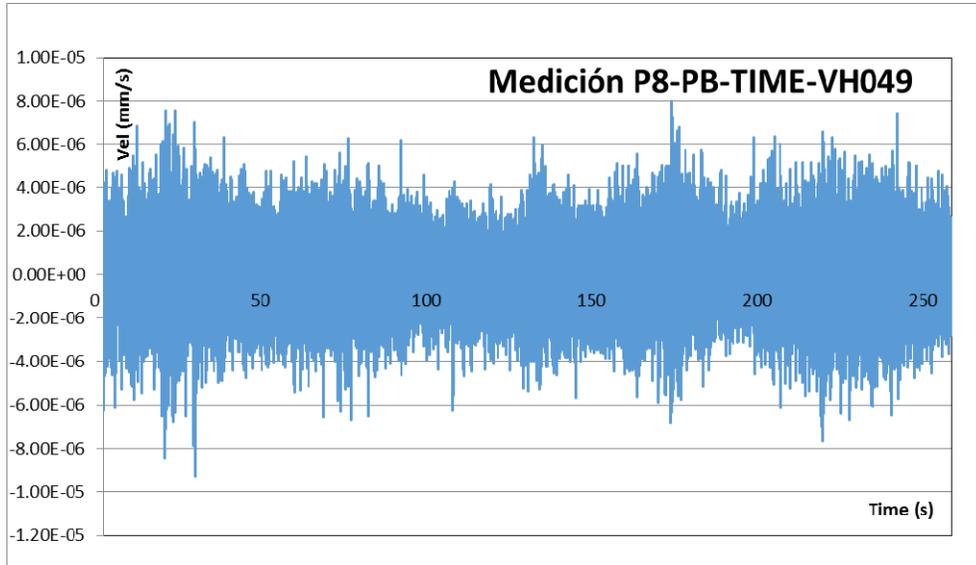


Figura 6.29: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P8

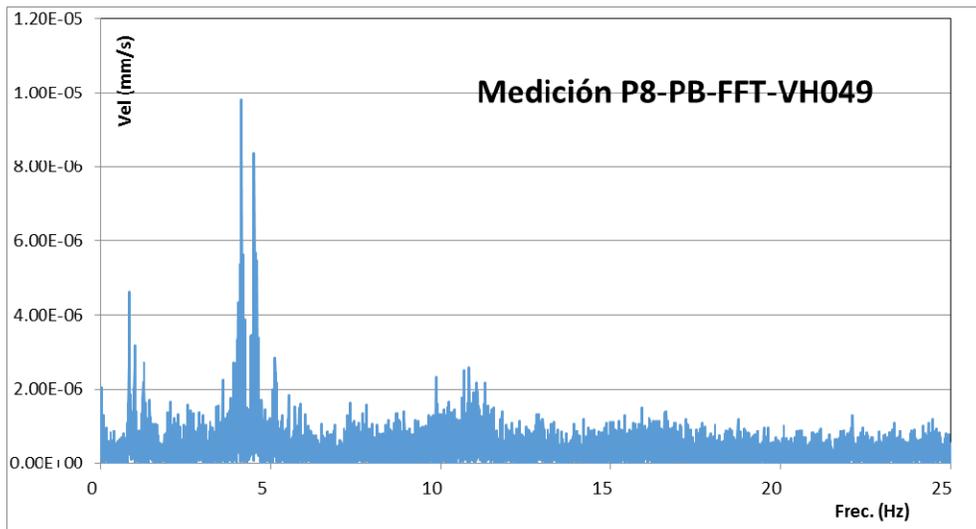


Figura 6.30: Espectro de frecuencias FFT para el punto P8

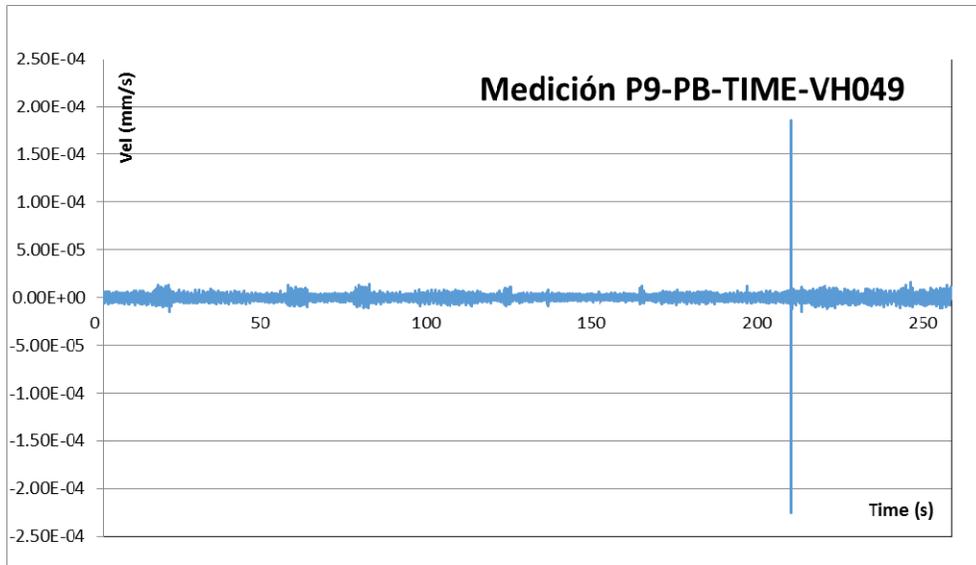


Figura 6.31: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P9

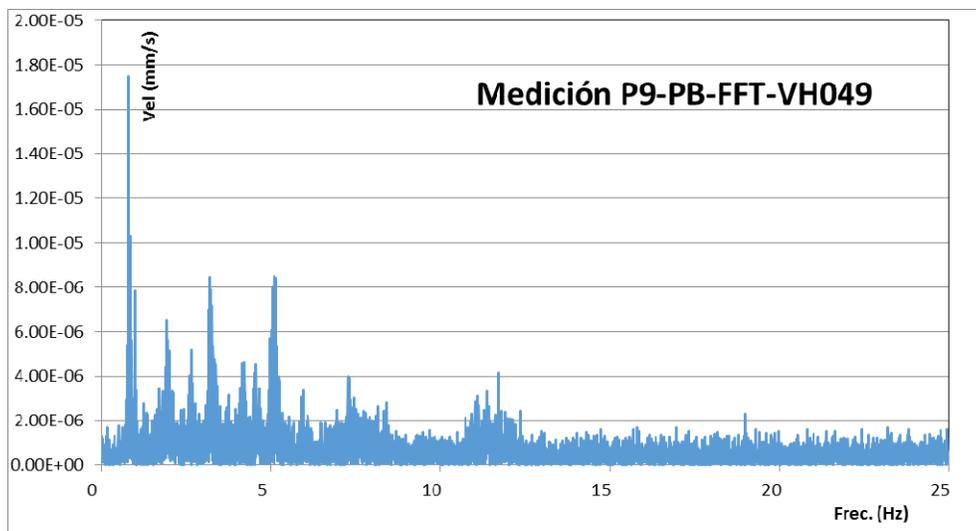


Figura 6.32: Espectro de frecuencias FFT para el punto P9

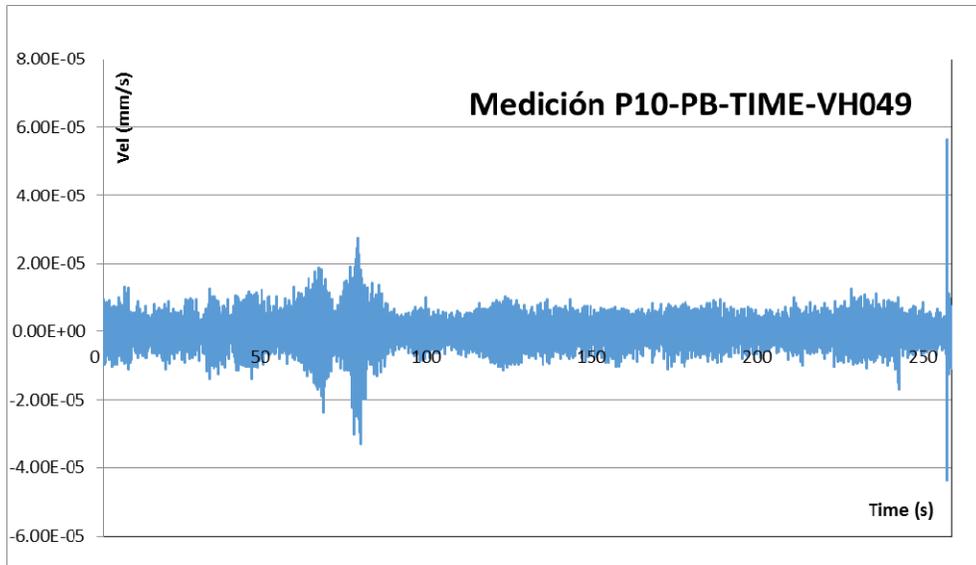


Figura 6.33: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P10

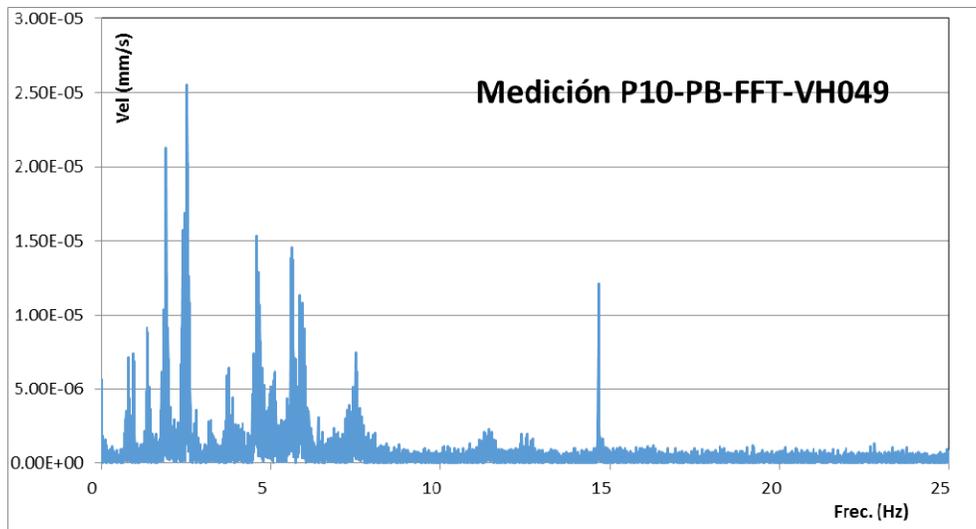


Figura 6.34: Espectro de frecuencias FFT para el punto P10

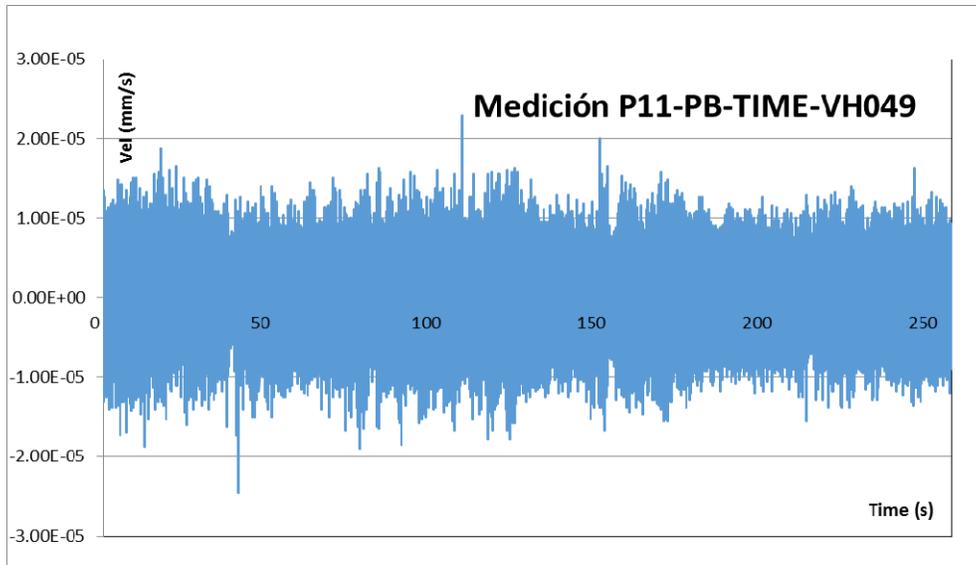


Figura 6.35: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P11

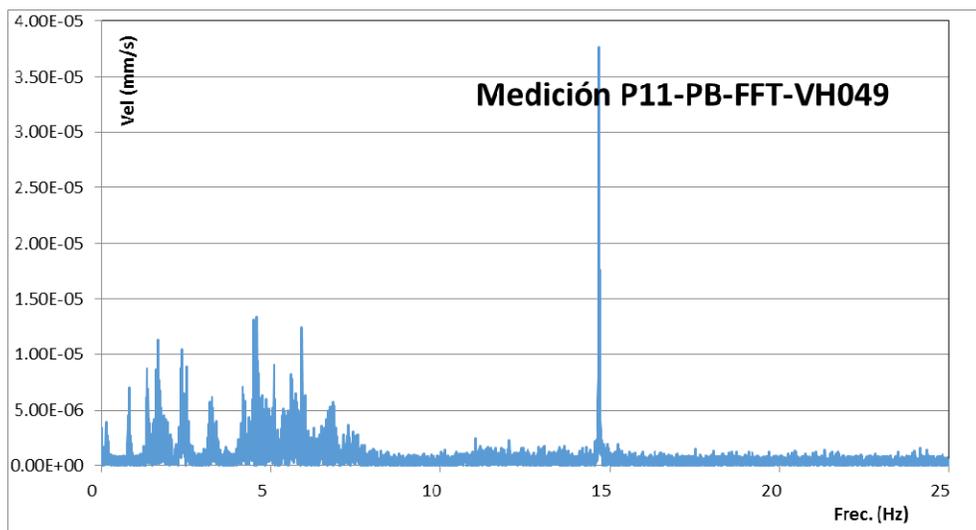
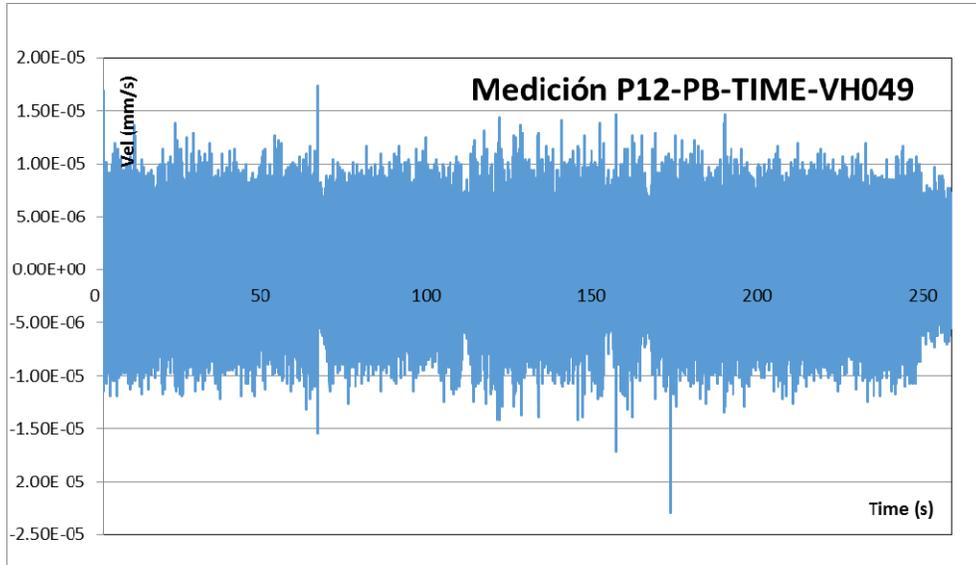
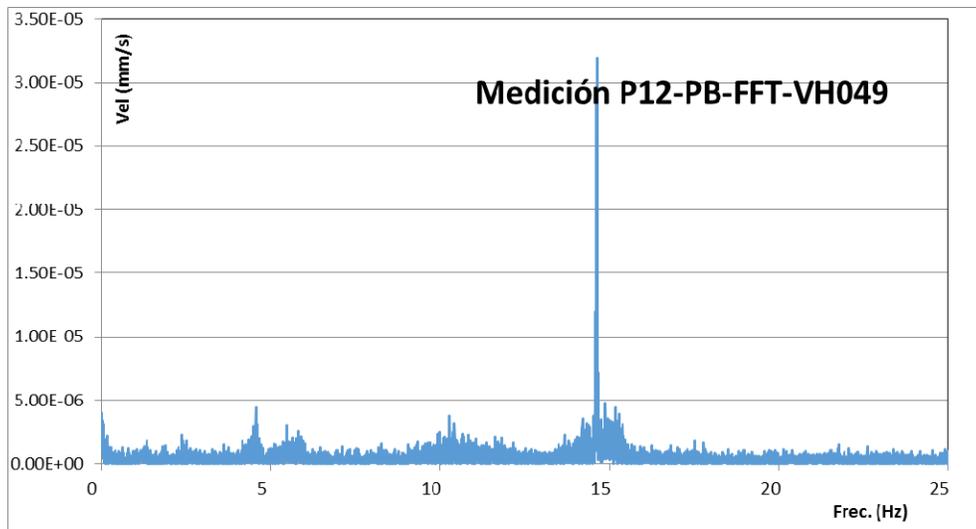


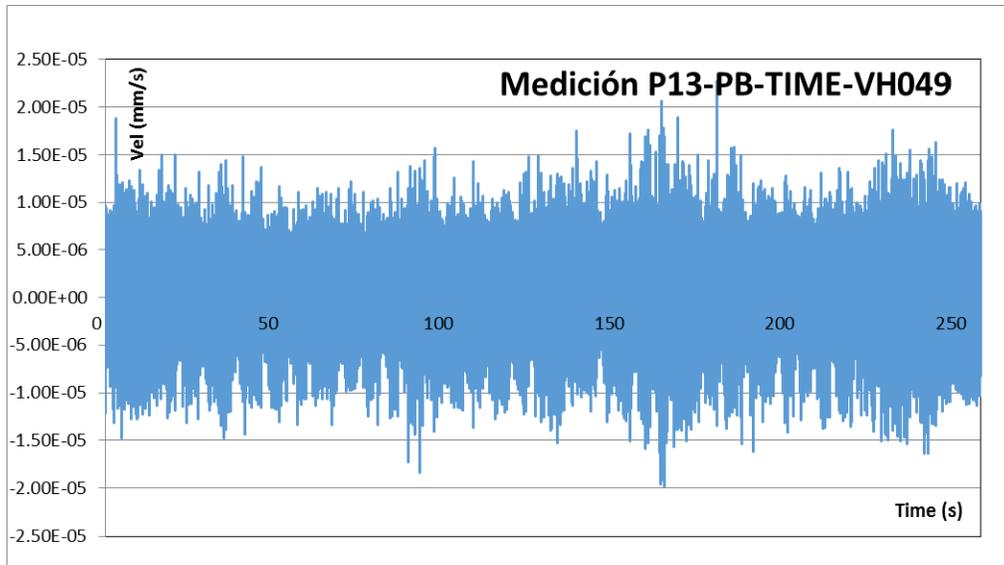
Figura 6.36: Espectro de frecuencias FFT para el punto P11



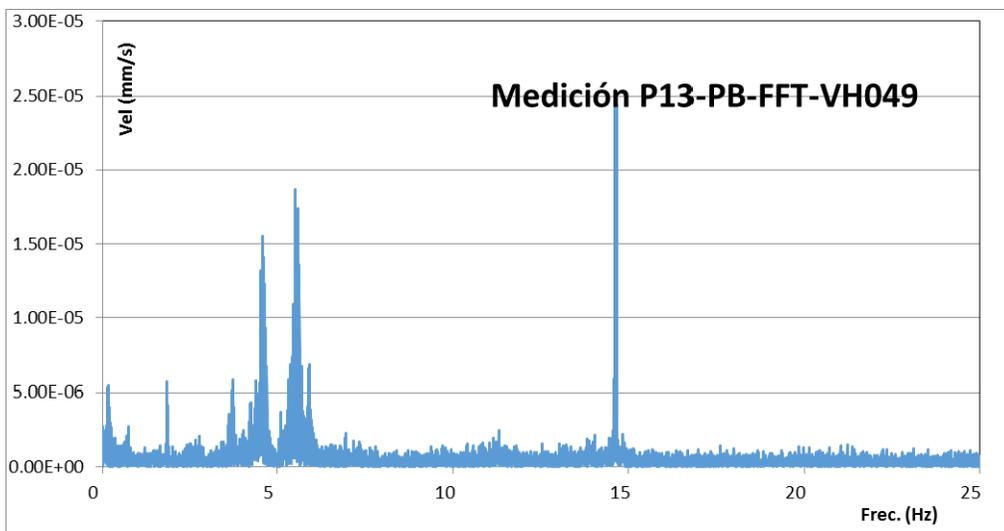
**Figura 6.37: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P12**



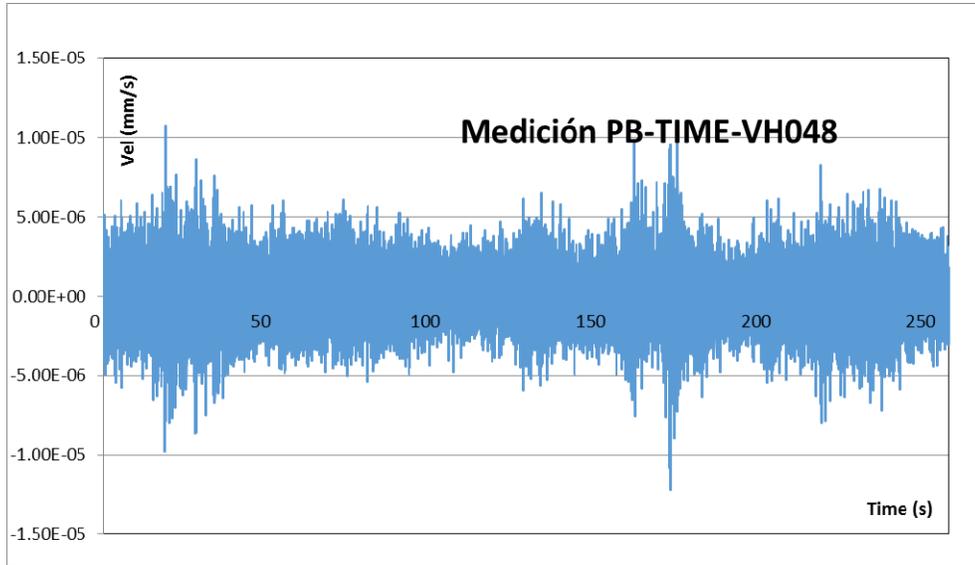
**Figura 6.38: Espectro de frecuencias FFT para el punto P12**



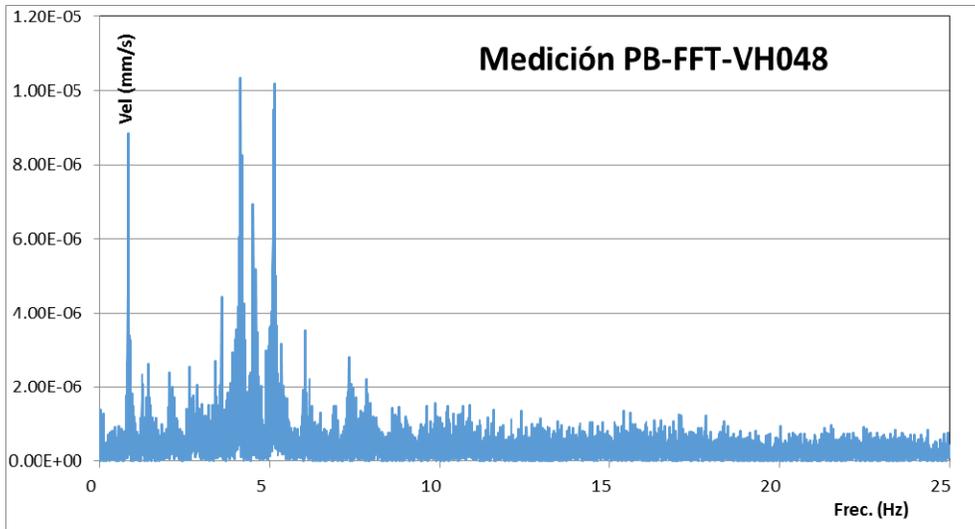
**Figura 6.39: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto P13**



**Figura 6.40: Espectro de frecuencias FFT para el punto P13**



**Figura 6.41: Resultados del análisis de vibración ambiental para el punto PB**



**Figura 6.42: Espectro de frecuencias FFT para el punto PB**

**Tabla 6.1: Resumen de resultados.**

Punto de Medición	Eje de proyecto	Frecuencias naturales excitables [1 – 3 Hz]		
P1	31	4.04	7.22	11.44
P2	30	1.29	4.02	13.73
P3	29	0.89	1.94	2.87
P4	28	0.78	1.34	1.72
P5	27	1.22	2.88	7.11
P6	26	1.00	1.44	2.23
P7	25	0.86	1.96	2.72
P8	24	0.93	1.24	4.16
PB	23	0.86	1.89	3.73
P9	22	0.76	1.95	2.63
P10	21	0.93	1.39	1.94
P11	20	1.72	4.60	14.73
P12	19	4.52	10.13	14.66
P13	18	4.60	5.60	14.59

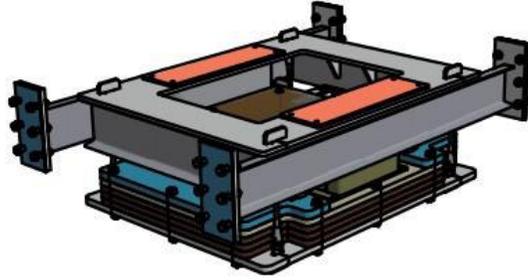
## 6.5 Solución

Se investigaron las frecuencias predominantes de los 14 puntos de apoyo del puente peatonal con mediciones de vibración ambiental, Las frecuencias naturales laterales y susceptibles se encuentran entre 0.8 y 1.2 Hz, rango que deberá ser utilizado para el desarrollo de los Sintonizadores de Masa. Considerando una masa de 2,937.82 ton, se recomienda utilizar 14 TMDs, cada uno con una masa móvil de 2 toneladas, concentrando dos TMD en cada columna, más el peso del marco de acero propio del equipo. El TMD, será de tipo pendular. En la figura 6.44 se muestra un esquema aproximado del mismo. (Ver tabla 6.2).

**Tabla 6.2: Solución en puntas de medición por medio de TMD.**

Punto de Medición	Eje de proyecto	Frecuencias naturales excitables [1 – 3 Hz]			TMD
P5	27	1.22	2.88	7.11	OK
P6	26	1.00	1.44	2.23	OK
P7	25	0.86	1.96	2.72	OK
P8	24	0.93	1.24	4.16	OK

PB	23	0.86	1.89	3.73	OK
P9	22	0.76	1.95	2.63	OK
P10	21	0.93	1.39	1.94	OK

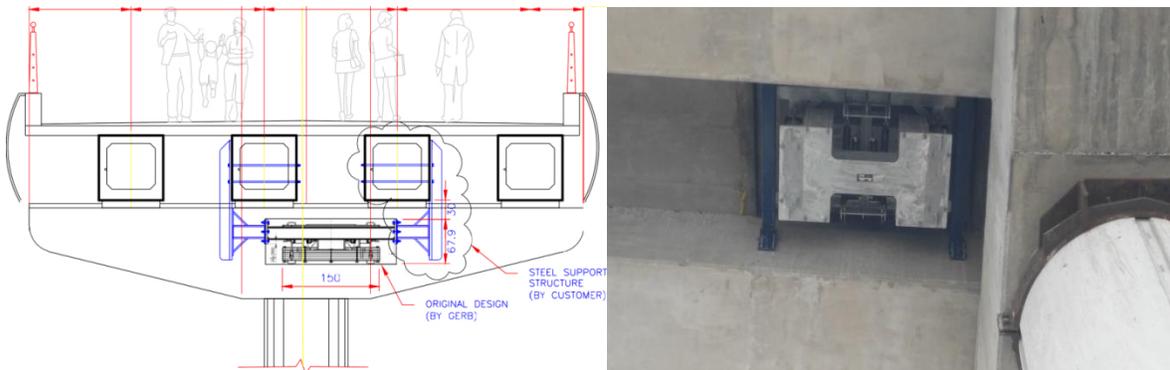


**Figura 6.43: Esquema del posible TMD**

Aunque la propuesta original es de controlar 8 columnas, luego de analizar los resultados se llega a la conclusión de que los Sintonizadores deberán colocarse solo en 7 columnas (eje 21 al eje 27), por un lado del pedestal que soporta las traveses de concreto, en la posición más simétrica posible. El anclaje y sujeción del TMD puede ser a las traveses o al cabezal. Se requiere garantizar que la estructura de soporte sea rígida. En la Figura 6.45 se muestra un posible esquema de la colocación del TMD sujeto a las traveses principales.

Debido a que no es posible llevar a cabo una prueba con personas o en condiciones reales, se tomó como la aceleración máxima el dato de  $0.437 \text{ mm/s}^2$ , esperando obtener una reducción mínima del 60%. Para hacer un pronóstico más acercado será necesario desarrollar la prueba mencionada.

Se considera que el amortiguamiento propio de la estructura es de 1 al 1.5% (bajo) lo cual beneficiará al comportamiento del conjunto estructura-sintonizador.



**Figura 6.44: Detalle transversal del TMD.**

## Capítulo 7

### CASO DE ESTUDIO B: PUENTE PEATONAL PARA ACCESO ENTRE PROYECTO MULTIPLE UNIDADES DE NEGOCIO Y EDIFICIO DE TIENDA DEPARTAMENTAL

#### 7.1 Descripción del caso

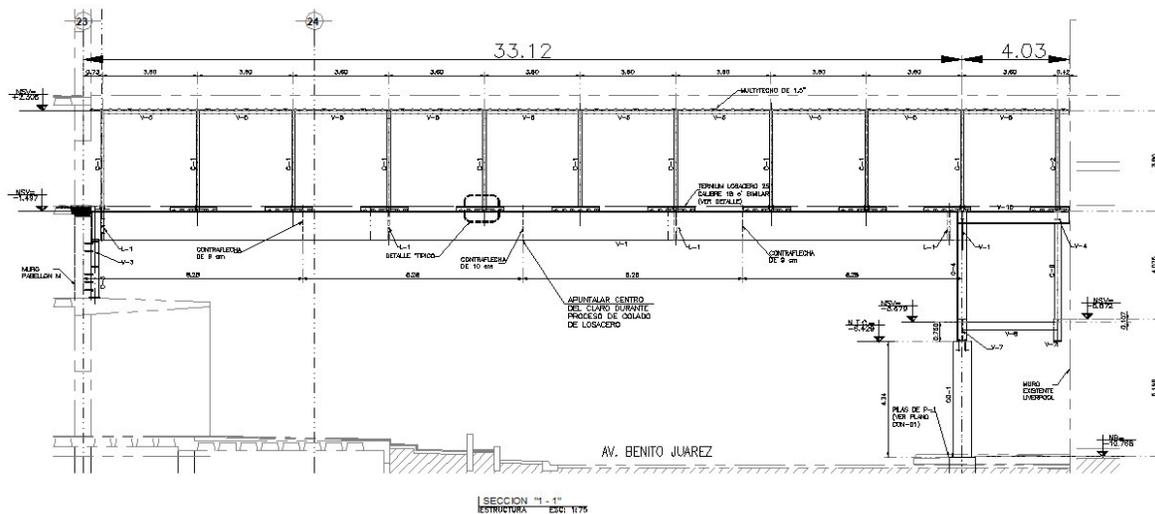
Como parte de conectar el proyecto Pabellón M con la tienda departamental denominada Tienda departamental, se genera un puente peatonal, el cual cruza la avenida Benito Juárez ubicada en el centro de Monterrey, Nuevo León. El puente tiene la finalidad de ser un andador de paso de consumidor de paso de consumidores además un área de contenido para venta de productos de cosméticos. (Ver figura 7.1)



Figura 7.1: Ubicación.

## 7.2 Geometría del puente

El puente tiene las siguientes medidas aproximadas en planta: 33.12 m de claro, 3.6 m de altura, 8.5 m de ancho y la altura con respecto a la calle Av. Benito Juárez es de 9 m. (Ver figura 7.2). Está apoyado en uno de sus extremos sobre el edificio administrativo de pabellón M y en el otro sobre la banqueta colindante tienda departamental.



**Figura 7.2: Elevación longitudinal del puente peatonal.**

El sistema de losas empleado es LOSACERO, El puente está provisto de cubiertas, la superior de multytecho y laterales de cristal templado.

### Estudio de mecánica de suelos

Como cimentación del puente peatonal se propone el uso de pilas coladas en el lugar desplantadas en el estrato de limo arcilloso café claro y café amarilloso, material en donde las pilas trabajaran por punta y fricción.

Estas pilas deberán ser rectas debido a la dificultad para ampliar la base de la pila por la presencia del nivel de aguas freáticas.

De acuerdo con los resultados de los ensayos efectuados es posible definir para pilas apoyadas en el estrato de lutita gris verdosa y café penetrando mínimo una vez el diámetro en este material, (desplantándose entre 7.0 y 12.0m de profundidad), se puede utilizar alguna de las siguientes alternativas de solución:

### PILOTE POR FRICCIÓN Y PUNTA

<b>CARGA A SOPORTAR</b>			
Carga de servicio (Q)	=	180000	kg
<b>PROPIEDADES GEOMÉTRICAS</b>			
Diametro (D)	=	1	m
Perimetro (P)	=	3.14159265	m
Área (A)	=	0.78539816	m <sup>2</sup>
<b>RESISTENCIA POR FRICCIÓN EN ARENA</b>			
Longitud de contacto del pilote (L)	=	7	m
Peso volumétrico del suelo ( $\gamma$ )	=	2000	kg/m <sup>3</sup>
fricción interna del suelo ( $\phi$ )	=	30	°
Fricción entre el suelo y el pilote ( $\delta$ )	=	20	°
Coefficiente efectivo de la tierra $K_0$	=	0.5	
$\tan(\delta)$	=	0.36397023	
Esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma_v'$ )	=	7000	kg/m <sup>2</sup>
Resistencia por fricción unitaria (f)	=	1273.89582	kg/m <sup>2</sup>
Resistencia por fricción (Qs)	=	28014.4322	kg
<b>RESISTENCIA POR FRICCIÓN EN ARCILLA</b>			
Longitud de contacto del pilote (L)	=	5	m
Peso volumétrico del suelo ( $\gamma$ )	=	1700	kg/m <sup>3</sup>
Factor empírico de adhesión ( $\alpha$ )	=	1	
Cohesión no drenada (cu)	=	4080	kg/m <sup>2</sup>
Resistencia por fricción unitaria (f)	=	4080	kg/m <sup>2</sup>
Resistencia por fricción (Qs)	=	64088.4901	kg
<b>RESISTENCIA POR PUNTA</b>			
Profundidad de desplante (Df)	=	12	m
$\gamma$ prom.	=	1500	kg/m <sup>3</sup>
$\phi$ prom.	=	25	°
Esfuerzo vertical efectivo ( $q'$ )	=	18000	kg/m <sup>2</sup>
Factor de capacidad de carga ( $N_q$ )	=	12.72	
Cohesión (c)	=	14650	kg/m <sup>2</sup>
Factor de capacidad de carga ( $N_c$ )	=	25.13	
Resistencia por punta (Qp)	=	468972.632	kg
<b>CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE</b>			
Capacidad de carga (Q)	=	561075.554	kg
Factor de seguridad (F.S.)	=	3	
Capacidad de carga admisible (Q adm)	=	187025.185	kg OK

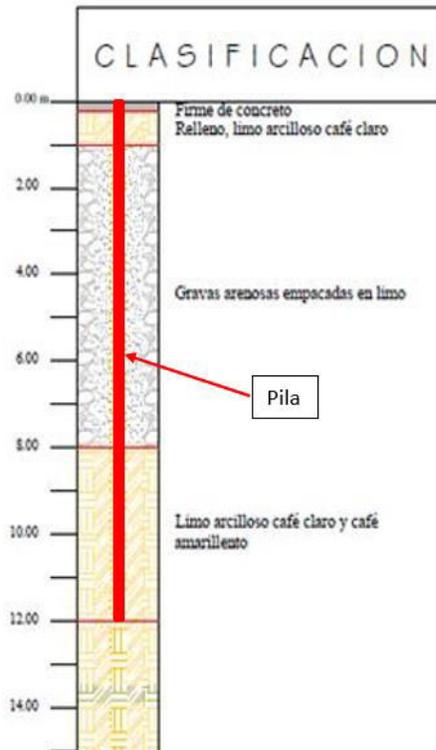
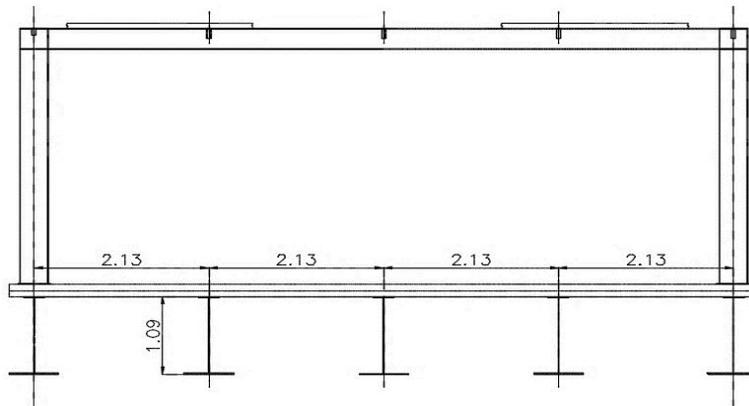


Figura 7.3: Estudio de la mecánica de suelos.

### Descripción de la Super-estructura

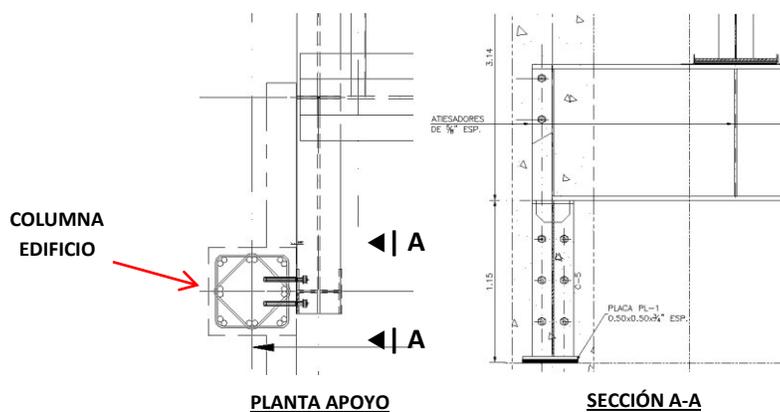
La super estructura del puente consiste en un sistema estructural con base en travesaños armados de tres placas de acero trabajando como construcción compuesta con la losa de concreto reforzado de 18 cm. de espesor. Ver Fig. 7.4.



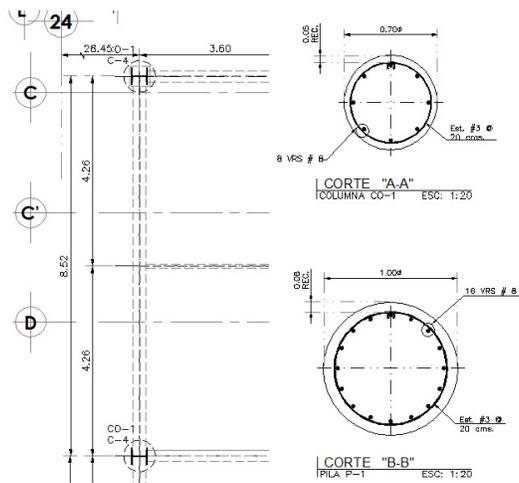
**Figura 7.4: Detalle de la sección transversal del puente peatonal.**

Descripción de la Sub-estructura.

La sub-estructura del puente está conformada del lado del edificio administrativo del pabellón M por medio de un anclaje químico conectado a las columnas del sistema estructural del edificio administrativo, ver Fig. 7.5, a base de traveses en sección compuesta en la losa de concreto y del otro extremo es desplantado en la zona de la banqueta colindante tienda departamental por medio de 2 columnas de sección transversal de 0.70 mts. de diámetro a una altura de 5.2 mts. soportadas por pilas coladas sobre el lugar con una sección transversal de 1.0 mts. de diámetro a una profundidad de 12.0 mts. considerando las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos trabajando por punta y fricción. Ver. Fig. 7.6.



**Figura 7.5: Detalle de anclaje de puente peatonal con columna de pabellón M.**



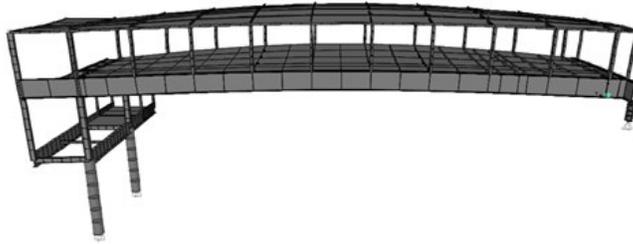
**Figura 7.6: Detalle de apoyo en zona de banquetta.**

### 7.3 Problemática del proyecto

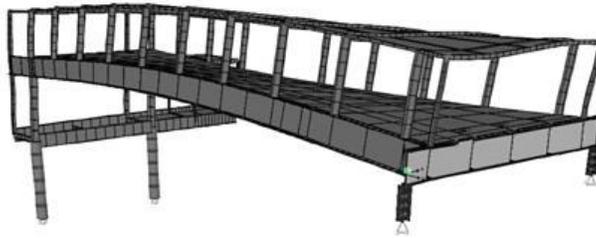
Se elaboró un análisis modal espectral del cual se obtuvieron para el primer modo una frecuencia de 1.590 en dirección vertical y para el segundo modo se obtuvo una frecuencia de 1.697 en dirección horizontal. Ver tabla 7.1 y figuras 7.7 y 7.8.

Modo de vibración	Dirección	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)
Modo 1	Vertical	0.629	1.590
Modo 2	Horizontal	0.589	1.697
Modo 3	Vertical	0.370	2.702
Modo 4	Horizontal	0.345	2.896
Modo 5	Vertical	0.331	3.021
Modo 6	Vertical	0.297	3.369
Modo 7	Vertical	0.271	3.686
Modo 8	Vertical	0.269	3.719
Modo 9	Vertical	0.269	3.720
Modo 10	Vertical	0.252	3.975

**Tabla 7.1: Apartado de la memoria de cálculo, referente a vibraciones.**



**Figura 7.7: Modo 1 Frecuencia = 1.590Hz Vertical**



**Figura 7.8: Modo 2 Frecuencia = 1.697Hz Horizontal**

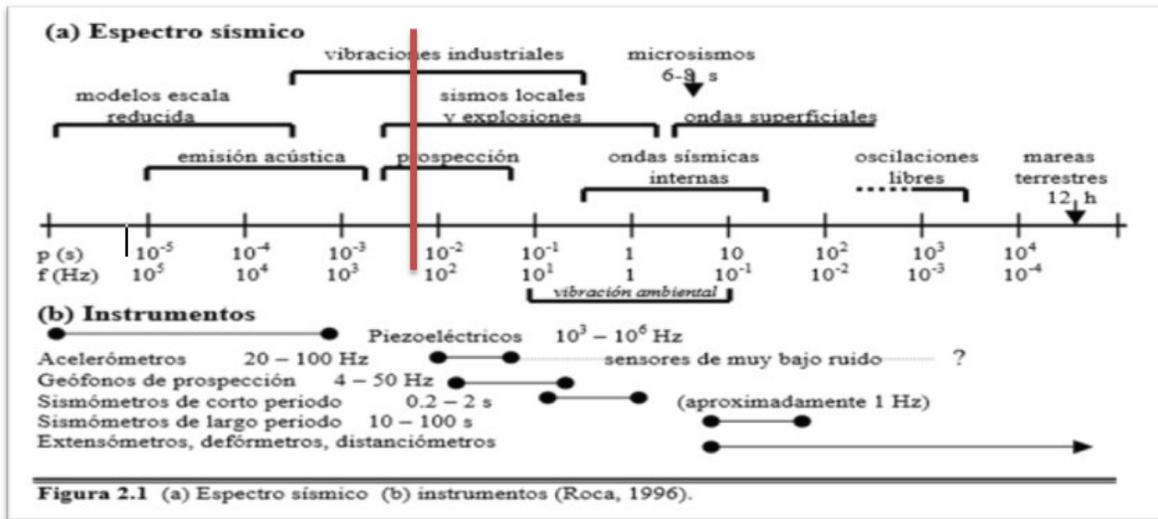
Se alcanzaron porcentajes de participación mayores al 90%, identificando una problemática fundamental en la vibración vertical con frecuencias fundamentales menor a 3.00 Hz y la participación del 50% por modos altos de vibrar generando la posibilidad de efectos torsionales y trepidatorios de servicio.

En definitiva las condiciones flexibles verticales no satisfacen los requisitos convencionales de los puentes peatonales. Debido a la importancia de la estructura se recomienda realizar una prueba de instrumentación de vibraciones para conocer las condiciones reales ya que el puente se encuentra en un avance considerable, además que los elementos secundarios y no estructurales pueden hacer variar el amortiguamiento de las condiciones idealizadas del proyecto.

#### **7.4 Instrumentación del puente**

La elección del equipo a utilizar en la medición de una estructura requiere un conocimiento del espectro de frecuencias de las vibraciones que comprende desde el de las mareas terrestres, con periodos de días, hasta los bajos periodos presentes en los modelos a escala reducida, pasando entre otras por las frecuencias características de los sismos locales, explosiones y vibraciones industriales. Asimismo es importante tener en cuenta la amplitud

del movimiento del suelo de la estructura que se quiere medir, para seleccionar el instrumento con ancho de banda y rango dinámico adecuados al tipo de señal que queremos analizar.



**Figura 7.9: Espectro sísmico e instrumentos**

En la figura 6.9 se presenta esquemáticamente el espectro sísmico, en función del periodo y la frecuencia, señalándose sus fuentes y los instrumentos de medición en cada intervalo. La vibración ambiental se sitúa en el intervalo entre 0.1 y 10 Hz y es la fuente de excitación utilizada en este trabajo para determinar el periodo fundamental de vibración de estructuras. Veremos cómo para alcanzar este objetivo es suficiente un registrador de una señal y un sensor de desplazamiento, velocidad o aceleración de una sensibilidad adecuada para medir las pequeñas amplitudes producidas por la vibración ambiental.

Para la toma de registros en campo se usó el equipo portátil de adquisición de datos. Para la medición de vibraciones se usaron acelerómetros sísmicos AC192-1D de la marca CTC.



**Figura 7.10: Ficha Técnica del Acelerómetro**

Acelerómetro de alta resolución marca PCB:

- Sensibilidad: 1000 mV/ g.
- Rango de medición +-5 g pico.
- Rango de frecuencias: 2 – 10 kHz.

Entre sus ventajas destaca:

- Sensibilidad fija al voltaje, sin importar la longitud o tipo de los cables.
- Señal de salida de baja impedancia, que se puede transmitir por medio de cables largos en ambientes agresivos, con virtualmente cero pérdidas en la calidad de la señal.
- Capacidad de auto-monitoreo que estudia las salidas de voltaje del sensor para detectar operaciones inapropiadas.

Toda la información de los sensores es registrada con un potente adquisidor de datos marca National Instruments:

El adquisidor NI cDAQ-9174 es un chasis con conexión USB de 4 ranuras que permite trabajar con información adquirida en vivo por más de 50 módulos de entrada salida. Contamos con dos módulos NI 9234, capaces de registrar señales analógicas de +-5v, con una velocidad máxima de muestreo de 51s kS/s, resolución de 24 bits, rango dinámico de 102 dB y filtros antialiasing.

## 7.5 Análisis de los datos obtenidos

Para la ejecución de la prueba, se realizaron las siguientes actividades: Se llevaron a cabo mediciones de vibración en el puente peatonal de acceso a pabellón M por parte de Tienda departamental, como parte de la medición se concentró un grupo de 16 personas, las cuales realizaron en ejercicio de brincar sin mover de posición alrededor de 2 minutos con la idea de generar una excitación de la estructura con la finalidad de determinar el momento de máximo movimiento del puente en el centro del claro, así como la frecuencia de la estructura.

Se sugirió por parte del departamento de medición colocar 3 acelerómetros a nivel de la losa, ubicados de la siguiente manera (Ver Figura 6.9):

Sensor 1: Lado poniente a un cuarto del claro.

Sensor 2: Centro del Claro.

Sensor 3: Lado oriente a un cuarto del claro.

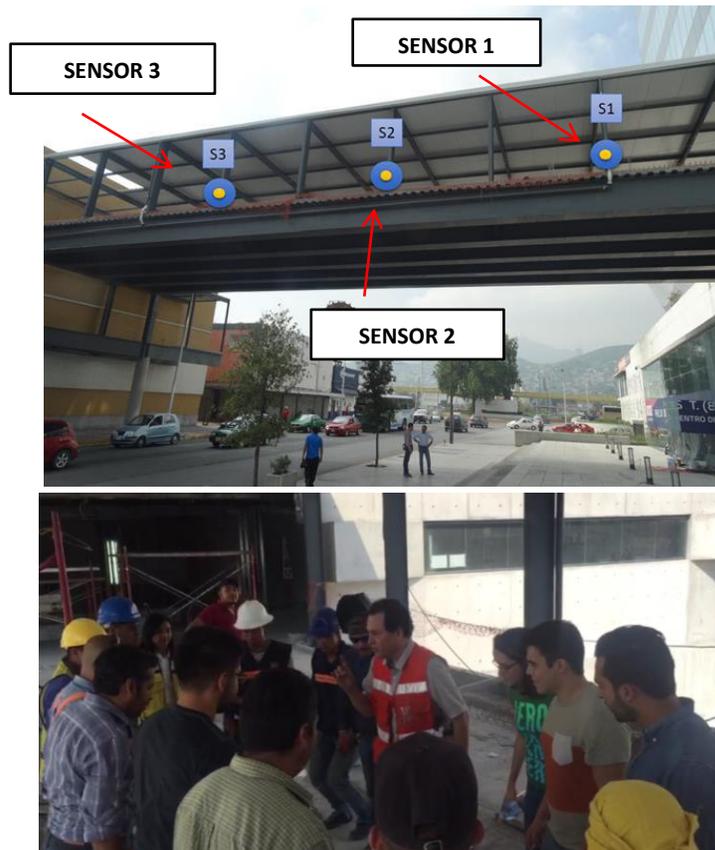


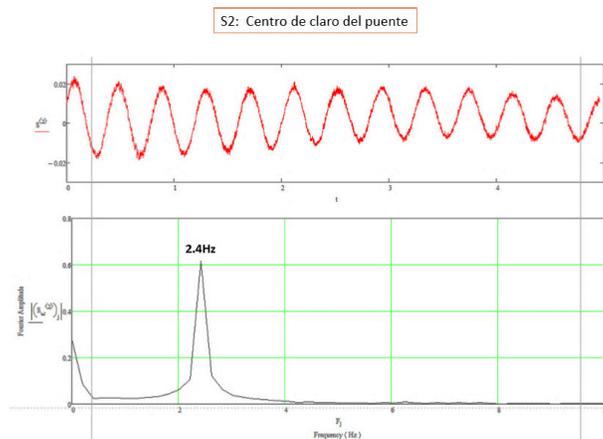
Figura 7.11: Ubicación aproximada de los acelerómetros.

Los espectros de Fourier de las señales de aceleración registradas permiten identificar con toda claridad la frecuencia del primer modo de vibrar en 2.4 Hertz.

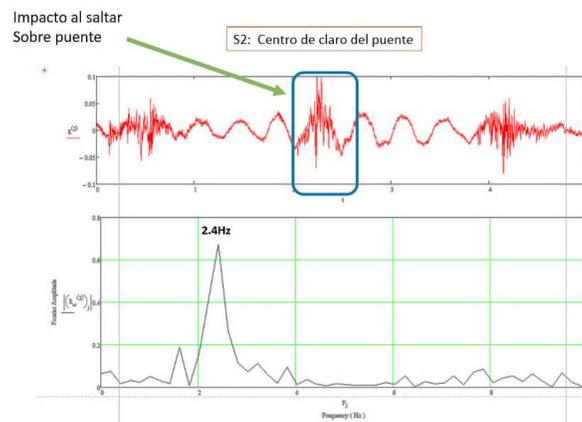
Determinación de la frecuencia natural de la estructura.

En los espectros de Fourier de las señales registradas en los sensores 1, 2 y 3 se excitó el puente mediante la acción sincronizada de un grupo de personas que saltaron verticalmente en varias ocasiones. Esta acción permitió generar vibraciones en el puente que fueron registradas mediante el conjunto de sensores.

Los espectros de Fourier de las señales de aceleración registradas permiten identificar con toda claridad la frecuencia del primer modo de vibrar que es de 2.4 Hz. A continuación se muestra dos de los 22 registros obtenidos durante la medición en campo. Ver figura 7.12 y 7.13.



**Figura 7.12: frecuencia del sensor 2 al centro del puente.**



**Figura 7.13: frecuencia del sensor 2 al impacto al salto sobre el puente.**

## 7.6 Solución

Una de las alternativas sugeridas para solucionar la problemática en la que se encontraba el puente por su cercana frecuencia susceptible al rango del caminar de las personas, se propuso el empleo de sintonizador de masa TMD, una de las condiciones para su empleo es que la construcción del puente se encontrara en un 90 a 95% de terminado, esto porque los contenidos como los elementos secundarios pondrían algo de amortiguamiento, la frecuencia del puente quedaría muy cercana al valor de 3Hz y talvez no se requeriría el empleo de los sintonizadores, cabe señalar que el puente es un producto de venta por parte de pabellón M hacia Tienda departamental, se optó por establecer otra solución sin importar que la estética del puente fuese afectada, en tal caso se propone rigidizar el puente, por consecuencia, incrementar la frecuencia para sacarlo de la frecuencia problemática, se proyecta adicionar un marco por debajo de las vigas principales con la intención de reducir el claro de 32 mts. a 18.6 mts. aproximadamente , además se colocan 4 soportes en la zona de la banqueta colindante tienda departamental. Este reforzamiento cambia las características dinámicas desde la concepción del proyecto, a lo cual se realizó un análisis espectro modal de la nueva estructura reforzada obteniendo las siguientes frecuencias. Ver tabla 7.2.

**Tabla 7.2: Frecuencias aumentadas por la rigidización.**

Modo de vibración	Dirección	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)	Clasificación Sétra	
				Rango	Peligro de resonancia
Modo 1	Vertical	0.308	3.244	3	BAJO
Modo 2	Horizontal	0.294	3.397	4	INSIGNIFICANTE
Modo 3	Vertical	0.269	3.715	3	BAJO
Modo 4	Horizontal	0.264	3.786	4	INSIGNIFICANTE
Modo 5	Vertical	0.255	3.923	3	BAJO
Modo 6	Vertical	0.237	4.216	3	BAJO
Modo 7	Horizontal	0.223	4.492	4	INSIGNIFICANTE
Modo 8	Vertical	0.216	4.626	3	BAJO
Modo 9	Vertical	0.201	4.984	3	BAJO
Modo 10	Vertical	0.194	5.146	4	BAJO

El puente se encuentra fuera de la zona de frecuencias, cercanas al caminar de las personas.

## Capítulo 8

### CONCLUSIONES

#### 8.1 El Resumen

El principal enfoque de esta tesis es incrementar alternativas de solución para mitigar excesivas vibraciones ocasionadas por fuerzas verticales y horizontales inducidas por grupos o multitudes de personas, para determinar la problemática es necesario conocer el rango de frecuencias en los que se encuentra el sistema estructural empleado. Este trabajo se dividió en los siguientes apartados:

- 1) Se realizó un estudio de la literatura sobre el conocimiento de las cargas dinámicas inducidas por los peatones.
- 2) Los criterios de diseño y los modelos de carga propuestos por las normativas y reglamentos.
- 3) Se indicaron dos casos de estudio, el caso A) Puente acceso norte a estadio y B) Puente peatonal conexión entre Pabellón M y Edificio Tienda departamental, indicando la problemática, los parámetros indicativos como los son las frecuencias.
- 4) Alternativas de solución para ambos casos acorde a la problemática presentada.

#### 8.2 Conclusiones

La interacción entre el peatón y la estructura al momento de presentarse un acumulamiento denso de peatones caminando sobre la calzada de la estructura, es muy importante conocer la frecuencia de los modos de vibrar de la estructura en sus direcciones más comunes, vertical y horizontal. Los límites presentados por la mayoría de los estándares, reglamentos o guías de diseño generadas por fuerzas verticales es de 1.4Hz a 2.4Hz y para las fuerzas horizontales es de 0.7Hz a 1.2Hz, estos límites probablemente son suficientes para tener un indicativo que nos lleve a una problemática en cuanto a resonancia. Es importante que bajo observaciones anteriores, un fenómeno denominado sincronía lateral se puede presentar con tan solo unos milímetros de desplazamiento lateral, las guías de diseño del Sétra toman bajo límite como estudio de puentes peatonales,

el valor de aceleración limitando a  $0.10 \text{ m/s}^2$  para evitar dicho efecto. Las vibraciones inducidas por los peatones las podemos catalogar como un tema de servicio. Entonces para encontrar la respuesta generada por cargas dinámicas se parte por resolver la ecuación del movimiento. Los estándares británicos BS 5400 solo propone un modelo de carga y un criterio para vibraciones verticales. El modelado de la carga y la evaluación de los criterios para vibraciones laterales lo deja a criterio del diseñador.

La norma ISO 10137 propone modelos de carga para el cálculo de vibraciones horizontales y laterales debido a un peatón. También propone criterios de diseño para vibraciones horizontales y laterales. Sin embargo, no toma en cuenta el fenómeno de la sincronía.

Eurocode propone modelos de carga para el cálculo para dos direcciones vertical y horizontal para estructuras simples. Para estructuras más complejas el modelado de carga lo deja a criterio del diseñador. Propone límites de aceleraciones máximas independiente de la frecuencia para vibraciones verticales y horizontales.

Norma sueca Bro 2009 propone un modelo de carga vertical y un control de vibraciones verticales, así como un criterio de diseño para el cálculo de la capacidad de servicio.

Normas Técnicas Complementarias del distrito Federal propone evitar vibraciones de acuerdo a su frecuencia de manera que eviten condiciones que afecten la comodidad de los ocupantes, no propone modelo de carga al criterio de diseño.

AASHTO-LRFD menciona el control de vibraciones asociado a la frecuencia vertical y lateral, no menciona el fenómeno de sincronía, en dado caso de no satisfacer las limitaciones deja a criterio del diseñador la seguridad de la estructura en servicio.

AISC guía de diseño propone un modelo de carga vertical y la limitación la deja en función de porcentaje de la gravedad, menciona los límites en referencia a las aceleraciones y esta referenciado a edificaciones, menciona una clasificación de la actividad a desarrollar por las personas en el piso, el cual lo relaciona con la gravedad, no menciona algún límite de aceleración lateral.

Sétra guía de diseño propone un modelo de carga vertical, lateral y la longitudinal, además una clasificación de cuatro rangos de confort así como un criterio de diseño muy completo, menciona un límite para evitar el fenómeno de la sincronía lateral en base a estudios realizados a diferentes puentes peatonales.

HIVOSS similar al Sétra propone un modelo de cargas verticales y laterales, una clasificación del puente peatonal, como también el criterio de la densidad del peatón en el puente.

En los casos de estudio para el puente de acceso norte al estadio la alternativa acorde a las circunstancias que se presentaron fue la instalación del sistema sintonizador de masa (TMD) el cual incremento el amortiguamiento al grado de reducir el pico de la aceleración máxima generando un desacoplamiento de las masas.

En el caso del puente peatonal para la conexión entre pabellón M y Tienda departamental la alternativa propuesta fue el incremento de la rigidez ya que las condiciones entre las partes involucradas no permitieron el uso de algún otro sistema como pudo ser similar al caso anterior el uso de un sistema de sintonizador de masa, ya que la frecuencia prácticamente se encontraba muy cercano al valor límite de 3Hz y tomando en consideración que todos los elementos no estructurales como lo son los plafones, cancelería, etc. Aportarían un poco más de amortiguamiento, tal vez, al grado de que el sistema de sintonizador de masa resultara no tan ideal, se optó por incrementar la rigidez lo cual modifico las características dinámicas iniciales de la estructura.

Puentes peatonales diseñados en estructuras ligeras y bajo amortiguamiento son muy propensos a generar aceleraciones tanto verticales como laterales altas.

Un procedimiento muy eficaz para poder controlar este tipo de problemáticas en la etapa de diseño en primera instancia determinar la frecuencia fundamental de la estructura por medio de un modelo matemático, representando de una manera adecuada a la realidad las condiciones de soporte o apoyo, tener en cuenta que las condiciones de la conexión finales de la estructura, como también sus elementos no estructurales, contenidos, etc. Pueden modificar un poco el amortiguamiento de la estructura. Una vez que se determina el análisis modal espectral, se procede a revisar el porcentaje de masa participativa además de la dirección de traslado de la misma, tomando los primeros tres modos espectrales como base, se compara la frecuencia fundamental de los modos con mayor participación con las especificaciones reglamentarias tomando como rangos de frecuencias comparativas las condiciones de uso o destino al cual llevara a cabo nuestra estructura, con referencias del siguiente orden para frecuencias del caminado vertical de 1.4Hz a 2.4Hz, horizontal en el rango de 0.7Hz a 1.2Hz y correr de 3Hz. Cabe mencionar el tipo de condiciones de carga sobre todo el caminar y el correr de los peatones en la estructura es difícil determinar en algún modelo de carga conocer la dirección que puede tomar a tal grado degenerar hasta un efecto de sincronía, sobre todo para anchos de calzada o andadores mayores a 2 mts en los cuales puede albergar una densidad de personas mayor, por eso es importante saber que esto puede ocurrir en algún momento de la vida útil de la estructura.

### **8.3 Trabajos futuros**

En base a lo presentado en esta tesis, algunas sugerencias para llevar a cabo con precedente a lo realizado y que están dentro del campo de aplicaciones:

- 1) Realizar un modelo matemático en algún software de cálculo con los modelos de carga utilizando el diseño dinámico de pasarela o puentes.
- 2) Obtener el porcentaje de aprovechamiento de cuantía del material al utilizar los sintonizadores de masa concebidos desde proyecto.
- 3) Inducir una reglamentación regional o nacional para que el diseñador ampare sus criterios.
- 4) Realizar un procedimiento de cálculo para un sintonizador de masas (TMD).

## 9-. Referencias

Bachmann, H. (2002). Lively Footbridges a Real Challenge. Proceedings of the International Conference on the Design and Dynamic Behavior of Footbridges, Paris, France, pages 18-30.

Chopra, A.K. (2001). Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall. Second Edition. New Jersey, USA.

Dallard, P., Fitzpatrick, T., Flint, A., Low, A., Ridsdill Smith, R., Willford, M. and Roche, M.(2001). London Millennium Bridge: Pedestrian-Induced Lateral Vibration. ASCE Journal of Bridge Engineering.

Design Manual for Road and Bridges: Loads for Highway Bridges: BD 37/01, Highway Agency, London, February, 2002.

Fitzpatrick, T., Dallard, P., Le Bourva, S., Low, A., Ridsdill Smith, R. and Willford, M. (2001). Linking London: The Millennium Bridge (2001). The Royal Academy of Engineering.

ISO (2005). Bases for design of structures Serviceability of buildings and pedestrian walkways against vibration, ISO/CD 10137, International Standardization Organization, Geneva, Switzerland.

Maguire, J.R. & Wyatt, T.A. (2002). Dynamics. An introduction for civil and structural engineers. Thomas Telford. Second Edition. London, UK.

Nakamura, S-I. (2002). Lateral vibration on a pedestrian cable-stayed bridge. IABSE Journal of Structural Engineering International, volume 12, no. 4.

- Nakamura, S-I. (2004). Model for Lateral Excitation of Footbridges by Synchronous Walking. *ASCE Journal of Structural Engineering*, pages 32-37.
- Pavic, A. and Reynolds, P. (2001). Modal testing of a 34m catenary footbridge. *Vibration Engineering Section, Department of Civil and Structural Engineering, The University of Sheffield, UK.*
- R.L. Pimentel, A. Pavic and P. Waldron (2001). Evaluation of design requirements for footbridges excited by vertical forces from walking, *Canadian Journal of Civil Engineering* 28, pp. 769–777.
- Roberts, T. M., (2003), Synchronised Pedestrian excitation of Footbridges. *Proceedings of the Institution of the Civil Engineers. Bridge Engineering* 156, pages 155-162.
- Steel, Concrete and Composite Bridges Part 2: Specification for Loads; Appendix C: Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges, BS 5400. UK: British Standards Association, London, 1978.
- Willford, M. (2002). Dynamic actions and reactions of pedestrians. *Proceedings of the international Conference on the Design and Dynamic Behaviour of Footbridges, Paris, France.*
- Wilson, Ed. (1985). *Dynamic analysis by numerical integration. Computers & Structures.* [www.csiberkeley.com](http://www.csiberkeley.com).
- [en.structurae.de/index.cfm](http://en.structurae.de/index.cfm). Structurae: International Database and Gallery of Structures. 2005-06-20.
- Zivanovic, S., Pavic, A., and Reynolds, P. (2005). Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. *Journal of Sound and Vibration* 279.
- Fjalar Hauksson (2005). *Dynamic Behavior Footbridges Subjected to Pedestrian Induced Vibration.* Division of Structural Mechanics Lund University, Sweden.
- Dallard, P., Fitzpatrick, A.J., Flint, A., Le Bourva, S., Low, A., Ridsdill Smith, R.M. and Willford, M. (2001), The London Millennium Bridge. *The Structural Engineer* Volume 79/No 22, pages 12-19.
- F. Walley (1959), St James's park bridge, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 12 (6257), pp. 217–222.
- D.R. Leonard (1996). Human tolerance levels for bridge vibrations, TRRL Report No. 34, Road Research Laboratory.

J.S. Parker, G. Hardwick, M. Carroll, N.P. Nicholls and D. Sandercock (2003). Hungerford bridge Millennium project—London, *Civil Engineering* 156 (2), pp. 70–77.

R.L. Pimentel. (1997). *Vibrational Performance of Pedestrian Bridges Due to Human-Induced Loads*, PhD Thesis, University of Sheffield, Sheffield, UK.

H. Bachmann, W. Ammann (1987). *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*, Structural Engineering Documents, Vol. 3e, International Association of Bridge and Structural Engineering (IABSE), Zürich.

H. Bachmann (1992). Case studies of structures with man-induced vibrations, *Journal of Structural Engineering* 118 (3), pp. 631–647.

H. Bachmann (2002). “Lively” footbridges—a real challenge, in: *Proceedings of the International Conference on the Design and Dynamic Behaviour of Footbridges*, Paris, France, November 20–22, pp. 18–30.

Weber, B. (2002). Damping of vibrating footbridges. *Proceedings of the international Conference on the design and Dynamic Behaviour of Footbridges*, Paris, France, November 20-22, 2002, pages 66-74.

Sétra, Service d'études techniques des routes et autoroutes, *Technical guide Footbridges Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*, pages 32,33.