



**UNIVERSIDAD MICHUACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO EN UN PUENTE
PEATONAL**

T E S I S

**PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS**

**PRESENTA:
Amirais Flores Ponce**

**ASESOR DE TESIS:
DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS**
División de estudios de posgrado

Morelia, Michoacán, México, junio 2022.

DEDICATORIAS

A mi familia y esposo

Por su amor incondicional y respaldo en cada etapa

A Dios

Por su infinita paciencia y amor que me ha resguardado en todo momento

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por ser mi formadora al permitirme cursar los estudios de licenciatura en Ingeniería Civil y los estudios de maestría.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca proporcionada durante mis estudios de maestría.

Al Dr. Hugo Hernández Barrios por su valioso apoyo e intercesión, por su motivación, pero sobre todo por su infinita paciencia.

A los sinodales: Dr. Guillermo Martínez Ruiz, Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, Dr. Jorge Ignacio Cruz Díaz, Dr. Manuel Jara Díaz, por su tiempo, por sus enseñanzas y su apoyo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	i
ÍNDICE DE TABLAS.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Justificación	2
1.2. Objetivos	4
1.2.1. Objetivo general	4
1.2.2. Objetivos particulares	5
1.3. Antecedentes históricos.....	5
1.3.1. Ejemplos de Puentes Peatonales con problemas de vibración en México	8
2. MARCO TEÓRICO	10
2.1. Definiciones	10
2.1.1. Peatón:.....	10
2.1.2. Puente Peatonal:	10
2.2. Parámetros dinámicos a identificar	11
2.2.1. Frecuencias naturales y formas modales.....	11
2.2.2. Amortiguamiento	12
2.3. Vibraciones mecánicas	14
2.4. Instrumentación.....	15
2.4.1. Tipos de medición	15
2.5. Estados límite	17
2.5.1. Estado límite último	17
2.5.2. Estado límite de servicio	18
2.6. Vibraciones humanas inducidas	18
3. REVISIÓN DE LOS CÓDIGOS NORMATIVOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES ANTE CARGAS DE DISEÑO	20
3.1. AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges	20
3.1.1. Carga peatonal	21

3.1.2.	Carga de vehículo.....	21
3.1.3.	Carga de viento	22
3.2.	Normas NTC-2017	23
3.2.1.	Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño de las Edificaciones	23
3.3.	Guía de diseño de infraestructura peatonal, Saltillo, Coahuila, México.....	25
4.	REVISIÓN DE LOS CÓDIGOS NORMATIVOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES ANTE CONDICIONES DE SERVICIO	28
4.1.	Acciones dinámicas	29
4.1.1.	Norma HIVOSS-SYNPEX	34
4.1.2.	Norma ISO 10137	37
4.1.3.	Norma UK NA EN 1991-2	38
4.2.	Frecuencias estructurales críticas	40
4.2.1.	Normas NTC-2017 para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.....	41
4.3.	Amortiguamiento estructural	43
4.3.1.	Norma HIVOSS-SYNPEX	45
4.3.2.	Normas del SETRA	45
4.4.	Rigidez vertical estructural.....	47
4.5.	Criterios de servicio.....	48
4.5.1.	Norma BS 5400	49
4.5.2.	Norma ONT 83.....	49
4.5.3.	Eurocódigo	50
4.5.4.	Norma ISO 10137	50
4.5.5.	Normas del SETRA	52
4.5.6.	Norma HIVOSS-SYNPEX	53
4.5.7.	Norma UK NA EN 1991-2	54
4.5.8.	Aceleraciones límite de confort de distintas normas internacionales	56
5.	MÉTODOLÓGÍA DE DISEÑO ANTE VIBRACIÓN INDUCIDA POR PEATONES	57
5.1.	Procedimiento de diseño	59
5.1.1.	Paso 1: Determinación de frecuencias naturales	59
5.1.2.	Paso 2: Verificación del rango crítico de frecuencias naturales	60
5.1.3.	Paso 3: Evaluación de situación del diseño	61
5.1.4.	Paso 4: Evaluación del amortiguamiento estructural.....	63
5.1.5.	Paso 5: Determinación de la aceleración máxima.....	65
5.1.6.	Paso 6: Revisión de criterio para interacción puente-peatón lateral $a_{max} < a_{puente-peatón}$	76
5.1.7.	Paso 7: Revisión del nivel de confort $a_{max} < a_{limit}$	78
5.2.	Control de respuesta a vibraciones	79

5.2.1.	Modificación de masa	79
5.2.2.	Modificación de rigidez	80
5.2.3.	Modificación del amortiguamiento estructural	81
5.2.4.	Amortiguadores de masa sintonizados (TMD).....	84
6.	PUENTE PEATONAL DE ESTUDIO: DESCRIPCIÓN Y MODELO ANALÍTICO.....	86
6.1.	Descripción del puente	86
6.1.1.	Situación física del puente peatonal.....	91
6.2.	Pruebas de vibración ambiental y forzada	94
6.2.1.	Pruebas de vibración ambiental.....	94
6.2.2.	Pruebas de vibración forzada	96
6.3.	Modelo analítico del puente.....	97
6.3.1.	Estimación empírica de la frecuencia del primer modo vertical de vibrar	99
6.4.	Evaluación del puente peatonal ante cargas de diseño	104
7.	REHABILITACIÓN DEL PUENTE PEATONAL	108
7.1.	Reforzamiento ante cargas de diseño	108
7.2.	Opciones de Rehabilitación	109
7.3.	Evaluación de opciones	110
7.3.1.	Puente peatonal con armadura en barandal, con cables	111
7.3.2.	Puente peatonal con diseño de tirantes.....	114
7.3.3.	Puente peatonal con armadura inferior en arco y con cables trabajando	118
8.	EVALUACIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO DEL PUENTE PEATONAL DE ESTUDIO	122
8.1.	Respuesta dinámica de aceleración máxima del puente peatonal en condición actual	126
8.2.	Respuesta dinámica de aceleración para puente peatonal con tirantes activos	128
9.	GUÍA DE DISEÑO	130
9.1.	Puente peatonal tipo.....	132
9.2.	Eficiencia estructural	133
9.3.	Relación demanda-capacidad D/C	134
9.4.	Control de aceleraciones	138
10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	142
11.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145
12.	ANEXOS.....	148
12.1.	Evaluación de opciones para rehabilitación del puente peatonal de estudio.....	148
12.1.1.	Puente peatonal con armadura inferior, sin cables	148

12.1.2. Puente peatonal con armadura inferior en arco, sin cables	151
12.1.3. Puente peatonal con armadura en barandal, sin cables.....	154
12.2. Cálculo de los parámetros modales: Modelo matemático simplificado.....	157
12.2.1. Calibración y resultados.....	158
12.2.2. Código en Matlab: Modelo matemático simplificado.....	161
12.3. Guía de diseño	167
12.3.1. Cálculo de la frecuencia	167
12.3.2. Cálculo del factor Demanda-Capacidad D/C.....	170
12.3.3. Cálculo de la aceleración debida a la carga peatonal sincronizada	173
12.3.4. Código en Matlab: Cálculo de frecuencia, factor demanda-capacidad y aceleraciones para puentes peatonales en armadura	176

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Ejemplos de puentes peatonales en México con problemas de vibración	8
Tabla 1.2 Frecuencias estructurales críticas de vibrar de los puentes peatonales (Huerco Ríos , 2016)	9
Tabla 2.1 Frecuencias de vibrar típicas ejercidas por los peatones (Bachmann & Ammann, Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines, Structural Engineering Documents, Vol. 3e, 1987)	18
Tabla 3.1 Cargas vivas de diseño	21
Tabla 3.2 Vehículo de diseño	22
Tabla 3.3 Cargas vivas unitarias, KN/m^2 (Kg/m^2), (NTC, 2017)	25
Tabla 4.1 Fuerzas dinámicas peatonales normalizadas (Bachmann, y otros, 1995)	32
Tabla 4.2 Tabla comparativa de normas internacionales para acciones dinámicas	33
Tabla 4.3 Máxima amplitud de la acción de vibración sinusoidal de un solo peatón	34
Tabla 4.4 Número de peatones efectivos (HIVOSS-SYNPEX, 2007)	35
Tabla 4.5 Máxima amplitud de la acción de vibración sinusoidal de un solo peatón (UK NA EN 1991-2)	39
Tabla 4.6 Caso de carga peatonal (n_p) de acuerdo con la clasificación en función del uso de puentes peatonales (UK NA EN 1991-2)	39
Tabla 4.7 Frecuencias estructurales de vibrar críticas de varias normas del mundo, (Sánchez, Sanz, Díaz, Méndez, & Ibán, 2011)	40
Tabla 4.8 Valores comunes de amortiguamiento estructural de puentes peatonales (Bachmann, y otros, 1995)	44
Tabla 4.9 Amortiguamiento estructural de acuerdo con el material de construcción para vibraciones grandes (HIVOSS-SYNPEX, 2007)	45
Tabla 4.10 Amortiguamiento estructural de puentes peatonales de diversos materiales (SETRA, 2006)	46
Tabla 4.11 Amortiguamiento estructural de acuerdo con el material de construcción para amplitudes grandes de vibración (SETRA, 2006)	46
Tabla 4.12 Indicador de los umbrales de percepción humana ante vibraciones armónicas verticales (Bachmann, y otros, 1995)	48
Tabla 4.13 Aceleración máxima aceptable, EN 1990	50
Tabla 4.14 Aceleraciones límite de confort (ISO 10137, 1997)	51
Tabla 4.15 Determinación del tipo de puente peatonal en función de la densidad peatonal, (SETRA, 2006)	52
Tabla 4.16 Determinación del nivel de confort, (SETRA, 2006)	52
Tabla 4.17 Determinación del tipo de puente peatonal en función de la densidad peatonal, (HIVOSS-SYNPEX, 2007)	53
Tabla 4.18 Determinación del nivel de confort, (HIVOSS-SYNPEX, 2007)	54
Tabla 4.19 Límites de aceleración máximos de confort de las principales normativas internacionales, (Sánchez, Sanz, Díaz, Méndez, & Ibán, 2011)	56
Tabla 5.1 Densidades peatonales y aceleraciones límite de diseño de acuerdo con la clase de tráfico y nivel de confort para el puente peatonal del ITS LR	63

Tabla 5.2 Parámetros para el modelo de carga	67
Tabla 5.3 Constantes para aceleración vertical	75
Tabla 5.4 Constantes para aceleraciones laterales	75
Tabla 5.5 Constantes para la masa modal vertical requerida	76
Tabla 5.6 Constantes para la masa modal lateral requerida	76
Tabla 6.1 Información general y situación física de Puente Peatonal del ITSLR	88
Tabla 6.2 Elementos estructurales del puente peatonal del ITSLR	89
Tabla 6.3 Pruebas de vibración ambiental, nombre y duración	96
Tabla 6.4 Prueba de vibración forzada, nombre de identificación, número de peatones cruzando y descripción del paso.	96
Tabla 6.5 Propiedades mecánicas del acero estructural B-254 (ASTM A36)	97
Tabla 6.6 Estimación empírica de las frecuencias verticales del primer modo de vibrar del puente de estudio	101
Tabla 6.7 Frecuencias y modos analíticos de vibrar verticales del puente peatonal del ITSLR	101
Tabla 6.8 Frecuencias críticas en dirección vertical, lateral y longitudinal	103
Tabla 6.9 Cargas vivas unitarias sobre criterios y acciones para el diseño de piso o cubierta para comunicación de peatones	104
Tabla 6.10 Revisión del puente ante combinación vertical. Se muestran los elementos más desfavorables	105
Tabla 7.1 Resultados de evaluación de opciones para rehabilitación del puente peatonal de estudio	110
Tabla 7.2 Revisión del puente peatonal con diseño de tirantes ante combinación vertical. Se muestran los elementos más desfavorables	115
Tabla 7.3 Revisión del puente peatonal con armadura inferior en arco y cables trabajando, ante combinación vertical. Se muestran los elementos más desfavorables	119
Tabla 8.1 Frecuencias críticas en dirección vertical, lateral y longitudinal	122
Tabla 8.2 Rangos críticos de vibraciones	122
Tabla 8.3 Clases de tráfico con su respectiva densidad y revisión de los niveles de confort para el caso de estudio	123
Tabla 8.4 Evaluación del amortiguamiento para la estructura de acero	123
Tabla 8.5 Parámetros para el modelo de carga en la evaluación de máxima aceleración	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Remoción de puente peatonal ubicado frente a Ciudad Universitaria (Fotos: MiMorelia.com, Contramuro.com, indiciomich.com)	3
Figura 1.2 Ejemplos históricos de puentes peatonales con problemas de vibración	6
Figura 1.3 Desarrollo en el análisis de vibraciones (Gómez Araújo, 2012)	7
Figura 2.1 Ejemplos de modos de vibración. Primera y segunda forma de vibración vertical	12
Figura 2.2 Oscilaciones amortiguadas: subamortiguamiento ($\zeta < 1$), amortiguamiento crítico ($\zeta = 1$), sobreamortiguamiento ($\zeta > 1$)	14
Figura 2.3 Rango de frecuencias verticales y horizontales	19
Figura 2.4 Mecanismo de vibración lateral en caminata, movimiento alterno del pie	19
Figura 4.1 Fuerzas periódicas de caminata normal ejercidas por un peatón en las tres direcciones ortogonales (Živanović, Pavić, & Reynolds, 2005)	30
Figura 4.2 Componentes de la fuerza dinámica peatonal causante de la vibración de los puentes peatonales (Huergo Ríos, 2016)	31
Figura 4.3 Coeficientes de reducción (Ψ) para vibración vertical y longitudinal (HIVOSS-SYNPEX, 2007)	36
Figura 4.4 Coeficientes de reducción (Ψ) para vibración lateral (HIVOSS-SYNPEX, 2007)	36
Figura 4.5 Patrones de fuerza vertical típicos para trotar y correr	37
Figura 4.6 Coeficientes de reducción (Ψ) para vibración vertical para corredores (HIVOSS-SYNPEX, 2007)	37
Figura 4.7 Gráficas para la obtención del coeficiente de reducción (Ψ), (UK NA EN 1991-2)	40
Figura 4.8 Respuesta dinámica vertical de algunos puentes peatonales para diferentes valores de amortiguamiento (Bachmann, y otros, 1995)	44
Figura 4.9 Respuesta dinámica vertical de algunos puentes peatonales en base a su rigidez vertical estructural (Bachmann, y otros, 1995)	47
Figura 4.10 Curva base ISO 2631-2 para vibración vertical (a_v), (ISO 10137,2007)	51
Figura 4.11 Curva base ISO 2631-2 para vibración horizontal/lateral (a_H), (ISO 10137,2007)	51
Figura 4.12 Curva para la obtención del parámetro de amortiguamiento de masas, (UK NA EN 1991-2)	55
Figura 5.1 Diagrama de flujo de la metodología de diseño a seguir	58
Figura 5.2 Equivalencia de cargas peatonales	66
Figura 5.3 $n \leq N$ cargas armónicas	69
Figura 5.4 Respuesta a una carga armónica distribuida	70
Figura 5.5 Aplicación de una carga armónica de acuerdo con la forma modal $\Phi(x)$, (HIVOSS, 2007)	71
Figura 5.6 Descripción esquemática de la marcha sincronizada	77
Figura 5.7 Sistemas de reducción de vibraciones (Montanaro, 2002)	83
Figura 6.1 Microlocalización del puente peatonal dentro del Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes, Michoacán, (Google Maps)	86
Figura 6.2 Vista general, vista transversal y vista del tablero del puente peatonal del Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes (Fotografía: Amiraís Flores)	87

Figura 6.3 Detalle en planta del puente peatonal del ITS LR	90
Figura 6.4 Corte longitudinal del puente peatonal del ITS LR	90
Figura 6.5 Detalle de columnas, punzonamiento de cuerdas en columnas, defectos en soldadura.	91
Figura 6.6 Detalle en escaleras	92
Figura 6.7 Detalle de anclaje en escaleras	93
Figura 6.8 Mapeo de tirantes del puente peatonal.	93
Figura 6.9 Equipo utilizado durante las pruebas de vibración ambiental	94
Figura 6.10 Distribución de aparatos en el puente peatonal	95
Figura 6.11 Arreglo de los acelerómetros. Colocación de los acelerómetros durante las pruebas de vibración ambiental	95
Figura 6.12 Modelo numérico del puente realizado mediante el software SAP2000 v14	99
Figura 6.13 Frecuencia del primer modo vertical de vibrar de un puente peatonal en función del claro, (Bachmann, y otros, 1995)	99
Figura 6.14 Modo vertical de vibrar y deformación máxima del puente peatonal considerando combinación de carga (1.3 CM+1.5 CV _{máx})	105
Figura 6.15 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal ante condiciones de cargas verticales.	106
Figura 7.1 Opciones de rehabilitación evaluadas	109
Figura 7.2 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura en barandal y tirantes, ante condiciones de cargas verticales.	111
Figura 7.3 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura en barandal y tirantes, ante condiciones de cargas verticales.	113
Figura 7.4 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con diseño de tirantes, ante condiciones de cargas verticales.	115
Figura 7.5 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con diseño de tirantes, ante condiciones de cargas verticales.	117
Figura 7.6 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior en arco y cables trabajando, ante condiciones de cargas verticales.	119
Figura 7.7 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior en arco y cables trabajando, ante condiciones de cargas verticales.	121
Figura 8.1 Cálculo de aceleraciones máximas en el modelo numérico.	125
Figura 8.2 Resultados de aceleraciones máximas para las distintas clases de tráfico y niveles de confort.	127
Figura 8.3 Resultados de aceleraciones máximas para puente peatonal con tirantes activos, para las distintas clases de tráfico y niveles de confort.	129
Figura 9.1 Tipos de armaduras y viga Vierendeel para estructuras de puentes peatonales	130
Figura 9.2 Puentes en armaduras	131
Figura 9.3 Puente peatonal tipo	132
Figura 9.4 Eficiencia estructural para distintas longitudes de puentes peatonales tipo armadura. Abscisas: relaciones de carga (W_m/W_v) y ordenadas: frecuencia fundamental (hz).	134

Figura 9.5 Relación demanda-capacidad para distintas longitudes de puentes peatonales tipo armadura. Abscisas: relaciones de carga (W_m/W_v) y ordenadas: demanda-capacidad.	135
Figura 9.6 Aceleraciones para las diferentes longitudes, en cada grafica se muestran los diferentes casos de relación de peso, para la clase de tráfico TC5.	138
Figura 9.7 Comportamiento de la frecuencia objetivo y ancho de efectividad respecto a la relación de frecuencias	139
Figura 9.8 Factor de amplificación dinámico máximo para el sistema amortiguado de un grado de libertad	140
Figura 9.9 Relación óptima de frecuencia de sintonización para TMD, f_{opt}	141
Figura 9.10 Relación de amortiguamiento óptimo para TMD	141
Figura 12.1 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior sin cables, ante condiciones de cargas verticales.	149
Figura 12.2 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior sin cables, ante condiciones de cargas verticales.	151
Figura 12.3 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior en arco sin cables, ante condiciones de cargas verticales.	152
Figura 12.4 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura en arco inferior sin cables, ante condiciones de cargas verticales.	153
Figura 12.5 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura en barandal sin cables, ante condiciones de cargas verticales	154
Figura 12.6 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura en barandal sin cables, ante condiciones de cargas verticales.	156
Figura 12.7 Frecuencias obtenidas en programa matemático MATLAB	158
Figura 12.8 Matriz de modos obtenida en MATLAB	158
Figura 12.9 Espectros de respuesta máxima de aceleración	158
Figura 12.10 Comprobación y comparación del método HIVOSS con la teoría de Dinámica estructural de Chopra para la respuesta máxima de aceleración	159
Figura 12.11 Respuesta máxima de aceleración en toda la historia de desplazamiento del nodo, siguiendo Norma Europea HIVOSS	160
Figura 12.12 Respuesta máxima de aceleración en toda la historia de desplazamiento del nodo, siguiendo la teoría Dinámica Estructural de Chopra	160

RESUMEN

En la República Mexicana se carece de normatividad regulatoria para el diseño de puentes peatonales, de tal manera que son diseñados con las mínimas consideraciones como una estructura “tipo” y el diseño se extrapola para diferentes casos a pesar de no tener las mismas características geométricas, encontrarse en diferentes zonas geotécnicas y variar su clasificación por importancia de uso y el número de peatones que los utilizan; por lo que se describirán lineamientos de mejores prácticas encontradas a nivel mundial.

En la presente investigación se muestran los resultados sobre las condiciones físicas que presenta el puente peatonal de estudio. Se efectúa la modelación y se estudia el comportamiento del puente peatonal, así como la interacción de un peatón que transita sobre el mismo. Se realiza una evaluación ante condiciones de carga, se proponen opciones de rehabilitación también evaluadas. Se realiza una evaluación ante condiciones de servicio establecidas en diferentes normas internacionales y con base en las rutinas de programación creadas, se obtienen las respuestas estructurales de aceleración.

Se sugieren pautas para el desempeño de las vibraciones, enfocándose en la definición de carga peatonal, los rangos de frecuencia de interés, los criterios que pueden evaluar el comportamiento dinámico y la comodidad humana en puentes peatonales con límites aceptables de vibración.

Se generan herramientas y criterios que vinculan la eficiencia estructural, la relación demanda-capacidad y frecuencias límites para puentes peatonales de tipo armadura

Los criterios de medición establecidos permiten a los diseñadores calcular nuevas estructuras y también evaluar la necesidad de reparar las existentes.

Palabras clave:

Puente peatonal, control de vibraciones, condiciones de servicio, aceleraciones, guía de diseño.

ABSTRACT

In the Mexican Republic there is a lack of regulatory norms for the design of pedestrian bridges, in such a way that they are designed with the minimum considerations as a "type" structure and the design is extrapolated for different cases despite not having the same geometric characteristics. find them in different geotechnical zones and vary its classification by importance of use and the number of pedestrians who use them; therefore, guidelines of best practices found worldwide will be described.

In the present investigation, the results on the physical conditions presented by the study pedestrian bridge are shown. The modeling is carried out and the behavior of the pedestrian bridge is studied, as well as the interaction of a pedestrian who travels on it. An evaluation is carried out under load conditions, also are proposed rehabilitation options that as well was evaluated. An evaluation is carried out under service conditions established in different international standards and based on the programming routines created, the acceleration structural responses are obtained.

Guidelines for vibration performance are suggested, focusing on the definition of pedestrian load, frequency ranges of interest, criteria that can assess dynamic behavior, and human comfort on pedestrian bridges with acceptable vibration limits.

Tools and criteria are generated that link structural efficiency, the demand-capacity relationship and limit frequencies for truss-type pedestrian bridges

Established metrics allow designers to calculate new structures and assess the need to repair existing ones.

Keywords:

Pedestrian bridge, vibration control, service conditions, accelerations, design guide.

1. INTRODUCCIÓN

En la dinámica de movilización entre vehículos y transeúntes, la implementación de puentes peatonales ha sido la solución generalizada para garantizar la seguridad vial, trayendo consigo problemas como la construcción de éstos en ubicaciones innecesarias, pero, sobre todo, diseños estructurales deficientes por falta de reglamentación para puentes peatonales. Debido a lo anterior los puentes se diseñan despreciando el efecto dinámico que producen los usuarios sobre el mismo, y por supuesto, no se consideran las condiciones de servicio de los usuarios.

Actualmente se presenta un nuevo enfoque que prioriza al peatón con la colocación de cruces peatonales seguros, que conllevan una menor inversión. Sin embargo, no se puede prescindir en lo absoluto de puentes peatonales en puntos estratégicos. Por lo tanto, el puente peatonal será útil para cruzar ríos o vados o para cruzar vialidades de alta capacidad, siempre y cuando no exista una alternativa viable más corta o segura y el trayecto alterno represente un esfuerzo mayor. Medida que conlleva a tener puentes peatonales de estructuras más especializadas, con complicadas geometrías y atractivo diseño arquitectónico, que representan un mayor desafío de diseño estructural. Siendo estrictamente necesario el control y guía a partir de la reglamentación para su diseño y construcción.

En el diseño de estructuras ligeras y delgadas, como los son los puentes peatonales modernos, se encuentra la importante consideración de la capacidad de servicio debido a las vibraciones introducidas por las actividades humanas, tales como caminar, correr, saltar, etc., por lo que pueden convertirse en un problema considerable, ya que la vibración estructural causa incomodidad a los usuarios, pero en casos más graves pueden comprometer la seguridad de la estructura.

Es deber entonces, mejorar la experiencia del ocupante y la integridad estructural mediante la comprensión y la mitigación de la vibración. Para ello es necesario efectuar análisis dinámicos de la estructura para producir modelos computarizados de vibración más precisos.

El procedimiento de modelado y análisis se aplica al caso de estudio, un puente peatonal atirantado ubicado en el Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes (ITSLR) en el Estado de Michoacán. Se realiza una primera revisión y evaluación estructural del puente de estudio, se generan propuestas de reforzamiento y se evalúan las opciones ante condiciones de carga para elegir las mejores alternativas. Se realiza la revisión de condiciones de servicio de aceleraciones en el conjunto. Las referencias a las directrices de otras normas sobre este tema son mencionadas en el documento siempre que sean pertinentes.

Se crearon herramientas y criterios teniendo como objetivo la eficiencia estructural. Se calcula la frecuencia natural del conjunto de puentes en armadura, que se consideró como sección tipo, para un rango de claros, para distintas relaciones de carga, se presentan los gráficos con respecto a la frecuencia fundamental de la estructura y con respecto a la relación demanda-capacidad.

Se muestra la respuesta en aceleración para cada longitud de los puentes en las frecuencias que abarcan los dos armónicos para cada relación de cargas, evaluándose la clase de tráfico más crítica, que corresponde aquella de uso extraordinario. El procedimiento utilizado para éste propósito se analizará en la sección 5 MÉTODOLÓGÍA DE DISEÑO ANTE VIBRACIÓN INDUCIDA POR PEATONES.

A partir de estos gráficos es posible sacar conclusiones para el diseño de puentes peatonales, ya que brinda la posibilidad de revisar varios casos u opciones posibles en el menor tiempo.

Finalmente son presentadas las principales conclusiones en este trabajo y se aportan temas que merecen investigación en trabajos futuros.

1.1. Justificación

Cuando no existen otras alternativas viables de conexión segura o el trayecto alternativo represente un esfuerzo mayor, es decir, para cruzar obstáculos naturales y vialidades de alta capacidad (autopistas o vialidades de acceso controlado), se justifica la construcción de los puentes peatonales.

Actualmente se presenta un nuevo enfoque que prioriza al peatón con la colocación de cruces peatonales seguros, que conllevan una menor inversión. Tal es el caso de la reciente remoción del puente peatonal (el día viernes, 23 de octubre de 2020) ubicado en la calle General Francisco J. Múgica en Morelia, Mich.; frente a la entrada principal de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH). Las secciones del puente serán reubicadas para conectar cañadas y cruces de agua en la colonia Emiliano Zapata y la localidad de Atapaneo (MiMorelia.com, 2020). En su lugar se dará preferencia al cruce seguro a nivel de la calle que ya estaba marcado en beneficio de la comunidad universitaria y colonos de la zona. Sin embargo, no se puede prescindir en lo absoluto de puentes peatonales en puntos estratégicos.



Figura 1.1 Remoción de puente peatonal ubicado frente a Ciudad Universitaria (Fotos: MiMorelia.com, Contramuro.com, indiciomich.com)

Es importante tener en cuenta que actualmente no hay regulaciones de normatividades disponibles. Gran parte de la regulación necesaria para las estructuras flexibles como son los puentes peatonales, se encuentra en el control de vibraciones. Fuerzas externas como el viento, movimiento sincronizado de los peatones o actividad sísmica, por ejemplo, puede causar movimientos desconcertantes e incluso peligrosos en la estructura. Tales movimientos puede hacer que las personas se sientan incómodas e incluso acelerar la fatiga del material u otras fallas.

Hay formas de reducir este movimiento. Por ejemplo, se puede agregar rigidez, agregar masa o cambiar la forma de la estructura. Desafortunadamente, tales métodos para reducir la vibración son costos y pueden no funcionar tan bien como sea necesario. Un método alternativo es instalar un sistema de control pasivo, un amortiguador de masa sintonizado, para controlar la vibración en una amplia gama de frecuencias y escalas. Este dispositivo agrega masa, como en una solución tradicional, pero aquí la masa se mueve. Este movimiento es pasivo, no requiere electricidad ni sistema informático para controlarlo. El dispositivo simplemente responde al movimiento de la estructura y ayuda a reducirlo. Así, la masa en movimiento complementa la amortiguación inherente a la estructura.

Pese a las medidas correctivas, siempre será mejor la prevención de este tipo de problemas. Para ello es necesario contar con herramientas y criterios, que de manera simplificada, faciliten la toma de decisiones en el diseño estructural y en las revisiones, para garantizar el cumplimiento de los parámetros de control.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Generar herramientas y criterios que faciliten la revisión y diseño estructural de puentes peatonales.

1.2.2. Objetivos particulares

- Realizar pruebas de vibración ambiental y vibración forzada en un puente peatonal atirantado.
- Construcción del marco teórico, investigación referente a las condiciones de servicio de los puentes peatonales, que se consideran en la investigación de los códigos de diseño y de los dispositivos de control de vibraciones.
- Revisión y evaluación estructural del caso particular de estudio.
- Reforzamiento estructural del caso en particular.
- Diseño de un conjunto de puentes típicos de armadura.
- Revisión de condiciones de servicio de aceleraciones en el conjunto.
- Análisis de resultados y conclusiones.

1.3. Antecedentes históricos

El objetivo de su análisis es estudiar la forma más realista las respuestas que los puentes sufren cuando son sometidas a las condiciones normales de uso.

El primer análisis de los puentes en problema de vibración surgió alrededor 1850. Willis fue el primero en estudiar esta cuestión, que deriva la ecuación donde una masa se mueve con velocidad constante a través de una viga simplemente apoyada, masa flexible y despreciable.

El problema de una carga pulsante a una velocidad constante solamente era analizado en 1928 por Timoshenko, que fue tomada en cuenta características dinámicas de vehículos.

A partir de los años 70, los modelos matemáticos utilizados en el análisis de problema de vibraciones de puentes pasan a ser resueltos con base en el método de elementos finitos, habiendo cada vez más refinados los estudios.

En 1987 WU, LEE y LAI usan el método de elementos finitos para estudiar una respuesta dinámica que las placas sufren bajo la acción de cargas móviles. Son considerados los efectos de excentricidad y velocidad de carga móvil (Silva & Oliveira, 2015).

El problema de vibraciones en puentes peatonales ha adquirido cada vez mayor atención pública y profesional. El 10 de junio del 2000, en la inauguración del puente Millennium Bridge que está de un lado al otro del río Támesis en el centro de Londres, el puente peatonal experimentó elevadas aceleraciones laterales que provocaron el cierre del mismo y su posterior reparación. La reparación consistió en la incorporación de 26 pares de amortiguadores de masa sintonizados para disminuir las vibraciones verticales y 37 amortiguadores viscosos para reducir las vibraciones laterales. Como resultado, el coeficiente de amortiguamiento aumentó de 0.5% a 20% y aceleraciones casi resonantes se redujeron en aproximadamente 40 veces (Hauksson, 2005). Éste suceso fue un ejemplo que puso en manifiesto la importancia de considerar las cargas dinámicas en el diseño de puentes peatonales y un especial cuidado en la consideración de cargas ejercidas por los peatones.



Millennium
Londres, Reino Unido,
2000



Solférino
París, Francia, 1999



Auckland Harbour Bridge
Auckland, Nueva
Zelanda, 1975

Figura 1.2 Ejemplos históricos de puentes peatonales con problemas de vibración

El diseño y construcción de estructuras complejas y ambiciosas, hizo evidente la necesidad de desarrollar herramientas experimentales apropiadas que permitieran identificar con mayor exactitud las más relevantes propiedades estructurales (estáticas y dinámicas), suministrando datos confiables para soportar la calibración, actualización y vibración de modelos numéricos de análisis estructural.

El desarrollo de las teorías más relevantes de la dinámica estructural se presentó en el siglo XIX. En el campo de la teoría de vibraciones, las primeras investigaciones son del siglo XX: con la ejecución de simples pruebas en estructuras claramente definidas en el periodo de 1920-1945; el desarrollo del método de elementos finitos en el rango lineal de las estructuras presentado entre los años de 1965-1975; el desarrollo del método de vibración forzada de 1970-1980; la inclusión de nueva tecnología en el campo computacional entre los años de 1975-1990; la integración del análisis de elementos finitos en el rango no lineal en el periodo de 1990-2000; la introducción del método de vibraciones ambientales entre los años 1992-1995 y la introducción de la tecnología de medición de datos con computadoras conectados a sensores entre los años de 1993-1996 (Gómez Araújo, 2012)

En la Figura 1.3 se ilustra el desarrollo en el campo de la teoría de vibraciones cronológicamente.

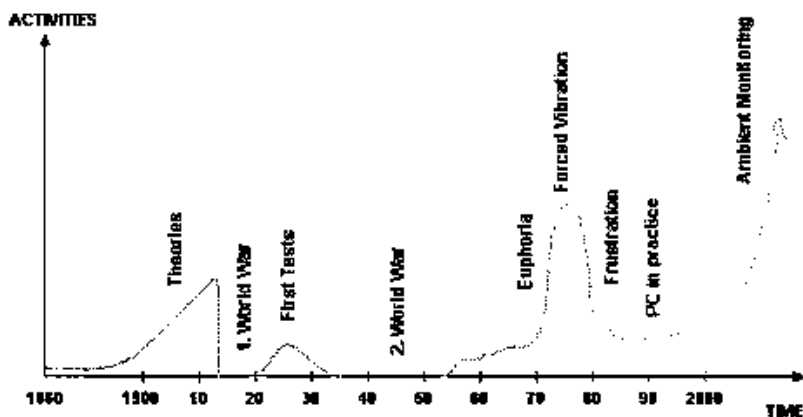


Figura 1.3 Desarrollo en el análisis de vibraciones (Gómez Araújo, 2012)

1.3.1. Ejemplos de Puentes Peatonales con problemas de vibración en México

En México la falta de investigación y normatividad que considere las condiciones de diseño y condiciones de servicio, ante cargas peatonales en puentes, provoca que en la práctica se tomen modelos o prototipos de diseño de puentes peatonales, y se apliquen en distintas partes del país sin existir un diseño estructural previo.

Algunos ejemplos de puentes peatonales, que visiblemente presentaron problemas de vibración y han sido parteaguas en los procesos de investigación estructural de condiciones de servicio, son los siguientes:

Tabla 1.1 Ejemplos de puentes peatonales en México con problemas de vibración

	El puente peatonal San Bartolo está ubicado en la intersección de la Av. Universidad y la Av. Gustavo Baz Prada en la colonia Industrial Tlatilco en el municipio de Naucalpan de Juárez en el Estado de México, y consiste en una estructura de acero tipo armadura que libra un claro de 30 m de longitud.
San Bartolo Naucalpan de Juárez, Edo. México	
	El puente peatonal Salamanca está ubicado en paseo de la Republica (carretera a Salamanca) en el municipio de Morelia, Michoacán, y conecta las colonias Barrio Alto y Lomas del Tecnológico. Se trata de una estructura de acero que tiene la peculiaridad de que libra un claro total de 51.13 m entre apoyos extremos, y posee dos apoyos intermedios entre dicho claro a una distancia horizontal de 23.99 m.
Salida Salamanca Morelia, Michoacán	



Salida Pátzcuaro
Morelia, Michoacán

El puente peatonal Pátzcuaro se encuentra ubicado en Calzada la Huerta (carretera Morelia- Pátzcuaro) y conecta las colonias Arboleda de la Huerta y Bosques de la Huerta, en el municipio de Morelia, Michoacán. El puente peatonal consiste en una estructura de acero bastante esbelta, ya que posee un solo claro libre de 36 m de longitud con un ancho de calzada peatonal de 2 m.

Tabla 1.2 Frecuencias estructurales críticas de vibrar de los puentes peatonales (Huergo Ríos , 2016)

Dirección	f (Hz)			
	San Bartolo	Salamanca	Pátzcuaro	Tipo
Vertical	3.5125	3.0941	2.6717	3.4282
Lateral	-	-	-	1.3084
Longitudinal	1.9800	3.1200	2.6240	2.8910

2. MARCO TEÓRICO

Se conceptualizan los términos principales de la investigación, siendo enfáticos en la formulación analítica para la respuesta de vibración en la dirección vertical de puentes peatonales.

2.1. Definiciones

2.1.1. Peatón:

Persona que va a pie por una vía pública.

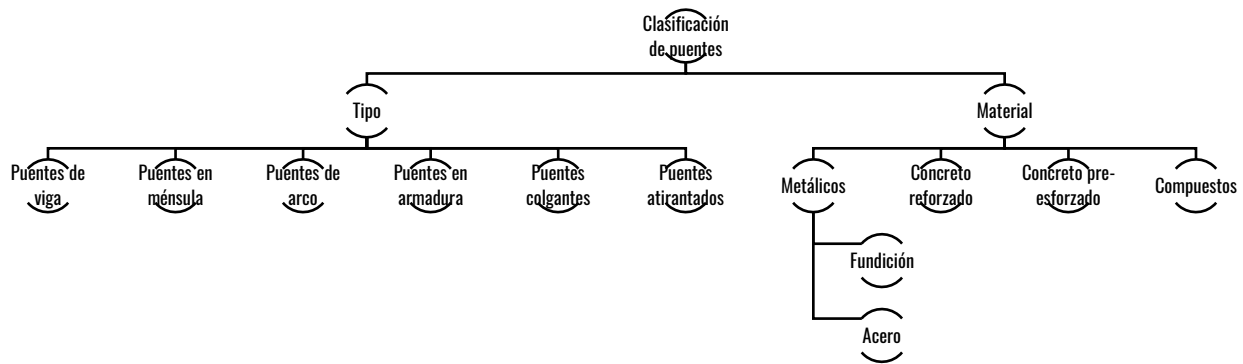
2.1.2. Puente Peatonal:

Un puente peatonal es una estructura que permite el paso de personas para franquear barreras naturales (cuerpos de agua, montañas, barrancas, entre otras) o vialidades interurbanas, y suelen construirse de diversos materiales como acero, concreto reforzado, concreto pretensado o diferentes materiales compuestos.

Es una infraestructura que tiene como principio reducir la distancia y el tiempo de los trayectos peatonales cubriendo la función de movilidad, al llevar a las personas desde el lugar de origen al lugar de destino conectando sitios de interés.

Estas estructuras suelen diseñarse cada vez más esbeltas y ligeras con el fin de ser más estéticas y económicas. Los puentes peatonales modernos pueden entonces carecer de suficiente rigidez y amortiguamiento, generándose así problemas de vibración con el paso de los peatones una vez que son puestos en servicio. Las vibraciones inducidas por los peatones en estas estructuras suelen ser más problemáticas cuando la frecuencia de excitación peatonal es igual a la frecuencia estructural (resonancia), pudiéndose alcanzar niveles excesivos de vibración que sobrepasan los límites de confort que soporta el ser humano y en ocasiones poniendo en riesgo la seguridad estructural.

Se debe de contar con un conjunto de condiciones del sistema para proporcionar comodidad, seguridad y autonomía a todas las personas, incluso a aquellas con movilidad limitada o capacidades motrices diferentes



2.2. Parámetros dinámicos a identificar

El comportamiento intrínseco de las estructuras, definido por su vibración puede ser descrito por medio de parámetros dinámicos: frecuencias naturales (eigenvalores), formas modales (eigenvectores) y porcentajes de amortiguamiento modal.

Las propiedades dinámicas de un sistema son definidas por sus parámetros estructurales, tales como:

- Geometría: dimensiones, formas, momentos de inercia
- Propiedades de los materiales: peso específico, módulos de elasticidad y coeficiente de amortiguamiento
- Condiciones límites: condiciones de apoyos y cargas

2.2.1. Frecuencias naturales y formas modales

Las frecuencias naturales es un parámetro esencial para la descripción del comportamiento vibratorio de una estructura en el rango elástico, lo que se conoce como forma de vibración o manera en como vibra.

Las formas modales, muestran el perfil de vibración de cómo la estructura oscila para cada frecuencia natural. Un modo de vibración es una forma o patrón característico en el que vibra un puente. Las estructuras pueden tener gran cantidad de modos de vibración que se pueden determinar mediante un análisis modal. Un puente puede vibrar de forma vertical, horizontal o torsionalmente y éstas a su vez pueden tener variadas formas. La vibración real de un puente peatonal es generalmente una combinación de todos los modos de vibración.

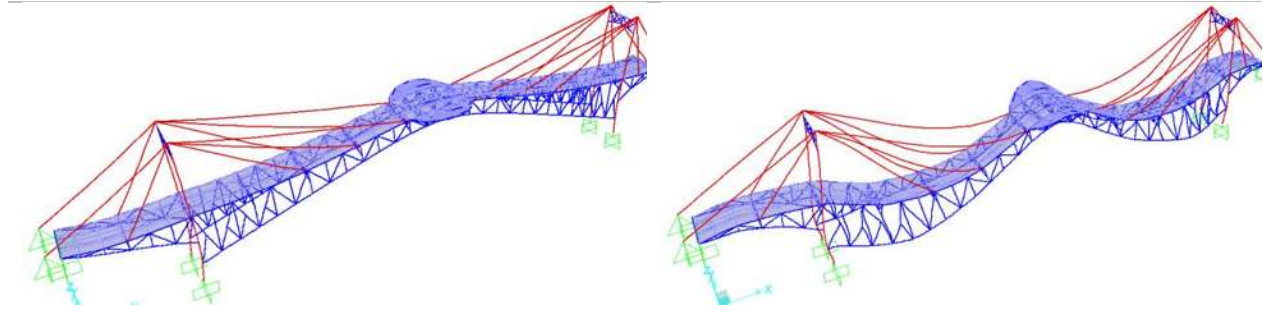


Figura 2.1 Ejemplos de modos de vibración. Primera y segunda forma de vibración vertical

Conocer los modos de forma de vibración es fundamental para comprender el comportamiento de un puente. Es importante tener en cuenta que cada modo de vibración tiene su propia frecuencia natural. Así, uno podría afirmar que los modos de vibración cuya frecuencia natural se encuentra en el rango del de cargas peatonales son los más susceptibles de ocurrir.

2.2.2. Amortiguamiento

El amortiguamiento también puede ser descrito como fricción interna, es una de las propiedades más sensibles de materiales y estructuras. Es la capacidad de la estructura de disipar energía mecánica, después de que esta ha sido sometida a una fuerza externa.

Va a determinar la amplitud de vibraciones en la resonancia en un tiempo de persistencia de vibración después de que ha cesado la excitación.

La disipación dinámica de energía durante la vibración proviene de diferentes fuentes como la elasticidad, la fricción interna de materiales de la estructura y sus uniones (ejemplo, si estas están soldadas o con pernos), el mecanismo de los apoyos, el amortiguamiento aerodinámico

e hidrodinámico debido al ambiente circundante, características no lineales de la estructura y la disipación de la energía a través de la cimentación y subestructura.

Los puentes peatonales modernos particularmente contruidos a base de acero o concreto pretensado tienen muy poco amortiguamiento. Como resultado, las vibraciones pueden generarse abruptamente durante el paso de un peatón (Bachmann, y otros, 1995). El amortiguamiento estructural depende directamente del material del puente peatonal y de la amplitud del movimiento, y es independiente de la frecuencia. El amortiguamiento estructural aumenta cuando la amplitud de vibración aumenta y depende también de los detalles de construcción que pueden disipar la energía en mayor o menor medida (Huergo Ríos , 2016).

El efecto del amortiguamiento sobre la vibración es usualmente caracterizado considerando un amortiguamiento viscoso equivalente, que se establece como un porcentaje de amortiguamiento (ζ) y que es una fracción del amortiguamiento crítico. Si el coeficiente de amortiguamiento es superior al crítico no hay vibración.

La relación entre constante de amortiguamiento y la constante de amortiguamiento crítico, da origen al factor de amortiguamiento (ζ) que dependiendo del valor indica un tipo de amortiguamiento presente. La Figura 2.2 ilustra las tres categorías: La oscilación sub-amortiguada ($\zeta < 1$) las vibraciones se disipan lentamente y, teóricamente, nunca desaparecen. Cuando la relación de amortiguación es 1, entonces es un amortiguamiento crítico ($\zeta = 1$), las vibraciones se disipan rápidamente: en este caso, el amortiguador es lo suficientemente fuerte como para evitar que la masa vibre. La masa vuelve directamente a su posición original (representa la menor magnitud de amortiguamiento para la que no se produce ninguna oscilación). La oscilación sobre-amortiguada ($\zeta > 1$) la fuerte fricción ralentiza el movimiento y el acercamiento al cero o detenerse es más lento.

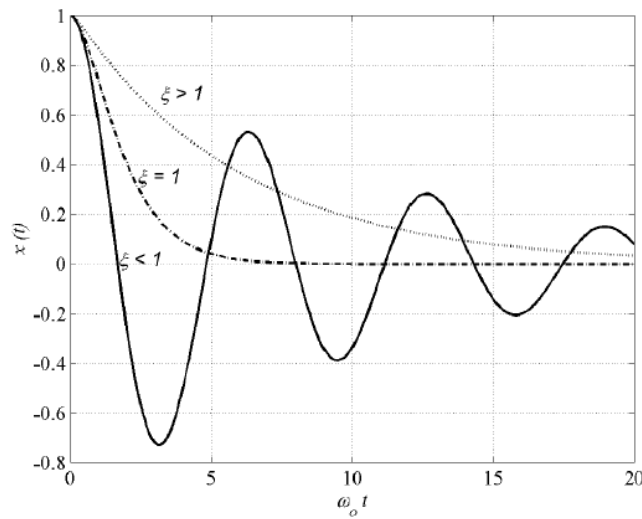


Figura 2.2 Oscilaciones amortiguadas: subamortiguamiento ($\zeta < 1$), amortiguamiento crítico ($\zeta = 1$), sobreamortiguamiento ($\zeta > 1$)

El amortiguamiento tiene una relación directa con las frecuencias naturales de vibración y es por esto que representa un parámetro importante en la calibración o identificación de un sistema.

2.3. Vibraciones mecánicas

Son movimientos periódicos de cuerpos o partículas, es un movimiento de un punto oscilando en torno de un punto de referencia. El número de veces que ocurre un movimiento en determinado tiempo es llamado frecuencia (Hz).

Las vibraciones relacionadas a máquinas o estructuras son en su mayoría de veces indeseables, ya que aumentan la tensión y causan pérdidas de energía; en el caso de peatones produce desconfianza y bajos desempeños, por este motivo las vibraciones deben ser reducidas siempre que sea posible.

Con este propósito el análisis de vibraciones tiene fundamental importancia, ya que puede ayudar a disminuir la rigidez y mejorar los efectos dinámicos.

Existen dos tipos de vibraciones: vibraciones libres y forzadas.

Las vibraciones libres se producen cuando un sistema mecánico se pone en marcha, y luego se le permite vibrar libremente, es decir, cuando se mantiene el movimiento únicamente por las fuerzas restauradoras.

Las vibraciones forzadas ocurren cuando una perturbación variable en el tiempo es aplicada a un sistema mecánico, es decir cuando una fuerza es aplicada a un sistema. Un ejemplo es la vibración de un edificio durante un terremoto (Silva & Oliveira, 2015).

2.4. Instrumentación

La instrumentación consiste en la instalación de aparatos que registran datos bien sea de movimientos o deformaciones de una estructura o sitio del que se desea obtener información. Esta información puede ser de desplazamientos, velocidades, aceleraciones, fuerzas, temperaturas, entre otros y permiten la caracterización de la estructura y la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura.

Un tipo de aparatos utilizados en la instrumentación de edificaciones son los acelerómetros, que como su nombre lo indica, registran valores de aceleración de la estructura instrumentada (Henaó Ángel, 2013).

2.4.1. Tipos de medición

Las pruebas dinámicas experimentales consisten en realizar mediciones del comportamiento de las estructuras (en cuanto a parámetros de desplazamiento, velocidad y aceleración) sometidas a diferentes tipos de excitaciones con el fin de determinar directa o indirectamente los parámetros dinámicos de las mismas, como lo son entre otros: frecuencias dominantes, modos de vibración y amortiguamiento (Henaó Ángel, 2013).

La realización de este tipo de pruebas en estructuras puede considerarse subdividida en tres grupos dependiendo del tipo de excitación a la cual está sometida la estructura.

2.4.1.1. Mediciones sísmicas

Las mediciones sísmicas son las que se realizan a partir de eventos sísmicos reales ocurridos que afectan directamente a una edificación que cuenta con instrumentación sísmica permanente.

Este tipo de análisis muestra el comportamiento real de las estructuras sometidas a aceleraciones del terreno reales, con la desventaja que debido a la incertidumbre en la ocurrencia de sismos se debe contar con una instrumentación permanente y se requiere tiempo para disponer de la información pues está ligada a la incertidumbre de la ocurrencia de los sismos.

2.4.1.2. Vibraciones forzadas

Las vibraciones forzadas son aquellas en las que se genera una excitación de manera artificial, de tal modo que afecte la estructura a la cual se le desean realizar las mediciones. Este tipo de pruebas se pueden dividir en dos grupos: pruebas en laboratorio y pruebas a estructuras reales.

Las pruebas realizadas en laboratorio se llevan a cabo en mesas sísmicas, las cuales cuentan con la posibilidad de producir aceleraciones en la superficie de soporte de una estructura. Tienen la ventaja que se puede controlar el tipo de excitación de la estructura (amplitud, duración frecuencia), pero la desventaja que solo es aplicable a modelos contruidos especialmente para ser ensayados en el laboratorio.

Para las pruebas de vibración forzada a estructuras reales se debe contar con el mecanismo que produzca excitación a la estructura. Dependiendo de la tipología de pruebas que se desee llevar a cabo y el control que se quiera tener de la carga aplicada, estos mecanismos pueden variar desde un grupo de gente moviéndose rítmicamente en la azotea de un edificio, hasta grúas o gatos para introducir una excitación inicial.

2.4.1.3. Vibraciones ambientales

Este tipo de pruebas consiste en medir las vibraciones de las estructuras producidas por excitaciones de carácter ambiental, como lo son las producidas por el tránsito de los vehículos y el viento.

Este tipo de pruebas requiere de instrumentos de alta resolución debido a lo bajo de las amplitudes que se registran y su mayor dificultad radica en la determinación de la fuente y de la señal de excitación del sistema. Su gran ventaja consiste en que se puede realizar en cualquier momento y a estructuras reales sin requerir instrumentación permanente. Su limitante es que sólo se obtienen datos representativos de la respuesta ante sollicitaciones de muy baja intensidad.

2.5. Estados límite

Se definen como Estados Límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada.

Generalmente, los Estados Límite se clasifican en:

- Estados Límite Últimos
- Estados Límite de Servicio

2.5.1. Estado límite último

La denominación de Estados Límite Últimos engloba todos aquellos que producen una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. Como Estados Límite Últimos deben considerarse los debidos a:

- Fallo por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella. De acuerdo con el valor de cálculo de la respuesta estructural y el valor de cálculo de la respuesta estructural.
- Pérdida del equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido;
- Fallo por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

2.5.2. Estado límite de servicio

Los criterios de estado límite de servicio de vibración como directrices consiste en limitar el valor máximo de la aceleración en la plataforma, por lo que el riesgo de fatiga en los elementos estructurales se reduce al mínimo y se puede asegurar un nivel adecuado de comodidad.

2.6. Vibraciones humanas inducidas

Las vibraciones inducidas por personas afectan gravemente las condiciones de servicio y seguridad de las estructuras, en especial a estructuras esbeltas y flexibles como es el caso de los puentes peatonales. En la mayoría de los casos la vibración en puentes peatonales se trata de un problema de vibración forzada causada por el paso de los peatones sobre estas estructuras.

Durante el paso humano sobre una estructura, los peatones inducen fuerzas en la superficie de esta. Las cargas peatonales son difíciles de modelar debido a sus aspectos de riesgo: peso del peatón, velocidad de caminata, número de peatones y distribución de los peatones sobre el puente. Varios estudios se han realizado con el objetivo de cuantificar estas fuerzas, las cuales tiene componentes en las tres direcciones ortogonales, vertical, lateral y longitudinal y dependen de parámetros tales como la frecuencia, la velocidad y la longitud del paso. En la siguiente Tabla 2.1 se muestran los valores probabilísticos más comunes.

Tabla 2.1 Frecuencias de vibrar típicas ejercidas por los peatones (Bachmann & Ammann, Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines, Structural Engineering Documents, Vol. 3e, 1987)

Actividad peatonal	Frecuencia peatonal (Hz)		
	Vertical	Lateral	Longitudinal
Caminata lenta	1.7	0.85	1.7
Caminata normal	2	1	2
Caminata rápida	2.3	1.15	2.3
Carrera lenta	2.1	1.05	2.1
Carrera normal	2.5	1.25	2.5
Carrera rápida	>3.2	1.6	3.2

La frecuencia promedio para caminar es de alrededor de 2 pasos por segundo, lo que representa una frecuencia vertical de vibrar de 2 Hz con una desviación estándar de 0.175 Hz. Esto significa que el 95% de los peatones caminan con frecuencias verticales de vibrar de entre 1.4 y 2.35 Hz; y frecuencias laterales de entre 0.7 y 1.2 Hz (Bachmann & Ammann, *Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines*, Structural Engineering Documents, Vol. 3e, 1987).

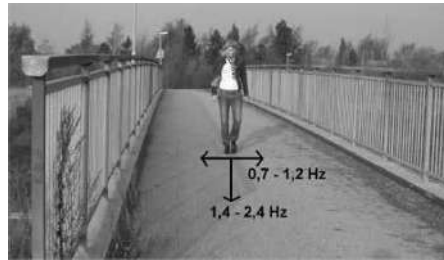


Figura 2.3 Rango de frecuencias verticales y horizontales

Las fuerzas dinámicas laterales producidas de igual manera cuando los peatones caminan son alrededor del 10% de la carga vertical. Estas fuerzas son una consecuencia de una oscilación lateral del centro de gravedad del cuerpo y su movimiento cuando las personas dan los pasos con su pie derecho e izquierdo en turno. Las amplitudes de estas oscilaciones laterales son, en general, de alrededor de 1 a 2 cm (Segundinho & Dias, 2008). Cabe señalar que los parámetros de cargas laterales no son bien cuantificados ya que son pocas las investigaciones realizadas.

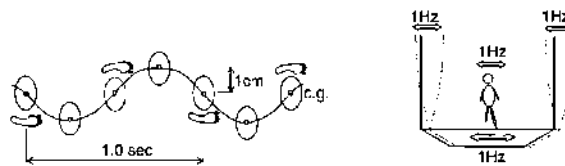


Figura 2.4 Mecanismo de vibración lateral en caminata, movimiento alterno del pie

En ocasiones los peatones suelen correr sobre estas estructuras ejerciendo frecuencias verticales de vibrar de hasta 3.5 Hz, pero usualmente no más allá de dicho valor.

Los movimientos rítmicos del cuerpo humano con una duración de hasta 20 segundos y más conllevan a fuerzas dinámicas casi periódicas (Bachmann, y otros, 1995).

3. REVISIÓN DE LOS CÓDIGOS NORMATIVOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES ANTE CARGAS DE DISEÑO

La construcción de puentes peatonales típicos que están diseñados para el transporte principalmente de peatones, ciclistas, tráfico ecuestre y vehículos de mantenimiento ligero, es normada bajo especificaciones generales disponibles en algunas normatividades extranjeras. Tal es el caso de la LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges (AASHTO, 2009) que proporciona generalidades para el diseño de puentes peatonales basado en esfuerzos permisibles y el diseño de factor de carga, con menor énfasis en el aspecto de vibraciones.

Es importante tener presente que las amplias ambigüedades existentes en los códigos disponibles ante cargas de diseño permiten una gran cantidad de libertad y, por lo tanto, una gran variedad de estructuras de puentes innovadoras en los que las condiciones de servicio no se priorizan.

En México actualmente no hay regulaciones sobre el diseño de puentes peatonales ante cargas de diseño.

3.1. AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges

Esta guía realizó evaluación de las especificaciones extranjeras disponibles que cubren los puentes peatonales y los informes de investigación de fallas, así como los resultados de la investigación relacionados con el comportamiento y el desempeño de los puentes peatonales; por esta razón se empleará esta normatividad para el presente trabajo. La carga que se considerará para evaluación y diseño del puente de estudio será únicamente la Carga peatonal.

3.1.1. Carga peatonal

Los puentes peatonales deben diseñarse para una carga peatonal uniforme de 90 psf (439.42 Kg/m²). Esta carga se modelará para producir los efectos de carga máxima. “No es necesario tener en cuenta la tolerancia de carga dinámica con esta carga” (AASHTO, 2009).

Se puede considerar la carga máxima creíble que se puede aplicar a un puente debido al peso estático de los peatones de alrededor de 150 psf (732.36 Kg/m²)

Tabla 3.1 Cargas vivas de diseño

Carga viva nominal	439.42 Kg/m ² (90 psf)	No es necesario tener en cuenta la tolerancia de carga dinámica con esta carga
Carga viva		
244.12 Kg/m ² (50 psf)	488.24 Kg/m ² (100 psf)	732.36 Kg/m ² (150 psf)
		

Al determinar la aplicación de la carga viva para peatones que maximiza o minimiza el efecto de la carga en un miembro dado, la dimensión mínima del área cargada debe ser mayor o igual a 2.0 pies (60.96 cm).

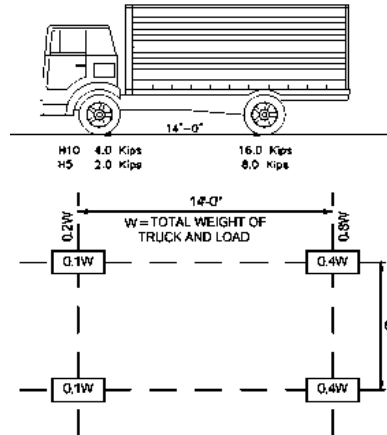
3.1.2. Carga de vehículo

Cuando el acceso vehicular no esté impedido por métodos físicos permanentes, los puentes peatonales deben diseñarse para una carga de vehículo de mantenimiento especificada en la figura y la Tabla 3.2 para la combinación de carga de Fuerza I, a menos que el propietario especifique lo contrario. Se colocará un solo camión para producir los efectos de carga

máxima y no se colocará en combinaciones con la carga de peatones. No es necesario considerar la tolerancia de carga dinámica para esta carga.

Tabla 3.2 Vehículo de diseño

Ancho de cubierta	Vehículo de diseño
7-10 pies	H5
Más de 10 pies	H10



3.1.3. Carga de viento

Los puentes peatonales deben diseñarse para cargas de viento como se especifica en las normas AASHTO Signs, Artículos 3.8 y 3.9. El factor de importancia, I_r , se tomará de 1,15. La carga se aplicará sobre el área expuesta frente la elevación incluyendo recintos. Se incluirá la carga de viento en las señales sostenidas por el puente peatonal.

Además de la carga de viento especificada anteriormente, se aplicará simultáneamente una carga de línea de elevación vertical y se determina como la fuerza causada por una presión de 0.020 ksf (0.0098 Kg/cm²) sobre todo el ancho de la cubierta. Esta carga se aplicará en el cuarto de barlovento del ancho de la cubierta.

3.2. Normas NTC-2017

3.2.1. Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño de las Edificaciones

Esta sección de la Normativa Mexicana define las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, los posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural. Además, establece las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse y establece las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio.

Sin embargo, no incluye ninguna reglamentación ni guía para el diseño de puentes peatonales; por lo que el diseño de este tipo de estructuras, quedan a criterio del estructurista de acuerdo con las siguientes secciones que se indican a continuación.

3.2.1.1. Factores de carga

De acuerdo con el apartado 3.4 Factores de carga de las (NTC, 2017) Sobre Criterios y Acciones para el Diseño de las Edificaciones.

Para el caso de puente peatonal estudiado se aplicó un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables. Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

3.2.1.2. Estados límite de servicio

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos:

Para un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240; 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. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

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 (NTC, 2017).

Estas amplitudes máximas de las vibraciones no se encuentran estipuladas en la norma mexicana. Pero, sí se hace notar la necesidad de determinar los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural.

Para el caso de estructuras de acero, la normativa mexicana indica un rango de frecuencias naturales en el apartado de estados límite de servicio para elementos estructurales de acero que se atenderá en el capítulo 4, en el apartado 4.2.1 Normas NTC-2017 para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, de acuerdo con frecuencias estructurales críticas en el diseño bajo condiciones de servicio.

3.2.1.3. Cargas vivas

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y
- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área.

Para el caso de estudio de esta tesis, solo se considera la carga viva máxima de diseño, despreciando el diseño por viento y sismo. De la Tabla 6.1.1 de cargas vivas unitarias (NTC, 2017) Sobre Criterios y Acciones para el Diseño de las Edificaciones, se empleará el valor de carga viva máxima para la revisión del puente peatonal de 350 kg/m² que corresponde a elementos que comunican peatones.

Tabla 3.3 Cargas vivas unitarias, KN/m² (Kg/m²), (NTC, 2017)

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m
Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)
Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)

3.3. Guía de diseño de infraestructura peatonal, Saltillo, Coahuila, México

El primer avance para establecer lineamientos en puentes peatonales en México se presenta en el año 2017 y es únicamente de especificaciones de dimensiones y accesibilidad, nada estructural. El Gobierno Municipal de Saltillo, capital del estado de Coahuila de Zaragoza, presentó una guía de diseño de infraestructura peatonal cuyo capítulo VII (IMPLAN & IDOM Ingeniería S.A. de C.V., 2017), presenta una breve propuesta de lineamientos para el diseño de un puente peatonal (únicamente especificaciones de dimensiones y accesibilidad), así como las herramientas y recomendaciones para la toma de decisión respecto a la ubicación de los mismos. Esto último, respecto a su construcción en puntos estratégicos, es una medida inteligente para mejorar la logística urbana y buen funcionamiento vial, tanto para la afluencia vehicular como para los transeúntes. Ya que, se prioriza al peatón con la colocación de cruces peatonales seguros que conllevan una menor inversión. Por lo tanto, el puente peatonal será útil para cruzar ríos o vados o para cruzar vialidades de alta capacidad, siempre y cuando no exista una alternativa viable más corta o segura y el trayecto alterno represente un esfuerzo

mayor. Medida que conlleva a tener puentes peatonales de estructuras mucho más especializadas, con un mayor desafío de diseño estructural. Siendo necesario el control y guía conforme reglamentos para su diseño y construcción.

A continuación, se presenta de manera resumida las especificaciones de dimensiones y accesibilidad para puentes peatonales de la guía de diseño antes mencionada.

Guía de diseño de infraestructura peatonal – Capítulo VII: Puentes peatonales

Gobierno Municipal de Saltillo, Coahuila, México

Contiene especificaciones de dimensiones y accesibilidad que proporcionen comodidad al usuario.

Especificaciones de dimensiones

En general, los puentes peatonales deben cumplir con las siguientes características:

- Ancho libre de paso de 2.4 m.
- Gálibo vertical mínimo de 5.2 m.
- Gálibo horizontal de 1.6 m entre la guarnición y el soporte.
- El piso debe ser antiderrapante en seco o mojado.
- Pendiente máxima de las rampas de acceso continuas de 12% y en caso de utilizar rampa escalonada, ésta debe tener una pendiente del 15% con el ancho no menor a 1.0 m.
- Pendiente transversal máxima 2%.
- Pasamanos con altura de 90 cm y de 60 cm en rampas.
- Se debe dejar un ancho mínimo entre el puente y la edificación de 1.5 m para el paso peatonal.
- Se debe colocar protección en caso de que existan redes eléctricas o telefónicas.
- Se debe colocar un sistema de alumbrado que garantice la seguridad del usuario dentro y debajo del puente peatonal.

Especificaciones de accesibilidad

Los aspectos que se tendrán en cuenta en el diseño de los puentes peatonales son los siguientes:

- Se debe garantizar el acceso de todos los peatones a través de escalera y elevadores o rampas.
- En el arranque de la escalera, la rampa o elevador, debe existir cambio de textura en el piso.
- La pintura de los pasamanos debe ser de color contrastante para facilitar la ubicación a personas con dificultad visual.
- Contar con pasamanos continuos y sin interrupciones.
- Debe estar provisto de un bordillo mínimo de 15 cm de altura a todo lo largo del puente.
- Su descanso debe permitir inscribir un círculo de 1.50 m vertical que indique la presencia del puente.
- Como recomendación adicional se debe tomar en cuenta que, si el espacio lo permite, la colocación de bancas y zonas de reposo ayuda a hacer más atractivo y seguro el puente.

4. REVISIÓN DE LOS CÓDIGOS NORMATIVOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES ANTE CONDICIONES DE SERVICIO

Debido a la nueva tendencia de construir puentes peatonales más esbeltos es entonces de vital importancia revisar que estas estructuras satisfagan los niveles de confort que es capaz de soportar el ser humano, para así garantizar un estado de servicio adecuado de estas estructuras. Sin embargo, no existen normas mexicanas sobre el diseño de puentes peatonales. En las NTC-2017 para Diseño y Construcción de Elementos de Acero apenas se limitan las frecuencias naturales críticas de manera general, es evidente que tampoco hay lineamientos con respecto al problema de la vibración, así que, en México, difícilmente se consideran sobre el diseño de estas estructuras o se interviene en ellas con alguna medida correctiva que mitigue las vibraciones.

La normativa de diseño para puentes carreteros y peatonales proviene de países como Estados Unidos de América, Canadá, Australia, Japón y algunos países de la unión europea como España, Reino Unido, Alemania y Suiza. Estas normas prestan más atención a los posibles problemas dinámicos y al análisis del estado de servicio de dichas estructuras. De manera general, dichas normas recomiendan evitar que los modos principales de vibrar de los puentes peatonales estén dentro de los intervalos de frecuencia de pasos típicos de los peatones (incluyendo caminar y correr), y establecen valores límite de aceleración vertical y lateral tal que se asegure el estado de servicio de la estructura. En el caso del Eurocódigo, se formulan diferentes estados de carga que deben ser analizados por el diseñador de la estructura (Huergo Ríos , 2016).

En este capítulo se presentan únicamente las normatividades convenientes a la práctica de la ingeniería, empleadas en la metodología de diseño y el modelo de carga descritos en la presente investigación. Con base en la investigación previa del maestro en ingeniería Iván Francisco Huergo Ríos, en su tesis de grado de maestría de la Universidad Nacional Autónoma de México (Huergo Ríos , 2016) y otros autores investigadores, se presenta a continuación la comparación de los diferentes criterios establecidos por las principales normas internacionales mediante los siguientes lineamientos: las acciones dinámicas en las tres direcciones ortogonales ejercidas por un peatón y la acción dinámica de un grupo de

peatones, las frecuencias estructurales críticas, el amortiguamiento estructural, la rigidez vertical estructural, criterios de confort y metodologías de diseño ante vibración inducidas por peatones.

REVISIÓN DE LOS CÓDIGOS NORMATIVOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES ANTE CONDICIONES DE SERVICIO	
ACCIONES DINÁMICAS	Norma HIVOSS-SYNPEX
	Norma ISO 10137
	Norma UK NA EN 1991-2
FRECUENCIAS ESTRUCTURALES CRÍTICAS	Normas NTC-2017 para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero
	Concentrado de Códigos Normativos Internacionales
AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL	Norma HIVOSS-SYNPEX
	Norma SETRA
RIGIDEZ VERTICAL ESTRUCTURAL	Concentrado de Códigos Normativos Internacionales
	Norma BS 5400
CRITERIOS DE SERVICIO	Norma ONT 83
	Eurocódigo
	Norma ISO 10137
	Norma SETRA
	Norma HIVOSS-SYNPEX
	Norma UK NA EN 1991-2

4.1. Acciones dinámicas

Se describe las cargas dinámicas en función de la fuerza y el tiempo, resultado de las vibraciones inducidas por el hombre en estas estructuras.

El centro de gravedad del cuerpo humano se encuentra aproximadamente al 55% de su altura y realiza un movimiento sinusoidal al caminar, tanto en dirección vertical como horizontal. La fuerza tiene, pues, tres componentes: una vertical, una longitudinal y una lateral. El componente vertical es el más grande: hasta el 40% del peso corporal. Los componentes laterales y longitudinales son considerablemente más pequeños, aunque también pueden causar problemas de vibraciones, especialmente en puentes delgados (Roos, 2009). La fuerza horizontal representa aproximadamente el 10% de la carga vertical, que es aproximadamente el 4% del peso del peatón.

Se han realizado mediciones de marcha continua en las historias de tiempo el comportamiento se muestra casi periódicos con un período promedio igual a la frecuencia de paso promedio. Se han construido formas generales para fuerzas continuas tanto en dirección vertical como horizontal asumiendo una periodicidad perfecta de la fuerza (Živanović, Pavić, & Reynolds, 2005), ver Figura 4.1 donde se muestran las fuerzas periódicas que ejerce un peatón cuando se desplaza en caminata normal.

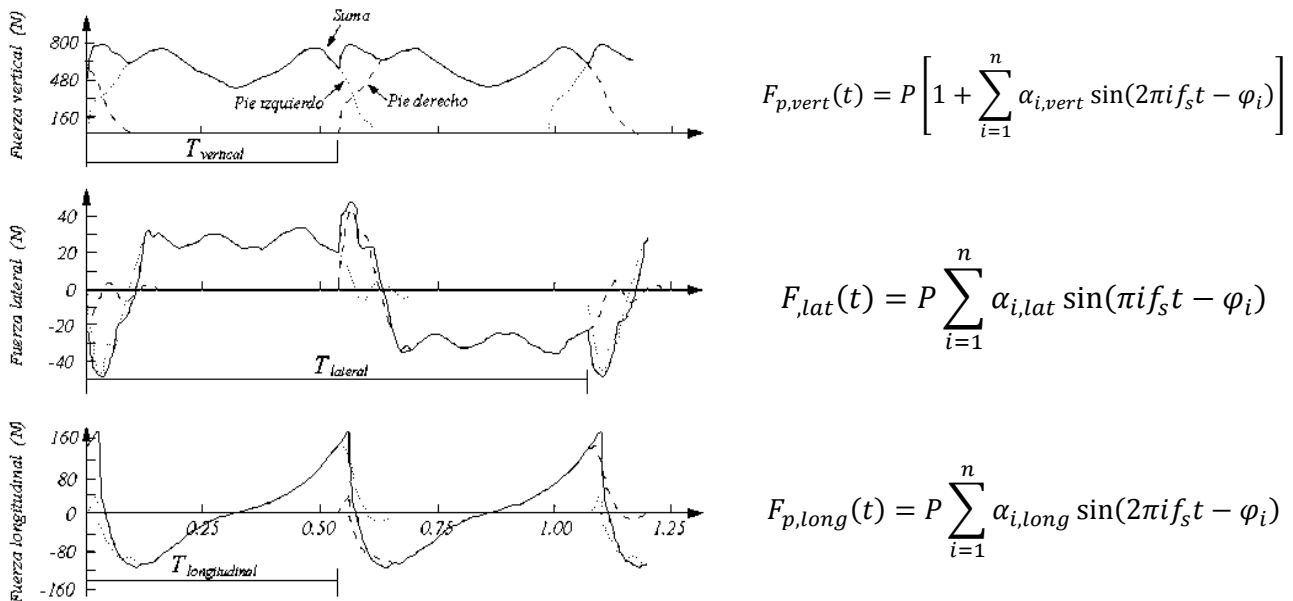


Figura 4.1 Fuerzas periódicas de caminata normal ejercidas por un peatón en las tres direcciones ortogonales (Živanović, Pavić, & Reynolds, 2005)

En función del claro de la estructura, se considera un número finito de pasos en el cruce del puente peatonal, por lo que la vibración es de naturaleza transitoria, evitando alcanzar así el estado estacionario en la vibración forzada.

Las tres fuerzas periódicas en dirección vertical denominada F_V , la fuerza horizontal o lateral denominada F_H y la fuerza longitudinal denominada F_L , pueden modelarse matemáticamente mediante series de Fourier como una sumatoria infinita de componentes armónicos con coeficientes.



Figura 4.2 Componentes de la fuerza dinámica peatonal causante de la vibración de los puentes peatonales (Huergo Ríos , 2016)

La función de fuerza que describe al movimiento rítmico corporal de una persona se representa matemáticamente

$$F_V = G + \sum_{i=1}^{\infty} G \cdot \alpha_i \cdot \sin(2\pi i f_p t - \varphi_i) \quad (4.1)$$

$$F_H = \sum_{i=1}^{\infty} G \cdot \alpha_i \cdot \sin(\pi i f_p t - \varphi_i) \quad (4.2)$$

$$F_L = \sum_{i=1}^{\infty} G \cdot \alpha_i \cdot \sin(2\pi i f_p t - \varphi_i) \quad (4.3)$$

Donde:

G= representa el peso promedio de un peatón (700 N)

α_i = representa el coeficiente de Fourier del i-ésimo armónico

$G \alpha_i$ = la amplitud de fuerza del i-ésimo armónico

f_p = frecuencia peatonal de vibrar en Hz

ϕ_i = es el ángulo de fase del i-ésimo armónico

i= número del del i-ésimo armónico

n= número total de contribución armónica

En la Tabla 4.1 los valores pertinentes para los coeficientes de Fourier y el ángulo de fase propuestos por (Bachmann, y otros, 1995) para el tipo representativo de actividad.

Tabla 4.1 Fuerzas dinámicas peatonales normalizadas (Bachmann, y otros, 1995)

Tipo de actividad representativa	Frecuencias de vibrar (Hz)		Coeficientes de Fourier y ángulos de fase					Densidad de diseño $\left(\frac{n_p}{m^2}\right)$
			α_1	α_2	φ_2	α_3	φ_3	
Caminando	Vertical	2	0.4	0.1	$\pi/2$	0.1	$\pi/2$	~ 1
		2.4	0.5					
	Longitudinal	2	0.2	0.1				
			$\alpha_{1/2} = 0.1$					
	Horizontal/ Lateral	2	$\alpha_{1/2} = 0.1$	$\alpha_{3/2} = 0.1$				
Corriendo	Vertical	2 a 3	1.6	0.7		0.2		-

Para el cálculo de la fuerza dinámica peatonal, el número de contribuciones armónicas que se deben tomar en consideración dependerá del valor de la frecuencia de la estructura que puede vibrar en resonancia. Si alguna de las frecuencias verticales de vibrar de la estructura se encuentra entre el intervalo de 1.6 a 3.5 Hz, puede considerarse un solo armónico; si ésta es mayor, entonces pueden considerarse las contribuciones de armónicos superiores. Las frecuencias de vibrar de los puentes peatonales no suelen ser tan altas, pero en caso de requerirse de cuatro contribuciones armónicas, se puede tomar el valor propuesto por Murray (1997) para el coeficiente de Fourier del cuarto armónico, α_4 , el cual equivale a 0.05. En los modelos de carga peatonal de las normas de diseño, usualmente se considera sólo el primer armónico y la fuerza resultante sinusoidal es aplicada en resonancia con el modo natural de vibrar de interés del puente peatonal.

Grupo de peatones

En el caso del modelado de la acción de un grupo de peatones, las normas suelen multiplicar la acción del armónico de un solo peatón por el número efectivo de peatones. La fuerza del i -ésimo armónico generado por un grupo de peatones se obtiene mediante la ecuación:

$$F(t) = P_o \sin(2\pi i f_p t - \varphi_i) n_{eff} \Psi \quad (4.4)$$

Donde:

n_{eff} = número efectivo de peatones

Ψ = coeficiente de reducción

f_p = frecuencia peatonal de vibrar en Hz

P_o = máxima amplitud de la acción de vibración sinusoidal de un solo peatón, la cual se obtiene mediante la ecuación:

$$P_o = G \alpha_i \quad (4.5)$$

Para obtener los parámetros de la ecuación (4.4) pueden obtenerse con diferentes criterios mediante los lineamientos establecidos en las distintas normas internacionales de las cuales se realizará la siguiente comparación.

Tabla 4.2 Tabla comparativa de normas internacionales para acciones dinámicas

PARÁMETRO	NORMA		
	Norma HIVOSS-SYNPEX (Human Induced Vibrations of Steel Structures). Europa en el año 2006	Norma ISO 10137 Organismo Internacional de Normalización 2007. No es adecuado para modelar la excitación lateral sincronizada	Norma UK N.A EN 1991-2 Reino Unido 1993. Vibración en la dirección vertical
R Fuerza periódica peatonal	Valor directo según dirección deseada		Proporciona de manera directa en función de la velocidad del peatón V_o (Tabla 4.5)

n_p Número total de peatones			En función del uso del puente, la norma propone el caso de carga peatonal
n_{eff} Número de peatones efectivo	En función del número total de peatones, n_p , y de la fracción de amortiguamiento crítico estructural, ξ	Se obtiene mediante la raíz cuadrada del número total de peatones	Se calcula a partir del caso de carga peatonal n_p
Coefficientes de reducción	A partir de la frecuencia estructural de vibrar (gráfico)		Se obtiene de manera gráfica para la vibración vertical a partir de la frecuencia estructural

4.1.1. Norma HIVOSS-SYNPEX

Las normas HIVOSS (Human Induced Vibrations of Steel Structures) son el resultado de dos proyectos (Vibration of floors-Vof enfocado a vibración de sistemas de piso en edificios de acero y, SYNPEX que trata problemas de vibración en puentes peatonales de acero) financiados en Europa en el año 2006 y publicado en el año 2007 en una sola normativa dividida en dos tomos. Para el caso de puentes peatonales de acero únicamente los resultados del proyecto SYNPEX (Advanced Load Models for Synchronous Pedestrian Excitation and Optimised Design Guidelines for Steel Footbridges) son los que se tomarán en cuenta de todos los lineamientos establecidos en la norma.

Con respecto a las acciones dinámicas de varios peatones, la norma HIVOSS-SYNPEX (2007) proporciona directamente el valor de P_o . Dicho parámetro varía en función de la dirección en la que se quiera obtener la fuerza periódica peatonal indicada en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Máxima amplitud de la acción de vibración sinusoidal de un solo peatón

Dirección ortogonal	Vertical	Longitudinal	Horizontal/Lateral
$P_o(N)$	280	140	35
$P_o(N)$ Corriendo	1250	-	-

El número efectivo de peatones puede ser interpretado como un factor de sincronización y se calcula con base al supuesto probabilístico de que el número de peatones, que camina en sintonía con la frecuencia natural de vibrar del puente e igualmente distribuido a lo largo del piso del puente peatonal, produce el 95 % de la aceleración pico debido a corrientes de peatones aleatorias (Huergo Ríos , 2016). El número de peatones efectivos (n_{eff}) se obtiene en función del número total de peatones, n_p , y de la fracción de amortiguamiento crítico estructural, ξ , tal y como se muestra en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Número de peatones efectivos (HIVOSS-SYNPEX, 2007)

n_{eff}	Densidad peatonal (Personas/m ²)
$10.8 \sqrt{n_p \xi}$	≤ 1
$1.85 \sqrt{n_p \xi}$	≥ 1
Parámetros para peatones corriendo	
$n'=n_{eff}$	$n'=n$

El coeficiente de reducción representa la probabilidad de ocurrencia de las frecuencias de paso de los peatones y se obtiene a partir de las frecuencias estructurales de vibrar obtenidas de la Figura 4.3 y Figura 4.4 correspondientes.

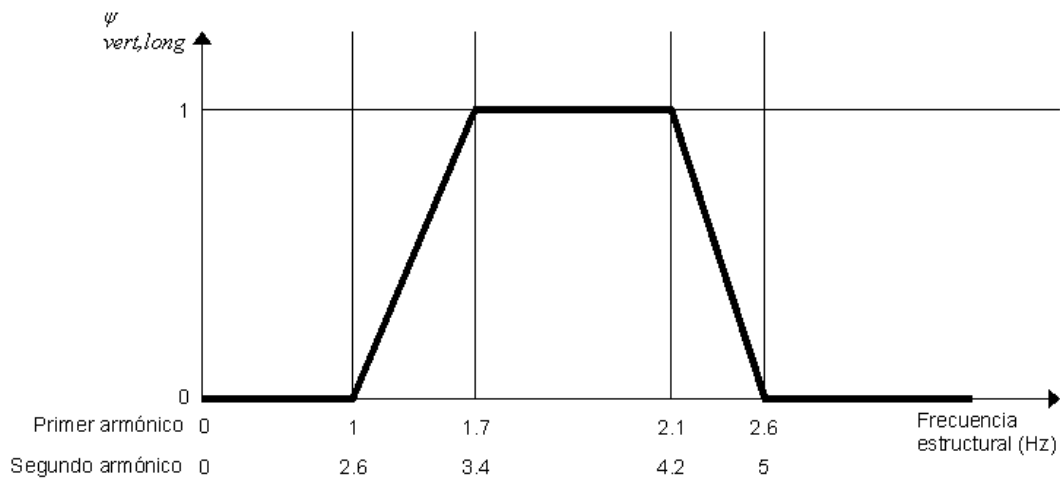


Figura 4.3 Coeficientes de reducción (ψ) para vibración vertical y longitudinal (HIVOSS-SYNPEX, 2007)

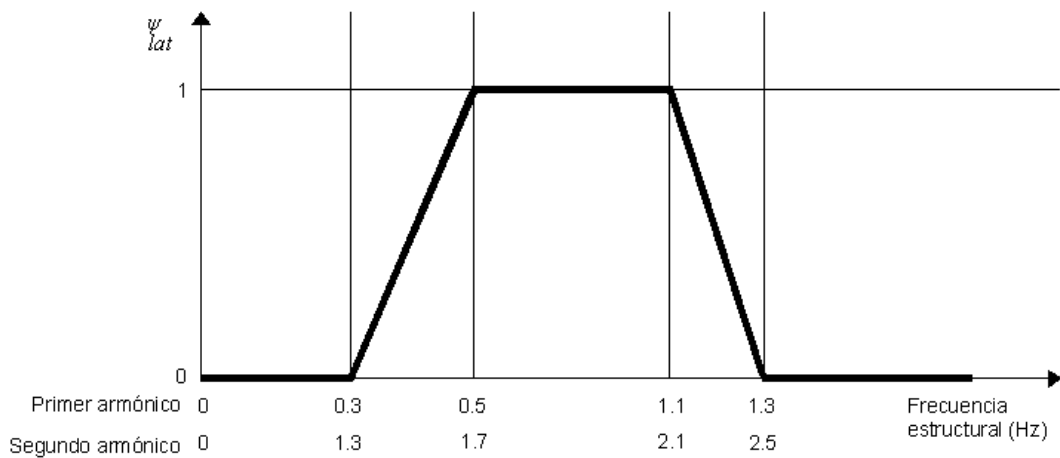


Figura 4.4 Coeficientes de reducción (ψ) para vibración lateral (HIVOSS-SYNPEX, 2007)

Las fuerzas de reacción debidas a la carrera de personas se caracterizan por una fase de despegue, durante la cual ningún pie está en contacto con el suelo. El contacto con el suelo se interrumpe y, por tanto, la fuerza es cero. En comparación con caminar, las fuerzas inducidas por la carrera dependen más de la forma individual de correr y del tipo de calzado. La curva de carga vertical tiene un solo pico y se caracteriza por un fuerte aumento y disminución.

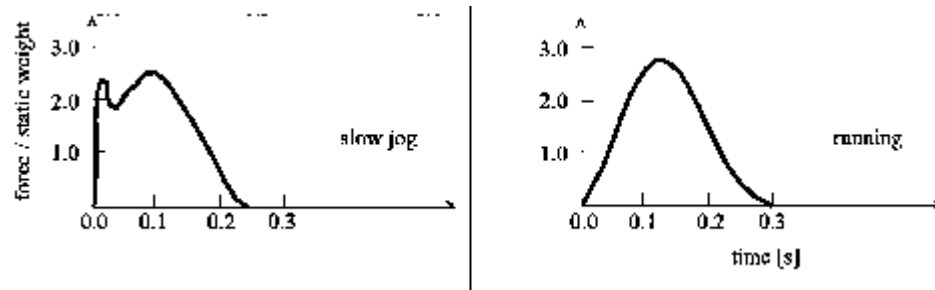


Figura 4.5 Patrones de fuerza vertical típicos para trotar y correr

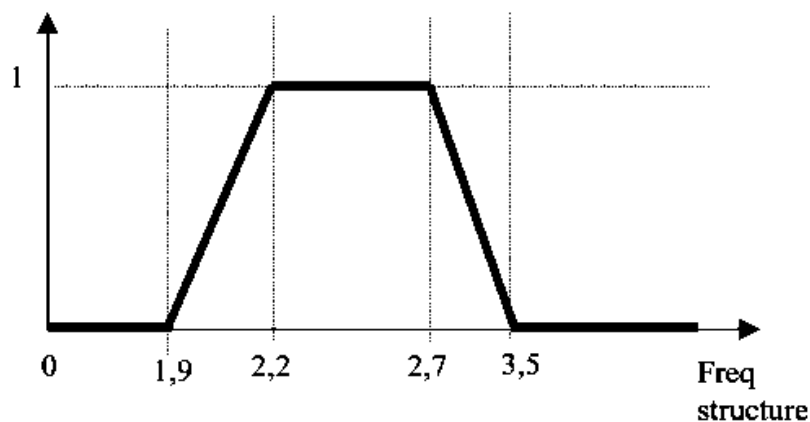


Figura 4.6 Coeficientes de reducción (Ψ) para vibración vertical para corredores (HIVOSS-SYNPEX, 2007)

4.1.2. Norma ISO 10137

Las normas ISO 10137 publicada en el año 2007, son desarrolladas por la Organización Internacional de Normalización, mejor conocido como ISO (International Organization of Standarization), con el objetivo de presentar los principios para la predicción de vibraciones en la fase de diseño. Además, para evaluar la aceptabilidad de las vibraciones en estructuras (ISO, 2007).

La norma cubre tres receptores de vibración, las cuales requieren una consideración cuando se trata de capacidad de servicio de la vibración de las estructuras: ocupación humana (peatones) como fuente de vibración, quienes producen las fuerzas o acciones dinámicas; la

estructura en sí (el puente) como el medio de transmisión; por último, el receptor de las vibraciones, que es nuevamente el peatón del puente.

De acuerdo con la norma ISO 10137, las acciones dinámicas de un grupo de participantes dependen principalmente del peso de los participantes, la máxima densidad de personas por unidad de área de piso y el grado de coordinación de los participantes. Esta norma aporta una forma diferente de calcular el número efectivo de peatones mediante la ecuación (4.6):

$$n_{eff} = \sqrt{n_p} \quad (4.6)$$

Este modelo no es adecuado para modelar la excitación lateral sincronizada o mejor conocida como SLE (synchronization lateral excitation), fenómeno que amplifica las vibraciones laterales debido a que la frecuencia de vibrar de los peatones es igual a la frecuencia lateral estructural.

4.1.3. Norma UK NA EN 1991-2

La norma UK NA EN 1991-2 fue creada en el Reino Unido y publicada en 1993 por la Institución Británica de Normas, mejor conocida como BSI (British Standards Institution). Se trata de un documento que aborda las cargas de tráfico en los puentes y fue publicado como un anexo al Eurocódigo-1 de 1991. La norma Eurocódigo-1 establece que es necesario un modelo dinámico de la carga de peatones, así como los criterios de confort deben ser definidos, al establecer que las fuerzas ejercidas por los peatones con una frecuencia idéntica a una de las frecuencias naturales del puente pueden resultar en resonancia (Hauksson, 2005).

Esta norma solo considera la vibración en la dirección vertical y proporciona de manera directa el valor de máxima amplitud del armónico generado por la carga peatonal (P_o) en función de la velocidad del peatón (V_o), como se muestra en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Máxima amplitud de la acción de vibración sinusoidal de un solo peatón (UK NA EN 1991-2)

Dirección	Vertical		Lateral	Longitudinal
Actividad	Caminata	Carrera	-	-
V_o (m / s)	1.7	3	-	-
P_o (N)	280	910	-	-

En función del uso del puente, la norma propone el caso de carga peatonal, n_p , con el que se calcula el número efectivo de peatones, n_{eff} , en la Tabla 4.6; mientras que el coeficiente de reducción (Ψ) se obtiene de manera gráfica para la vibración vertical de la Figura 4.7 .

Tabla 4.6 Caso de carga peatonal (n_p) de acuerdo con la clasificación en función del uso de puentes peatonales (UK NA EN 1991-2)

Clase de puente	Uso de puente	Caminando	Corriendo	Multitud de peatones (n_p/m^2)
A	Localidades rurales poco pobladas	$n_p = 2$	$n_p = 0$	$n_p = 0$
B	Ubicación suburbana sujetas a poca variación en el uso diario	$n_p = 4$	$n_p = 1$	0.4
C	Rutas urbanas sujetas a variación significativa en el uso diario	$n_p = 8$	$n_p = 2$	0.8
D	Acceso primario a estadios deportivos o grandes servicios de transporte público	$n_p = 16$	$n_p = 4$	1.5

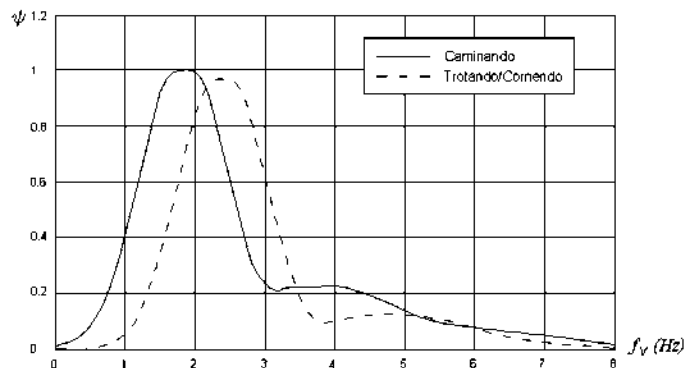


Figura 4.7 Gráficas para la obtención del coeficiente de reducción (Ψ), (UK NA EN 1991-2)

4.2. Frecuencias estructurales críticas

Las normativas actuales son cada vez más sensibles a esta problemática, recomendando diseños cuyas frecuencias naturales deben estar alejadas de los rangos de frecuencia de paso típicos de los peatones y fijando límites de confort, asegurándose así un correcto estado de servicio de estas estructuras.

En la Tabla 4.7 se muestran los rangos críticos de frecuencia de las principales normativas nacionales e internacionales.

Tabla 4.7 Frecuencias estructurales de vibrar críticas de varias normas del mundo, (Sánchez, Sanz, Díaz, Méndez, & Ibán, 2011)

Normas	Intervalo de frecuencias estructurales críticas (Hz)	
	Vertical	Lateral
Eurocódigo 0- Anexo 2 (EN 1990-Annex A2)	< 5	< 2.5
Eurocódigo 1 (EN 1991)	< 5	< 2.5
Eurocódigo 2 (ENV 1992-2)	1.6 – 2.4	0.8 – 1.2
Eurocódigo 5 (ENV 1995-2)	< 5	< 2.5
EAE (España)	1.6 – 2.4 3.5 – 4.5	0.6 – 1.2
BS 5400 (Reino Unido)	< 5	-

Din-Fachberitch 102 (Alemania)	1.6 – 2.4 3.5 – 4.5	-
SIA 260 (Suiza)	1.6 – 4.5	< 1.3
AASHTO 1997 (USA)	< 3	-
Austroroads (Australia)	1.5 - 3	-
Norma de puentes peatonales japonesa (1979)	1.5 – 2.3	-
ISO 10137	1.7 – 2.3	-
HIVOSS-SYNPEX (2007)	1.25 – 2.3 (Longitudinal)	0.5 – 1.2
CEB 209 Bulletin	1.65 – 2.35	0.8 – 1.2
Bachmann <i>et al.</i> , (1995)	1.6 – 2.4	0.8 – 1.2

4.2.1. Normas NTC-2017 para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero

El apartado de estados límite de servicio regula las deformaciones, vibraciones y daños locales excesivos para elementos estructurales de acero. En cuanto a las cargas de servicio se revisa utilizando las correspondientes para cada caso como se especifica en la sección de Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

4.2.1.1. Vibraciones

Las revisiones tradicionales de deflexiones bajo carga viva no son suficientes para asegurar que no se presentarán vibraciones molestas de los sistemas de piso o de la estructura completa. El control de rigideces es un aspecto importante para satisfacer este estado límite de servicio, pero también lo son la distribución de masas y el amortiguamiento.

El movimiento estructural excesivo se mitiga limitando las aceleraciones del piso o del edificio a valores que no molesten a los ocupantes ni dañen los equipos.

En general, las vibraciones continuas son más molestas que las transitorias.

Las primeras, que duran varios minutos, son molestas para la mayoría de las personas que realizan un trabajo en el que se mueven poco, cuando las aceleraciones son del orden de

0.005g a 0.01g, mientras que las personas que desarrollan actividades físicas o son espectadoras en algún evento, toleran valores entre 0.02g y 0.05g. Los umbrales son considerablemente mayores para vibraciones transitorias, de pocos segundos; para un piso terminado, con amortiguamiento de 5%, pueden tolerarse aceleraciones pico de 0.05g a 0.1g.

Muchas actividades humanas comunes aplican a los pisos fuerzas dinámicas con frecuencia (o armónicos) comprendidos entre 2 y 6 Hz. Si la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso está dentro de esos límites y la actividad es rítmica, puede haber amplificaciones por resonancia; para evitarlas, la frecuencia natural del sistema debe ser del orden de dos veces la de la excitación o sus armónicos, a menos que se coloquen aisladores. El amortiguamiento es también una forma adecuada de controlar las vibraciones transitorias.

Frecuencias naturales críticas

$$2 \text{ Hz} \leq f_i \leq 6 \text{ Hz}$$

Varios estudios han demostrado que una manera sencilla de minimizar las vibraciones molestas producidas por personas que caminan o efectúan otras actividades comunes es controlar la rigidez del sistema de piso, medida por la deflexión máxima, con independencia del claro. La justificación de este procedimiento se obtiene considerando las características dinámicas del sistema de piso modelado como una viga libremente apoyada con carga uniforme. Su frecuencia fundamental de vibración, f_o , es:

$$f_o = \left(\frac{\pi}{2l^2} \right) \left(\frac{EI}{\rho} \right)^{0.5} \quad (4.7)$$

Donde:

EI es la rigidez en flexión del piso

l es el claro

$\rho = w/g$ es la masa por unidad de longitud

g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

w es la suma de cargas gravitacionales por unidad de longitud

La deflexión máxima producida por w es:

$$\Delta = (5/384)(wl^4/EI) \quad (4.8)$$

Sustituyendo EI de esta ecuación en la ecuación (4.7) se obtiene:

$$\begin{aligned} f_0 &= 0.18\sqrt{\delta} \quad (\delta \text{ en } s^2) \\ \delta &= g/\Delta \end{aligned} \quad (4.9)$$

f_0 Se compara con las frecuencias naturales mínimas necesarias para mitigar los efectos producidos por personas que caminan o que desempeñan otras actividades.

La deflexión estática producida por la carga w debe limitarse a 5 mm, para cualquier caso, si se desea que la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso sea mayor que 8 Hz.

4.3. Amortiguamiento estructural

El amortiguamiento es un indicador muy apropiado del actual grado de degradación de la estructura y de la capacidad de carga de la misma, ya que, en una transición de un estado elástico a un rango elastoplástico en la estructura, los porcentajes de amortiguamiento para cada frecuencia tienen un aumento considerable.

La masa y la rigidez de los puentes peatonales puede ser modelada con más precisión, sin embargo, el amortiguamiento estructural es un valor más difícil de obtener. Bachmann, Pretlove y Rainer (1995) estudiaron 43 puentes peatonales en el Reino Unido y determinaron cuales fueron los valores de amortiguamiento crítico estructural de dichos puentes cuando fueron sometidos a una carga compuesta por un peatón desplazándose con una frecuencia igual a la primera frecuencia vertical de la estructura. Los valores obtenidos en dicho estudio pueden usarse como valores comunes de amortiguamiento estructural de puentes bajo cargas peatonales.

Tabla 4.8 Valores comunes de amortiguamiento estructural de puentes peatonales (Bachmann, y otros, 1995)

Tipo de construcción	Fracción de amortiguamiento crítico estructural (ξ)		
	Mínimo	Medio	Máximo
Concreto reforzado	0.8%	1.3%	2%
Concreto pretensado	0.5%	1%	1.7%
Compuesto	0.3%	0.6%	-
Acero	0.2%	0.4%	-

Los resultados del estudio mostraron que los puentes peatonales de acero tienen más problemas vibratorios que los de concreto, por tener menor amortiguamiento, tal y como se muestra en la Figura 4.8.

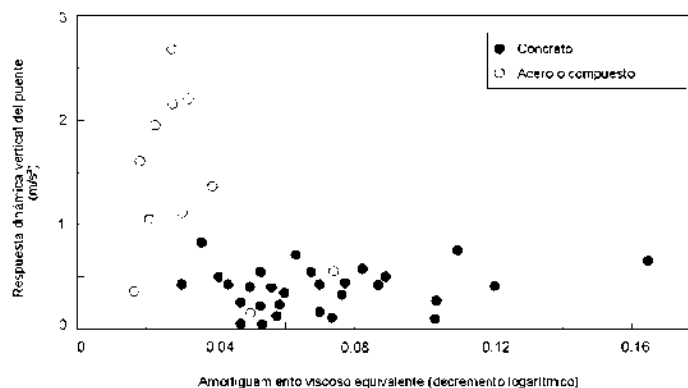


Figura 4.8 Respuesta dinámica vertical de algunos puentes peatonales para diferentes valores de amortiguamiento (Bachmann, y otros, 1995)

Se concluyó que se presentaron respuestas dinámicas verticales mayores a 0.7 m/s^2 cuando el amortiguamiento estructural fue menor o igual a 0.006 (0.6 % del amortiguamiento crítico); valor que es equivalente a un decremento logarítmico de aproximadamente 0.04. A partir de este estudio muchas normas internacionales propusieron un valor límite de 0.7 m/s^2 para las aceleraciones verticales.

Las distintas normas internacionales proponen sus propios valores de amortiguamiento estructural para que el diseñador se dé una idea de las probabilidades que un puente peatonal tiene de desarrollar vibraciones excesivas. A continuación, se comparan los valores de diferentes normatividades.

4.3.1. Norma HIVOSS-SYNPEX

La norma HIVOSS-SYNPEX (2007) establece los valores de amortiguamiento estructural de puentes peatonales propuestos por la norma EN 1998 para estudios dinámicos bajo carga sísmica (Tabla 4.9); esto quiere decir que el amortiguamiento estructural es mayor debido a las grandes amplitudes de movimiento que genera un sismo. Por lo tanto, los valores mostrados en la Tabla 4.9 no son aptos para vibraciones inducidas por un pequeño grupo de peatones.

Tabla 4.9 Amortiguamiento estructural de acuerdo con el material de construcción para vibraciones grandes (HIVOSS-SYNPEX, 2007)

Tipo de construcción	Intervalo de variación de ξ
Concreto	2 – 7 %
Acero	1 – 4 %

4.3.2. Normas del SETRA

El SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes) es un departamento técnico francés creado en 1968, cuya supervisión es ejercida por la Dirección General de Infraestructuras, Transportes y el Mar (DGITM). Opera en las áreas de carreteras, infraestructura y transporte en general de Francia; por lo cual ha desarrollado lineamientos sobre dichas áreas, incluyendo la vibración en puentes peatonales. En el año 2006 se creó una norma en París denominada “Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges Under Pedestrian Loading” que contiene lineamientos sobre el comportamiento vibratorio de puentes peatonales debido a la acción de los peatones. Los valores de amortiguamiento estructural propuestos para vibraciones inducidas por peatones oscilan entre 0.1 % y 2 %, como se muestra en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10 Amortiguamiento estructural de puentes peatonales de diversos materiales (SETRA, 2006)

Tipo de construcción	Fracción de amortiguamiento crítico estructural (ξ)	
	Valor mínimo	Valor promedio
Concreto reforzado	0.8 %	1.3 %
Concreto pretensado	0.5 %	1 %
Acero	0.2 %	0.4 %
Compuesto	0.3 %	0.6 %
Madera	1.5 %	3 %

Cuando existen juntas mecánicas en el puente peatonal la norma SETRA (2006) menciona que los valores recomendados de amortiguamiento estructural son de 1 % ó 1.5 %. Cuando las amplitudes de vibración son altas, como es el caso de sismos, los porcentajes de amortiguamiento crítico son considerablemente más altos y necesitan ser revisados. Para amplitudes grandes de vibración, la norma SETRA (2006) propone los valores de amortiguamiento estructural con base a la Guía de Protección Sísmica de Puentes (AFPS 92, art. 4.2.3), (Huergo Ríos , 2016); mostrados en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11 Amortiguamiento estructural de acuerdo con el material de construcción para amplitudes grandes de vibración (SETRA, 2006)

Material	Fracción de amortiguamiento crítico estructural (ξ)
Acero soldado	2 %
Acero atornillado	4 %
Concreto pretensado	2 %
Concreto no reforzado	3 %
Concreto reforzado	5 %
Elastómero reforzado	7 %

4.4. Rigidez vertical estructural

La rigidez de un puente peatonal es un factor que puede ser predicho con cierta precisión siempre y cuando las restricciones ofrecidas por los apoyos y columnas puedan ser definidas. Las rigideces medidas son generalmente menores para puentes peatonales de acero que los contruidos a base de concreto reforzado, como se aprecia en la Figura 4.9. En general las normas establecen que las rigideces verticales se encuentran en el intervalo de 2 a 30 KN/mm (Bachmann, y otros, 1995).

Presentándose las condiciones de una frecuencia natural de vibrar en caminata normal de los peatones de 2 Hz, con una aceleración límite de 0.7 m/s^2 aceptada, las normas establecen que no habría problemas de vibración vertical cuando la rigidez vertical sea mayor a 8 kN/mm .

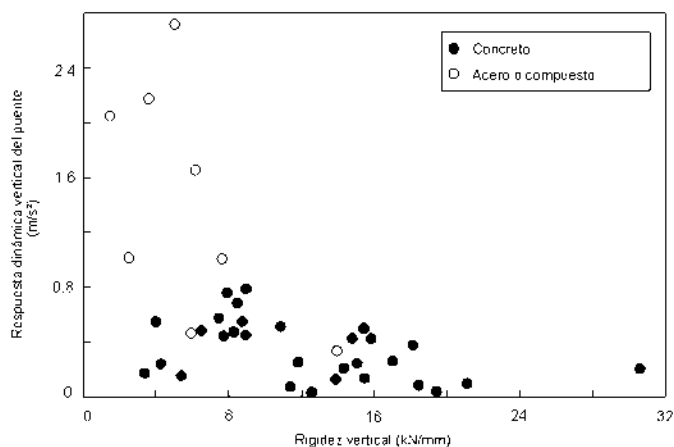


Figura 4.9 Respuesta dinámica vertical de algunos puentes peatonales en base a su rigidez vertical estructural (Bachmann, y otros, 1995)

La máxima respuesta dinámica del puente no sólo dependerá del amortiguamiento que éste tenga, sino que también depende de la rigidez de este; ya que entre más rígido sea el puente peatonal, menor será la vibración que este experimentará ante el paso de los peatones.

4.5. Criterios de servicio

El umbral del ser humano de percepción a las vibraciones es agudo. El cuerpo humano puede sentir amplitudes vibratorias de desplazamientos tan bajas como 0.001 mm, mientras que las puntas de los dedos son 20 veces más sensibles que dicho valor. Sin embargo, la sensibilidad humana a las vibraciones depende de muchas circunstancias como la posición del cuerpo, la actitud de la persona, la tarea que se esté realizando, la aclimatación de la persona, la edad, el sexo, la hora del día, entre otros factores. Por otra parte, la intensidad de percepción dependerá de factores como la duración de exposición de la persona a la vibración, la frecuencia de la vibración y las amplitudes de desplazamiento, velocidad y aceleración que se desarrollen en la estructura (Huergo Ríos , 2016).

El valor base de la aceleración de confort que puede ser percibida por una persona depende en gran medida de la dirección de incidencia del cuerpo humano. En las normas, el valor límite de confort es mayor para la vibración vertical que para la vibración longitudinal o lateral, esto debido a que la dirección de la columna vertebral cuando el ser humano está de pie, lo hace menos sensible a las vibraciones verticales.

Tabla 4.12 Indicador de los umbrales de percepción humana ante vibraciones armónicas verticales (Bachmann, y otros, 1995)

Descripción	Aceleración máxima	Velocidad máxima (mm/s)
Poco perceptible	34	0.5
Claramente perceptible	100	1.3
Perturbador / desagradable	550	6.8
Intolerable	1800	13.8

La Tabla 4.12 contiene las aceleraciones máximas perceptibles en el intervalo de frecuencias de 1 a 10 Hz, y las velocidades máximas perceptibles en el intervalo de 10 a 100 Hz para un ser humano que está de pie. Para el caso de la vibración vertical inducida por peatones puede tomarse como valor límite de confort una aceleración de 0.7 m/s², independientemente de que el peatón camine o corra.

A continuación, se comparan los valores tolerables de aceleración de servicio ante vibraciones, propuestos por varias normas con respecto a los criterios de confort.

4.5.1. Norma BS 5400

La norma británica BS 5400 se desarrolló en el año 1990, se aplica al diseño y construcción de puentes peatonales. Los criterios de diseño se dan en BD 29/04 y cargas para puentes peatonales se encuentran en BD 37/01.

La norma BS5400 es uno de los primeros códigos de prácticas que se enfocaba explícitamente a las cuestiones relativas a las vibraciones en puentes peatonales.

Esta norma propone un límite máximo de aceleración vertical de servicio si la frecuencia fundamental de vibración vertical es menor o igual a 5 Hz mediante la siguiente ecuación:

$$a_s = 0.5(f_1^{0.5}) \quad (4.10)$$

Donde:

a_s = aceleración límite de servicio en m/s^2

f_1 = primera frecuencia vertical del puente peatonal en Hz

La norma no presenta metodología para calcular la máxima aceleración horizontal. Si la frecuencia fundamental de vibración horizontal es menor que 1.5 Hz, se considera la posibilidad de magnitud inaceptable para los movimientos laterales causados por los peatones (Hauksson, 2005).

4.5.2. Norma ONT 83

La norma ONT 83 es el código de puentes de la provincia de Ontario, Canadá, que fue publicado en el año de 1983. El límite de aceleración vertical de servicio se obtiene mediante la ecuación:

$$a_s = 0.25(f_1^{0.78}) \quad (4.11)$$

Donde:

a_s = aceleración límite de servicio en m/s^2

f_1 = primera frecuencia vertical del puente peatonal en Hz

La ecuación (4.11) es conservadora ya que si se sustituye la frecuencia de vibrar promedio de un peatón que camina a paso normal ($f_1 = 2$ Hz), se obtendría un límite de aceleración de servicio de 0.43 m/s^2 , lo cual es conservador con respecto al valor de 0.7 m/s^2 que ya fue mencionado anteriormente. Esta ecuación sólo es válida para un solo peatón.

4.5.3. Eurocódigo

En EN 1990, las bases del diseño estructural, afirma que los criterios de confort de peatones deben definirse en términos de aceleración máxima aceptable. Se presentan los valores máximos recomendados en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13 Aceleración máxima aceptable, EN 1990

	Aceleración máxima (m/s^2)
Vibraciones verticales	0.7
Vibraciones horizontales, uso normal	0.2
Vibraciones horizontales, condiciones de multitud	0.4

Una verificación de este criterio se debe realizar para puentes con frecuencias naturales inferiores a 5 Hz para los modos verticales y por debajo de 2.5 Hz para los modos horizontales.

4.5.4. Norma ISO 10137

En la norma ISO 10137 (2007) los valores de aceleraciones están referidos en términos de aceleraciones medias cuadráticas o aceleraciones RMS (Root Mean Square), de tal manera que las aceleraciones son una medida estadística de la magnitud de dicha variable. A

diferencia de las aceleraciones máximas, las aceleraciones RMS son un mejor indicador de la vibración con respecto del tiempo, y permiten que, en un modo bajo de vibrar, los picos afilados en una respuesta sean menos significativos. Esta norma permite obtener las aceleraciones RMS vertical, a_v , y lateral/horizontal, a_H , en m/s^2 a partir las curvas base ISO 2631-2, Figura 4.10 y Figura 4.11 respectivamente.

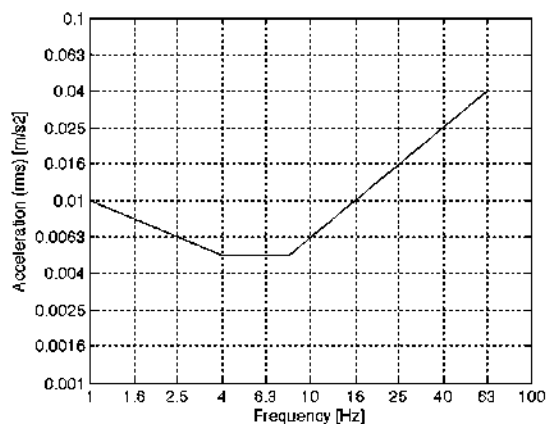


Figura 4.10 Curva base ISO 2631-2 para vibración vertical (a_v), (ISO 10137,2007)

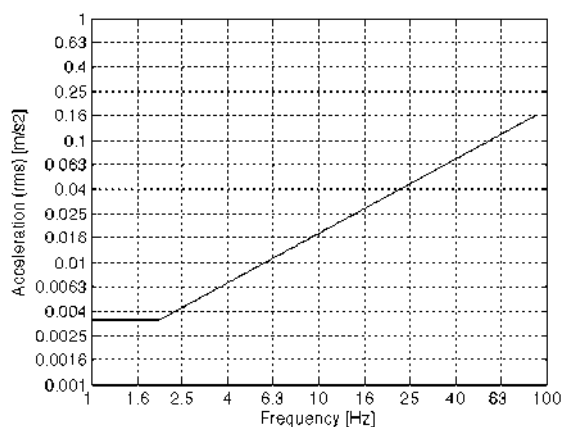


Figura 4.11 Curva base ISO 2631-2 para vibración horizontal/lateral (a_H), (ISO 10137,2007)

Una vez que son obtenidas las aceleraciones RMS, deben de multiplicarse por un factor para poder obtener la aceleración límite de confort, a_s . Se aplicará un factor de 60, excepto donde una o más personas estén de pie en el puente, en cuyo caso se multiplicará por un factor de 30; para cada respectiva dirección. Se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.14 Aceleraciones límite de confort (ISO 10137, 1997)

Caso	$a_s (m/s^2)$		
	Vertical	Longitudinal	Horizontal/Lateral
Peatones	$60 a_v$	$60 a_v$	$60 a_H$
Personas de pie	$30 a_v$	$30 a_v$	$30 a_H$

4.5.5. Normas del SETRA

La norma SETRA (2006) presenta requerimientos de confort que no son absolutos, sino que van en función del nivel de confort especificado por el propietario. Los criterios de confort se obtienen con base a cuatro etapas que se deben seguir. La etapa uno de esta norma consiste en determinar el tipo de puente peatonal en función del posible tránsito peatonal (Tabla 4.15).

Tabla 4.15 Determinación del tipo de puente peatonal en función de la densidad peatonal, (SETRA, 2006)

Clase de tráfico	Densidad peatonal (personas/m ²)	Descripción
I	1	Puente peatonal urbano que conecta áreas de alta densidad peatonal o que es frecuentemente sometido a tráfico muy pesado
II	0.8	Puente peatonal urbano que conecta áreas pobladas, sometidos a tráfico pesado y que pueden ocasionalmente ser cargados a través de su área de apoyo
III	0.5	Puente peatonal para uso estándar, ocasionalmente atravesado por grandes grupos de personas, pero que nunca serán cargados a través de su área de apoyo
IV	-	Puente peatonal rara vez usado, que conecta zonas poco pobladas

La etapa dos consiste en determinar el nivel de confort tal y como se muestra en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16 Determinación del nivel de confort, (SETRA, 2006)

Nivel de confort	Grado de confort	Nivel de aceleración vertical (m/s ²)	Nivel de aceleración lateral/horizontal (m/s ²)
1	Máximo	< 0.5	< 0.1 (resonancia)
2	Promedio	0.5 - 1	0.15 - 0.3
3	Mínimo	1 - 2.5	0.3 - 0.8
4	Incómodo	> 2.5	>0.8

La etapa tres consiste en determinar las frecuencias de vibrar de la estructura, precisamente para conocer si se puede presentar el fenómeno de sincronización o resonancia; mientras que la etapa cuatro consiste en calcular la respuesta dinámica de la estructura, siempre y cuando sea necesario.

4.5.6. Norma HIVOSS-SYNPEX

La norma HIVOSS-SYNPEX (2007) como primer paso clasifica el puente peatonal en función de la densidad peatonal, tal y como se muestra en la Tabla 4.17

Tabla 4.17 Determinación del tipo de puente peatonal en función de la densidad peatonal, (HIVOSS-SYNPEX, 2007)

Clase de tráfico	Densidad peatonal	Descripción	
TC 1	15 personas/A	Tráfico muy débil: 15 personas entre el área del tablero del puente	
TC 2	0.2 personas/m ²	Tráfico débil: Caminando cómodo y libre	
TC 3	0.5 personas/m ²	Tráfico denso: Caminando sin restricciones, puede inhibirse el rebasar peatones	
TC 4	1 personas/m ²	Tráfico muy denso: Situación inconfortable, se obstruye la caminata	
TC 5	1.5 personas/m ²	Tráfico excepcionalmente denso: Comienza el amontonamiento de peatones	

El segundo paso consiste en determinar el nivel de confort tal y como se muestra en la Tabla 4.18.

Tabla 4.18 Determinación del nivel de confort, (HIVOSS-SYNPEX, 2007)

Nivel de confort	Grado de confort	Nivel de aceleración vertical (m/s^2)	Nivel de aceleración lateral/horizontal (m/s^2)
CL1	Máximo	< 0.5	< 0.1 (resonancia)
CL2	Promedio	0.5 - 1	0.15 - 0.3
CL3	Mínimo	1 - 2.5	0.3 - 0.8
CL4	Incómodo	> 2.5	>0.8

Posteriormente se deben determinar las frecuencias estructurales del puente peatonal y evaluar su respuesta dinámica en caso de ser necesario.

4.5.7. Norma UK NA EN 1991-2

La norma UK NA EN 1991-2 determina la aceleración vertical límite. El valor obtenido mediante la ecuación (4.12) no podrá ser menor a $0.5 m/s^2$ ni mayor a $2 m/s^2$.

$$a_s = k_1 k_2 k_3 k_4 \left(\frac{m}{s^2} \right) \quad (4.12)$$

Donde:

a_s = aceleración vertical límite de confort;

k_1 = factor de uso de sitio del puente peatonal, es decir, si está próximo a un hospital, escuela, grandes centros urbanos, cruces suburbanos, medio rural;

k_2 = factor de redundancia de ruta que depende de parámetros como si es el único medio de acceso, es ruta primaria, o son rutas alternativas fácilmente disponibles sin peligro adicional para el usuario;

k_3 = factor de altura de la estructura, es decir, si es mayor a 8 m, entre 4 y 8 m, o menor a 4 m;

k_4 = factor de exposición y tiene un valor de 1.

Esta norma establece un criterio de confort específico con respecto a la vibración lateral sincronizada, el cual se basa en la utilización de un parámetro de amortiguamiento de masas en lugar de un límite de aceleración lateral, el cual se calcula mediante la ecuación:

$$D = \frac{m_{puente} (\xi)}{m_{peatonal}} \quad (4.13)$$

Donde:

D = parámetro de amortiguamiento de masas (adimensional)

m_{puente} = masa del puente peatonal

$m_{peatonal}$ = masa peatonal

ξ = amortiguamiento estructural

El parámetro de amortiguamiento de masas también se puede obtener de la, donde la inestabilidad implica que puede presentarse la resonancia lateral.

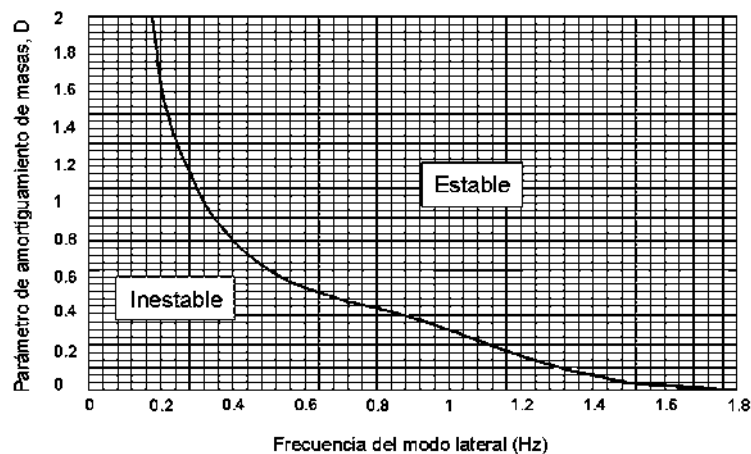


Figura 4.12 Curva para la obtención del parámetro de amortiguamiento de masas, (UK NA EN 1991-2)

4.5.8. Aceleraciones límite de confort de distintas normas internacionales

En la siguiente tabla se resumen los valores de aceleración límite de confort para puentes peatonales, revisados anteriormente y nuevos valores propuestos por otras normas internacionales.

Tabla 4.19 Límites de aceleración máximos de confort de las principales normativas internacionales, (Sánchez, Sanz, Díaz, Méndez, & Ibán, 2011)

Normas	Aceleraciones límite de confort (m/s ²)	
	Vertical	Lateral
Eurocódigo 0- Anexo 2 (EN 1990-Annex A2)	0.7	0.2 (0.4)
Eurocódigo 1 (EN 1991)	$\min (0.5\sqrt{f_v}, 0.7)$	$\min (0.14\sqrt{f_h}, 0.15)$
Eurocódigo 5 (ENV 1995-2)	0.7	0.2
RPX95, RPM95 (España)	$0.5\sqrt{f_v}$	-
EAE (España)	$\min (0.5\sqrt{f_v}, 0.7)$	0.2 (0.4)
BS 5400 (Reino Unido)	$0.5\sqrt{f_v}$	-
Din-Fachberitch 102 (Alemania)	$0.5\sqrt{f_v}$	-
ONT83 (Canadá)	$0.25(f_v^{0.78})$	
Norma de puentes peatonales japonesa (1979)	1	-
AISC Guide 11	100 x (Curva base ISO 2631-2)	-
VIDI 2057	$0.6 f_v$	0.214
ISO 10137	60 x (Curva base ISO 2631-2)	

Las variables f_v y f_h son, respectivamente, la frecuencia de los modos verticales y laterales de la estructura.

5. MÉTODOLÓGÍA DE DISEÑO ANTE VIBRACIÓN INDUCIDA POR PEATONES

Las herramientas de diseño deben considerar los factores de frecuencias naturales, amortiguamiento, masa del puente y carga peatonal para determinar la respuesta dinámica. Si la vibración debido al tráfico peatonal esperado se verifica con cálculos dinámicos y se asegura de que satisfaga el confort requerido, se puede diseñar y construir cualquier tipo de puente peatonal. Si el comportamiento de vibración no satisface algunos criterios de servicio, se podrían considerar cambios en el diseño o la implementación de dispositivos de amortiguamiento.

En el diseño de puentes peatonales, se debe considerar la evaluación de las vibraciones inducidas por el hombre para garantizar que:

- Las vibraciones debidas al tráfico de peatones son aceptables para los usuarios,
- El fenómeno de interacción puente-peatón no surge,
- El puente peatonal no colapsa cuando se somete a una excitación intencionada.

La metodología que se expone a continuación para la evaluación del puente peatonal de estudio empleará las normatividades expuestas en el Capítulo 4 anterior, que proporcionan pautas para el diseño que incluyen: requerimientos de diseño, rangos de confort en términos de aceleración, modelos de carga y criterios para evitar la interacción puente-peatón. Debido a que el puente peatonal es susceptible a vibraciones que pueden afectar al confort. Se indica información adicional sobre: procedimiento de medición y métodos de evaluación de propiedades dinámicas, modificación del diseño y dispositivos de control.

Se trabaja numéricamente con Elemento Finito y una masa distribuida no uniformemente. El modelo numérico es calibrado con el modelo matemático del puente en el programa SAP2000.

El siguiente diagrama de flujo de la Figura 5.1 indica los pasos de la metodología para comprobar el comportamiento dinámico del puente peatonal y su modo de empleo. Los pasos mencionados en el diagrama se discutirán con mayor detalle a continuación.

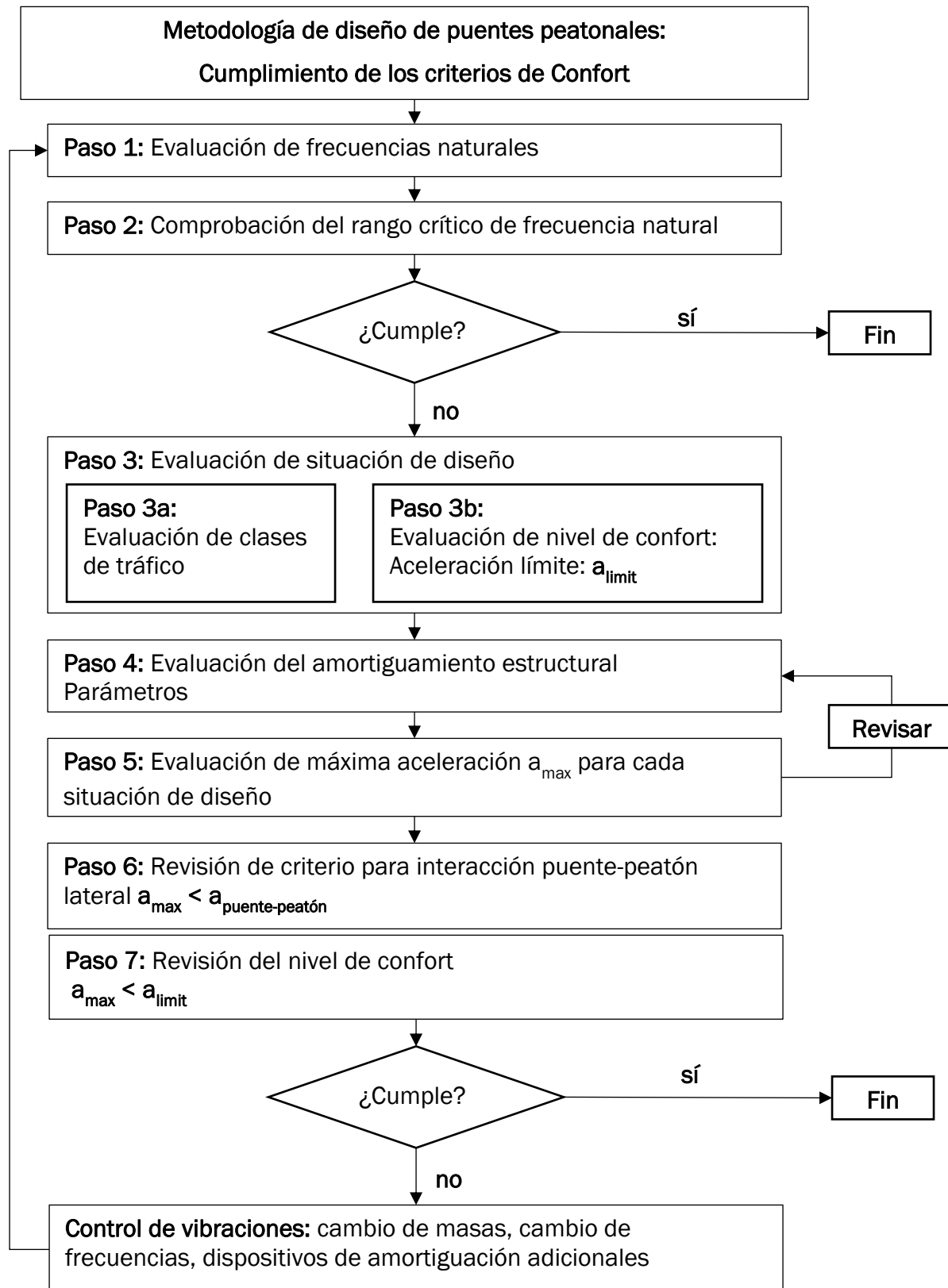


Figura 5.1 Diagrama de flujo de la metodología de diseño a seguir

5.1. Procedimiento de diseño

Se recomienda considerar las acciones dinámicas y el comportamiento de vibración de la estructura en una etapa inicial de diseño, incluso cuando el amortiguamiento y algunas propiedades sean desconocidas y deban estimarse.

5.1.1. Paso 1: Determinación de frecuencias naturales

Se pueden utilizar fórmulas manuales y métodos simplificados para calcular la frecuencia natural, especialmente para una evaluación preliminar de la vibración del puente. Se utiliza un modelo numérico más preciso cuando la excitación peatonal esté cerca de un rango crítico.

Un primer enfoque es mantener el modelo lo más simple posible y modelar el puente con elementos de viga, cable y resorte; debe permitir formas modales verticales, horizontales y de torsión. Toda la carga muerta, la carga muerta superpuesta (barreras, pavimento, barandillas; se consideran como masas adicionales) y pretensados de los cables deben considerarse para el cálculo de las frecuencias naturales. Se obtiene una descripción general aproximada de las frecuencias naturales y las formas modales correspondientes y se pueden identificar problemas relacionados con el comportamiento dinámico.

En el presente caso de estudio se utiliza el modelo de Elemento Finito analítico en el programa MATLAB y otro modelo de elemento finito matemático realizado en el programa SAP2000, modelado con elementos barra y placa para calcular los esfuerzos, deformaciones y frecuencias naturales.

Para el cálculo de las frecuencias naturales no se considera la masa de peatones, solo se considera cuando la masa modal de los peatones sea superior al 5% de la masa modal del tablero del puente (HIVOSS, 2007). Al incrementar la masa modal un 5% más alta da como resultado una disminución de la frecuencia natural en un 2.5% ocasionando que entre en rangos críticos. Se ejemplifica en la siguiente operación

$$f'(\rho = 1.05) = \sqrt{\frac{k^*}{\rho m^*}} = \sqrt{\frac{k^*}{1.05 m^*}} = 0.976f$$

La influencia de la masa peatonal estática se puede estimar fácilmente (masa modal m^*), es calculada:

$$m^* = \int_{L_D} \mu_D \rho (\Phi(x))^2 dx \quad (5.1)$$

Donde:

μ_D (Kg/m) es la masa del tablero del puente por unidad de longitud

$\rho = \frac{\mu_D + \mu_P}{\mu_D}$ es el factor de influencia para la masa de peatones adicional

μ_P (Kg/m) es la masa peatonal por unidad de longitud

$\Phi(x)$ es la forma modal

5.1.2. Paso 2: Verificación del rango crítico de frecuencias naturales

Las frecuencias naturales pueden caer a un rango de frecuencia más o menos crítico para la excitación dinámica inducida por peatones.

Se establecen los siguientes rangos críticos promedios para las frecuencias naturales de puentes peatonales con excitación peatonal, de acuerdo a la investigaciones y normatividades explicadas en los Capítulos 3 y 4 de esta tesis:

Para vibraciones verticales y longitudinales

$$1.25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2.3 \text{ Hz}$$

Para vibraciones laterales

$$0.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1.2 \text{ Hz}$$

En caso de frecuencias verticales y longitudinales de

$$2.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 4.6 \text{ Hz}$$

podría excitarse a resonancia por el segundo armónico de cargas peatonales. En ese caso, el rango de frecuencia crítica para vibraciones verticales y longitudinales se expande a:

$$1.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 4.6 \text{ Hz}$$

Las vibraciones laterales no se ven afectadas por el segundo armónico de cargas peatonales.

Puede producirse una excitación de vibración vertical por el segundo armónico de las fuerzas de los peatones. Aunque hasta ahora no hay indicios en la literatura de que se hayan producido vibraciones de puentes peatonales debido al segundo armónico de los peatones.

5.1.3. Paso 3: Evaluación de situación del diseño

Tener definida la situación de diseño asociada con la frecuencia de sobrepasar un límite de comodidad y servicio, es punto de partida para un correcto análisis. Hay situaciones de diseño que pueden ocurrir una vez en la vida útil de un puente peatonal, como la inauguración del puente, y otras que ocurrirán a diario, como el tráfico de peatones. Entonces se pueden clasificar estas situaciones de diseño como:

- Situaciones de diseño persistentes, que se refieren a las condiciones de uso permanente
- Situaciones de diseño transitorias, que se refieren a condiciones temporales
- Situaciones accidentales de diseño, que se refieren a condiciones excepcionales

Es entonces necesario distinguir el tipo de tráfico esperado y la densidad del mismo, ya que, junto con los requisitos de servicio, el efecto será significativo para el comportamiento dinámico del puente peatonal.

Para evaluar la situación de diseño del puente peatonal de estudio, se han empleado las normas europeas (HIVOSS, 2007) ya que éstas consideran la densidad peatonal con base al tipo de tráfico, su frecuencia y confort buscada.

5.1.3.1. Evaluación de clases de tráfico

Las clases de tráfico de peatones y las correspondientes densidades se presentan detallados en la Tabla 4.17 en el apartado 4.5.6 Norma HIVOSS-SYNPEX de los Criterios de servicio.

El tipo esperado de tráfico peatonal y la densidad del tráfico gobierna la carga dinámica e influye en el diseño de puentes peatonales. Las estructuras en ubicaciones más remotas con escaso tráfico de peatones no están sujetas a la misma carga dinámica que las de los centros urbanos con denso tráfico de personas.

5.1.3.2. Evaluación del nivel de confort: Aceleración límite

La evaluación de comodidad o confort con respecto a la vibración del puente, se encuentra bajo una percepción subjetiva y personal del peatón. Pueden influir múltiples aspectos, desde la apariencia visual y la ubicación del puente, como también:

- Número de personas que caminan por el puente
- Frecuencia de uso
- Altura sobre el suelo
- Posición del cuerpo humano (sentado, de pie, caminando)
- Características de excitación armónica o transitoria (frecuencia de vibración)
- Tiempo de exposición
- Transparencia del pavimento de la plataforma y barandales
- Expectativa de vibración debido a la apariencia del puente

Los criterios de confort para los peatones, se representan comunmente como una aceleración límite para el puente. Las normas internacionales, así como la literatura, proponen valores límite que coinciden dentro de un rango, se eligió trabajar con los presentados en la norma HIVOSS. En el capítulo 4 de normativas, en el apartado 4.5.6, se recomiendan cuatro clases de confort con sus respectivos límites de aceleración en vertical y lateral (Tabla 4.18).

Identificando las situaciones probables de diseño de acuerdo a la clase de tráfico y niveles de confort, se presenta la siguiente Tabla 5.1 para el puente peatonal de estudio.

Tabla 5.1 Densidades peatonales y aceleraciones límite de diseño de acuerdo con la clase de tráfico y nivel de confort para el puente peatonal del ITSLR

Clase de tráfico	Densidad d (pers/m ²)	Descripción	Ocurrencia esperada	Nivel de Confort	Nivel de aceleración vertical (m/s ²)	Nivel de aceleración lateral/horizontal (m/s ²)
TC 3	0.5	Tráfico denso: Caminando sin restricciones, puede inhibirse el rebasar peatones	Eventuales/ Transitorias	CL 2 (Promedio)	0.5-1	0.15-0.3
TC 2	0.2	Tráfico débil: Caminando cómodo y libre	Diario	CL 1 (Máximo)	<0.5	<0.1

5.1.4. Paso 4: Evaluación del amortiguamiento estructural

Teniendo en cuenta que las estructuras de ingeniería civil normalmente tienen poco amortiguamiento y desarrollan bajos niveles de respuesta bajo cargas de servicio, normalmente se acepta la hipótesis de comportamiento lineal. La combinación de esta hipótesis con el supuesto de un amortiguamiento distribuido a lo largo de la estructura caracterizada por una matriz C proporcional a las matrices de masa y rigidez (HIVOSS, 2007).

Un caso de amortiguamiento proporcional es el llamado amortiguamiento de Rayleigh, donde la matriz de amortiguamiento es dada por una combinación lineal de la matriz de masa y rigidez de la siguiente forma (Gómez Araújo, 2012).

$$C = \alpha M + \beta K \quad (5.2)$$

Permite un desacoplamiento de las ecuaciones de equilibrio dinámico y el uso de un análisis de superposición modal para la evaluación de los efectos dinámicos inducidos por los peatones. Se idealiza un sistema de múltiples grados de libertad en varios sistemas de un solo grado de libertad.

La fracción de amortiguamiento de un modo de grado n para un amortiguamiento crítico, es definida como una función de masa modal m_n^* y de una frecuencia circular w_n .

$$\xi_n = C_n / 2m_n^* \omega_n \quad (5.3)$$

Estas relaciones de amortiguamiento se relacionan con las constantes α y β

$$\xi_v = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_v} + \beta \omega_v \right) \quad (5.4)$$

Por lo tanto, al fijar dos valores de ξ_n asociado con dos modos diferentes, se puede obtener una matriz de amortiguamiento. Estos valores se basan normalmente en datos pasados, experiencias en la construcción de estructuras del mismo tipo y material que el caso del puente que se está analizando.

5.1.4.1. Relaciones de amortiguamiento para cargas de servicio

Se recomiendan las relaciones de amortiguamiento mínima. De acuerdo a las normas del SETRA (apartado 4.3.2), a las normas HIVOSS (apartado 4.3.1) y a las directrices de Bachmann y Amman (Tabla 4.8 Valores comunes de amortiguamiento estructural de puentes peatonales), analizadas en el apartado 4.3 Amortiguamiento estructural de esta tesis, se emplearán los siguientes valores de amortiguamiento crítico estructural para la revisión del puente peatonal de estudio.

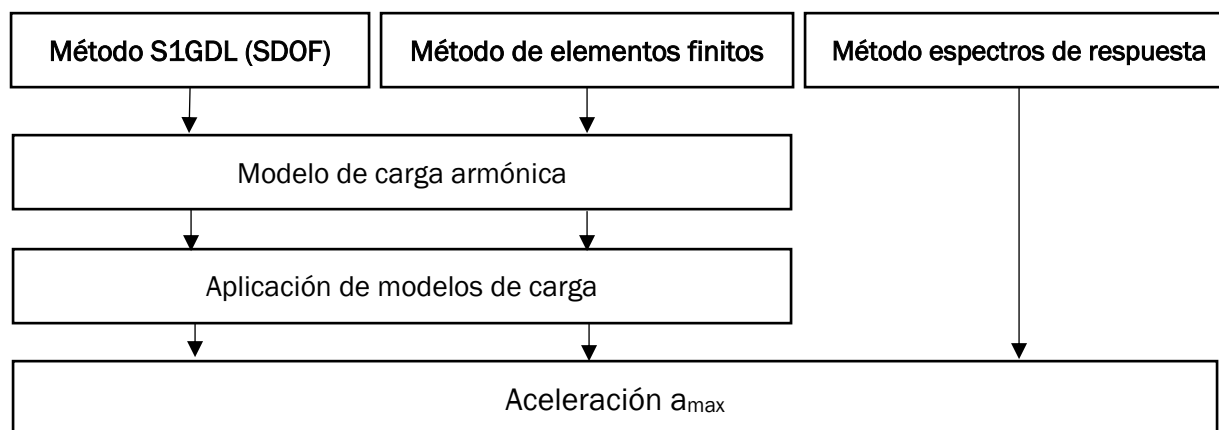
Tipo de construcción	Fracción de amortiguamiento crítico estructural (ξ)		
	Mínimo	Medio	Máximo
Concreto reforzado	0.8%	1.3%	2%
Acero	0.2%	0.4%	-

5.1.5. Paso 5: Determinación de la aceleración máxima

En realidad, los puentes peatonales están sujetos a la acción simultánea de varios peatones, mientras que estas acciones no son simplemente la suma de las acciones individuales de cada peatón. Por lo tanto, las cargas peatonales en puentes son cargas estocásticas. Dependiendo de la densidad de peatones en el puente, los peatones caminan más o menos sincronizados y posibilitan la interacción con la vibración del puente.

Se calcula la máxima aceleración para cada situación de diseño.

Existen varios métodos para calcular la aceleración del puente. La norma HIVOSS recomienda el uso de alguno de los siguientes métodos.



Una vez que se ha desarrollado un modelo numérico del puente peatonal, se han elegido las situaciones de diseño, los modelos de carga correspondientes y las relaciones de amortiguamiento, se puede calcular la respuesta del puente peatonal.

Para ello se requieren modelos de carga armónica para calcular la aceleración cuando se utiliza el Método de elementos finitos o el Método de un grado de libertad.

5.1.5.1. Modelos de carga armónica

Para el modelado de la carga peatonal que consta de un número n aleatorio de peatones, se representa como cargas puntuales en cada uno de los nodos, la carga idealizada que consiste en n peatones perfectamente sincronizados solo entre ellos (sin tener en cuenta la influencia de la vibración estructural en la frecuencia de su paso o pisada). Se supone que las dos cargas

causan el mismo efecto en una estructura, pero la equivalente puede modelarse como una carga determinista.

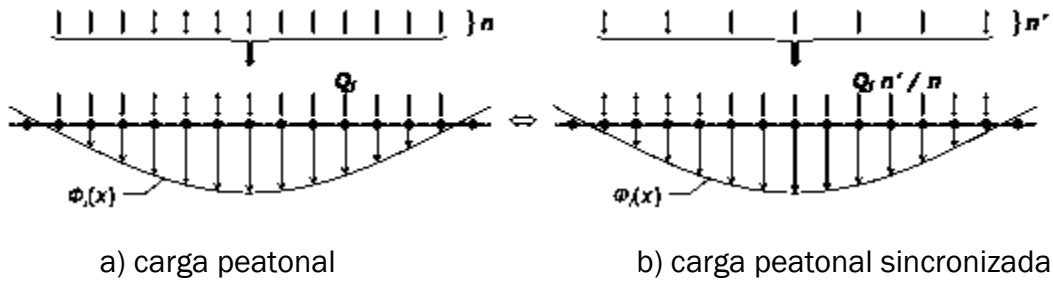


Figura 5.2 Equivalencia de cargas peatonales

Para la evaluación de la respuesta con respecto a las líneas de carga peatonales, la aplicación de una carga armónica distribuida a lo largo del tablero del puente (simulando un número equivalente de peatones en ubicaciones fijas) cumple con casi todos los requisitos para el diseño práctico de puentes peatonales. Es necesario tener cuidado en la elección del rango de frecuencias.

La línea de carga peatonal equivalente se determina con:

$$p(t) = P \cos(2\pi f_s t) n' \Psi \quad (5.5)$$

Donde:

$P \cos(2\pi f_s t)$ es la carga armónica debida a un solo peatón

P es la componente de fuerza debida a un solo peatón con una frecuencia de paso caminando

f_s es la frecuencia de paso, que se supone igual a la frecuencia natural del puente peatonal

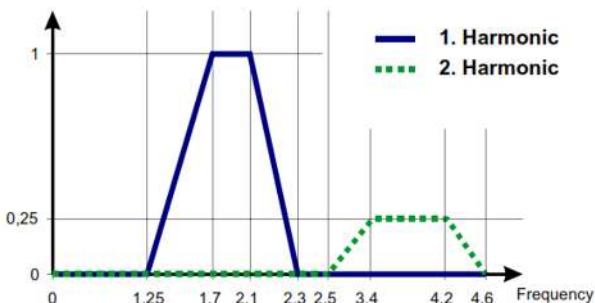
n' es el número equivalente de peatones en la superficie cargada S

S es el área de la superficie cargada

Ψ es el coeficiente de reducción que tiene en cuenta la probabilidad de que la frecuencia de las pisadas se acerque al rango crítico de frecuencias naturales en consideración.

La amplitud de carga P de un solo peatón, equivale al número de patones n' (percentil 95), el coeficiente de reducción Ψ está definido en la Figura 4.3 y Figura 4.4 considerando la excitación en el primer armónico o segundo armónico de la carga del peatón (revisar el capítulo de normatividad, en la sección 4.1.1 Norma HIVOSS-SYNPEX)

Tabla 5.2 Parámetros para el modelo de carga

P (N)		
Vertical 280	Longitudinal 140	Lateral 35
Coeficiente de reducción Ψ		
Vertical y longitudinal 		Lateral 
Número de peatones equivalente n' en la superficie cargada S para el modelo de carga:		
TC 1 a TC 3	Densidad $d < 1.0$ personas/m ²	$n' = \frac{10.8\sqrt{\xi n}}{S} \text{ [1/m}^2\text{]}$
TC 4 y TC 5	Densidad $d \geq 1.0$ personas/m ²	$n' = \frac{1.85\sqrt{n}}{S} \text{ [1/m}^2\text{]}$

Empleando análisis modal

Si una carga armónica $F_0 \sin(2\pi f_0 t)$ es aplicada a un sistema amortiguado de un grado de libertad, la respuesta del sistema puede ser dado en la forma que se utilizará a lo largo del procedimiento para la evaluación de un número equivalente n' de peatones usando análisis modal.

$$x(t) = \frac{F_0/4\pi^2 M}{\sqrt{(f^2 - f_0^2)^2 + 4\xi^2 f^2 f_0^2}} \sin(2\pi f_0 t - \varphi) \quad (5.6)$$

F_0 es la amplitud de la carga

M es la masa del sistema

f es la frecuencia natural de sistema

f_0 es la carga de frecuencia

ξ relación de amortiguamiento estructural

$\varphi = \arctan\left(\frac{2\xi f f_0}{f^2 - f_0^2}\right)$ cambio de fase

Sea una viga modelada como un sistema de N grados de libertad (Figura 5.3 $n \leq N$ cargas armónicas) y represente una carga como cargas puntuales en cada uno de los nodos. Cuando se busca una solución para describir el comportamiento dinámico de un sistema mediante análisis modal, los desplazamientos de los nodos son encontrados en la forma de superposición de desplazamientos para los diferentes modos representativos.

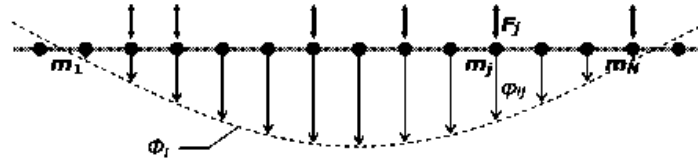
$$y(t) = \sum_{i=1}^r x_i(t) \Phi_i, \quad r \leq N \quad (5.7)$$

Donde:

$y(t)$ es el vector de movimientos de masas concentradas

Φ_i son los vectores de los desplazamientos modales

$x_i(t)$ son las respuestas del sistema para cada modo i tomado en consideración

Figura 5.3 $n \leq N$ cargas armónicas

Si todas las cargas comparten la misma frecuencia $f_o \neq f_i$, la respuesta del sistema para solo un modelo con desplazamientos modales

$$x_i(t) = \frac{\Phi_i^T F_0 / 4\pi^2 m_i^*}{\sqrt{(f_i^2 - f_o^2)^2 + 4\xi_i^2 f_i^2 f_o^2}} \sin(2\pi f_o t - \varphi_i) \quad (5.8)$$

$\Phi_i^T = \{\varphi_{i1}, \varphi_{i2}, \dots, \varphi_{ij}, \dots, \varphi_{iN}\}$ es el vector de desplazamientos modales

F_0 es el vector de amplitudes de carga ($F_0 = \{F_1, F_2, \dots, F_j, \dots, F_N\}$)

$m_i^* = \sum_{j=1}^N m_j \varphi_{ij}^2$ es la masa modal

f_i es la frecuencia del modo i

f_o es la carga de frecuencia

ξ_i es la relación de amortiguamiento estructural para el modo i

φ_i es el cambio de fase para el modo i

Respuesta a una carga armónica distribuida: enfoque determinista

En el caso más general, la carga armónica distribuida se representa como $n=N$ cargas puntuales ($Q_j \sin(2\pi f_o t - \Psi_j)$), distribuidos regularmente en medias hondas del modo Φ_i , donde:

- Las amplitudes de las cargas son $Q_j, j = 1$ a n
- Cada carga puntual tiene una frecuencia $f_o, j = 1$ a n
- Cada carga puntual tiene un cambio de fase $\Psi_j, j = 1$ a n

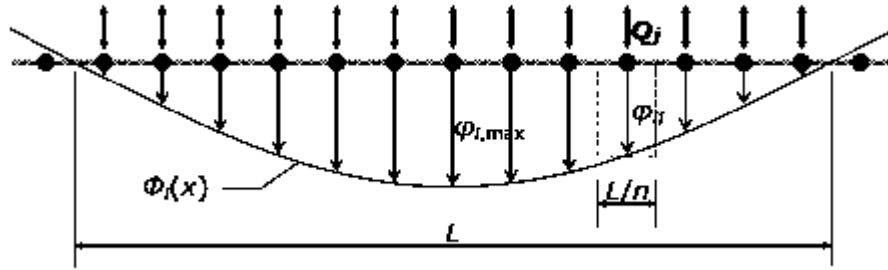


Figura 5.4 Respuesta a una carga armónica distribuida

Si la longitud de carga es L , la posición para cada carga puntual es calculada con el intervalo $\left[\frac{j-1}{n} * L, \frac{j}{n} L\right]$ (figura) Para tener en cuenta el rango de modo y el carácter distribuido de las cargas:

$$\Phi_i^T F_0 = \sum_{j=1}^N \frac{\alpha_{nij}}{L} Q_j \quad (5.9)$$

Donde

$$\alpha_{nij} = n \int_{(j-1)L/n}^{jL/n} \Phi_i(x) dx \quad (5.10)$$

La respuesta es encontrada como una superposición de respuestas para cargas particulares como:

$$y_{i,max}(t) = \sum_{j=1}^n \frac{\left(\frac{\alpha_{nij}}{L} Q_j \sin(2\pi f_{0j} t - \varphi_{ij}) / 4\pi^2 m_i^*\right) \varphi_{i,max}}{\sqrt{(f_i^2 - f_{0j}^2)^2 + 4\xi_i^2 f_i^2 f_{0j}^2}} \quad (5.11)$$

Donde el cambio de fase para el modo i y una carga puntual en el nodo j es:

$$\varphi_{ij} = \arctan \left(\frac{2\xi_i f_i f_{0j} \cos \Psi_j + (f_i^2 - f_{0j}^2) \sin \Psi_j}{(f_i^2 - f_{0j}^2) \cos \Psi_j - 2\xi_i f_i f_{0j} \sin \Psi_j} \right) \quad (5.12)$$

Si el supuesto de que todas las cargas comparten la misma amplitud, pero no necesariamente en fase ($Q_j = Q \sin \Psi_j$) es adoptada, la respuesta es:

$$y_{i,max}(t) = Q \sum_{j=1}^n \frac{(\alpha_{nij} \varphi_{i,max} / 4\pi^2 m_i^* L) \sin(2\pi f_{0j} t - \varphi_{ij})}{\sqrt{(f_i^2 - f_{0j}^2)^2 + 4\xi_i^2 f_i^2 f_{0j}^2}} \quad (5.13)$$

Aplicación de modelos de carga

La carga armónica $p(t)$ es aplicada a la estructura para cada forma modal, por ejemplo:

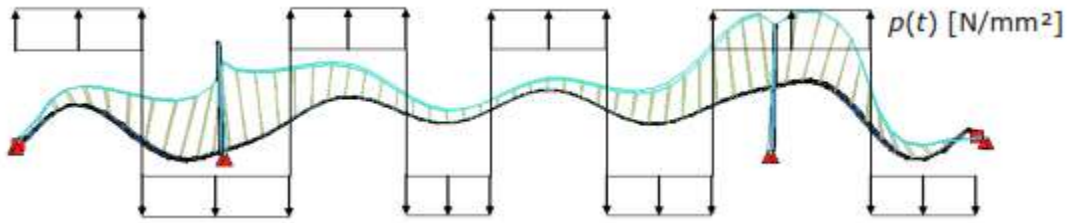


Figura 5.5 Aplicación de una carga armónica de acuerdo con la forma modal $\Phi(x)$, (HIVOSS, 2007)

Los modelos de carga armónica describen las cargas inducidas por la circulación de peatones cuando caminan por el puente peatonal.

5.1.5.2. Método de sistemas de un grado de libertad

Generalmente, el comportamiento dinámico de una estructura se puede evaluar mediante un análisis modal, donde una oscilación arbitraria de la estructura se describe mediante una combinación lineal de varias oscilaciones armónicas diferentes en las frecuencias naturales de la estructura. Por lo tanto, la estructura se puede transformar en varios osciladores

diferentes de masa-resorte equivalentes, cada uno con un solo grado de libertad. Cada sistema equivalente de grado único de libertad (SDOF) tiene una frecuencia natural y una masa que es igual a cada frecuencia natural de la estructura y la masa modal que la acompaña.

La idea básica es utilizar un único sistema SDOF equivalente para cada frecuencia natural del puente peatonal en el rango crítico de frecuencias naturales y calcular la aceleración máxima asociada para una carga dinámica.

La máxima aceleración en resonancia para el sistema SDOF se calcula mediante (HIVOSS, 2007):

$$a_{max} = \frac{p^*}{m^*} \frac{\pi}{\delta} = \frac{p^*}{m^*} \frac{1}{2\xi} \quad (5.14)$$

Donde:

p^* es la carga generalizada

m^* es la masa modal generalizada

ξ es la relación de amortiguamiento estructural

δ es el decremento logarítmico del amortiguamiento

La masa generalizada y la carga generalizada son calculadas de la siguiente manera:

$$m^* = \int_{L_D} \mu \cdot (\Phi(x))^2 dx \quad (5.15)$$

$$p^* \sin(\omega t) = \int_{L_D} p(x) \Phi(x) dx \cdot \sin(\omega t) \quad (5.16)$$

Las expresiones para la masa generalizada y la carga generalizada están sistematizadas en la tabla para una viga simplemente apoyada. La carga generalizada para una carga simple $P_{mov} \sin(\omega t)$, moviéndose a través de la viga se muestra en la tabla. Esta excitación está

limitada por el tiempo de sintonización, que se define como el tiempo para que la carga en movimiento cruce una onda de la forma modal.

Forma modal	Masa generalizada	Carga generalizada p^* Para una carga distribuida $p(x)$	Carga generalizada p^* para una carga en movimiento P_{mov}	Tiempo de afinación
	m^*	p^*	p^*	t_{max}
$m=1:$				
$\varphi(x) = \sin\left(\frac{x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2}\mu L$	$\frac{2}{\pi}p(x)L$	$\frac{2}{\pi}P_{mov}$	L/v
$m=2:$				
$\varphi(x) = \sin\left(\frac{2x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2}\mu L$	$\frac{1}{\pi}p(x)L$	$\frac{2}{\pi}P_{mov}$	$L/(2v)$
$m=3:$				
$\varphi(x) = \sin\left(\frac{3x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2}\mu L$	$\frac{2}{3\pi}p(x)L$	$\frac{2}{\pi}P_{mov}$	$L/(3v)$

P_{mov} (KN) es la carga en movimiento

$p(x)$ (KN/m) es la carga distribuida

μ (Kg/m) es la masa distribuida por longitud

V (m/s) velocidad de carga en movimiento

L (m) es la longitud

5.1.5.3. Método de espectro de respuesta para circulación peatonal

En la etapa de diseño no es necesario aplicar un análisis en el dominio del tiempo en todos los casos.

El objetivo de un método de diseño espectral es encontrar una forma sencilla de describir la carga estocástica y la respuesta del sistema que proporcione valores de diseño con un nivel de confianza específico.

Se asume que:

- La frecuencia media de paso $f_{s,m}$, del peatón coincide con la frecuencia natural considerada del puente f_i
- La masa del puente es uniformemente distribuida
- La forma modal es sinusoidal
- No existe ningún acoplamiento modal
- El comportamiento estructural es elástico-lineal

La respuesta del sistema, el máximo pico de aceleración es escogida como valor de diseño. En la revisión de diseño, esta aceleración es comparada con la aceleración tolerable de acuerdo con las clases de confort para ser aprobada.

Esta aceleración máxima es definida por el producto de un factor de pico y una desviación estándar de aceleración.

$$a_{max,d} = k_{a,d} \sigma_a \quad (5.17)$$

El factor de pico $k_{a,d}$ sirve para transformar la desviación estándar de la respuesta σ_a al valor característico $a_{max,d}$. En estados de servicio, el valor característico es el 95 percentil, $k_{a,95\%}$

Ambos factores se derivan de simulaciones de Monte Carlo basadas en simulaciones numéricas de pasos de tiempo de varias corrientes de peatones en varias geometrías de puentes (HIVOSS, 2007).

El resultado es una ecuación empírica para la determinación de la varianza de la respuesta de aceleración:

$$\sigma_a^2 = k_1 \xi^{k_2} \frac{c \sigma_F^2}{m_i^{*2}} \quad (5.18)$$

Donde:

$$k_1 = a_1 f_i^2 + a_2 f_i + a_3$$

$$k_2 = b_1 f_i^2 + b_2 f_i + b_3$$

$a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3$ son constantes

f_i es la frecuencia natural considerada que coincide con la frecuencia medida peatonal

ξ Es la relación de amortiguamiento estructural

c es la constante que describe el máximo del espectro de carga

$\sigma_F^2 = k_F n$ es la varianza de la carga (fuerzas inducidas por peatones)

k_F es una constante

$n = dLB$ número de peatones en el puente: d densidad de peatones, L longitud del puente y B el ancho del puente

m^* es la masa modal del modo

Las constantes $a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3, c, k_F$ y $k_{a,95\%}$ pueden ser encontradas en las tablas que se presentan a continuación para la aceleración vertical (Tabla 5.3) y para aceleraciones laterales (Tabla 5.4).

Entonces:

$$a_{mx} = \Psi k_{a,95\%} \sqrt{\frac{c \sigma_F^2}{m_i^{*2}}} k_1 \xi^{k_2}$$

Tabla 5.3 Constantes para aceleración vertical

d [P/m ²]	k _F	C	a ₁	a ₂	a ₃	b ₁	b ₂	b ₃	k _{a,95%}
≤ 0.5	1.20×10 ⁻²	2.95	-0.07	0.60	0.075	0.003	-0.040	-1.000	3.92
1.0	7.00×10 ⁻³	3.70	-0.07	0.56	0.084	0.004	-0.045	-1.000	3.80
1.5	3.34×10 ⁻³	5.10	-0.08	0.50	0.085	0.005	-0.060	-1.005	3.74

Tabla 5.4 Constantes para aceleraciones laterales

d [P/m ²]	k _F	C	a ₁	a ₂	a ₃	b ₁	b ₂	b ₃	k _{a,95%}
≤ 0.5	2.85×10 ⁻⁴	6.8	-0.08	0.50	0.085	0.005	-0.06	-1.005	3.77
1.0		7.9	-0.08	0.44	0.096	0.007	-0.071	-1.000	3.73
1.5		12.6	-0.07	0.31	0.120	0.009	-0.094	-1.020	3.63

Alternativamente, para una simplificada estimación de la masa modal requerida para un determinado tráfico peatonal que garantice un límite de confort a_{limit} , se deriva una expresión válida para $f_{s,m} = f_i$

$$m_i^* \geq \frac{\sqrt{n}(k_1 \xi^{k_2} + 1.65 k_3 \xi^{k_4})}{a_{limit}} \quad (5.19)$$

Donde:

m_i^* es la masa modal considerada para el modo i

n es el número de peatones en el puente

ξ es la relación de amortiguamiento estructural

k_1 a k_4 constantes para los modos de torsión y flexión vertical, y constantes para los modos de flexión lateral.

Tabla 5.5 Constantes para la masa modal vertical requerida

d [P/m ²]	k ₁	k ₂	k ₃	k ₄
≤ 0.5	0.7603	0.468	0.050	0.675
1.0	0.5700		0.040	
1.5	0.4000		0.035	

Tabla 5.6 Constantes para la masa modal lateral requerida

d [P/m ²]	k ₁	k ₂	k ₃	k ₄
≤ 0.5	0.1205	0.45	0.012	0.6405
1.0				
1.5				

5.1.6. Paso 6: Revisión de criterio para interacción puente-peatón lateral $a_{max} < a_{puente-peatón}$

En cuanto a caminar, el centro de gravedad no solo varía verticalmente sino también lateralmente de un pie al otro, siendo la frecuencia del movimiento del centro de gravedad humano la mitad de la frecuencia de la caminata.

Por el contrario, reaccionan con mucha más sensatez a las vibraciones laterales que a las verticales. Si un peatón camina sobre un puente que vibra lateralmente, intenta compensar este movimiento adicional de su centro de gravedad balanceándose con el desplazamiento del puente. Este comportamiento es intuitivo y se supone que incluso pequeñas vibraciones no perceptibles provocan un ajuste del movimiento del centro de gravedad. Este cambio de movimiento del centro de gravedad va acompañado de una adaptación de la frecuencia de la marcha y un ensanchamiento de la marcha. La persona tiende a caminar con el doble de frecuencia de vibración para mover su centro de gravedad al mismo tiempo que la vibración. El balanceo del cuerpo en el tiempo con la vibración lateral hace que las fuerzas de reacción laterales del suelo se apliquen en resonancia (Živanović, Pavić, & Reynolds, 2005). El ensanchamiento de la marcha provoca un aumento de las fuerzas de reacción laterales del suelo. Las fuerzas se aplican de tal manera que introducen energía positiva en el sistema estructural del puente (Figura 4-9). Por lo tanto, si una pasarela vibra levemente en dirección lateral y sucede que los peatones ajustan su patrón de caminar, entonces, debido a este efecto de sincronización, un puente de baja amortiguación puede excitarse a grandes vibraciones.

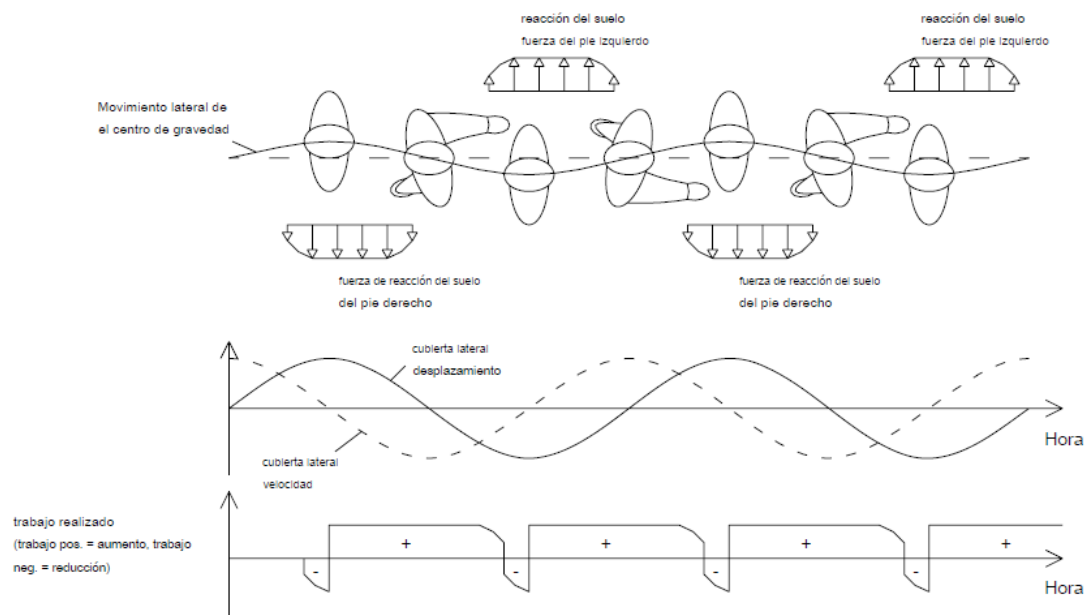


Figura 5.6 Descripción esquemática de la marcha sincronizada

Los experimentos en un banco de pruebas dentro del proyecto SYNPEX (Bachmann & Ammann, Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines, Structural Engineering Documents, Vol. 3e, 1987) indican que una persona que camina con una frecuencia de pasos $f_i \pm 0.2$ Hz tiende a sincronizarse con la vibración de la plataforma. Las personas que caminan más rápido casi no se ven afectadas por la vibración de la cubierta, ya que el tiempo de contacto de los pies es corto y la velocidad de marcha alta. Parecen ser menos inestables que los que caminan a una velocidad lenta y normal.

El número de peatones que activan el bloqueo lateral, es decir, el número de peatones n que podría conducir a una desaparición del amortiguamiento general produciendo una respuesta amplificada repentina, se puede definir como:

$$N_L = \frac{8\pi\xi m^* f}{k} \quad (5.20)$$

m^* es la masa modal

f es la frecuencia natural

ξ es la relación de amortiguamiento estructural

k es una constante (300 Ns/m aproximadamente sobre el rango de 0.5-1 Hz)

5.1.7. Paso 7: Revisión del nivel de confort $a_{\max} < a_{\text{limit}}$

De acuerdo con la metodología de verificación del diseño, la respuesta calculada para las situaciones de diseño especificadas y los modelos de carga correspondientes deben compararse con los límites de confort especificados que se dan en la Tabla 5.1 Densidades peatonales y aceleraciones límite de diseño de acuerdo con la clase de tráfico y nivel de confort para el puente peatonal del ITSLR para esta tesis.

El incumplimiento de dichos límites implica la necesidad de medidas que mejoren el comportamiento dinámico del puente peatonal. Estas medidas incluyen:

- Modificación de la masa
- Modificación de frecuencia
- Modificación del amortiguamiento estructural
- Adición de amortiguación

Para un puente ya construido, el enfoque más simple se basa en el aumento de la amortiguación estructural, que se puede lograr mediante la implementación de dispositivos de control adicionales, o mediante la actuación en acabados no estructurales, como los pasamanos y el revestimiento.

5.2. Control de respuesta a vibraciones

Siguiendo la metodología de verificación del diseño especificada en la Sección 5.1 Procedimiento de diseño, la respuesta calculada para los modelos de carga especificados debe compararse con los límites de confort. El incumplimiento de dichos límites o de los criterios de interacción puente-peatón implica la necesidad de desarrollar medidas que mejoren el comportamiento dinámico del puente peatonal. Estas medidas incluyen modificación de la masa, frecuencia o amortiguamiento estructural.

Para prever los problemas de vibración debido a la carga de peatones es evitar frecuencias naturales que están en rangos de coincidencia con frecuencias típicas inducidas por la carga dinámica humana, modificando parámetros como: masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura. Para el caso de problemas de vibración en puentes peatonales ya construidos, será necesario evaluar la medida correctiva más conveniente a implementar ya que el diseño existente es una limitante.

5.2.1. Modificación de masa

Para puentes peatonales muy ligeros, el uso de losas de plataforma de concreto pesado puede mejorar la respuesta dinámica a las cargas de los peatones, como consecuencia del aumento de la masa modal. Este enfoque es particularmente relevante para las estructuras catenarias.

5.2.2. Modificación de rigidez

Tradicionalmente, la rigidez estructural se modifica para elevar la frecuencia fuera del rango crítico tanto para la vibración vertical como lateral. La frecuencia es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre rigidez y masa, por lo que generalmente se requieren cambios estructurales significativos para aumentar suficientemente la frecuencia. En el diseño de puentes modernos, donde el objetivo es construir estructuras ligeras y elegantes, estos cambios generalmente no son prácticos una vez que se ha completado la construcción, pero se pueden considerar en la etapa de diseño.

Se ha visto que los puentes peatonales que tienen una rigidez vertical mayor a 8 kN/mm no deben tener riesgo con respecto a la vibración vertical. Sin embargo, aumentar la rigidez de un puente peatonal puede resultar ser una medida de intervención que no es económicamente viable. (Huergo Ríos , 2016) Por ejemplo, aumentarse la rigidez mediante la instalación de pasamanos, la adición de cables, cambio de sección de los elementos estructurales, entre otros.

En teoría, para duplicar la frecuencia natural de una estructura, su rigidez debe incrementarse en un factor de cuatro sin aumentar la masa al mismo tiempo (Hauksson, 2005). Si la masa aumenta, la rigidez debe incrementarse aún más. Además, aumentar la rigidez a menudo es difícil sin adiciones estructurales considerables que casi siempre afectan la estética del puente.

Las posibles estrategias de modificación de la frecuencia estructural comprenden, por ejemplo, la sustitución de una losa de tablero de hormigón armado formado por paneles discontinuos por una losa continua, o la inclusión del pasamanos como elemento estructural, participando de la rigidez global del tablero.

Otras medidas más complejas pueden ser de interés, como la incorporación de un sistema de cable estabilizador. Para vibraciones verticales, las alternativas son el aumento de profundidad de las vigas cajón de acero, el aumento del espesor del ala inferior de las vigas compuestas o el aumento de la profundidad de las vigas de celosía. Para las vibraciones laterales, la medida más eficaz es aumentar el ancho de la plataforma. En las estructuras de cables, la colocación de los cables lateralmente al tablero aumenta la rigidez lateral. En los

puentes atirantados, se puede lograr un mejor comportamiento tensional anclando los cables en el plano central del puente sobre un pilón en forma de A, en lugar de anclarlos en pilones independientes paralelos (Heinemeyer, y otros, 2009).

El refuerzo se aplica mejor a los puentes cuando la frecuencia natural más baja de la estructura está cerca del límite superior de frecuencias aceptables. Por otro lado, si la frecuencia natural más baja es un poco menor que la frecuencia aceptable, la rigidización de la estructura no es una opción favorable.

5.2.3. Modificación del amortiguamiento estructural

Otra medida contra problemas de vibración en puentes peatonales es aumentar el amortiguamiento de la estructura. Existen varios mecanismos de absorción de energía que contribuyen al amortiguamiento de una estructura. Para pequeñas amplitudes de vibración, se debe principalmente al amortiguamiento del material debido al comportamiento viscoelástico del mismo. Para amplitudes más altas, la amortiguación se incrementa por fricción en las conexiones y los soportes. Además, los elementos no estructurales (pavimentos y barandas) pueden contribuir a la amortiguación general.

Puede considerarse el amortiguamiento modificando la estructura, las conexiones, los soportes y los elementos no estructurales, pero a menudo surgen problemas prácticos considerables, haciendo menos viable esta opción. Para aumentar el amortiguamiento, es mucho más efectivo y menos costoso instalar un sistema de amortiguación.

El uso de dispositivos de amortiguación externos para absorber vibraciones estructurales excesivas puede ser una solución eficaz en términos de fiabilidad y coste. Estos dispositivos pueden basarse en técnicas de control activo, semiactivo o pasivo. Teniendo en cuenta aspectos como el costo, los requisitos de mantenimiento y la experiencia práctica, la opción habitual es para dispositivos pasivos, que incluyen amortiguadores viscosos, amortiguadores de masa sintonizados (TMD), amortiguadores de péndulo, amortiguadores de columna de líquido sintonizados (TLCD) o amortiguadores de líquido sintonizados (TLD). Los más populares son los amortiguadores viscosos y los TMD.

Los sistemas de amortiguación aumentan la cantidad de energía que la estructura disipa. Los amortiguadores de masa sintonizados (Tuned Mass Dampers, TMD) se pueden sintonizar a frecuencias específicas y amortiguar un modo. Una alternativa a los TMD son los amortiguadores de líquido sintonizados (Tuned Liquid Dampers, TLD), que son relativamente económicos y fáciles de instalar. Finalmente, se pueden agregar amortiguadores viscoso elásticos para cubrir un rango más amplio de frecuencias y movimientos.

5.2.3.1. Medidas simples

Los pasamanos o barandales se consideran generalmente elementos no estructurales cuya geometría y características se especifican de acuerdo con consideraciones arquitectónicas. No obstante, se ha observado que estos elementos pueden contribuir a endurecer y humedecer la pasarela, especialmente en el caso de estructuras muy esbeltas. El uso de vallas de malla de alambre, por ejemplo, ha demostrado contribuir a un aumento significativo de la amortiguación de los puentes peatonales, debido a la fricción generada entre los cables durante las vibraciones. Sin embargo, no es posible cuantificar el aumento del amortiguamiento ya que depende en gran medida de la amplitud de las vibraciones.

De manera similar, el uso de elastómeros en cojinetes y pavimentos puede contribuir a una mayor amortiguación de los puentes peatonales, pero debe recordarse que las propiedades de los elastómeros se degradan con el tiempo y se requerirá un mantenimiento regular.

La elección de uniones atornilladas en lugar de soldadas es otra medida que puede contribuir a una mayor amortiguación global, como consecuencia de la fricción desarrollada en la transferencia de carga entre elementos

5.2.3.2. Dispositivos de control

En la actualidad existe una gran diversidad de sistemas que permiten reducir las vibraciones en las estructuras causadas por diferentes tipos de excitación dinámica tales como sismos, viento, impactos, fuerzas ocasionadas por los usuarios de las estructuras, entre otros. En función del tipo de excitación dinámica y la dirección de las vibraciones se debe de determinar

cuál es el sistema más adecuado y económico que logre reducir las respuestas dinámicas de las estructuras de manera eficiente.

El campo de aplicación de los sistemas de aislación suele restringirse a la aplicación sísmica, mientras que los sistemas de control de vibraciones suelen utilizarse para controlar las vibraciones producidas por diversas fuentes de excitación dinámica. Los sistemas de control de vibraciones pueden subdividirse en pasivos y activos.

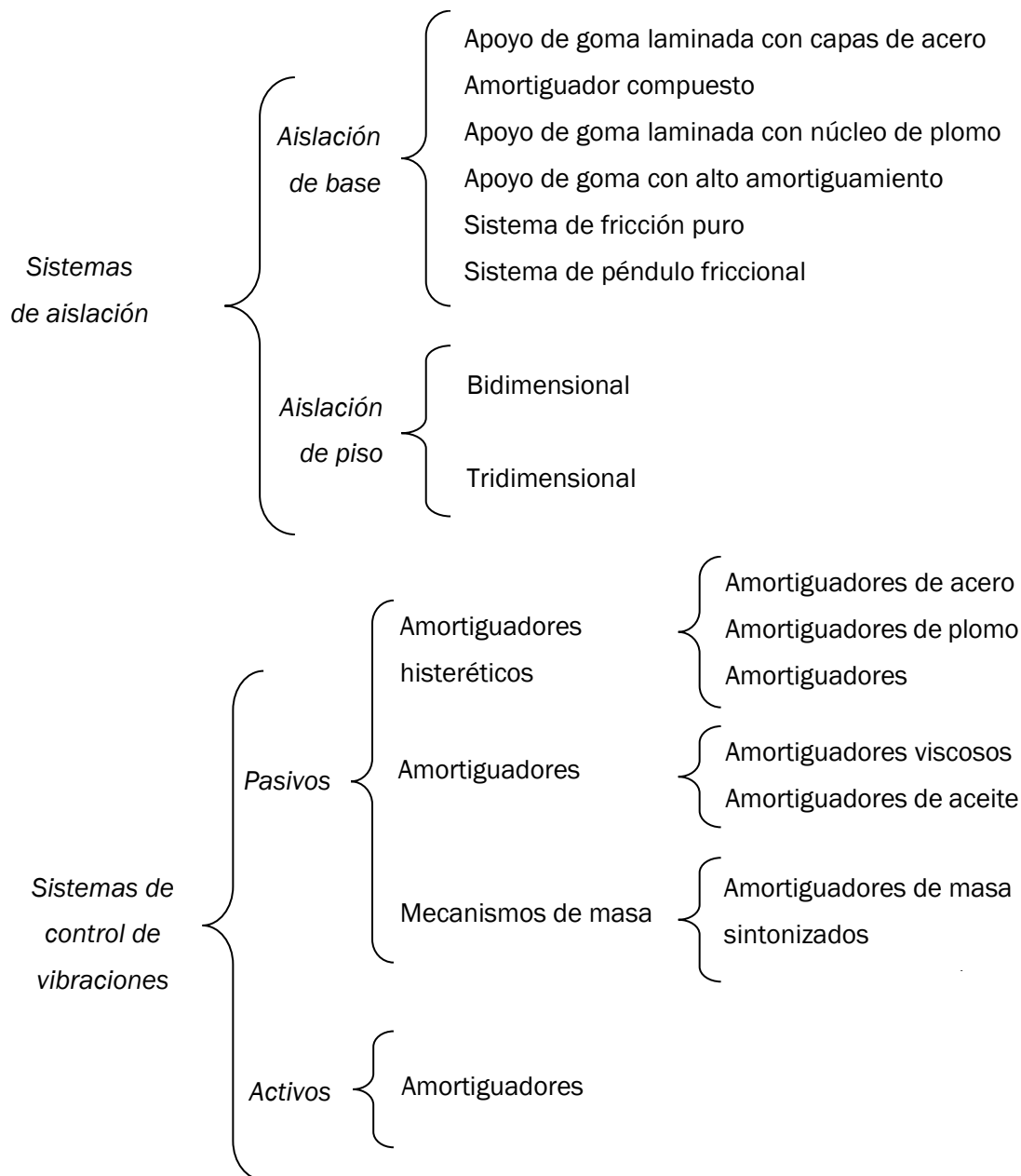


Figura 5.7 Sistemas de reducción de vibraciones (Montanaro, 2002)

5.2.4. Amortiguadores de masa sintonizados (TMD)

Se trata de un sistema oscilatorio secundario, habitualmente compuesto por masas conectadas a la estructura principal a través de elementos con cierta rigidez como muelles, y en algunos casos amortiguadores viscosos o visco elásticos. Deben ser sintonizados a la frecuencia del modo o modos de la estructura cuya contribución se desea reducir, situándolos en el punto de máxima amplitud modal. El objetivo de su instalación es que, al actuar la fuente de excitación, la vibración de la estructura principal sea transferida a los TMD, reduciéndose las oscilaciones indeseables de la excitación. Su rendimiento en resonancia es elevado, pero se reduce notoriamente en el resto de las situaciones. Como ventajas fundamentales de estos elementos cabe destacar que no necesitan estar conectados entre dos puntos con movimiento relativo, requieren de poco mantenimiento y las modificaciones que debe sufrir la estructura principal para albergarlos son mínimas (Martínez, 2009).

5.2.4.1. Amortiguadores de masa sintonizados

Un amortiguador de masa sintonizado (TMD) es un sistema de amortiguación pasiva que consiste en la adición de un sistema subsidiario de masa-resorte-amortiguador unidos a un único punto en el puente cuya frecuencia natural es casi la misma que la del puente. Al variar la relación de la masa del amortiguador a la masa del puente, se puede producir una cierta cantidad de amortiguamiento, el exceso de energía que se acumula en el puente se transfiere a la masa del amortiguador. Luego, la energía se disipa por algún tipo de dispositivo de amortiguación viscosa que está conectado entre el puente y la propia masa del amortiguador. De esta manera, la frecuencia natural del TMD se sintoniza a una frecuencia particular, lo que resulta en una frecuencia óptima del amortiguador. Por lo tanto, estos dispositivos de control solo son efectivos en una banda estrecha de frecuencias. Además, cuanto menor sea la relación entre la masa del amortiguador y la masa de la estructura, más estrecha será la banda de frecuencias efectivas (Hauksson, 2005).

El tamaño de la rigidez y masa del dispositivo de control depende de la respuesta dinámica aceptable de la estructura. Cuanto mayor sea la masa del amortiguador en relación con la masa de la estructura, menor será la respuesta dinámica. Sin embargo, por razones prácticas, la masa del amortiguador tiene un límite superior, teniendo una masa de 0.05 % a 1% de la

masa del puente peatonal (Huergo Ríos , 2016). Esto tiene la ventaja de que el costo es mínimo debido al tamaño tan pequeño que tiene el dispositivo y porque se adapta relativamente fácil en cualquier estructura existente al ser de fácil colocación.

Sin embargo, una desventaja del amortiguador de masa sintonizado es que cuando está trabajando con más eficiencia se pueden presentar altas amplitudes de movimiento en el dispositivo, de tal manera que debe existir espacio suficiente para que éste pueda ser alojado en la estructura.

6. PUENTE PEATONAL DE ESTUDIO: DESCRIPCIÓN Y MODELO ANALÍTICO

Se describen las características físicas y estructurales del puente peatonal de estudio, así como su localización geográfica y el problema de vibración vertical que presentan este tipo de estructuras.

6.1. Descripción del puente

El puente peatonal de estudio se ubica dentro de la unidad escolar del Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes (ITSLR), en el Estado de Michoacán, México; el cual se construyó en el año 2015 (Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes, 2018). Libra una barranca conectando a los transeúntes con dos puntos atractores de edificios escolares (acceso de la zona principal de aulas a la Unidad Multifuncional de Talleres y Laboratorios) por donde se movilizan a pie un alto número de estudiantes.



Figura 6.1 Microlocalización del puente peatonal dentro del Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes, Michoacán, (Google Maps)

Es importante mencionar que, debido a la falta de planos, la información física y estructural del puente se obtuvo a partir de un levantamiento realizado en el sitio con cinta, distanciómetro y pacómetro. Se trata de un puente atirantado de estructura metálica apoyado en cuatro columnas/torres de sección OC Ø 12 y una altura aproximada de 14 m (el dato de la altura obtenido del reporte del ITSLR 2018), con 10.11 m (dato obtenido del levantamiento) desde la base de columna hasta la punta de la torre. El tablero del puente es un sistema de piso de losa-acero, tiene una calzada de 2.75 m de ancho y una longitud de 45.30 m. Cuenta

con tres claros (dos ejes de torres), en el tramo interior mide 34.30 m, con tramos exteriores de 7.00 m y 4.00 m. La losa de concreto de 25 cm, con capa de compresión de concreto de 3.6 cm y está apoyada en una armadura de refuerzo en arco: la cuerda inferior formada por 2 perfiles OR de 2"x2" con espesor de 1.8 mm, la cuerda superior formada por 2 perfiles OR de 2.5"x2.5" con espesor de 1.8 mm, montantes OR de 2"x2" con espesor de 1.8 mm y diagonales OR de 2"x2" con espesor de 1.8 mm; tres largueros con perfiles OR 3"x2" con espesor de 2 mm. Los cables tensores son redondos sólidos lisos OS de 1" de diámetro.

En la Figura 6.2 se presenta una vista general del puente peatonal, de la misma manera en la Tabla 6.1 se encuentra información general y un reporte de la situación física del mismo.



a) Vista general



b) Vista inferior



c) Vista superior

Figura 6.2 Vista general, vista transversal y vista del tablero del puente peatonal del Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes (Fotografía: Amirais Flores)

El puente peatonal fue puesto en servicio en el 2015, a la fecha actual (2021) el puente tiene seis años de servicio.

Tabla 6.1 Información general y situación física de Puente Peatonal del ITSLR

Propietario:	Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes (ITSLR)
Dirección:	Km 3 Carretera Los Reyes-Jacona S/N, col. Libertad: Los Reyes de Salgado, Michoacán, C.P. 60300
Localización geográfica:	Latitud: 19°37'00.85" N
	Longitud: 102°28'38.21" O
	Elevación: 1356 msnm
Tipo de estructura:	Puente peatonal
Superestructura	Cables tensores, tablero de vigas y losa-acero de 7 cm de espesor
Infraestructura	Armadura de refuerzo en arco y columnas de acero
Cimentación	Cimientos de concreto reforzado
Uso:	Tráfico peatonal escolar.
Fecha de construcción:	2015
Partes del puente:	Tres claros y escaleras transversales en los extremos
Dimensiones:	
Puente	Ancho de calzada: 2.75 m Claro total de 45.30 m: Tramo interior: 34.3 m, tramos exteriores de 7.00 m y 4.00 m
Escaleras	Pisada 0.35 m Altura 0.18 m Largo 1.8 m y alto 0.93 m
Vialidad:	Libra una barranca conectando a los transeúntes con dos puntos atractores de edificios escolares, y es la única vía práctica y corta de acceso
Ambiente:	Proporciona el acceso de la zona principal de aulas a la Unidad Multifuncional de Talleres y Laboratorios (nuevas

	edificaciones, construcción iniciada en 2015 y puestas en operación en 2018) Libra una barranca Alumbrado en torres Muros de contención en tramos externos La superestructura se apoya sobre el suelo en tramo exterior izquierdo y se apoya en las escaleras de acceso en el tramo exterior derecho. Las columnas fueron protegidas con una armadura metálica
Grado de uso:	Elevado número de estudiantes. La institución ha tomado medidas de seguridad asignando el menor número de clases a tomar en los edificios nuevos de talleres y laboratorios
Evaluación física:	El estado de la pintura del barandal y estructura metálica presenta desgaste. Errores constructivos en soldaduras y conexiones. Deformación visible por penetración de la cuerda inferior en las columnas. Posiblemente los cables no están trabajando como tensores ya que se mueven con facilidad.

Tabla 6.2 Elementos estructurales del puente peatonal del ITSLR

Elemento	Sección	Dimensiones	Perfil Comercial
Tirantes	OS	25.4 mm	
Columnas/Torres	OC Ø 12	324 mm x 9.53 mm	
Vigas cuerda inferior del arco	2 OR	50.8 mm x 50.8 mm x 1.905 mm	H2020 Cal 14
Vigas cuerda superior	2 OR	63.5 mm x 63.5 mm x 1.905 mm	H2525 Cal 14
Montantes	OR	50.8 mm x 50.8 mm x 1.905 mm	H2020 Cal 14

Diagonales en armadura de refuerzo	OR	50.8 mm x 50.8 mm x 1.905 mm	H2020 Cal 14
Largueros	OR	76.2 mm x 50.8 mm x 1.905 mm	H3020 Cal 14

En la Figura 6.3 y Figura 6.4 se muestran los cortes con las dimensiones relevantes que fueron utilizados para la construcción de un modelo analítico del puente.

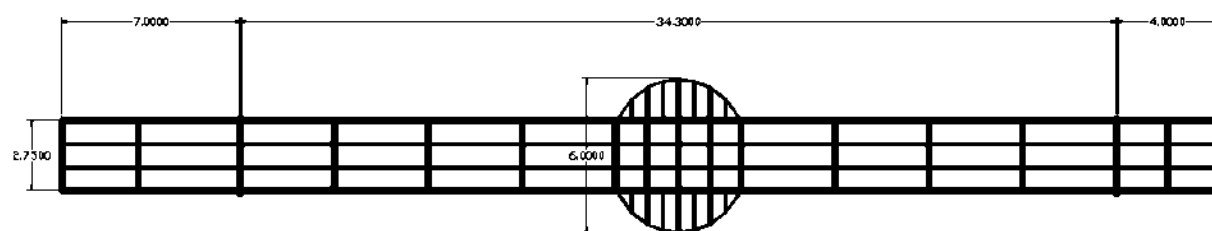


Figura 6.3 Detalle en planta del puente peatonal del ITSLR

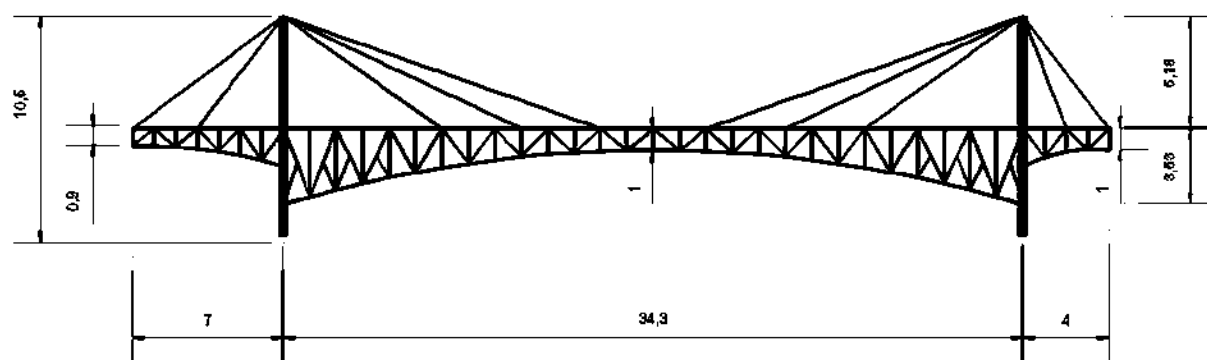


Figura 6.4 Corte longitudinal del puente peatonal del ITSLR

6.1.1. Situación física del puente peatonal

Se observan deformaciones en la estructura, así como errores constructivos. En la zona de torres del tramo exterior izquierdo, se ubica un muro de contención, las columnas fueron protegidas con una armadura metálica y se observa deformación por penetración de la cuerda inferior en las columnas, los daños son muy visibles.



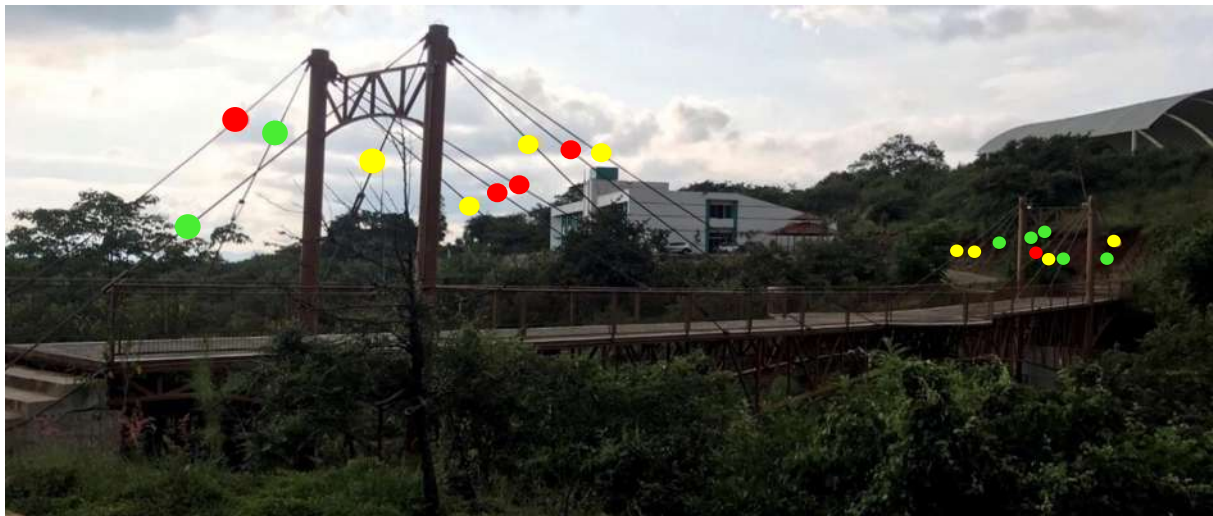
Figura 6.5 Detalle de columnas, punzonamiento de cuerdas en columnas, defectos en soldadura.



Figura 6.6 Detalle en escaleras



Figura 6.7 Detalle de anclaje en escaleras



Verde: tirantes trabajando
Amarillo: tirantes poco tensos
Rojo: tirantes no trabajando

Figura 6.8 Mapeo de tirantes del puente peatonal.

6.2. Pruebas de vibración ambiental y forzada

Se plantea la metodología para realizar las pruebas de registro de vibración ambiental y forzada, el diseño de instrumentación para la medición y el análisis e interpretación de señales. Se realizarán programas en lenguaje de MATLAB para la discretización de la información obtenida.

En esta sección se describen las pruebas de vibración ambiental y forzada realizadas al puente peatonal del Tecnológico Superior ubicado en el municipio de Los Reyes, Michoacán, y el consecuente análisis de la información recolectada. En el análisis presentado se exploran las potencialidades y limitaciones de la técnica empleada, con el objetivo de caracterizar el comportamiento dinámico de la estructura actual, en particular identificar las frecuencias naturales, las configuraciones de los modos principales de vibración y los coeficientes de amortiguamiento.

6.2.1. Pruebas de vibración ambiental

Se realizaron una serie de pruebas de vibración ambiental en las que se utilizaron dos Consolas K2 marca Kinemetrics para 12 canales, 4 cables blindados de 50 m de longitud y 4 sensores triaxiales (Figura 6.9). La estructura se instrumentó mediante el uso de cuatro acelerómetros ubicados convenientemente en la parte superior de la estructura y en la cimentación. El tablero se dividió en cuartos, 3 sensores fueron colocados sobre el tablero del puente y 1 sensor fue colocado sobre el dado de una columna. Las mediciones se realizaron para las condiciones de tráfico y sin tráfico peatonales.



Figura 6.9 Equipo utilizado durante las pruebas de vibración ambiental

Durante las pruebas de vibración ambiental los acelerómetros se ubicaron en el tablero del puente Figura 6.10, orientados y distribuidos como se muestra en la Figura 6.11. Se realizó un arreglo con el fin de determinar las formas modales asociadas.



Figura 6.10 Distribución de aparatos en el puente peatonal

Se utilizaron un total de cuatro acelerómetros, de los cuales uno se colocó sobre el dado de la columna y tres se colocaron sobre el puente en $x_1=L/4$, $x_2=L/2$, $x_3=3L/4$, donde L es la longitud del claro principal del puente. La ubicación y numeración de los acelerómetros utilizados se muestra en la siguiente figura.

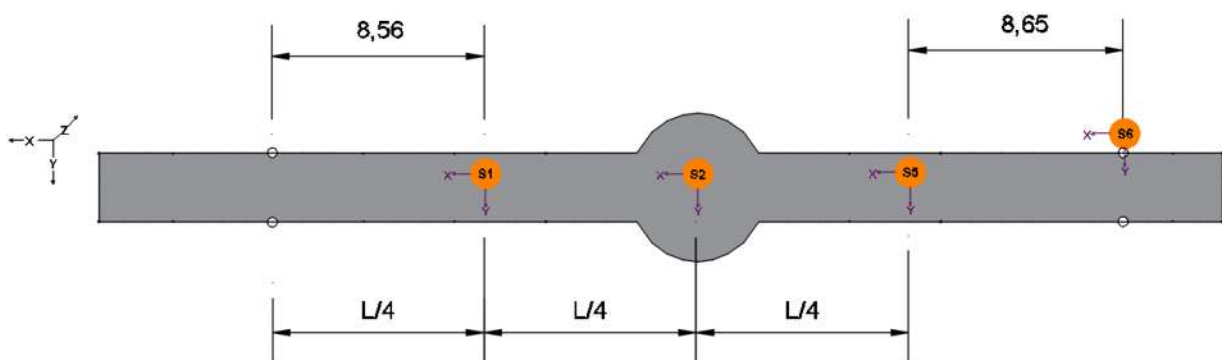


Figura 6.11 Arreglo de los acelerómetros. Colocación de los acelerómetros durante las pruebas de vibración ambiental

Sólo se realizó un arreglo de los acelerómetros durante la prueba de vibración. En cada medición, únicamente se registró el comportamiento ambiental del puente. Se realizaron tres lecturas, dos al inicio de 180 segundos y otra de 300 segundos; la cuarta lectura ambiental se realizó al final, después de haber realizado las pruebas de vibración forzada.

Tabla 6.3 Pruebas de vibración ambiental, nombre y duración

No. Medición	Vibración ambiental
1	TT001 (duración 3 min)
2	TT002 (duración 3 min)
3	TT003 (duración 5 min)
4	TT009 (lectura final, duración 3 min)

6.2.2. Pruebas de vibración forzada

En las pruebas de vibración forzada del puente peatonal estudiado sólo se realizó un arreglo de los equipos. En cada medición, los acelerómetros registraron una señal correspondiente al paso de un número de peatones. Se hizo cruzar a los peatones varias veces una vez que la vibración causada por la excitación peatonal anterior cesara debido al amortiguamiento estructural. Cada señal registrada por el acelerómetro es descompuesta en 3 señales ortogonales (vertical, lateral y longitudinal). El número total de mediciones registradas por los acelerómetros en los puentes peatonales estudiados se muestran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Prueba de vibración forzada, nombre de identificación, número de peatones cruzando y descripción del paso.

No. Medición	Nombre	No. peatones	Descripción
1	TT004	8	Caminando sin sincronía
2	TT005	2	Trotando con sincronía
3	TT006	4	Trotando con sincronía

4	TT007	4	Trotando y,
		8	Brincando en zona centro con sincronía
5	TT008	24	Caminando sin sincronía

Es particularmente difícil controlar la velocidad de cruce que ejercen los peatones de prueba. Por lo tanto, no se considera el efecto de la velocidad peatonal en la respuesta dinámica estructural, sin embargo, si resulta práctico evaluar su efecto mediante modelos matemáticos simplificados.

6.3. Modelo analítico del puente

Se empleó el programa de análisis de estructuras SAP2000® v14. El modelo se ubica dentro de un sistema global de coordenadas en donde el eje X coincide con el eje longitudinal del puente y, el eje Z el vertical.

Debido a que los planos estructurales de los puentes peatonales de estudio se tuvieron que realizar mediante un levantamiento topográfico, se desconoce qué tipo de acero estructural es del que están hechos dichas estructuras; por lo que se modelaron considerando que los perfiles estructurales están hechos con acero B-254 (ASTM A36); denominado como acero B-254 por la Norma Mexicana y como acero A36 por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales mejor conocida como American Society for Testing and Materials (ASTM). El acero B-254 (ASTM A36) posee las propiedades mecánicas: E_a , el módulo de elasticidad del acero; f_y , el esfuerzo de fluencia del acero; y f_u , el esfuerzo último del acero; contenidas en la Tabla 6.5 en unidades del sistema internacional y sistema técnico o gravitacional.

Tabla 6.5 Propiedades mecánicas del acero estructural B-254 (ASTM A36)

Acero estructural B-199 (ASTM A500)							
E_a		f_y		f_u		Peso específico	
(GPa)	(kgf/cm ²)	(MPa)	(kgf/cm ²)	(MPa)	(kgf/cm ²)	(kN/m ³)	(kgf/m ³)
210	2100000	250	2530	400 a 550	4080 a	77	7850
Acero estructural B-254 (ASTM A36)							
204	2040000	325	3253	400	4080		

Todos los elementos que integran las estructuras fueron modelados con elementos tipo marco o Frame de acero estructural B-254 (ASTM A36), con excepción de la placa de la superestructura la cual se modeló mediante elementos tipo cascaron o Shell de concreto, con resistencia a la compresión, f'_c , de 24516625 Pa (250 kgf/cm²). Se tuvo que modificar la densidad del concreto para considerar también el material colado en las láminas de acero del sistema de piso; modelado como material isotrópico.

En cuanto a las condiciones de contorno del sistema estructural, el claro principal del puente se apoya en cuatro columnas; debido a que la cubierta del puente es continua a lo largo, no hay restricciones de los movimientos de la cubierta; los cables son libres de girar, pero son fijados contra la traslación en cualquier dirección. Entonces, se consideraron apoyos empotrados en las columnas, apoyos móviles en extremos de la cubierta y apoyos fijos en los cables. No se consideraron los efectos de interacción suelo-estructura debido a que no se cuenta el estudio de mecánica de suelo del sitio.

Para considerar como masa inercial de la estructura no solo a la carga muerta sino la masa correspondiente a todas las cargas puntuales distribuidas se indicó a l programa la opción de 'mass source'.

Se ejecuta únicamente el análisis modal del puente peatonal para obtener periodos, modos de vibrar y masa modal efectiva en dirección vertical, ya que el número de modos a considerar en el análisis dinámico de los modelos matemáticos simplificados debe sumar una masa efectiva total de por lo menos 90 %.

En la Figura 6.12 se muestra el modelo numérico del puente realizado mediante un software comercial SAP2000 v14 con el fin de calcular las frecuencias de vibrar y determinar si se encuentra en el límite de vibraciones consideradas como críticas.

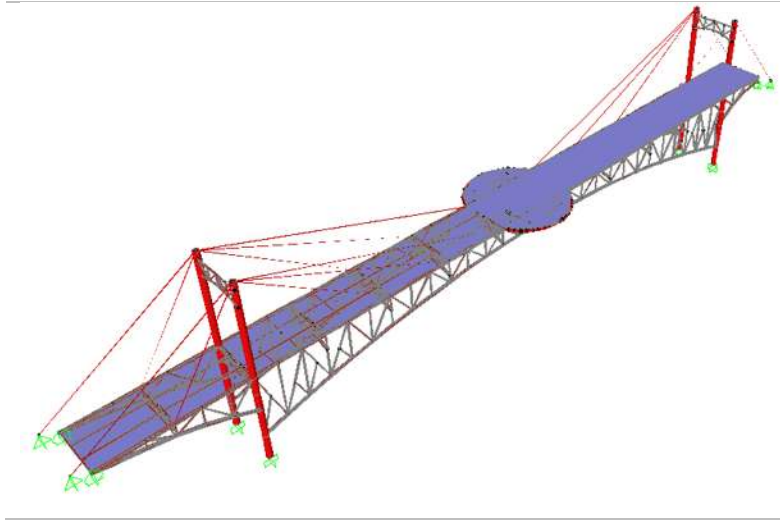


Figura 6.12 Modelo numérico del puente realizado mediante el software SAP2000 v14

6.3.1. Estimación empírica de la frecuencia del primer modo vertical de vibrar

La condición de resonancia debe evitar que se presente en la interacción peatón-puente. Bachmann, Pretlove y Rainer (1995) realizaron un estudio en el que obtuvieron las primeras frecuencias verticales de vibrar de 67 puentes peatonales de diferentes partes del mundo y construidos con diferentes materiales. Los resultados obtenidos en dicha investigación se muestran en la Figura 6.13.

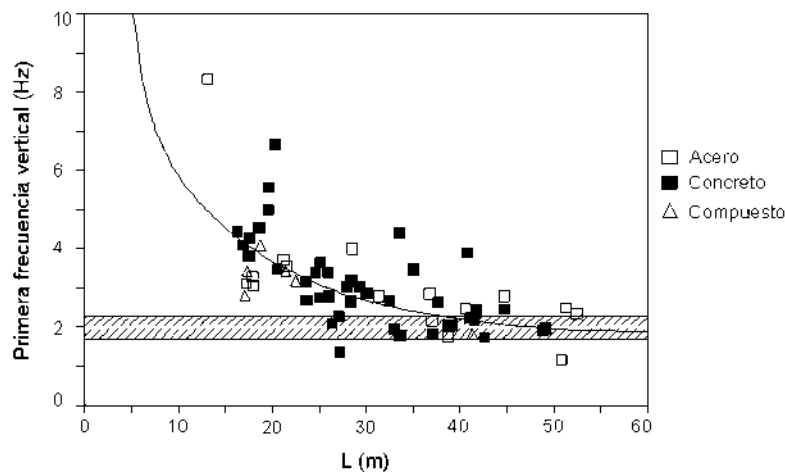


Figura 6.13 Frecuencia del primer modo vertical de vibrar de un puente peatonal en función del claro, (Bachmann, y otros, 1995)

En la Figura 6.13 se muestra una banda en la frecuencia de 2 Hz, la cual representa la frecuencia de caminata normal esperada por el 95 % de la población peatonal; de tal manera que todos los puentes peatonales cuya frecuencia se encuentra en dicha banda tendrán problemas seguros de resonancia. La curva mostrada en la Figura 6.13 es la tendencia de frecuencias verticales cuya función es:

$$f_1 = 33.6 L^{-0.73} \quad (6.1)$$

Donde:

f_1 = primera frecuencia vertical de vibrar en Hz

L = representa la longitud del claro del puente peatonal en metros.

Relaciones similares se pueden deducir en función de los distintos tipos de materiales a partir de las ecuaciones (Bachmann, y otros, 1995):

Concreto	$f_1 = 39 L^{-0.77}$	(6.2)
Acero	$f_1 = 35 L^{-0.73}$	(6.3)
Compuestos (Únicamente 6 puentes, Figura 6.13)	$f_1 = 42 L^{-0.84}$	(6.4)

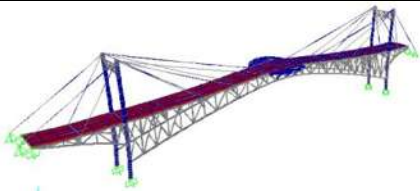
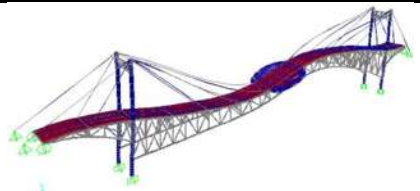
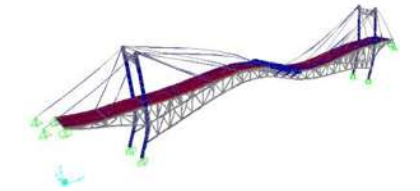
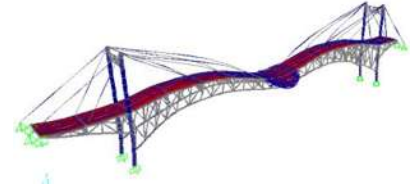
Se observa que los puentes peatonales de concreto tienen más probabilidades de presentar problemas vibratorios inducidos por peatones cuando $L \geq 25$ m, mientras que los puentes peatonales de acero son más propensos cuando $L \geq 35$ m (Bachmann, y otros, 1995).

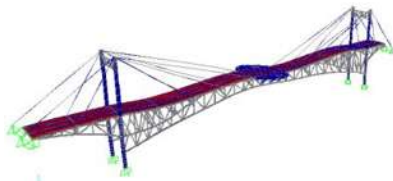
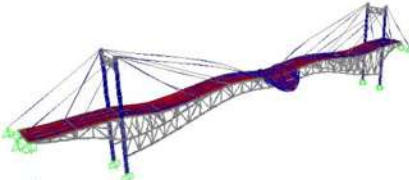
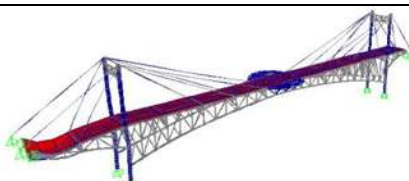
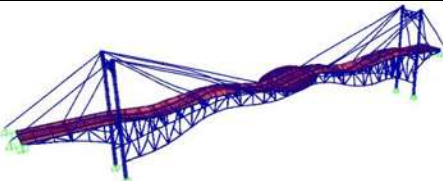
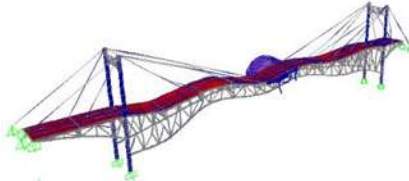
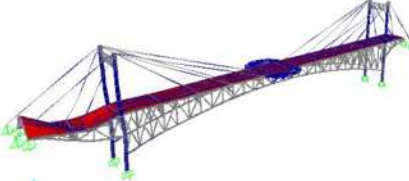
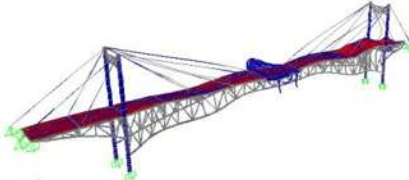
El puente de estudio está constituido por acero, por lo que se empleará la ecuación (6.3) para estimar empíricamente la primera frecuencia vertical de vibrar del puente. Este valor sólo permitirá obtener un resultado estimado de la frecuencia; ya que la estimación correcta de dicho valor depende de más factores como el tipo de estructuración, condiciones de apoyo, entre otros.

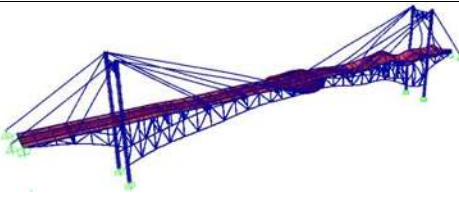
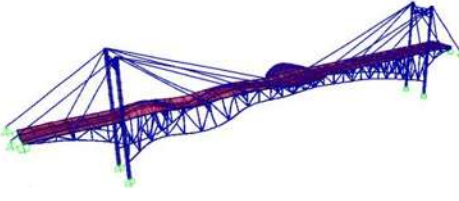
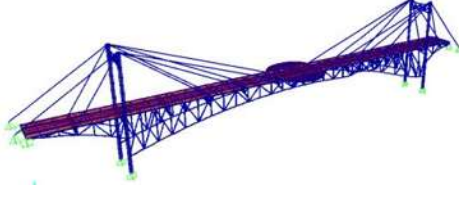
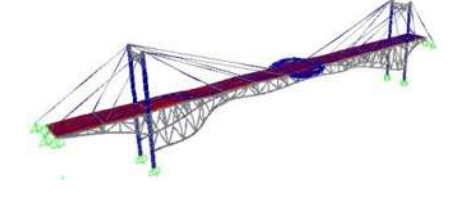
Tabla 6.6 Estimación empírica de las frecuencias verticales del primer modo de vibrar del puente de estudio

Puente peatonal	L (m)	f_1 (Hz)
Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes	45.3	2.1633

Tabla 6.7 Frecuencias y modos analíticos de vibrar verticales del puente peatonal del ITSLR

j -ésimo modo de vibrar	Forma modal	T_j (s)	f_j (Hz)	w_j (rad/s)	$m_{eff,j}$ (%)
2		0.5077	1.9698	12.3765	47.1123
6		0.2756	3.6290	22.8019	0.0012
7		0.2218	4.5084	28.3272	0.0246
8		0.1819	5.4981	34.5457	12.0145

14		0.1389	7.1999	45.2386	0.0817
17		0.1247	8.0191	50.3854	13.2131
18		0.1217	8.2147	51.6144	3.3661
21		0.1022	9.7816	61.4598	0.0031
22		0.0940	10.6418	66.8641	0.1681
23		0.0917	10.9062	68.5259	3.1940
24		0.0891	11.2242	70.5239	4.0621

26		0.0861	11.6192	73.0054	3.0992
27		0.0824	12.1303	76.2169	0.7171
28		0.0814	12.2788	77.1502	0.0410
29		0.0813	12.3031	77.3030	0.1220

En la Tabla 6.7 se observa que con quince modos verticales de vibrar se logra que la masa participe en un 87.22 %, dónde el 47.1123 % participa sólo con el primer modo de vibrar vertical, por lo que será necesario considerar los quince modos en el análisis dinámico. No habrá vibración lateral resonante, ya que su frecuencia más baja es de 2.0102 Hz. Por otra parte, es de interés el primer modo de vibrar longitudinal, ya que éste puede vibrar en resonancia por poseer una frecuencia de vibrar de 1.3566 Hz.

Tabla 6.8 Frecuencias críticas en dirección vertical, lateral y longitudinal

Dirección	f (Hz)	Los peatones ejercen frecuencias de vibrar entre:
Vertical	1.9698	1.6 y 3.5 Hz en la dirección vertical y longitudinal,
Lateral	-	0.8 y 1.75 Hz en la dirección lateral
Longitudinal	1.3576	

6.4. Evaluación del puente peatonal ante cargas de diseño

Combinación de carga

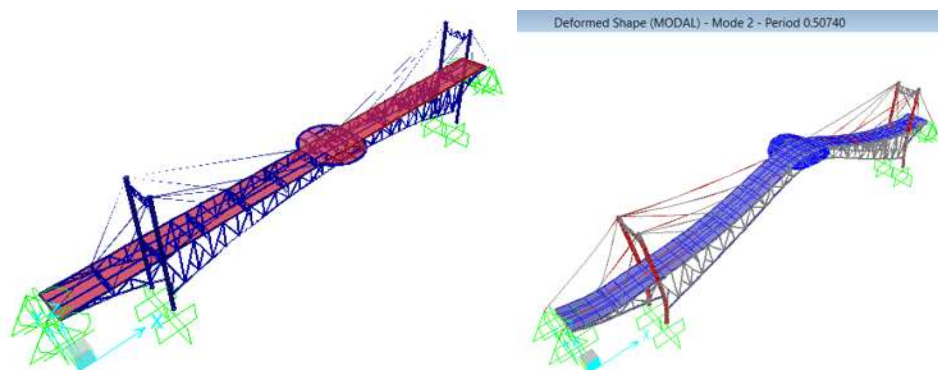
1.3 CM+1.5 CV_{máx}

Aquí se evalúa en desplazamiento, pero en términos de fuerza ya que se agregaron las fuerzas externas.

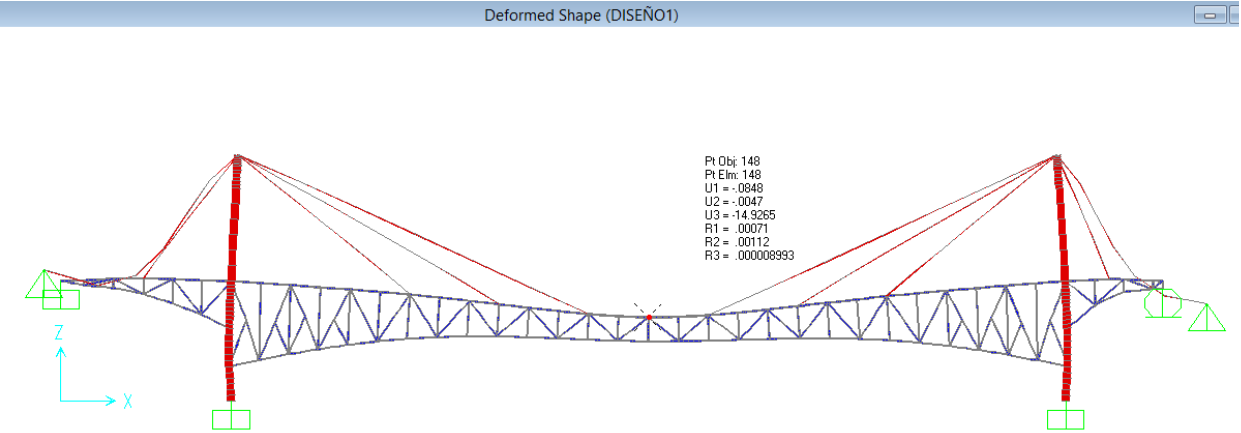
Para el caso de estudio de esta tesis, solo se considera la carga viva máxima de diseño, despreciando el diseño por viento y sismo. De la Tabla 6.1.1 de cargas vivas unitarias de las (NTC, 2017) Sobre Criterios y Acciones para el Diseño de las Edificaciones, se empleará el valor de carga viva máxima para la revisión del puente peatonal de 350 kg/m² que corresponde a elementos que comunican peatones.

Tabla 6.9 Cargas vivas unitarias sobre criterios y acciones para el diseño de piso o cubierta para comunicación de peatones

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m
Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)



a) Modelo numérico del puente peatonal y modo de vibrar vertical



b) Deformación máxima (unidades: Kg, cm)

Figura 6.14 Modo vertical de vibrar y deformación máxima del puente peatonal considerando combinación de carga (1.3 CM+1.5 CVmáx)

Los resultados de la revisión se muestran a continuación. Los elementos en color rojo indican que esas barras no resisten y si no resisten esas barras, entonces no resiste el puente. Entonces, comparo la relación demanda reglamentaria contra la capacidad reglamentaria con sus factores de resistencia, en fuerzas axiales de las barras. Para los estados límite de daño si no pasa a compresión y por flexión, no pasa el estado límite de daño.

Tabla 6.10 Revisión del puente ante combinación vertical. Se muestran los elementos más desfavorables

REVISIÓN DE PUENTE PEATONAL DE ESTUDIO							
Elemento	Elemento Mecánico		Demanda (Kg)		Resistencia (Kg)	D/C	
Cuerda Superior	Compresión	Axial (kg)	2830	2830	25477.11	0.111	Se acepta
		Momento (kg-cm)	5088.53				
		Cortante (kg)	-165.74				
Cuerda Inferior	Compresión	Axial (kg)	45790	45790	18085.05	2.532	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-16767.82				
		Cortante (kg)	181.39				
	Tensión	Axial (kg)	31220	31220	21603.33	1.445	No se acepta
		Momento (kg-cm)	5814.87				
		Cortante (kg)	-72.33				

Diagonales	Compresión	Axial (kg)	9551	9551	2274.07	4.200	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-1541.3				
		Cortante (kg)	-18.49				
	Tensión	Axial (kg)	11960	11960	10801.67	1.107	No se acepta
		Momento (kg-cm)	1929.42				
		Cortante (kg)	21.19				
Montantes	Compresión	Axial (kg)	4070	4070	10271.65	0.396	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-2124.17				
		Cortante (kg)	-36.799				

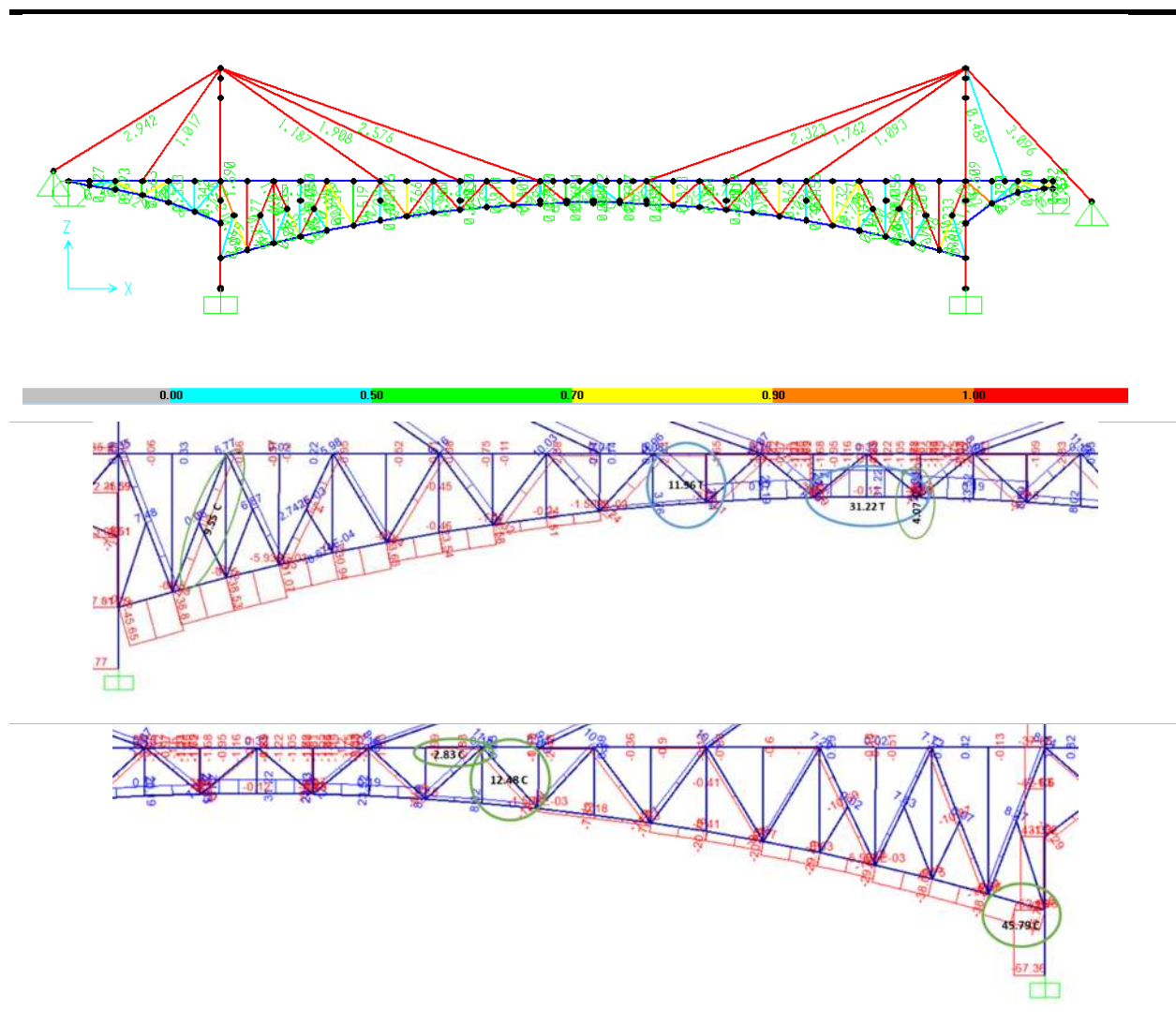


Figura 6.15 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal ante condiciones de cargas verticales.

El puente en la revisión de estados límite de daño, con las cargas reglamentarias no cumple en tensión en las diagonales principales, no cumple en compresión en las cuerdas inferiores, no cumple a flexión en algunos elementos, no cumple a cortante en algunos elementos, por lo tanto, no cumple con el estado límite de daño. Por lo tanto, debe de reforzarse para que cumpla el estado límite de daño, las posibilidades de refuerzo son:

El puente bajo condiciones actuales no cumple con el estado límite de daño propuesto por las normas técnicas complementarias, por lo tanto, la estructura es insegura. No solo tiene problemas de funcionamiento. Por tanto, se debe solucionar este problema

No pasa las revisiones.

7. REHABILITACIÓN DEL PUENTE PEATONAL

El puente de estudio ante condiciones actuales no cumple condiciones de servicio ni condiciones de seguridad, como se analizó anteriormente. Es necesario modificar los parámetros dinámicos para que se cumplan ambas condiciones. A continuación, se analizan las posibles soluciones para la rehabilitación del mismo, primeramente, solucionando el estado límite de seguridad y posteriormente atendiendo el problema de condiciones de servicio mediante dispositivos de control pasivo.

El refuerzo con tirantes permite que la estructura cumpla ante condiciones de carga, sin embargo, las condiciones de servicio aún deben ser atendidas, por lo que se opta por correcciones mediante un amortiguador de masas sintonizadas.

7.1. Reforzamiento ante cargas de diseño

Carga viva vertical máxima de 350 kg/m^2

Condiciones actuales en estados límite de daño se trabajó con la combinación de carga reglamentaria de $1.5C_{V\text{máx}} + 1.3C_M$ de las NTC-2017 (referencia de apartado), se compara las resistencias obtenidas con las necesarias. (Fuerzas=rigidez por desplazamiento).

Como medidas correctivas, la propiedad dinámica que se tiene que mejorar es la matriz de rigideces. Debido a que es un análisis de cargas estáticas donde no se revisa ni la velocidad ni la aceleración, por eso no tiene caso modificar la masa ni el amortiguamiento, aunque para el análisis dinámico estas medidas puedan resultar correctivas. La matriz de rigideces es la única que va a distribuir las fuerzas diferentes, es este parámetro con el que se trabajará.

Al presentar problemas de seguridad, se proponen las siguientes alternativas para su solución. Las tres opciones que a continuación se explican, son aquellas que resultan ser alternativas viables. Sin embargo, es el refuerzo con tirantes el que permite que la estructura cumpla de una mejor manera. En el capítulo de anexos se muestran los resultados de las propuestas que se revisaron y no resultaron ser alternativas de solución prácticas.

La revisión se realizó para el elemento crítico a tensión y el elemento crítico a compresión de cada elemento en cuerda inferior, en cuerda superior, diagonal y montantes.

Las posibles soluciones para cumplir con el estado límite que se proponen son las siguientes.

Opciones: barandal sin zona centro, los tirantes, adicionar el arco abajo y su combinación

7.2. Opciones de Rehabilitación

- Puente peatonal con armadura inferior
- Puente peatonal con armadura inferior, sin cables
- Puente peatonal con armadura inferior en arco, sin cables
- Puente peatonal con armadura en barandal, con cables
- Puente peatonal con armadura en barandal, sin cables
- Puente peatonal con diseño de tirantes
- Puente peatonal con armadura inferior en arco y con cables trabajando
- Puente peatonal con armadura en barandal sin sección circular en centro, con cables trabajando

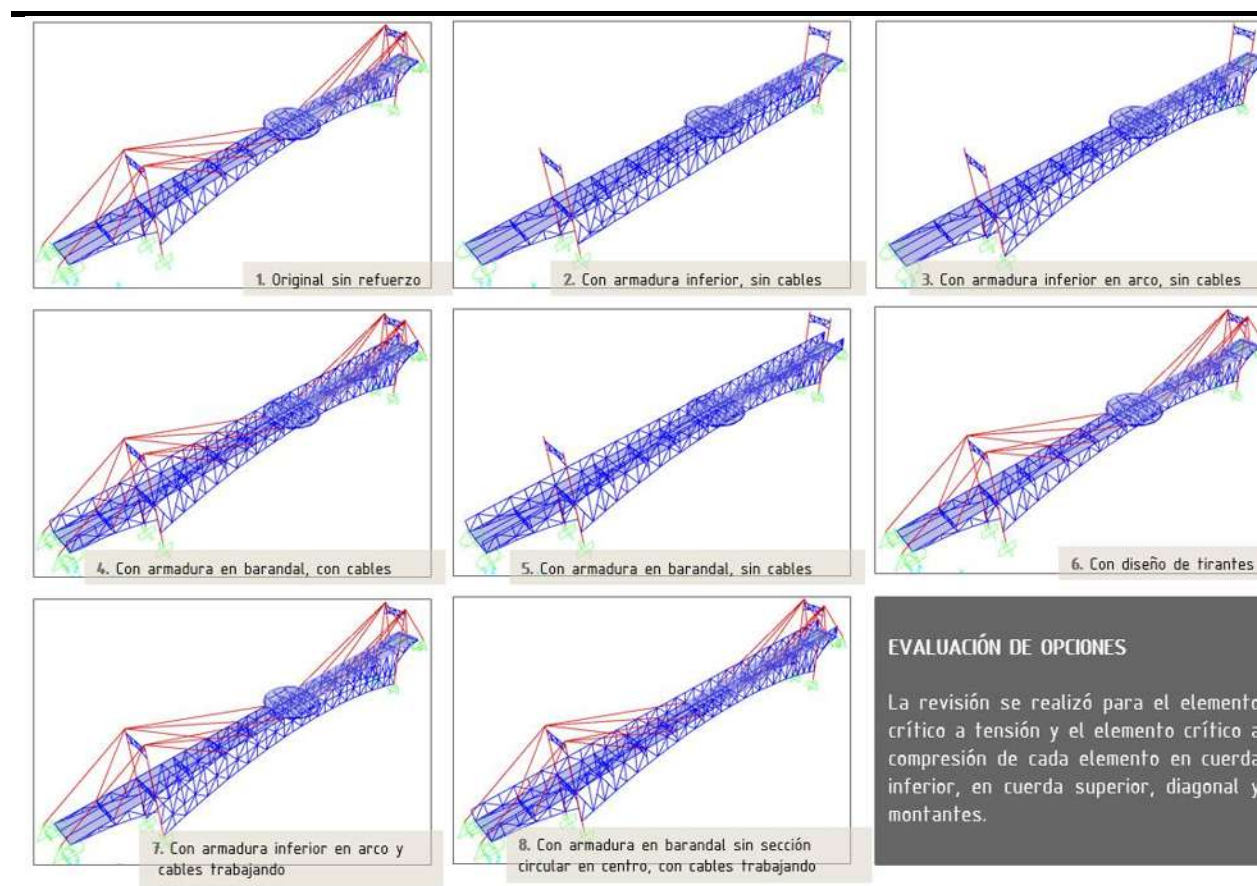


Figura 7.1 Opciones de rehabilitación evaluadas

7.3. Evaluación de opciones

Tabla 7.1 Resultados de evaluación de opciones para rehabilitación del puente peatonal de estudio

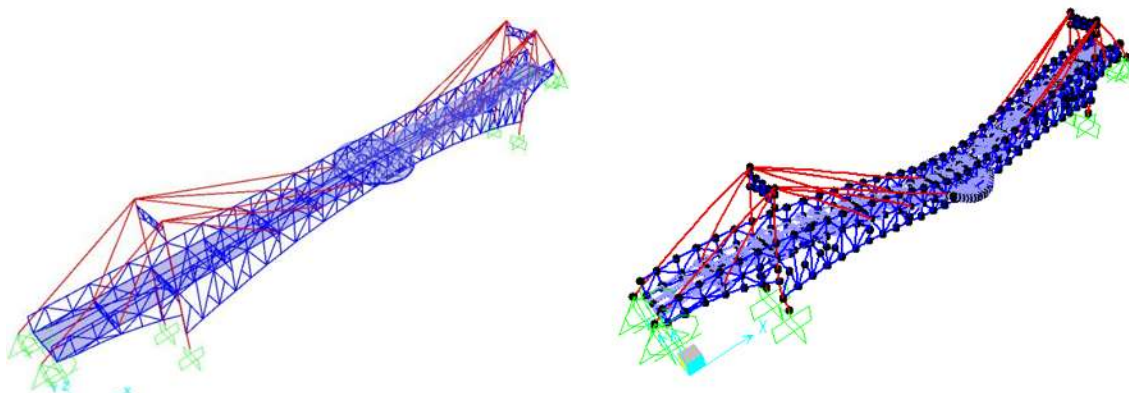
	Puente Peatonal	Modo de vibrar	T	frecuencia vertical	Desp centro (cm)	Elemento crítico	D/C
1	Original sin refuerzo	2	0.50833	1.9672	14.95	Diagonal, compresión	4.20
2	Con armadura inferior, sin cables	4	0.46848	2.1346	12.09	Diagonal, compresión	10.68
3	Con armadura inferior en arco, sin cables	4	0.36942	2.7069	7.70	Diagonal, compresión	5.26
4	Con armadura en barandal, con cables	3	0.44256	2.2596	11.21	Diagonal, compresión	4.42
5	Con armadura en barandal, sin cables	2	0.53434	1.8715	4.37	Diagonal, compresión	3.73
6	Con diseño de tirantes	3	0.28675	3.4874	4.87	Diagonal, compresión	3.05
7	Con armadura inferior en arco y cables trabajando	8	0.24055	4.1571	3.23	Diagonal, compresión	2.25
8	Con armadura en barandal sin sección circular en centro, con cables trabajando	3	0.39072	2.5594	9.49	Diagonal, compresión	1.057

De acuerdo con los resultados obtenidos, la opción número 8 podría ser la mejor alternativa, sin embargo, se considera que se ocupa mayor trabajo (traducido en recurso económico) para llegar a la solución, por eso se selecciona la opción 6. Se considera que es una buena opción, aunque siguiendo el criterio de demanda-capacidad, no lo sería, pero por practicidad de selecciona ésta, ya que no implica montar armaduras, ni ponerle ningún barandal, ni quitarle ninguna pieza, simplemente activar los tirantes y reforzar localmente algunos elementos (aquellos que no cumplen en ningún análisis de las propuestas).

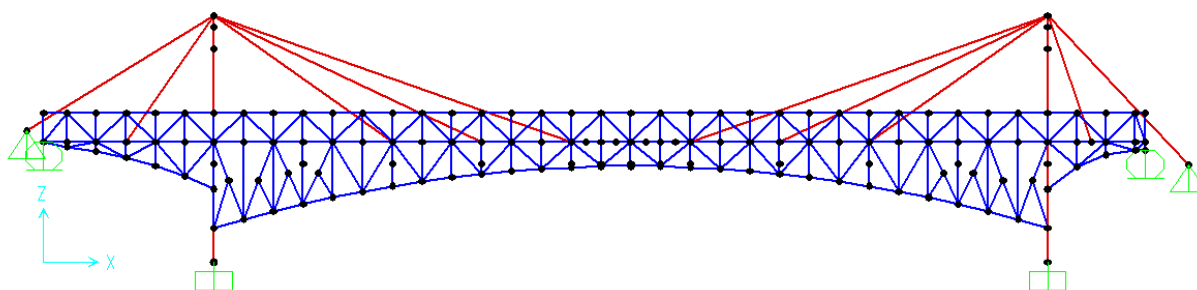
Cualquiera de las opciones es viable con sus respectivas observaciones.

7.3.1. Puente peatonal con armadura en barandal, con cables

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - Period 0.44256

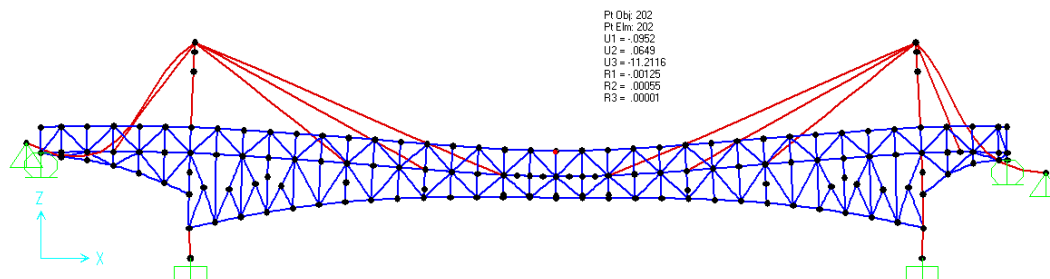


a) Modelo numérico del puente peatonal con armadura en barandal y tirantes, modo de vibrar vertical



b) Sección lateral del puente peatonal con armadura en barandal y tirantes

Deformed Shape (DISEÑO1)



c) Deformación máxima del puente peatonal

Figura 7.2 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura en barandal y tirantes, ante condiciones de cargas verticales.

Revisión del puente ante combinación vertical. Se muestran los elementos más desfavorables

REVISIÓN DE PUENTE PEATONAL CON BARANDAL DE ARMADURA, CON CABLES							
Elemento	Elemento Mecánico		Demanda (Kg)	Resistencia (Kg)	D/C		
Cuerda Superior	Compresión	Axial (kg)	28910	28910	25477.11	1.135	No se acepta
		Momento (kg-cm)	6232.32				
		Cortante (kg)	72.43				
	Tensión	Axial (kg)	17800	17800	27251.64	0.653	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-7377.97				
		Cortante (kg)	-83.47				
Cuerda Inferior	Compresión	Axial (kg)	39750	39750	18085.05	2.198	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-14339.89				
		Cortante (kg)	-158.09				
	Tensión	Axial (kg)	19670	19670	21603.33	0.911	Se acepta
		Momento (kg-cm)	3001.74				
		Cortante (kg)	38.45				
Diagonales	Compresión	Axial (kg)	10030	10030	2270.24	4.418	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-3024.92				
		Cortante (kg)	-29.65				
	Tensión	Axial (kg)	9010	9010	10801.67	0.834	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-2889.72				
		Cortante (kg)	33.13				
Montantes	Compresión	Axial (kg)	3410	3410	9350.16	0.365	Se acepta
		Momento (kg-cm)	1322.98				
		Cortante (kg)	21.88				
	Tensión	Axial (kg)	2240	2240	10801.67	0.207	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-1455.45				
		Cortante (kg)	23.68				

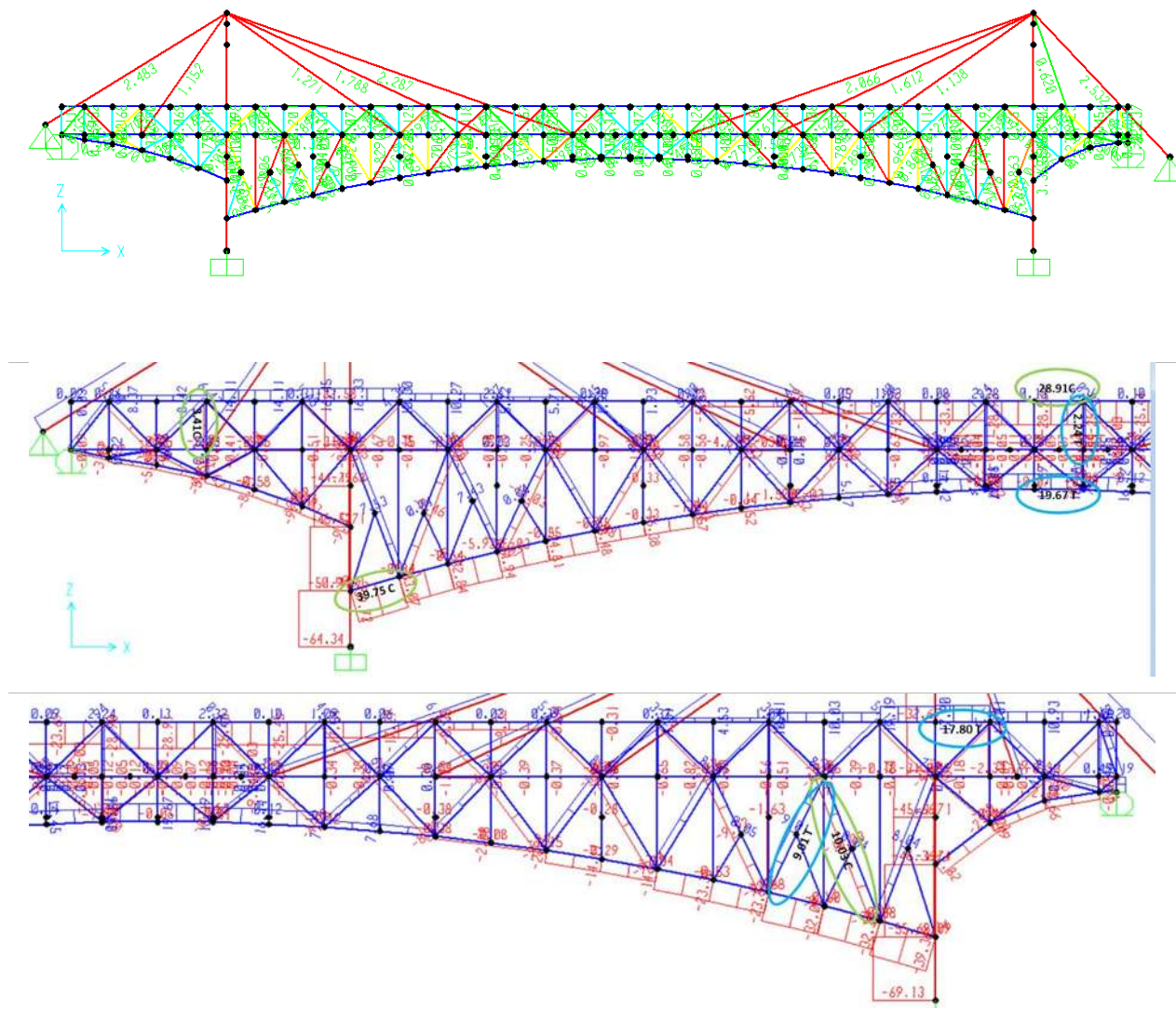


Figura 7.3 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura en barandal y tirantes, ante condiciones de cargas verticales.

Conclusiones.

Se analizó el puente peatonal aprovechando la altura del barandal de 1.2 m haciéndolo parte de la armadura de soporte. Como resultados se aprecia que la altura de este barandal tendría que ser más alto, esto evidentemente modificaría la estética del puente de manera considerable y habría complicaciones para la aplicación de soldadura.

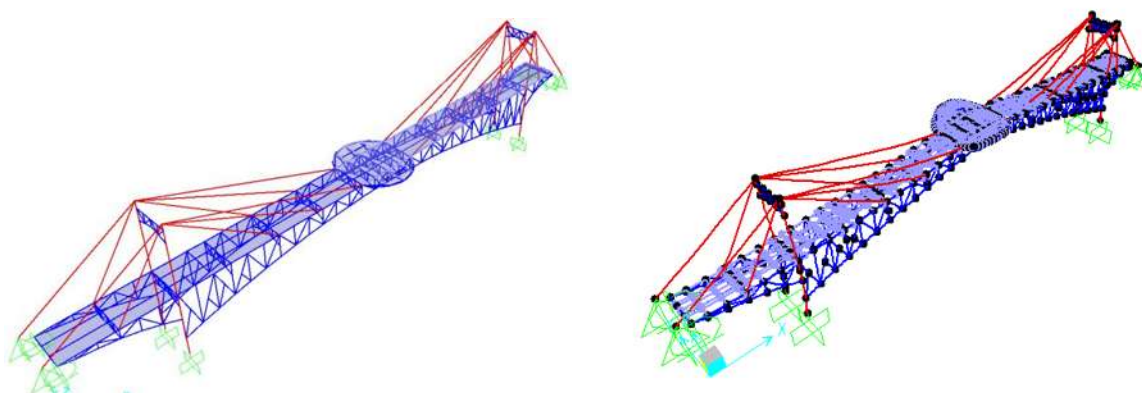
7.3.2. Puente peatonal con diseño de tirantes

Los elementos restantes que no cumplen, es debido a su relación kl/r es mayor a 200 a la norma, se haga cualquier modificación, estos elementos necesariamente deben ser reforzados localmente, agregarles una placa o encamisarlos para incrementar la relación.

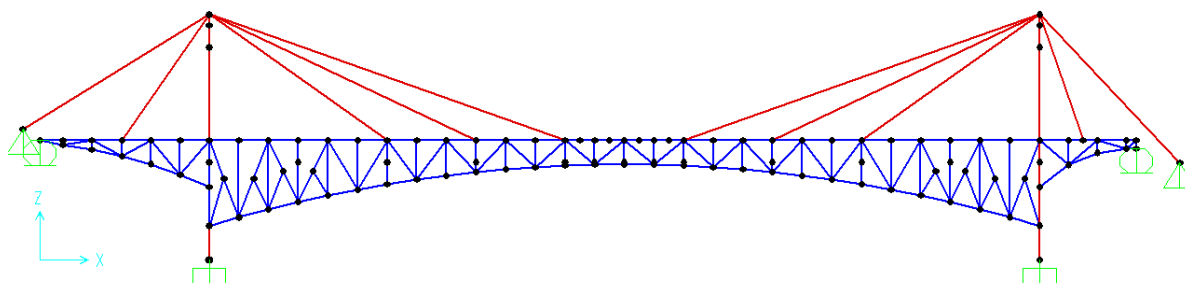
Son suficientes los cables, pero es necesario diseñarlos para que resistan la tensión máxima.

Para este sistema se ha incrementado diez veces la rigidez en el modelo para representar la proporción de la fuerza que cada uno tensa, por más que esta rigidez se aumente, los cables no van a tensar más y los valores resultantes no van a cambiar.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - Period 0.28675



a) Modelo numérico del puente peatonal con diseño de tirantes, modo de vibrar vertical



b) Sección lateral del puente peatonal con diseño de tirantes

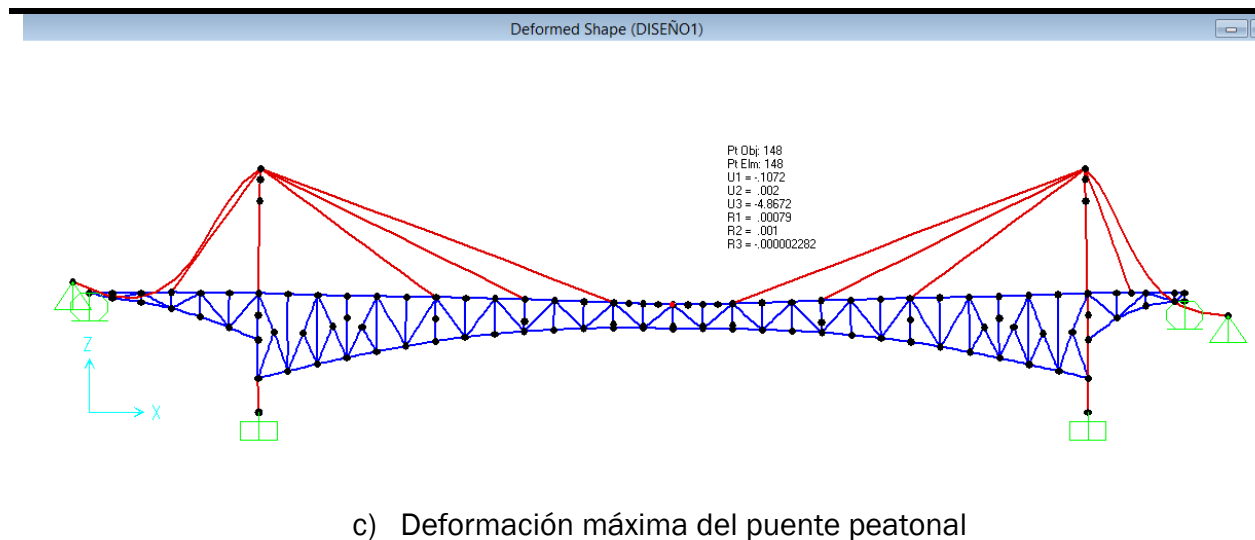
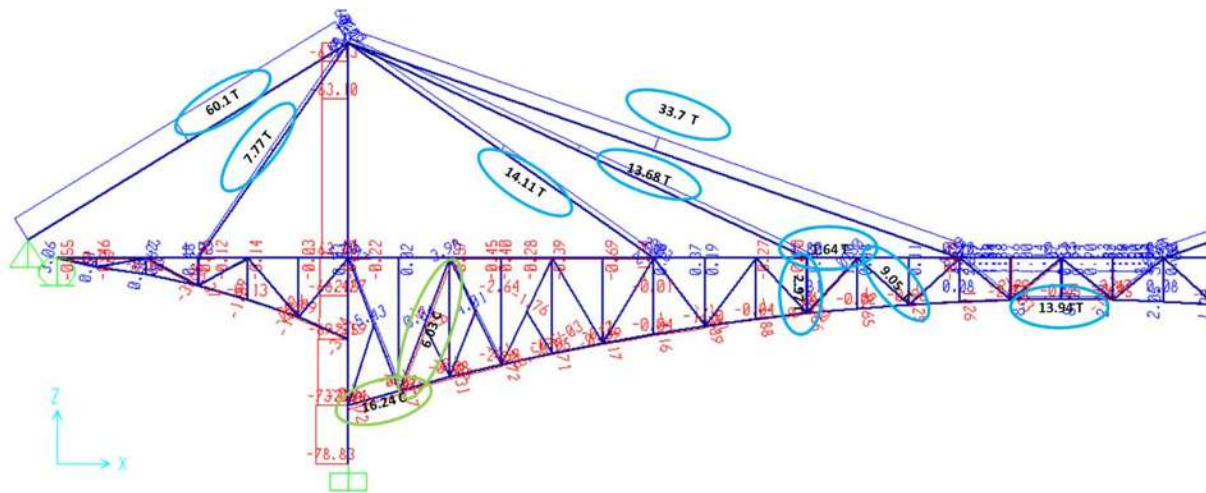
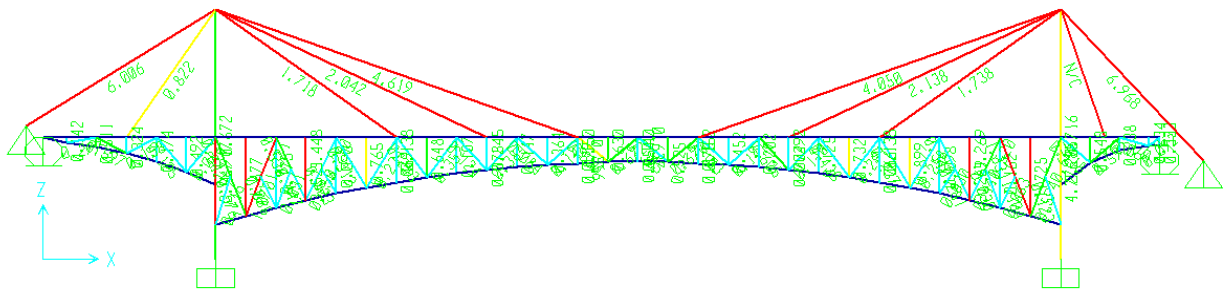


Figura 7.4 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con diseño de tirantes, ante condiciones de cargas verticales.

Tabla 7.2 Revisión del puente peatonal con diseño de tirantes ante combinación vertical. Se muestran los elementos más desfavorables

REVISIÓN DE PUENTE PEATONAL CON TIRANTES							
Elemento	Elemento Mecánico		Demanda (Kg)	Resistencia (Kg)	D/C		
Cuerda Superior	Compresión	Axial (kg)	900	900	25477.11	0.035	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-4888.59				
		Cortante (kg)	-134.24				
	Tensión	Axial (kg)	1640	1640	27251.64	0.060	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-7638.42				
		Cortante (kg)	-181.57				
Cuerda Inferior	Compresión	Axial (kg)	16240	16240	18085.05	0.898	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-8961.62				
		Cortante (kg)	-103.32				
	Tensión	Axial (kg)	13940	13940	21603.33	0.645	Se acepta
		Momento (kg-cm)	2974.68				
		Cortante (kg)	37.62				
Diagonales	Compresión	Axial (kg)	6920	6920	2270.24	3.048	No se acepta
		Momento (kg-cm)	920.03				
		Cortante (kg)	-4.97				

	Tensión	Axial (kg)	9050	9050	10801.67	0.838	Se acepta
		Momento (kg-cm)	337.81				
		Cortante (kg)	5.46				
Montantes	Compresión	Axial (kg)	2790	2790	10271.65	0.272	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-1853.35				
		Cortante (kg)	-31.09				
	Tensión	Axial (kg)	2970	2970	10801.67	0.275	Se acepta
		Momento (kg-cm)	611.6				
		Cortante (kg)	7.6				



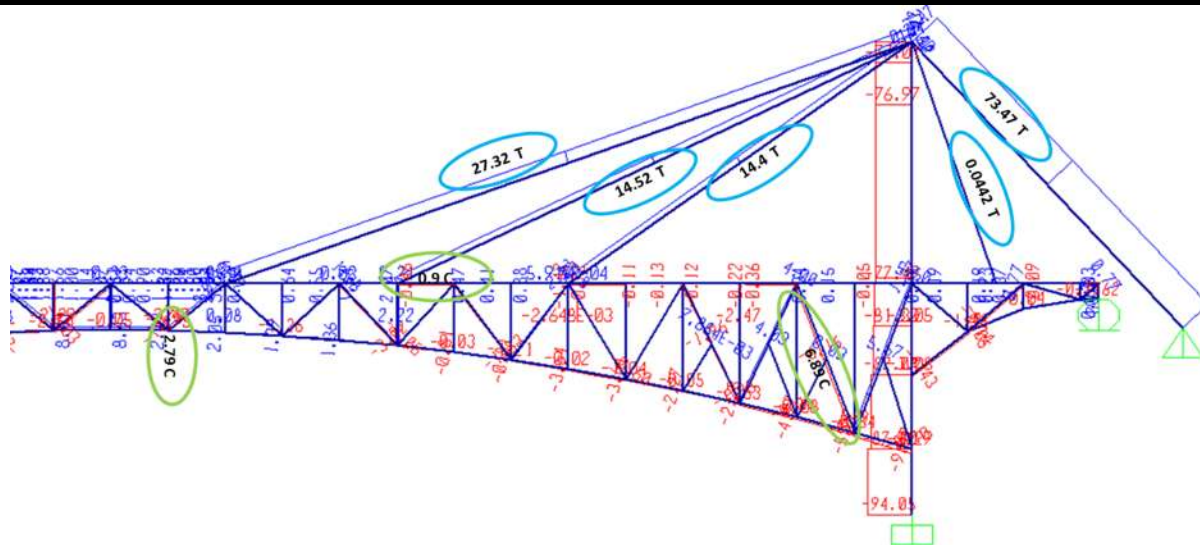


Figura 7.5 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con diseño de tirantes, ante condiciones de cargas verticales.

Conclusión.

El sistema de cables al ser una solución viable para que la estructura cumpla el estado límite de falla requiere que los cables trabajen como tirantes, por lo que se necesitará colocar torones anclados en una nueva estructura de concreto, realizar un muerto en los extremos para esto. También se requieren reforzar las columnas del puente.

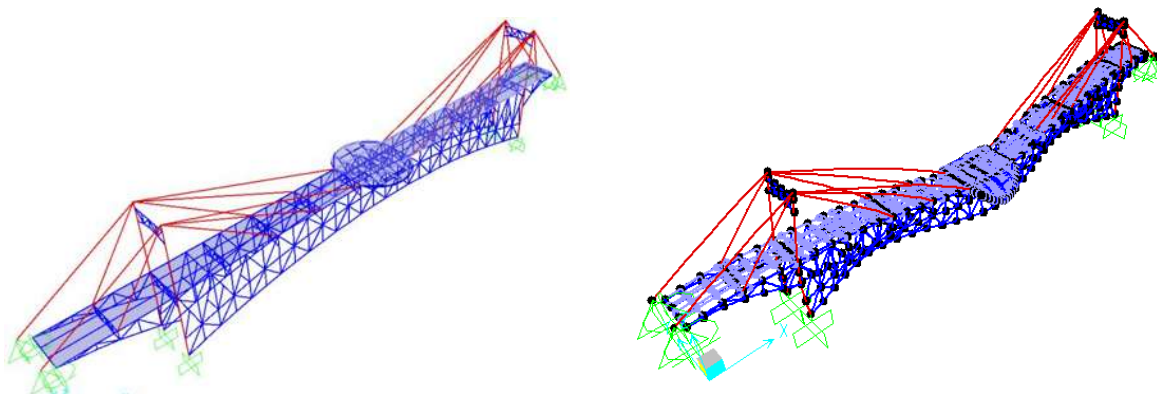
Se ocupan 16 cables de 1 pulgada, tensionados de 10 a 20 ton, la resultante del conjunto de los cables que va al anclaje suma 70 toneladas, por lo tanto, se ocupa poner un anclaje a una profundidad de 5 metros.

Se sugiere torones grado 176 para un diámetro de 11.43 55,77 cm² nominal. Los vamos a poner a trabajar al 70% de su capacidad. El poste puede tener problema de pandeo, pero si se rellena de concreto se soluciona.

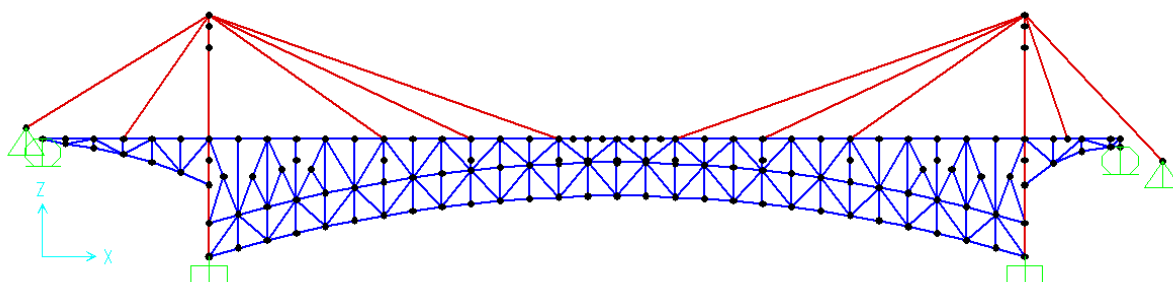
7.3.3. Puente peatonal con armadura inferior en arco y con cables trabajando

Se incrementa la estructura de armadura continuando con la sección en arco del puente peatonal y hacer trabajar los tirantes.

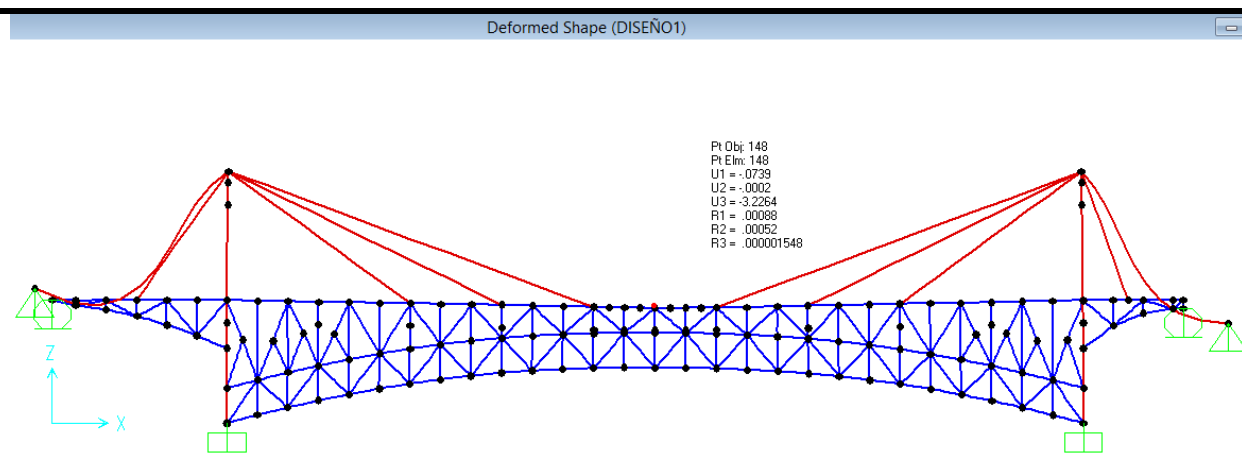
Deformed Shape (MODAL) - Mode 8 - Period 0.24055



d) Modelo numérico del puente peatonal con armadura inferior en arco y cables trabajando, modo de vibrar vertical



e) Sección lateral del puente peatonal con armadura inferior en arco y cables trabajando



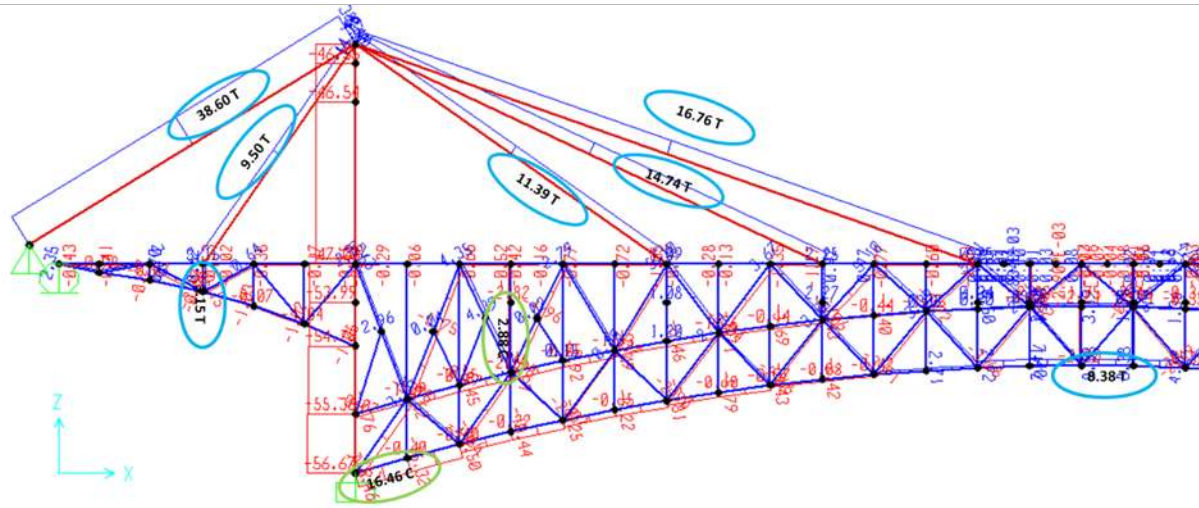
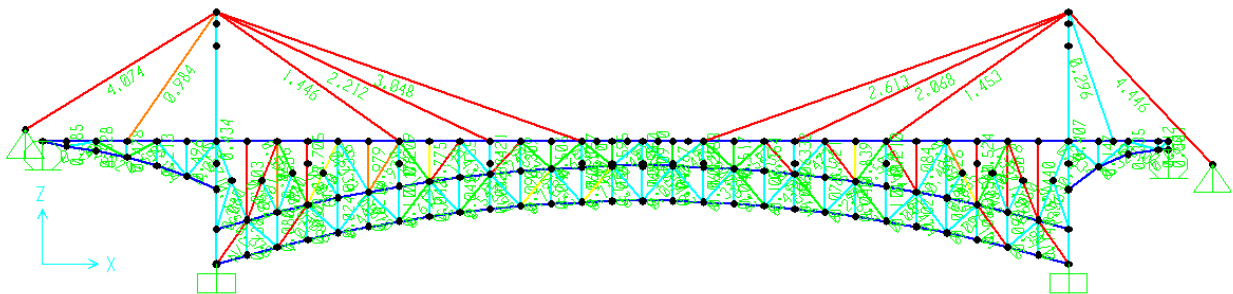
f) Deformación máxima del puente peatonal

Figura 7.6 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior en arco y cables trabajando, ante condiciones de cargas verticales.

Tabla 7.3 Revisión del puente peatonal con armadura inferior en arco y cables trabajando, ante combinación vertical. Se muestran los elementos más desfavorables

REVISIÓN DE PUENTE PEATONAL CON ARMADURA EN ARCO Y TIRANTES TRABAJANDO							
Elemento	Elemento Mecánico		Demanda (Kg)	Resistencia (Kg)	D/C		
Cuerda Superior	Compresión	Axial (kg)	1440	1872	25477.11	0.073	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-3683.24				
		Cortante (kg)	125.92				
	Tensión	Axial (kg)	1090	1417	27251.64	0.052	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-3765.8				
		Cortante (kg)	123.52				
Cuerda Inferior	Compresión	Axial (kg)	16460	21398	18085.05	1.183	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-3609.02				
		Cortante (kg)	-45.71				
	Tensión	Axial (kg)	8380	10894	21603.33	0.504	Se acepta
		Momento (kg-cm)	1262.55				
		Cortante (kg)	-19.33				
Diagonales	Compresión	Axial (kg)	8930	11609	5157.50	2.251	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-389.11				
		Cortante (kg)	-2.93				

	Tensión	Axial (kg)	5750	7475	10801.67	0.692	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-366.55				
		Cortante (kg)	-5.24				
Montantes	Compresión	Axial (kg)	2880	3744	7294.93	0.513	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-1485.98				
		Cortante (kg)	15.33				
	Tensión	Axial (kg)	3150	4095	10801.67	0.379	Se acepta
		Momento (kg-cm)	386.54				
		Cortante (kg)	-9.88				



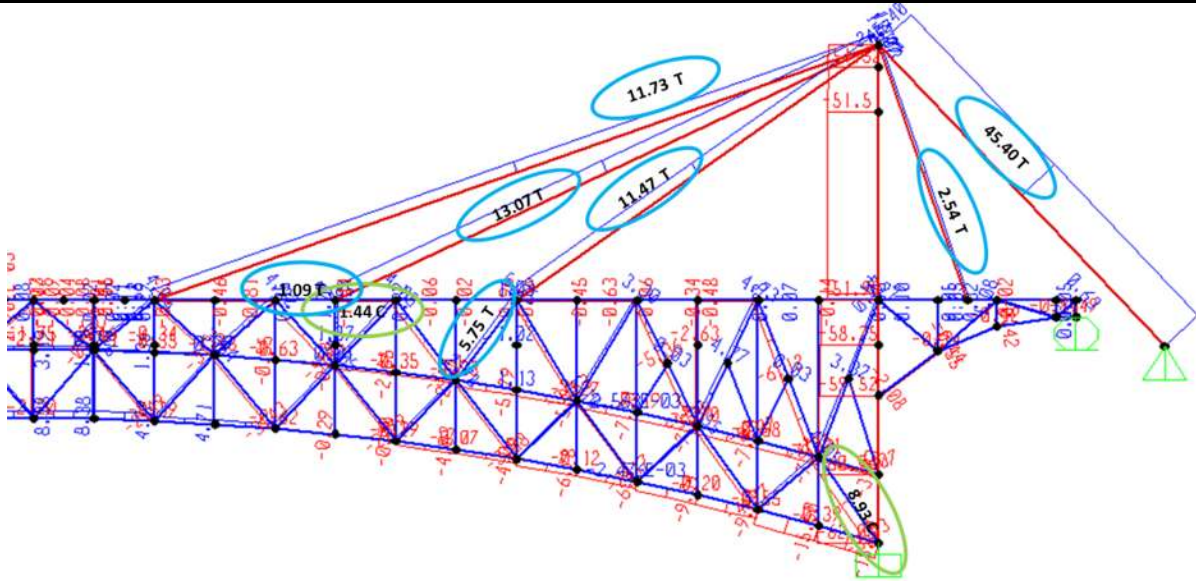


Figura 7.7 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior en arco y cables trabajando, ante condiciones de cargas verticales.

Conclusión.

La cantidad de acero que se requiere colocar en el arco inferior complica la solución de manera constructiva

El elemento más rígido absorbe mayor carga y ambos van a tener el mismo desplazamiento porque el sistema está conectado. Entonces hay que reducir la rigidez del elemento del sistema más rígido para que deje de absorber tanta fuerza y se la transmita al que tiene menos.

Los tirantes son activados y de esta manera se logra cumplir el estado límite de falla.

8. EVALUACIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO DEL PUENTE PEATONAL DE ESTUDIO

De la misma manera como se evaluó la seguridad del puente, se debe evaluar ante estados límite de servicio, ya que de no cumplir este estado límite, corre riesgo de colapso ante eventos extraordinarios, si el puente llega a tener una densidad alta de peatones.

Para su evaluación se aplicó la carga reglamentaria peatonal de acuerdo con las condiciones reglamentarias antes mencionadas y se evaluó el movimiento (la respuesta estructural) en términos de desplazamiento y las aceleraciones para cada punto (ecuación de movimiento). El análisis estructural es dinámico, por lo que las cargas introducidas son en función del tiempo.

Se evalúa bajo metodología HIVOSS con elemento finito Se siguió esta metodología para evaluar las condiciones de servicio.

1. Entonces evaluamos las frecuencias naturales, las que les acabo de mostrar. La que nos interesa es la vertical que tiene una frecuencia de 1.9672 Hz

Tabla 8.1 Frecuencias críticas en dirección vertical, lateral y longitudinal

Dirección	f (Hz)
Vertical	1.9698
Lateral	-
Longitudinal	1.3576

No habrá vibración lateral resonante, ya que su frecuencia más baja es de 2.0102 Hz.

2. Comprobación del rango crítico. Como no cumple el rango crítico entonces se continuo con el siguiente paso.

Tabla 8.2 Rangos críticos de vibraciones

VIBRACIONES		
verticales y longitudinales	vibraciones laterales	Armónico
$1.25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2.3 \text{ Hz}$	$0.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1.2 \text{ Hz}$	Primero
$2.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 4.6 \text{ Hz}$		Segundo

3. De acuerdo con las clases de tráfico. Tenemos 5 clases de tráfico de acuerdo con sus densidades. Se revisaron las siguientes clases con su respectiva densidad y se revisó el nivel de confort de acuerdo con la aceleración límite correspondiente.

Tabla 8.3 Clases de tráfico con su respectiva densidad y revisión de los niveles de confort para el caso de estudio

Clase de tráfico	Densidad d (pers/ m^2)	Descripción	Ocurrencia esperada	Nivel de Confort	Nivel de aceleración vertical (m/s^2)	Nivel de aceleración lateral/horizontal (m/s^2)
TC 3	0.5	Tráfico denso: Caminando sin restricciones, puede inhibirse el rebasar peatones	Eventuales/ Transitorias	CL 2 (Promedio)	0.5-1	0.15-0.3
TC 2	0.2	Tráfico débil: Caminando cómodo y libre	Diario	CL 1 (Máximo)	<0.5	<0.1

4. Evaluación del amortiguamiento estructural. Empleando las relaciones de amortiguamiento mínima establecidas en las normas para una estructura de acero

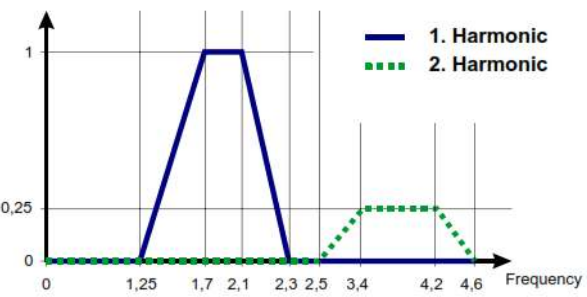
Tabla 8.4 Evaluación del amortiguamiento para la estructura de acero

Tipo de construcción	Fracción de amortiguamiento crítico estructural (ξ)		
	Mínimo	Medio	Máximo
Concreto reforzado	0.8%	1.3%	2%
Acero	0.2%	0.4%	-

5. Evaluación de máxima aceleración $a_{\max}$ para cada situación de diseño. Existen varios métodos para calcular la aceleración del puente. La norma HIVOSS recomienda el uso de alguno de los siguientes métodos.

$$p(t) = P \cos(2\pi f_s t) n' \Psi$$

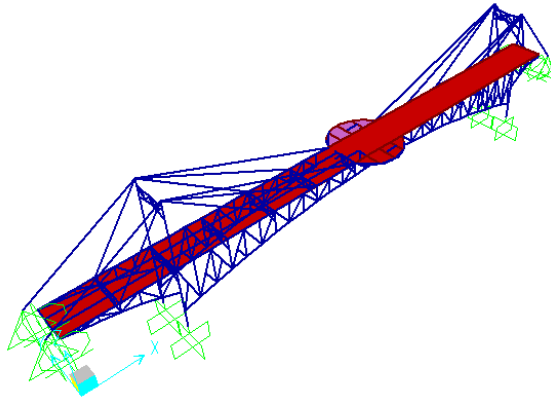
Tabla 8.5 Parámetros para el modelo de carga en la evaluación de máxima aceleración

P (N)		
Vertical	Longitudinal	Lateral
280	140	35
Coeficiente de reducción Ψ		
 Vertical y longitudinal		 Lateral
Número de peatones equivalente n' en la superficie cargada S para el modelo de carga:		
TC 1 a TC 3	Densidad $d < 1.0$ personas/m ²	$n' = \frac{10.8\sqrt{\xi n}}{S} [1/m^2]$
TC 4 y TC 5	Densidad $d \geq 1.0$ personas/m ²	$n' = \frac{1.85\sqrt{n}}{S} [1/m^2]$

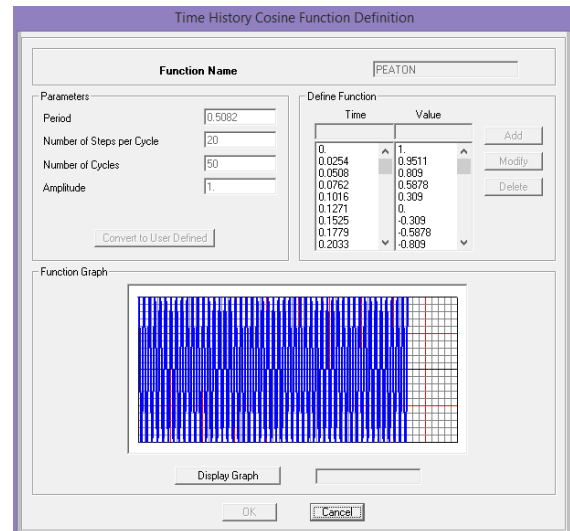
Se empleó el método de elementos finitos teniendo un modelo de carga armónica cosenoidal, aplicación del modelo de carga y se calcularon las aceleraciones máximas.

6. Revisión de criterio para interacción puente-peatón lateral $a_{max} < a_{puente-peatón Y}$,
7. Revisión del nivel de confort $a_{max} < a_{limit}$ de acuerdo con los niveles de confort si entra o no en rango. Se cuenta con el programa y se revisó con SAP2000 v14.00

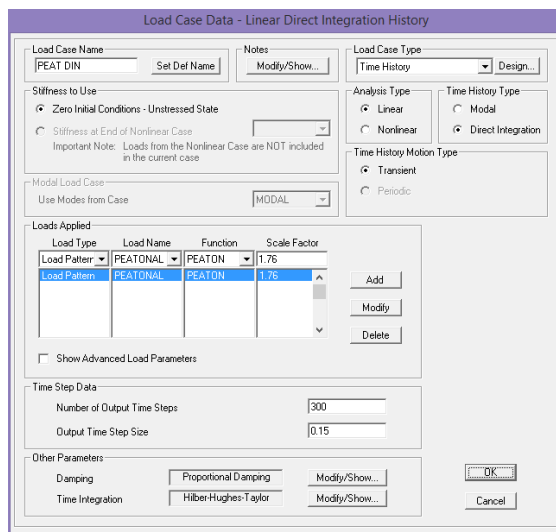
Modelo en SAP



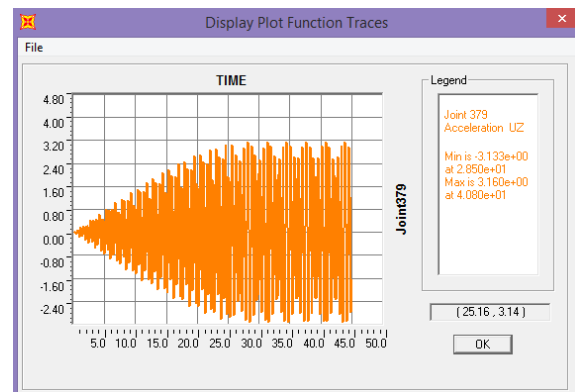
a) Método de elementos finitos
(Modelo en SAP2000)



b) Introducción de carga armónica
cosenoidal



c) Aplicación del modelo de carga
peatonal



d) Aceleraciones obtenidas

Figura 8.1 Cálculo de aceleraciones máximas en el modelo numérico.

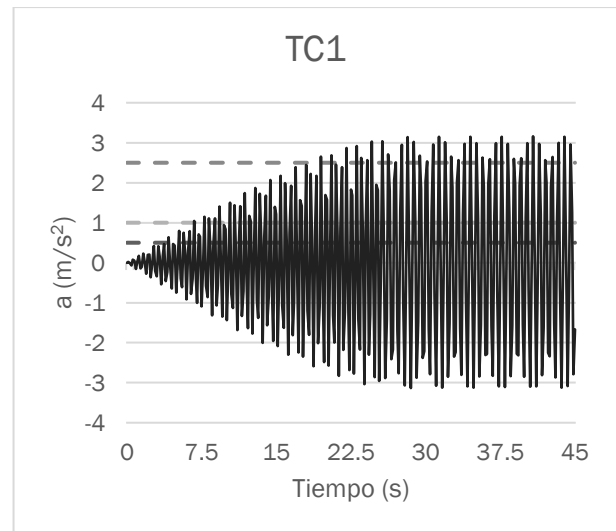
8.1. Respuesta dinámica de aceleración máxima del puente peatonal en condición actual

Resultados de aceleraciones máximas para las distintas clases de tráfico y los niveles de confort, afectados por el factor de reducción correspondiente.

Se efectuó la revisión dinámica en SAP2000 v14.

	d	n	n'	$P \cdot n' \cdot \text{Fac red}$
TC1	0.16	15	0.0627	1.76
TC2	0.2	18.865	0.0703	1.97
TC3	0.5	47.1625	0.1112	3.11
TC4	1	94.325	0.1905	5.33
TC5	1.5	141.4875	0.2333	6.53

Clase	Confort	a limit (m/s ²)
CL1	Máximo	< 0.5
CL2	Medio	0.5-1
CL3	Mínimo	1-2.5
CL4	Inaceptable	> 2.5



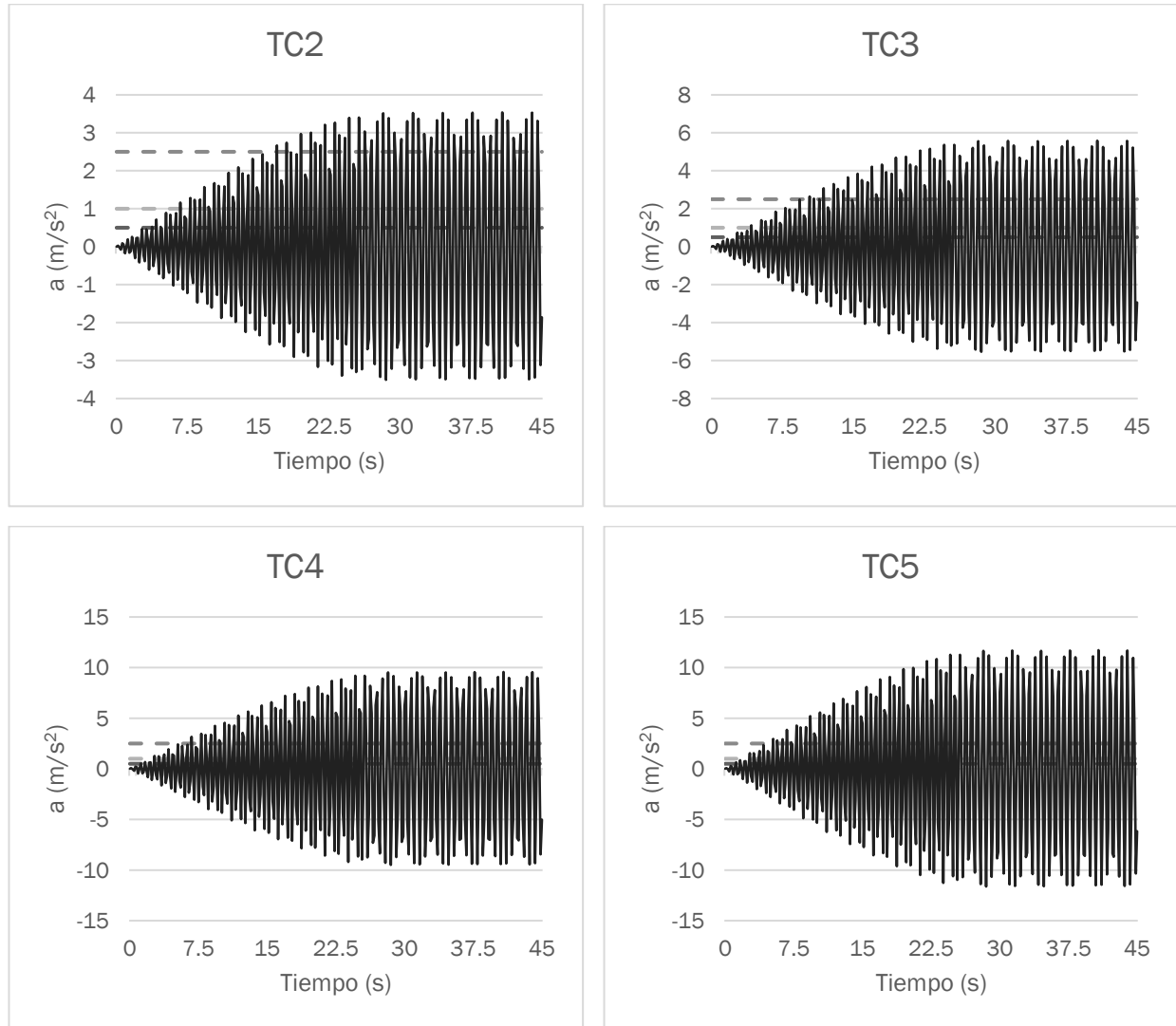
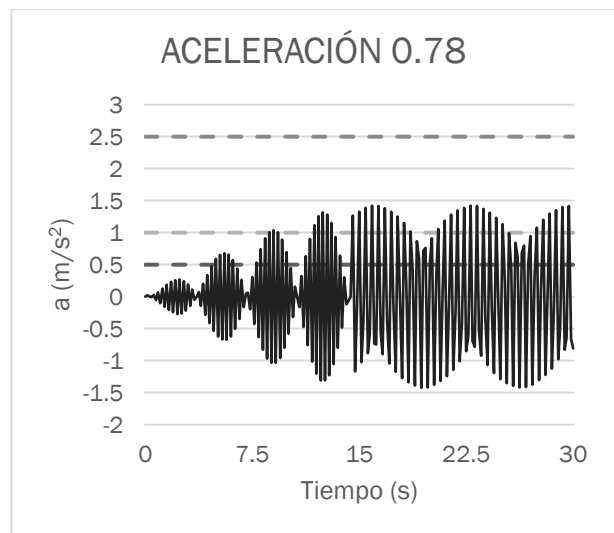
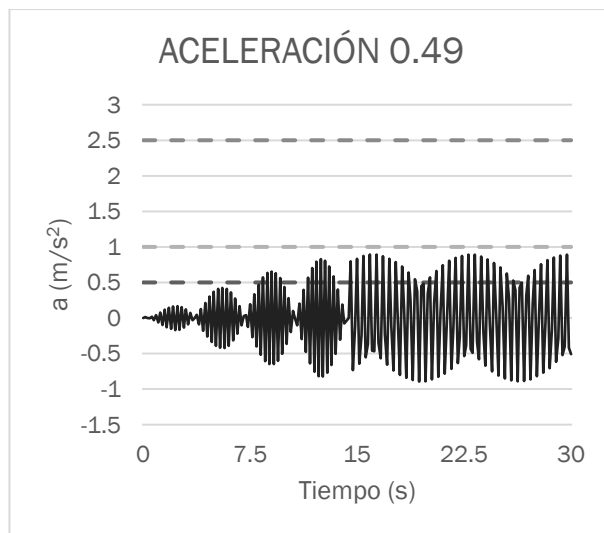
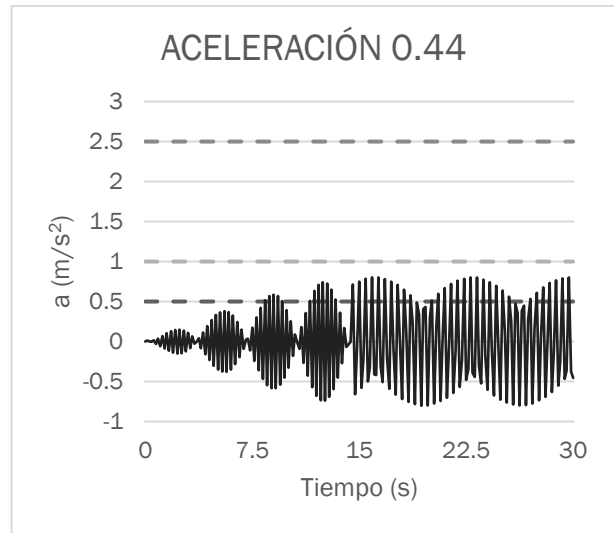


Figura 8.2 Resultados de aceleraciones máximas para las distintas clases de tráfico y niveles de confort.

8.2. Respuesta dinámica de aceleración para puente peatonal con tirantes activos

Eligiendo como alternativa de solución, activar los tirantes del puente peatonal, se procede a evaluar el control de aceleraciones del modelo.

Clase	Confort	a limit (m/s^2)
CL1	Máximo	< 0.5
CL2	Medio	0.5-1
CL3	Mínimo	1-2.5
CL4	Inaceptable	> 2.5



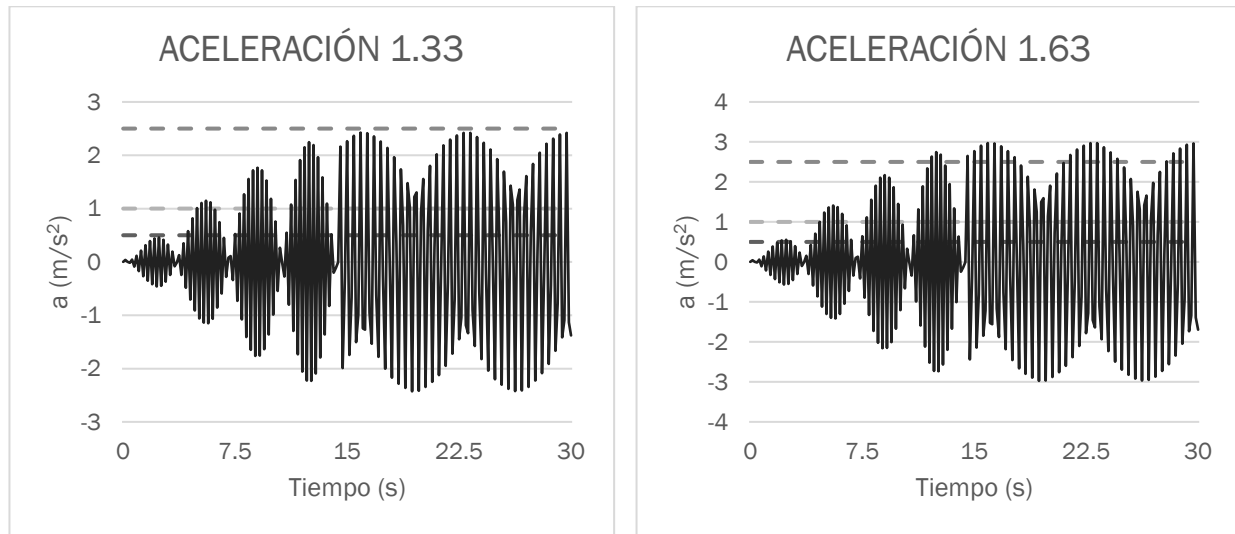


Figura 8.3 Resultados de aceleraciones máximas para puente peatonal con tirantes activos, para las distintas clases de tráfico y niveles de confort.

El único caso inaceptable es el último, que corresponde a una situación de tráfico extraordinaria TC5 (una vez en la vida, p). Para solucionar esta situación, se sugiere implementar un dispositivo de control de masas sintonizadas

9. GUÍA DE DISEÑO

Debido a la falta de normatividad o de alguna guía para el estudio de puentes peatonales, se analizaron un conjunto de puentes tipo armadura, para posteriormente proponer herramientas que faciliten el proceso de revisión y diseño de puentes peatonales de este tipo.

Las armaduras son uno de los principales tipos de estructura que se emplean generalmente en puentes, las cuales tienen la característica de ser livianas y de tener gran capacidad para soportar cargas entre dos apoyos, cubriendo grandes claros; pero con el inconveniente de que los elementos ocupan una altura vertical considerable. Los elementos trabajan principalmente a esfuerzos axiales de tensión y compresión, haciendo que el sistema se comporte establemente cuando recibe las cargas aplicadas directamente en los nodos, distribuyendo las cargas a los soportes.

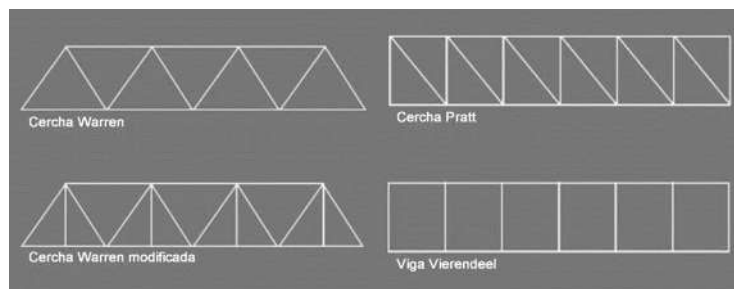


Figura 9.1 Tipos de armaduras y viga Vierendeel para estructuras de puentes peatonales

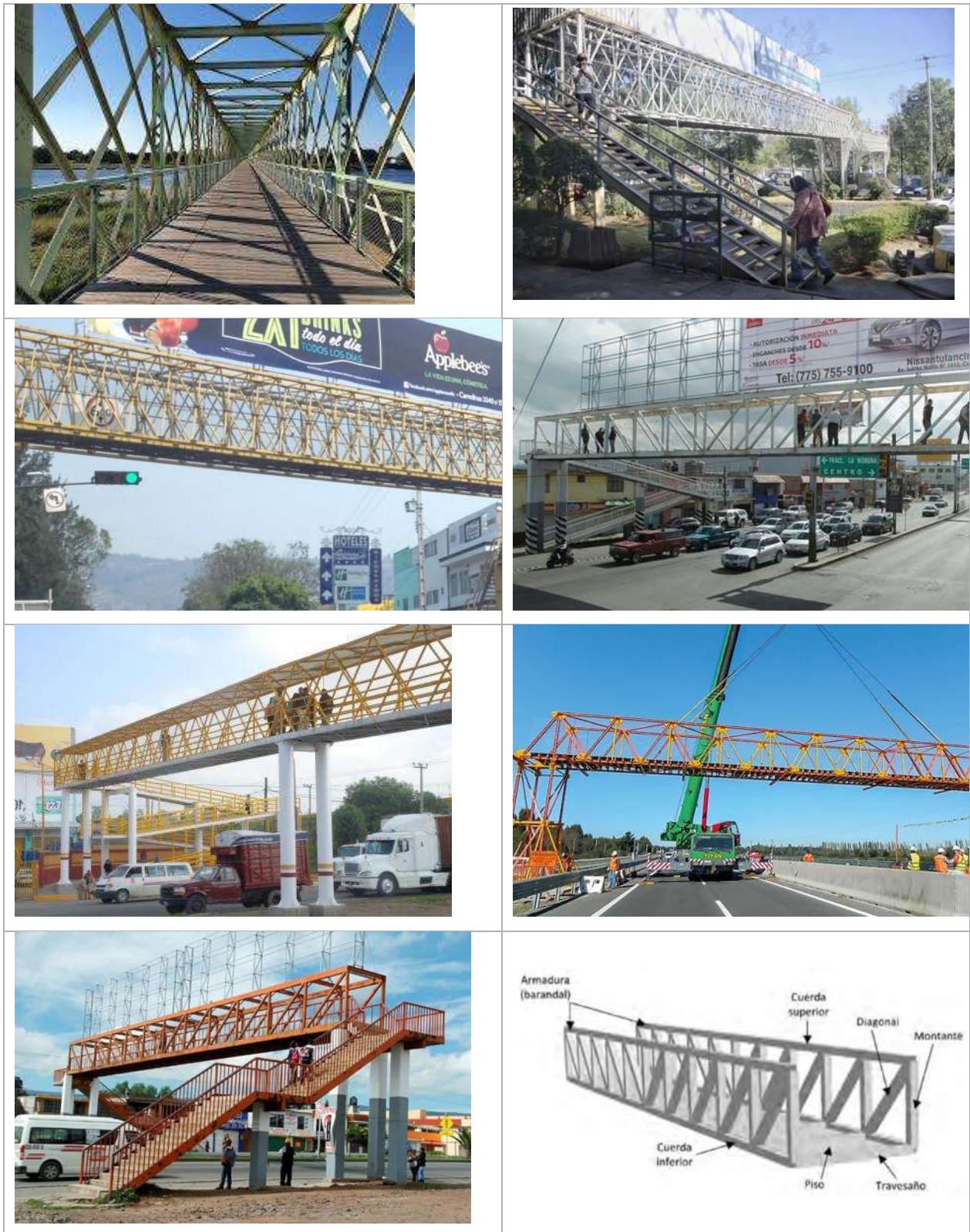


Figura 9.2 Puentes en armaduras

9.1. Puente peatonal tipo

En las celosías horizontales con cargas gravitatorias verticales generalmente el cordón superior (conjunto de barras horizontales o inclinadas situadas más arriba) está sometido a esfuerzos de compresión, mientras que el cordón inferior está sometido a esfuerzos de tracción. En cambio, los montantes y las diagonales presentan más variabilidad. Según la inclinación de las diagonales a uno u otro lado pueden estar todas traccionadas, todas comprimidas, con compresiones y tracciones alternas, o con una distribución de esfuerzos aún más compleja. El esfuerzo de los montantes a su vez suele ser contrario al de las diagonales adyacentes, aunque esto no es una regla general.

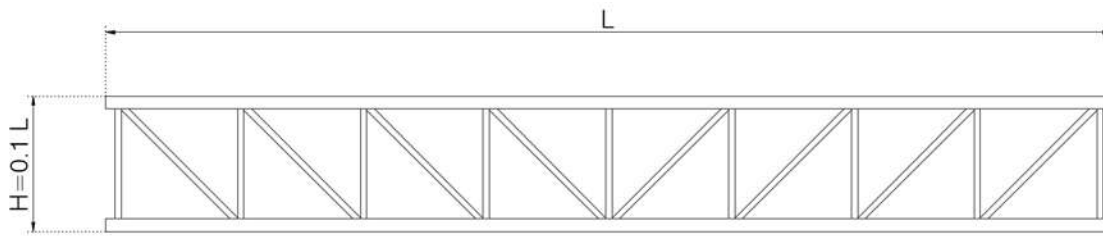


Figura 9.3 Puente peatonal tipo

Al igual que todas las estructuras los puentes peatonales deben cumplir las condiciones de diseño y de servicio.

Si nos enfocamos en cumplir las condiciones de diseño considerando la siguiente combinación de carga:

$$1.3C_m + 1.5C_v$$

De acuerdo con las diferentes normativas nacionales e internacionales, se considera una carga viva de diseño igual a 350 kg/m^2

Se analiza un puente peatonal con ancho de viga de 2 metros, por lo que la carga viva uniforme es de 700 kg/m .

9.2. Eficiencia estructural

Si se define la eficiencia de una estructura como la relación entre la carga muerta y la carga viva.

Se considera una carga muerta debida al sistema de piso de 200 kg/m^2 y una relación $H/L=1$

La relación entre la carga muerta y la carga viva de una estructura puede dar una idea muy clara de la eficiencia estructural. Es la relación entre el peso de la estructura y el peso que puede soportar dicha estructura.

La frecuencia del primer modo de la estructura. Los códigos limitan la frecuencia del primer modo, en afán de evitar problemas de vibración en la estructura. Las estructuras con frecuencias entre 1.25 y 2.3 Hz son susceptibles de entrar en resonancia con el primer armónico del movimiento de los peatones, y aquellas entre 2.5 y 4.6 son susceptibles de entrar en resonancia con el segundo armónico de la carga peatonal. Los códigos permiten omitir la revisión de las aceleraciones generadas por la carga peatonal, en aquellas estructuras con frecuencia fundamental superior de 4.6 Hz.

Se analizan claros simplemente apoyados de puentes peatonales en armadura, con relación altura y el claro de la armadura es $H/L=0.1$. Se consideraron claros de 15 hasta 80 metros, cuya designación es L15 y L80.

En el eje de las abscisas se presenta las relaciones de carga desde 0.6 hasta 1.5, y en el eje de las ordenadas se presenta la frecuencia fundamental de la estructura, con valores de 0 a 6 Hz

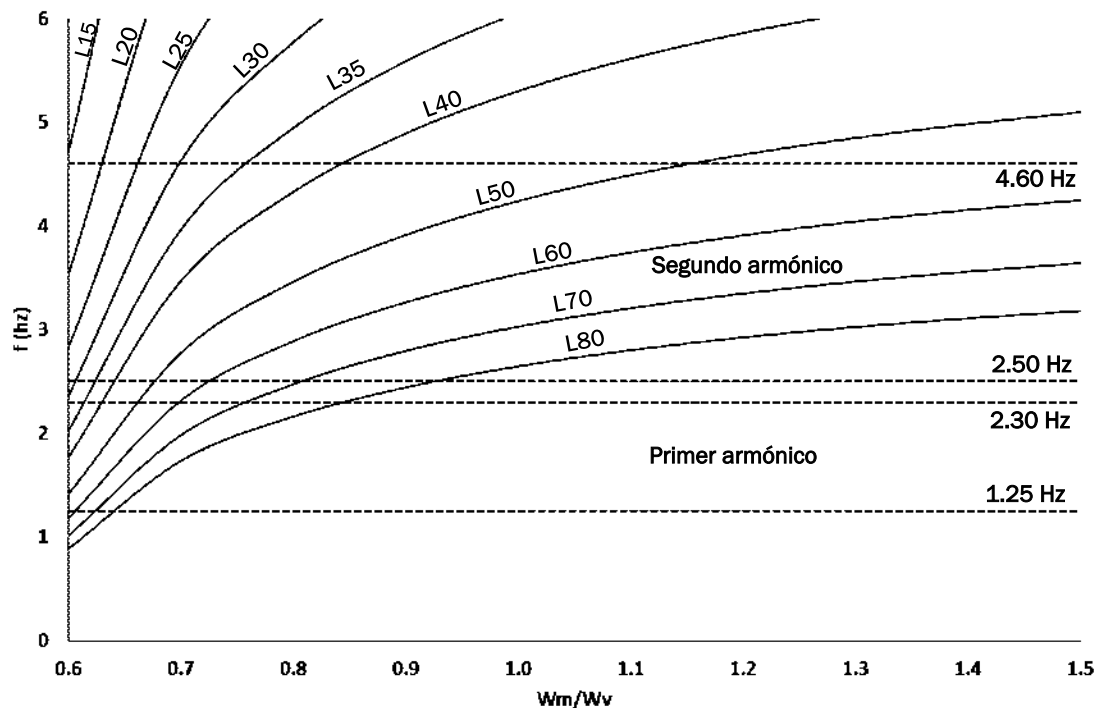


Figura 9.4 Eficiencia estructural para distintas longitudes de puentes peatonales tipo armadura. Abscisas: relaciones de carga (W_m/W_v) y ordenadas: frecuencia fundamental (hz).

9.3. Relación demanda-capacidad D/C

La relación demanda-capacidad D/C, es la relación entre la demanda de diseño, que incluye factores de carga, y la capacidad de la estructura, que incluye factores de reducción. Para el caso en estudio se considera como estado límite de resistencia la falla a compresión de la cuerda superior de la armadura, debido a flexión general. Esto quiere decir que es la hipótesis de que otros estados límite no se consideran críticos, por ejemplo:

- Resistencia de las diagonales y montantes, a compresión
- Resistencia de diagonales y cuerda inferior a tensión
- Resistencia de las conexiones
- Resistencia de las diagonales y montantes a cortante

En la gráfica se muestra el límite de los 4.60 Hz, los casos que se encuentran por encima del límite tienen frecuencias fundamentales inferiores a 4.60 Hz, por lo que son estructuras susceptibles de entrar en resonancia con la carga peatonal.

En el eje de las abscisas se presenta las relaciones de carga desde 0.6 hasta 1.5, y en el eje de las ordenadas se presenta el factor demanda-capacidad D/C de la estructura, con valores de 0.1 a 1 Hz. Cuando este factor es superior que uno, indica que la demanda es superior a la capacidad de la estructura por lo que teóricamente esa estructura ha fallado.

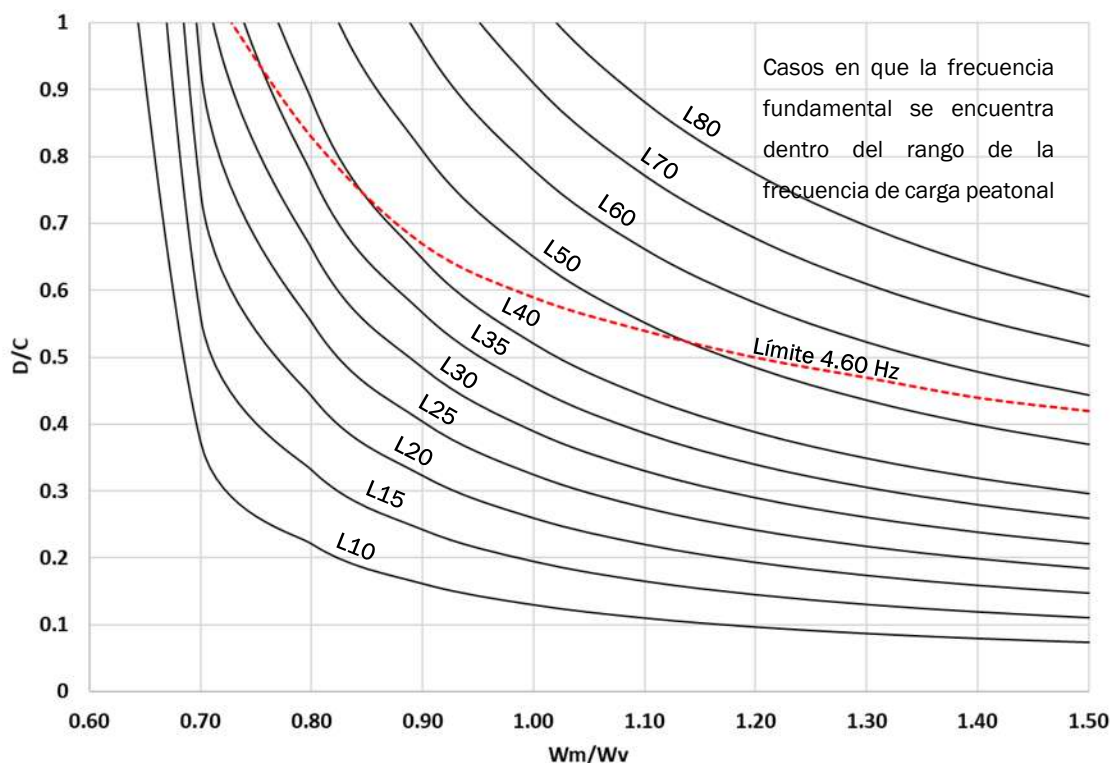


Figura 9.5 Relación demanda-capacidad para distintas longitudes de puentes peatonales tipo armadura. Abscisas: relaciones de carga (W_m/W_v) y ordenadas: demanda-capacidad.

Los códigos exigen que se revise la aceleración en los casos que son susceptibles presentar vibraciones importantes debidas a la carga peatonal. Y exentan de esta revisión a los casos en que la frecuencia fundamental del puente se encuentra fuera del rango de frecuencias de la carga peatonal.

Si la estructura presenta aceleraciones inferiores a 0.5 m/s^2 , el nivel de comodidad que experimenta el peatón es máximo, si la aceleración se encuentra entre 0.5 y 1 m/s^2 el nivel de comodidad es medio, si hay aceleraciones entre 1 y 2.5 m/s^2 , el nivel de comodidad

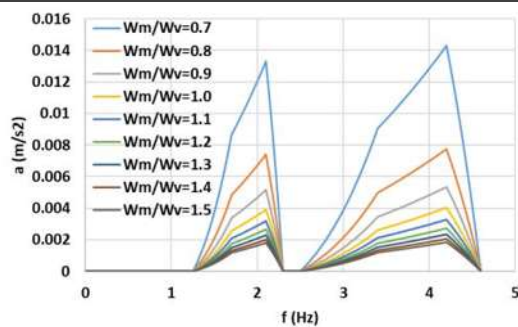
experimentada es mínimo, y si la aceleración es superior que 2.5 m/s^2 es inaceptable, el usuario puede llegar a sentir inseguridad.

A continuación, se muestran las aceleraciones para las diferentes longitudes, en cada grafica se muestran los diferentes casos de relación de peso, para la clase de tráfico TC5, que corresponde aquella de uso extraordinario.

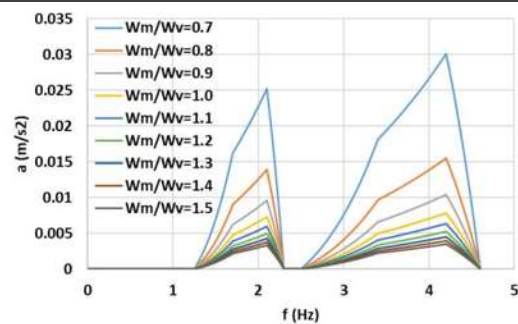
La aceleración depende de la frecuencia de la carga, si se recorre el espectro donde el factor de reducción es diferente que cero. Se tiene la siguiente grafica para las diferentes relaciones de peso, para el puente de 80 metros. De igual manera se tiene gráficas para las otras longitudes.

Si se normaliza el eje de la frecuencia con respecto a la frecuencia del sistema se tiene la siguiente grafica de donde podemos determinar que la frecuencia critica de carga es la frecuencia natural del sistema, para los casos en que la frecuencia natural cae en el intervalo de frecuencias de aplicación de la carga peatonal.

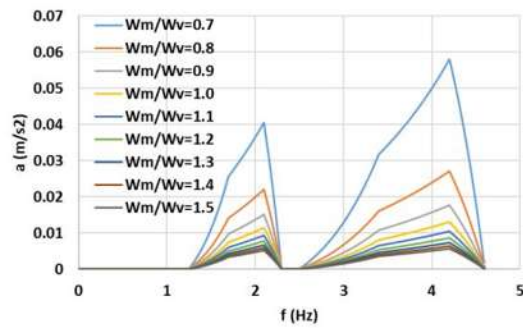
Para los casos en que la frecuencia natural del sistema no está dentro del intervalo de la carga, se puede observar que la frecuencia critica, es aquella debida a término de la meseta del segundo armónico en 4.2 Hz. Sin embargo, para estos casos las aceleraciones se encuentran dentro del rango de máxima comodidad.



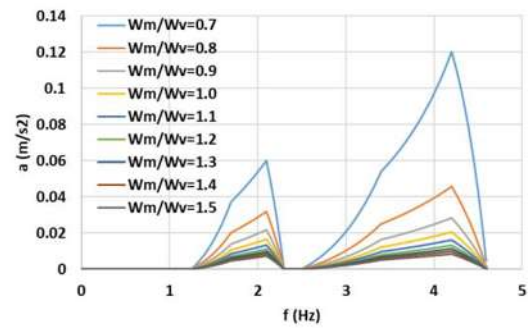
L10



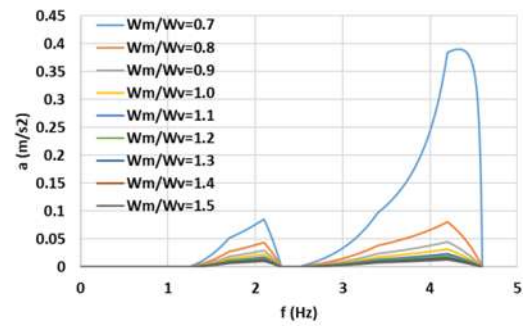
L15



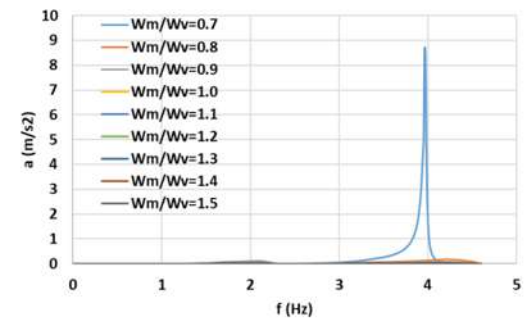
L20



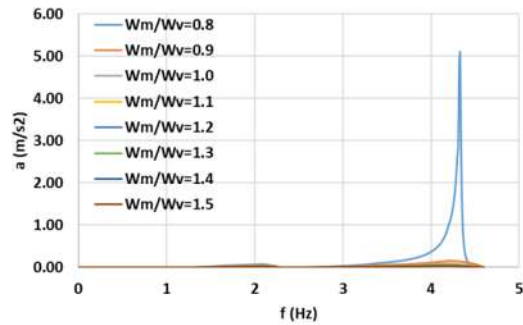
L25



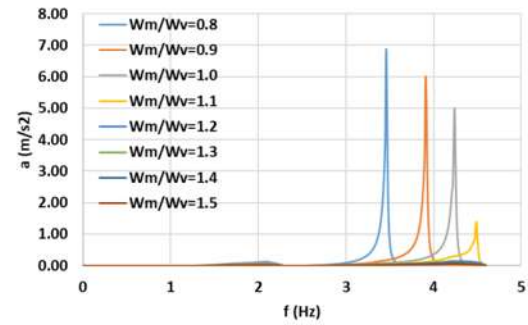
L30



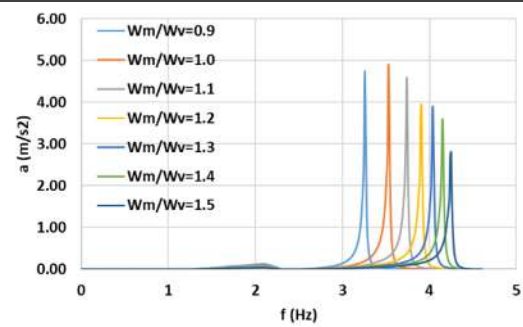
L35



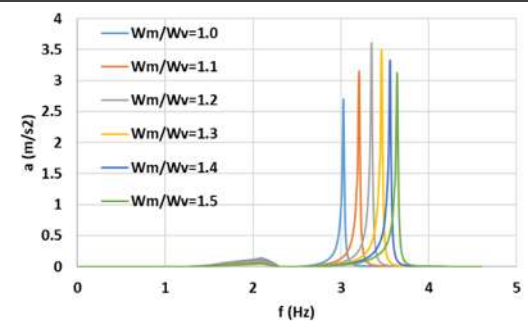
L40



L50



L60



L70

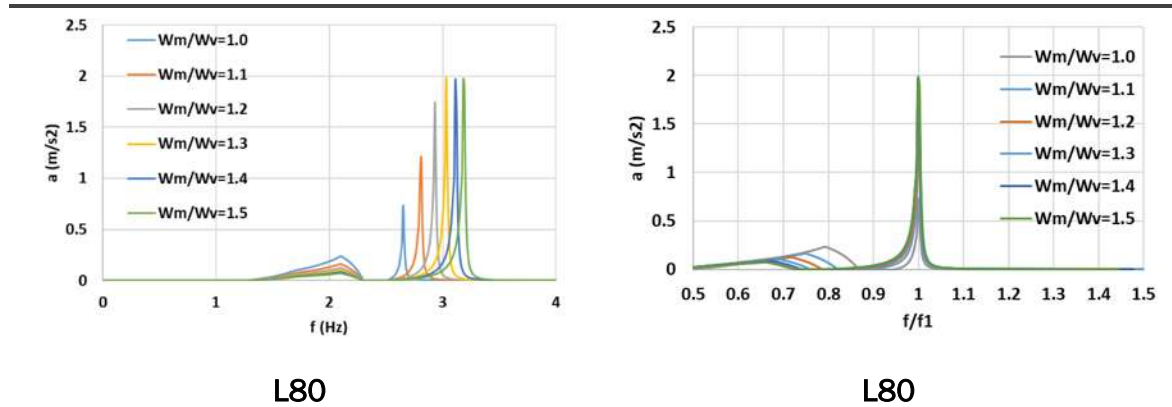


Figura 9.6 Aceleraciones para las diferentes longitudes, en cada grafica se muestran los diferentes casos de relación de peso, para la clase de tráfico TC5.

9.4. Control de aceleraciones

Existen diferentes formas de controlar las aceleraciones de en aquellos casos en que lo ameritan, por ejemplo, el empleo de dispositivos de control de vibraciones como dispositivos de comportamiento viscoso, o incrementar la rigidez de la estructura, una forma económica de controlar es a través de dispositivos de masa sintonizada.

La efectividad de este tipo de dispositivos depende fundamentalmente de dos parámetros: la relación entre la frecuencia natural del dispositivo y de la frecuencia natural del sistema principal w_2/w_1 , y de la relación entre la masa del dispositivo y del sistema principal $\mu=m_2/m_1$.

La frecuencia objetivo es aquella para la cual el dispositivo tiene un 100% de efectividad teórica, reduciendo el factor de aplicación dinámica FAD a cero, y por tanto anulando completamente la respuesta del sistema principal. Es decir que, si se aplica una carga cíclica con dicha frecuencia, la respuesta del sistema principal será nula. La frecuencia objetivo es la frecuencia a la que trabaja el dispositivo.

El rango de operación del dispositivo queda definido como el rango de frecuencias para el cual se producen FAD inferiores que uno.

La relación de frecuencia modifica tanto la frecuencia objetivo como el ancho de efectividad. Se puede observar cómo al reducir la relación de frecuencias el rango de operación se reduce,

y al incrementar dicha relación el rango de operación se incrementa. Se observa como la frecuencia objetivo se recorre precisamente a la frecuencia en que trabaja el dispositivo.

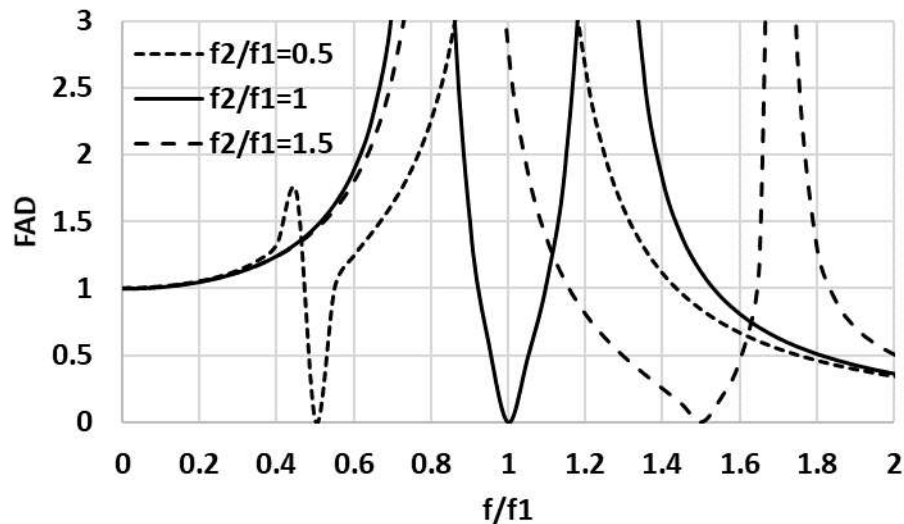
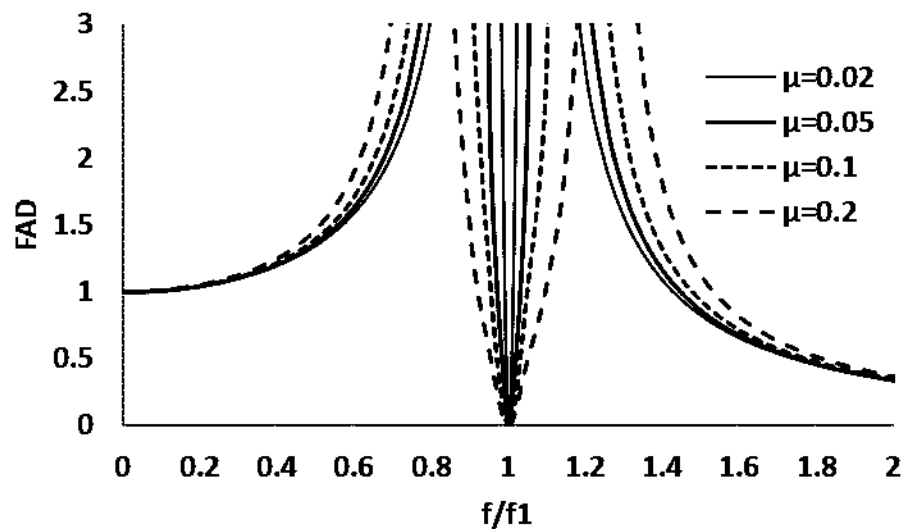


Figura 9.7 Comportamiento de la frecuencia objetivo y ancho de efectividad respecto a la relación de frecuencias

La relación de masa $\mu = m_2/m_1$ modifica el rango de operación, mientras mayor sea dicha relación mayor será el rango de operación



Para seleccionar los parámetros del TMD nos podemos guiar por las siguientes graficas presentadas en el libro “Introduction to Structural Motion Control” de Jerome J. (Connor, 2002).

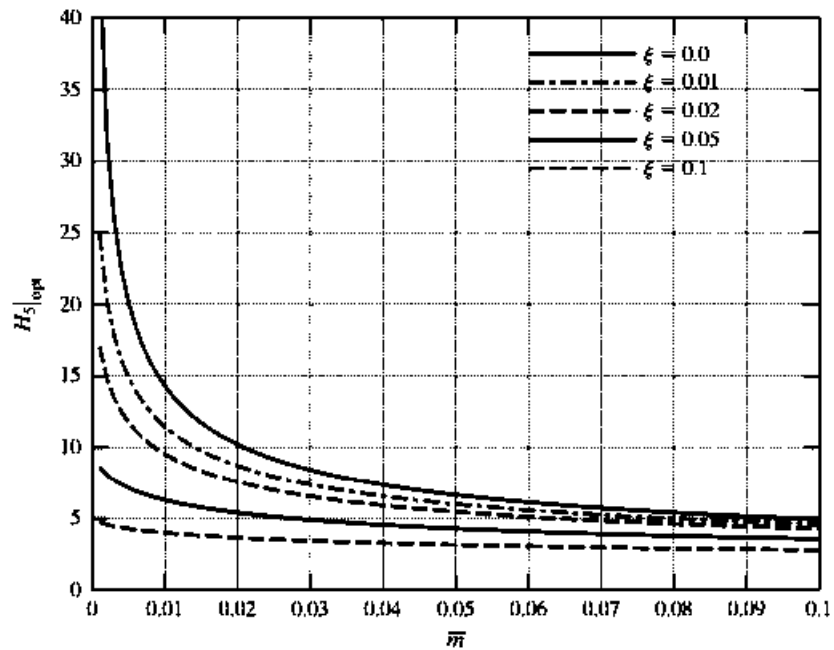


Figura 9.8 Factor de amplificación dinámico máximo para el sistema amortiguado de un grado de libertad

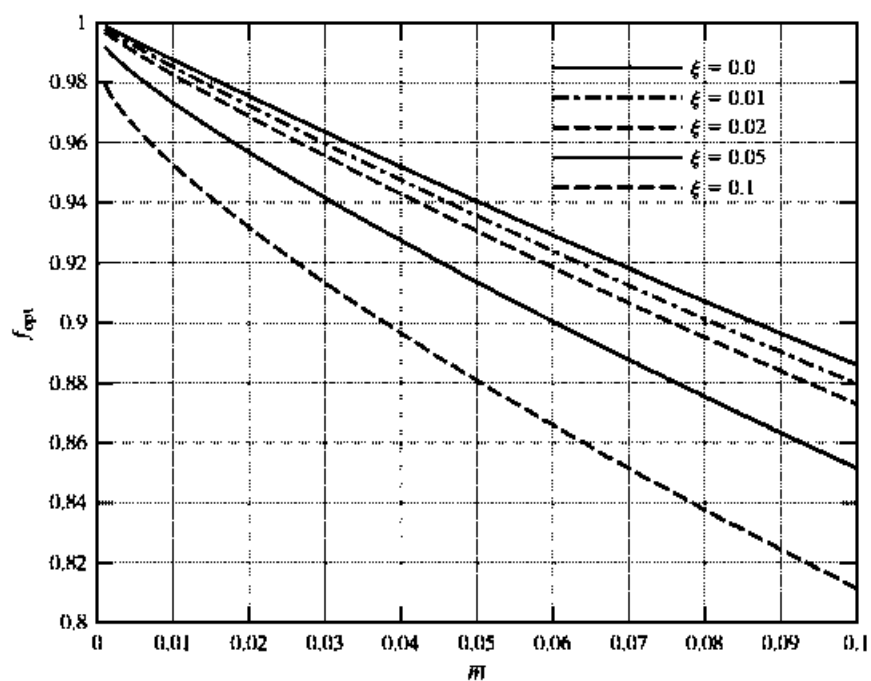


Figura 9.9 Relación óptima de frecuencia de sintonización para TMD, f_{opt}

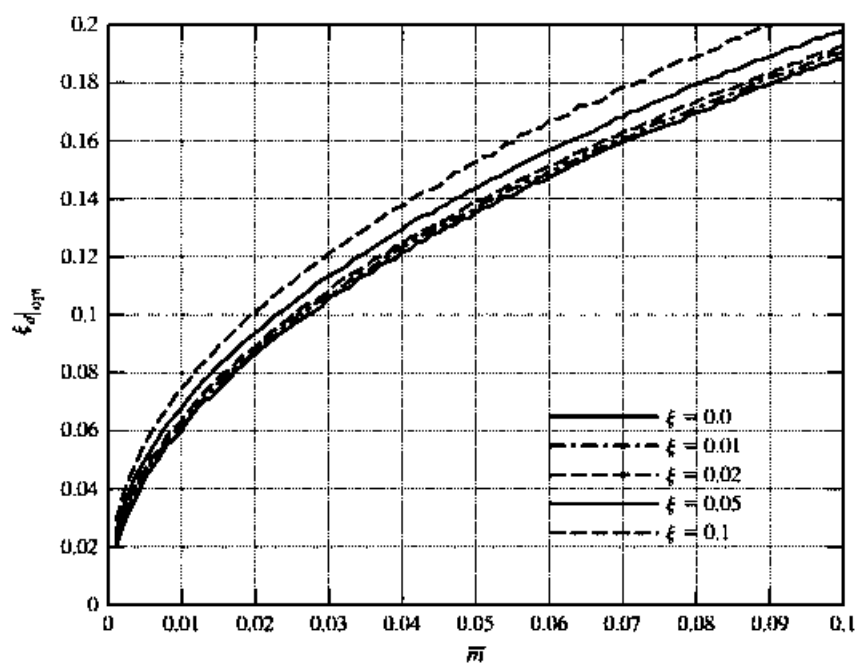


Figura 9.10 Relación de amortiguamiento óptimo para TMD

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presentan las conclusiones a partir del análisis de todos los resultados obtenidos anteriormente en función de la disminución de las demandas. Se emiten las observaciones que sean más pertinentes.

El nuevo enfoque para implementar puentes peatonales colocándolos únicamente donde son indispensables y aunado a las exigencias arquitectónicas modernas con complicadas geometrías o el uso de diferentes materiales, representan un mayor desafío en el diseño estructural. Por lo tanto, garantizar la seguridad, efectuando un correcto diseño ante cargas y ante condiciones de servicio, es prioritario. Es imprescindible contar con normativas mexicanas para conseguirlo.

Es necesaria la regulación para el diseño, revisión y construcción de puentes peatonales en México. Mientras no exista dicho reglamento y no se incluyan estas medidas como obligación para la construcción de nuevos puentes peatonales y la remodelación de los existentes a través de una normatividad, las medidas seguirán siendo menores comparadas con la gran cantidad de puentes existentes, mucho de ellos con graves problemáticas estructurales.

La evaluación del puente peatonal del estado límite de falla, presenta elementos estructurales críticos que no cumplen con la relación de demanda-capacidad (D/C). Las propuestas sugeridas (siete alternativas) para la rehabilitación del puente fueron evaluadas, eligiendo como viable activar los tirantes del puente peatonal y reforzar elementos que continúen sin cumplir la relación D/C .

Se comprueba que los puentes peatonales son más susceptibles a presentar vibraciones resonantes inducidas por peatones en movimiento cuando estos poseen frecuencias estructurales entre 1.25 y 2.3 Hz del primer armónico y 2.5 y 4.6 Hz del segundo armónico, para modos de vibrar verticales y longitudinales, y entre 0.5 y 1.2 Hz para modos de vibrar laterales. En el caso del puente de estudio la frecuencia de vibrar vertical de 1.9572 Hz y lateral de 2.0102 Hz, afirman dichos rangos. Por lo que, se recomienda que el diseño de los puentes peatonales posea frecuencias estructurales alejadas a dichos intervalos, verificándose mediante modelos analíticos.

Se debe evaluar la respuesta dinámica y verificar que se satisfagan los niveles de confort establecidos por las normas internacionales. La norma HIVOSS-SYNPEX empleada como metodología de diseño y revisión se considera efectiva y práctica para la evaluación por condiciones de servicio de puentes peatonales. Se verificó con la teoría de dinámica estructural de Chopra.

La metodología de diseño propuesta con base en la norma HIVOSS-SYNPEX fue empleada en la evaluación del puente peatonal ante condiciones de diseño para cada clase o densidad de tráfico. Efectivamente conforme las densidades aumentan, las aceleraciones incrementan. Si la estructura presenta aceleraciones inferiores a 0.5 m/s^2 , el nivel de comodidad que experimenta el peatón es máximo, si la aceleración se encuentra entre 0.5 y 1 m/s^2 el nivel de comodidad es medio, si hay aceleraciones entre 1 y 2.5 m/s^2 , el nivel de comodidad experimentada es mínimo, y si la aceleración es superior que 2.5 m/s^2 es inaceptable, ya que el usuario puede llegar a sentir inseguridad. En todos los casos evaluados el resultado es inaceptable. Por lo tanto, en nivel de confort no se cumple, lo cual se verifica sensiblemente al transitar por el puente peatonal.

Evaluando por condiciones de servicio a la opción de rehabilitación activando los tirantes del puente peatonal, el nivel de confort de aceleraciones límite, se cumple para la mayoría de los casos. El único caso inaceptable es el último, que corresponde a una situación de tráfico extraordinaria TC5 (una vez en la vida, p). Para solucionar esta situación, se sugiere implementar un dispositivo de control de masas sintonizadas.

Debido a la falta de normatividad o de alguna guía para el estudio de puentes peatonales, se analizaron un conjunto de puentes tipo armadura, para posteriormente proponer herramientas que faciliten el proceso de revisión y diseño de puentes peatonales de este tipo. Las armaduras son uno de los principales tipos de estructura que se emplean generalmente en puentes, las cuales tienen la característica de ser livianas y de tener gran capacidad para soportar cargas entre dos apoyos, cubriendo grandes claros.

Con las herramientas y gráficos obtenidos, se puede saber si hay problemas de vibración para una variedad de puentes en armadura con claros de 15 hasta 80 metros, para relaciones de carga (la relación entre la carga muerta y la carga viva) desde 0.6 hasta 1.5, por lo que se puede dar una idea muy clara de la eficiencia estructural para la toma de decisiones,

brindando un panorama de todas las posibles opciones de acuerdo con los rangos críticos de frecuencia.

Se obtuvo un segundo gráfico que involucra la relación demanda-capacidad con valores de 0.1 a 1, y la eficiencia estructural de relaciones de carga, para el conjunto de puentes. Se indican los límites de frecuencia fundamentales, por lo que se puede fácilmente identificar si son estructuras susceptibles de entrar en resonancia con carga peatonal.

La respuesta en aceleración graficada para cada longitud de los puentes en las frecuencias que abarcan los dos armónicos para cada relación de cargas, evaluándose la clase de tráfico más crítica TC5, que corresponde aquella de uso extraordinario. A partir de la longitud L35 se rebasa por mucho el límite de aceleraciones del segundo armónico.

El diseño simplificado empleado para la creación de la guía de diseño sigue criterios que pueden ser cambiados, pero las gráficas que resulten van a dar la misma configuración. Analizar este tipo de gráficas te da una sensibilidad de una persona que es capaz de revisar todos los casos posibles en el menor tiempo.

Se recomienda continuar generando gráficas incluyendo dispositivos de control de masas sintonizadas.

Cuando un puente peatona tenga problemas de vibraciones inducida por personas, se recomienda realizar estudios de vibración ambiental y forzada, con el objetivo de obtener de manera precisa las propiedades y respuestas dinámicas de los mismos.

11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2009). *AASHTO LRFD Guide Specifications For The Design Of Pedestrian Bridges*. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Bachmann, H., & Ammann, W. (1987). *Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines, Structural Engineering Documents, Vol. 3e*. Zürich, Suiza: International Association of Bridge and Structural Engineering (IABSE).
- Bachmann, H., Pretlove, A., Ammann, W., Deischi, F., Eisenmann, J., Floegl, J., . . . Steinbeisser, L. (1995). *Dynamic forces from rhythmical human body motions, in: Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines*. Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser Verlag.
- Caetano, E. (2010). *Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers*. Portugal.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures, Theory and applications to earthquake engineering*. Berkeley, California, USA: Prentice Hall.
- Connor, J. J. (2002). *Introduction to Structural Motion Control*. New Jersey: Prentice Hall.
- Gómez Araújo, I. D. (2012). *Identificación Dinámica Estructural Utilizando Vibraciones Ambientales: Teoría, métodos y aplicación a un puente de vigas de concreto simplemente apoyadas*. Alemania: Editorial Académica Española.
- Hauksson, F. (2005). *Dynamic Behaviour of Footbridges Subjected to Pedestrian-Induced Vibrations*. Lund, Suecia: Structural Mechanics, LTH, Lund University.
- Heinemeyer, C., Butz, C., Keil, A., Schlaich, M., Goldack, A., Trometer, S., . . . Caetano, E. (2009). *Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations. JRC Scientific and Technical Reports, 98*. doi:10.2788/33846
- Henao Ángel, D. (2013). *Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral*. Medellín, Colombia: Tesis Maestría, Universidad EAFIT.

- Hernández Barrios, H., Huergo Ríos, I., & Ceja Marín, C. (2016). Consideraciones de diseño para condiciones de servicio de puentes peatonales. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 24.
- HIVOSS. (2007). *Design of Footbridges, Background Document*. Human Induced Vibrations of Steel Structures, Research Fund for Coal & Steel.
- Huergo Ríos, I. (2016). *Control de vibraciones verticales en puentes peatonales mediante amortiguadores de masa sintonizados*. Ciudad de México: UNAM, Tesis Maestría.
- IMPLAN, & IDOM Ingeniería S.A. de C.V. (2017). *Guía de diseño de infraestructura peatonal*. Saltillo, Coahuila: Cletopía, Gobierno Municipal 2014-2017.
- Instituto Tecnológico Superior de Los Reyes. (2018). *Rendición de cuentas 2012-2018*. México: SEP Tecnológico Nacional de México. Obtenido de <https://itslr.edu.mx/Archivos2019/Rendicion%20de%20Cuentas%202012-2018.pdf>
- ISO. (2007). *Bases for design of structures Serviceability of buildings and pedestrian*. Geneva, Switzerland: ISO/CD 10137, International Standardization Organization.
- Martínez, M. (2009). *Atenuación de vibraciones resonantes en puentes de ferrocarril de Alta Velocidad mediante amortiguadores fluido-viscosos*. España: Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia.
- MiMorelia.com. (30 de Octubre de 2020). *MI MORELIA.COM*. Obtenido de <https://www.mimorelia.com/en-morelia-retiran-puente-peatonal-ubicado-frente-a-c-u>
- Montanaro, M. (2002). *Sistemas de Control de Vibraciones en Estructuras de Gran Altura*. Buenos Aires, Argentina: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.
- Mulas, M. G., Lai, E., & Lastrico, G. (2018). Coupled analysis of footbridge-pedestrian dynamic interaction. 176, 127-142.
- Mustafa Kemal, O. (2010). *Dynamic Response of Beams with Passive Tuned Mass Dampers*. West Lafayette, Indiana: Purdue University, Graduate School-Thesis Master of Science in Civil Engineering.

- NTC, N. T. (2017). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Roos, I. (2009). *Human Induced Vibrations on Footbridges, Application and comparison of pedestrian load models*. Brisbane, Australia: TUDelft, Delft University of Technology.
- Sánchez, C. M., Sanz, J. d., Díaz, I. M., Méndez, A. P., & Ibán, A. L. (2011). *Control de Vibraciones en Pasarelas Peatonales*. Valladolid, España: Universidad de Valladolid.
- Sanz, J. d. (2012). *Análisis del estado límite de servicio y control de vibraciones en pasarelas peatonales*. España: Tesis Doctoral, Universidad de Valladolid.
- Segundinho, P., & Dias, A. (2008). Dynamic Investigation of a Suspension Timber Footbridge. *Proceedings of the 51st International Convention of Society of Wood Science and Technology November 10-12, 11*.
- Silva, G. W., & Oliveira, L. B. (2015). *Modelagem, simulação e projeto de absorvedores passivos de vibrações*. Río de Janeiro: Tesis Mecánica, Centro Federal de Educação Tecnológica Celso .
- Tubino, F., & Piccardo, G. (s.f.). Tuned Mass Damper optimization for human-induced footbridge vibrations. *Dynamics, Stability and Control of Flexible Structures*, 10.
- Wieslaw, F. (2010). Reduction of Vibrations of Pedestrian Bridges Using Tuned Mass Dampers (TMD). *Archives of Acoustics*, 35, 165-174. doi:10.2478/v10168-010-0015-3
- Živanović, S., Pavić, A., & Reynolds, P. (2005). Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 279, 1-74.

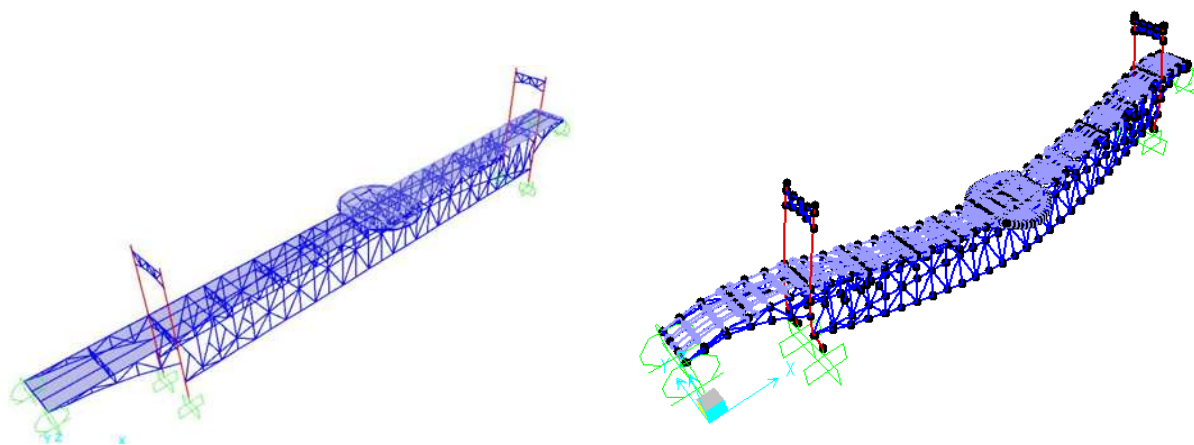
12. ANEXOS

12.1. Evaluación de opciones para rehabilitación del puente peatonal de estudio

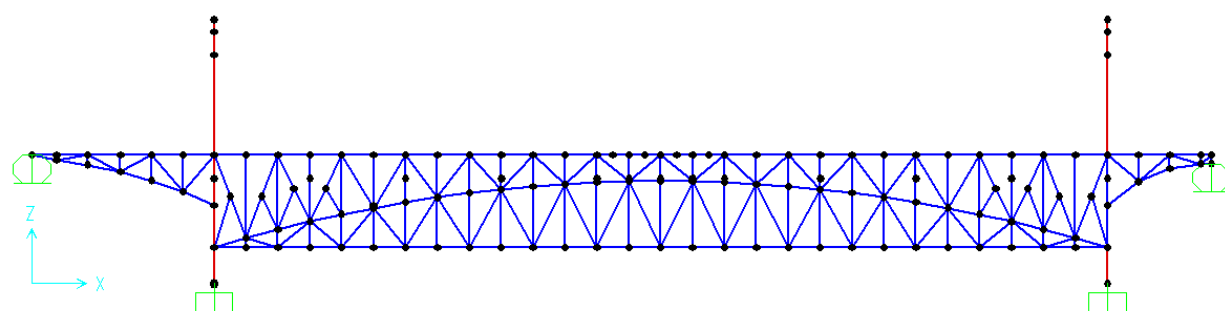
12.1.1. Puente peatonal con armadura inferior, sin cables

La armadura no es una alternativa viable porque la estructura original tiene un arco, no es una armadura. Dinámicamente estructural tiene un comportamiento predominantemente como arco, no es una viga en flexión

La armadura no es una posibilidad porque la viga no trabaja a flexión, sino que trabaja un porcentaje alto a compresión y el arco que tiene mayor rigidez. Se necesitaría quitarle el efecto del arco, posiblemente quitando las cuerdas y ampliando la armadura. Pero en este sistema el arco es quien absorbe mayores fuerzas.

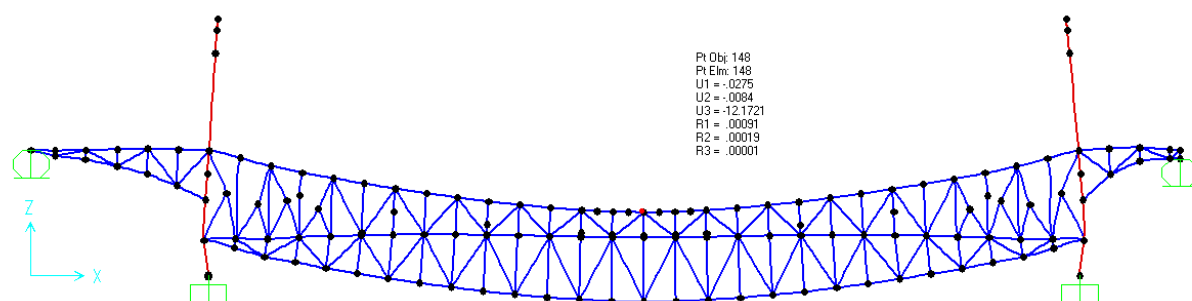


a) Modelo numérico del puente peatonal con armadura inferior sin cables



b) Sección lateral del puente peatonal con armadura inferior sin cables

Deformed Shape (DISEÑO1)

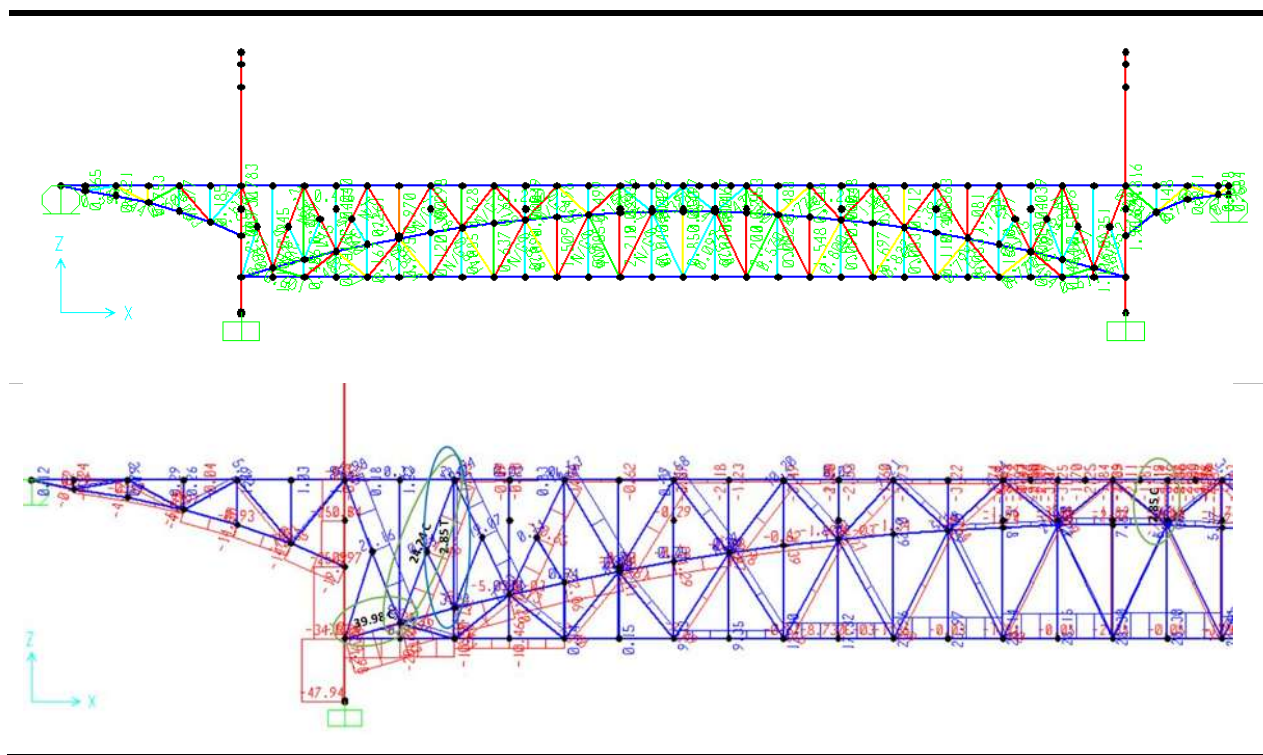


c) Deformación máxima del puente peatonal

Figura 12.1 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior sin cables, ante condiciones de cargas verticales.

REVISIÓN DE PUENTE PEATONAL CON ARMADURA INFERIOR SIN CABLES							
Elemento	Elemento Mecánico		Demanda (Kg)	Resistencia (Kg)	D/C		
Cuerda Superior	Axial (kg)	3950	3950	25477.11	0.155	Se acepta	
	Compresión	Momento (kg-cm)	-1896.02				
		Cortante (kg)	-29.47				
Cuerda Inferior	Compresión	Axial (kg)	39980	39980	18085.05	2.211	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-26438.31				
		Cortante (kg)	-312.22				
	Tensión	Axial (kg)	28240	28240	21603.33	1.307	No se acepta
		Momento (kg-cm)	2574.87				
		Cortante (kg)	30.44				

Diagonales	Compresión	Axial (kg)	24240	24240	2270.24	10.677	No se acepta
		Momento (kg-cm)	3411.05				
		Cortante (kg)	-26.63				
	Tensión	Axial (kg)	21190	21190	10801.67	1.962	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-2102.63				
		Cortante (kg)	13.24				
Montantes	Compresión	Axial (kg)	2850	2850	10271.65	0.277	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-2124.17				
		Cortante (kg)	-36.799				
	Tensión	Axial (kg)	2857	2857	10801.67	0.264	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-779.1				
		Cortante (kg)	-10.74				



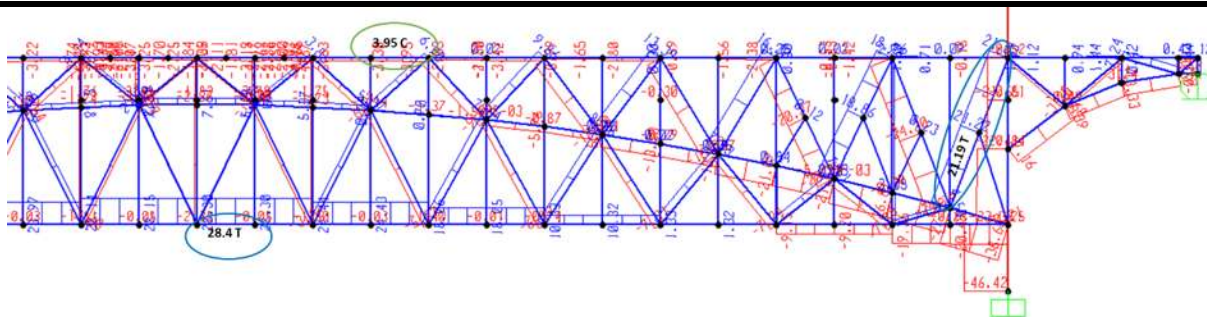
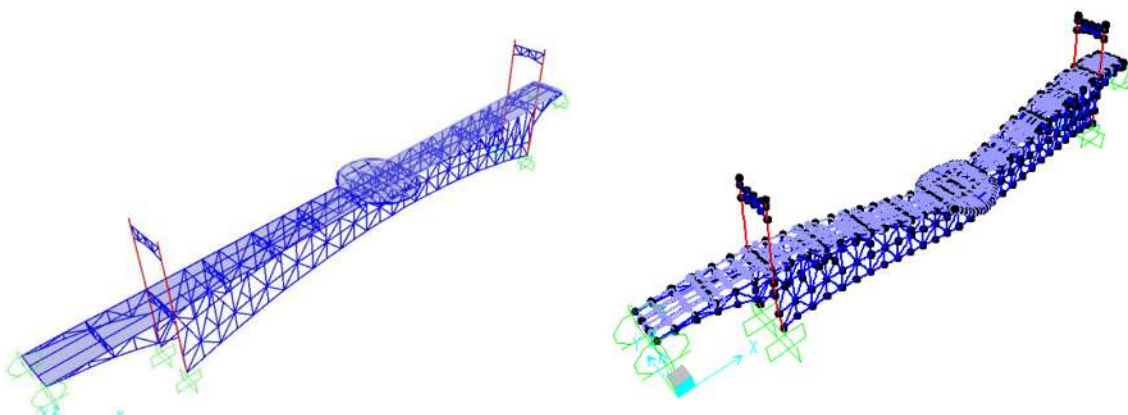


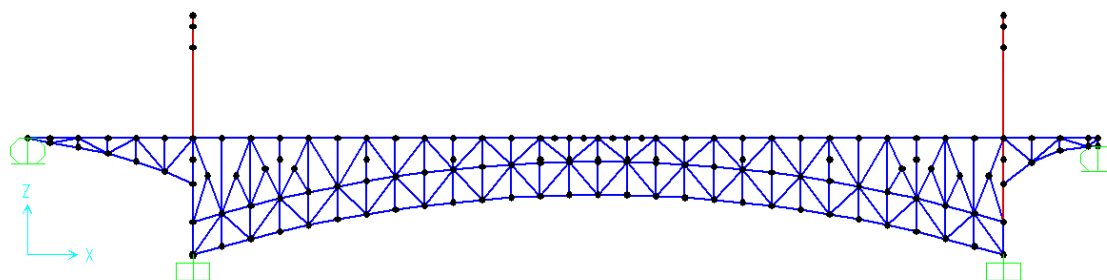
Figura 12.2 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior sin cables, ante condiciones de cargas verticales.

12.1.2. Puente peatonal con armadura inferior en arco, sin cables

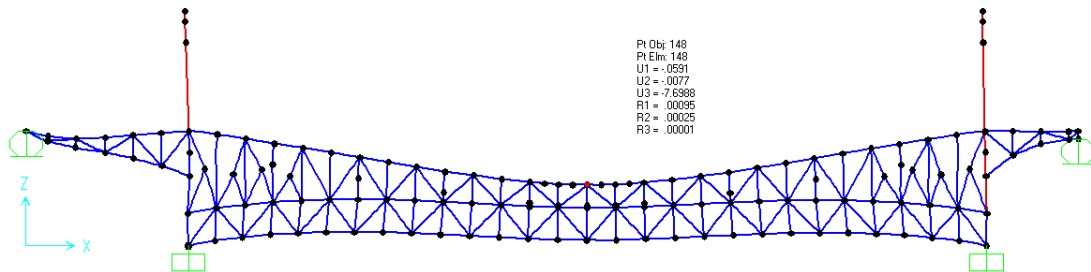
Deformed Shape (MODAL) - Mode 4 - Period 0.36942



a) Modelo numérico del puente peatonal con armadura inferior en arco sin cables, modo de vibrar vertical



b) Sección lateral del puente peatonal con armadura inferior en arco, sin cables



c) Deformación máxima del puente peatonal

Figura 12.3 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura inferior en arco sin cables, ante condiciones de cargas verticales.

REVISIÓN DE PUENTE PEATONAL CON ARMADURA INFERIOR EN ARCO SIN CABLES							
Elemento	Elemento Mecánico		Demanda (Kg)	Resistencia (Kg)	D/C		
Cuerda Superior	Compresión	Axial (kg)	3740	3740	25477.11	0.147	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-184.73				
		Cortante (kg)	-121.12				
Cuerda Inferior	Compresión	Axial (kg)	40380	40380	18085.05	2.233	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-3709.69				
		Cortante (kg)	-35.03				
	Tensión	Axial (kg)	15780	15780	21603.33	0.730	Se acepta
		Momento (kg-cm)	-1043.88				
		Cortante (kg)	-30.53				
Diagonales	Compresión	Axial (kg)	11970	11970	2274.07	5.264	No se acepta
		Momento (kg-cm)	1283.35				
		Cortante (kg)	10.83				
	Tensión	Axial (kg)	12200	12200	10801.67	1.129	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-1399.38				
		Cortante (kg)	13.89				
Montantes	Compresión	Axial (kg)	2910	2910	3865.28	0.753	Se acepta
		Momento (kg-cm)	3164.77				
		Cortante (kg)	-30.22				

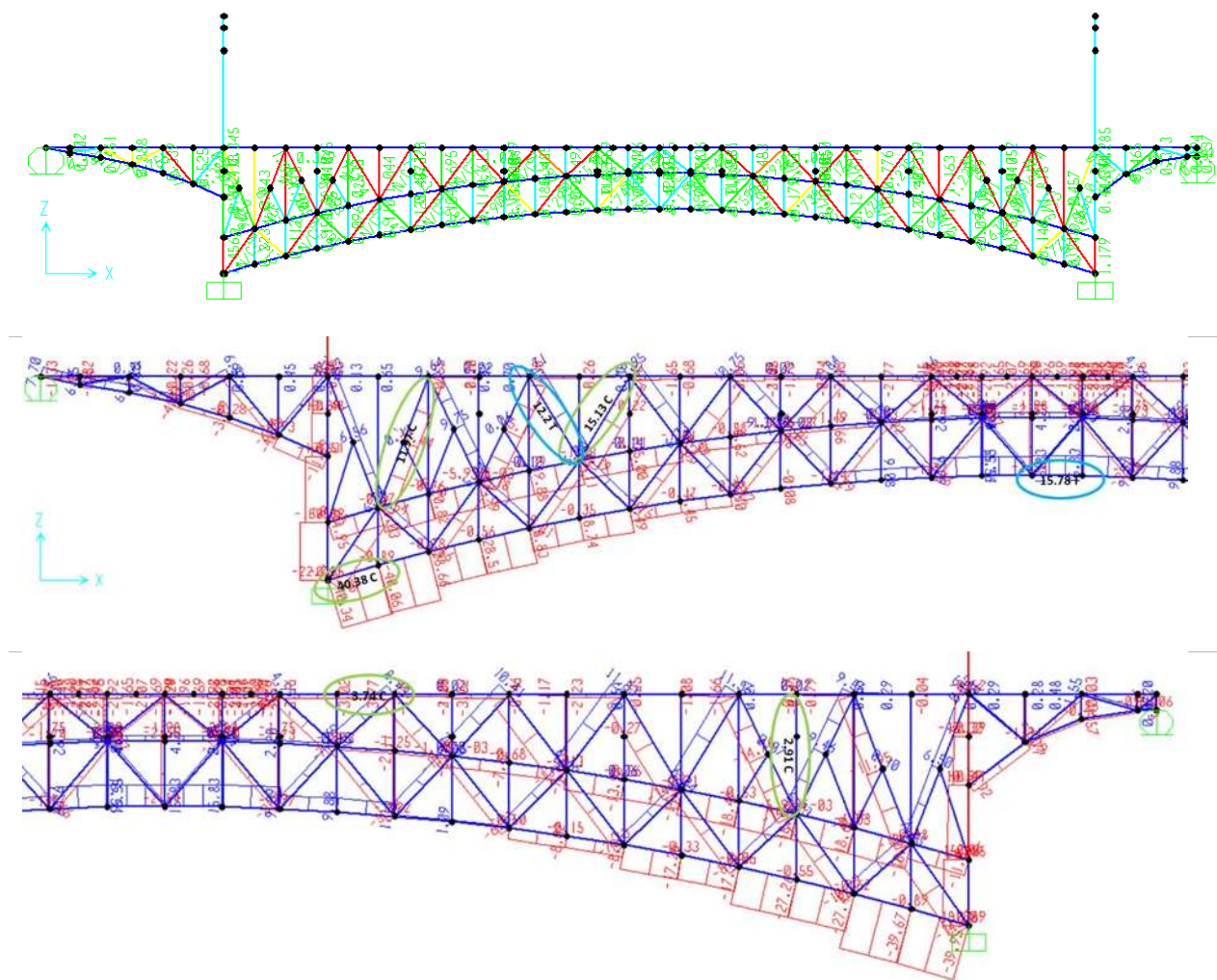
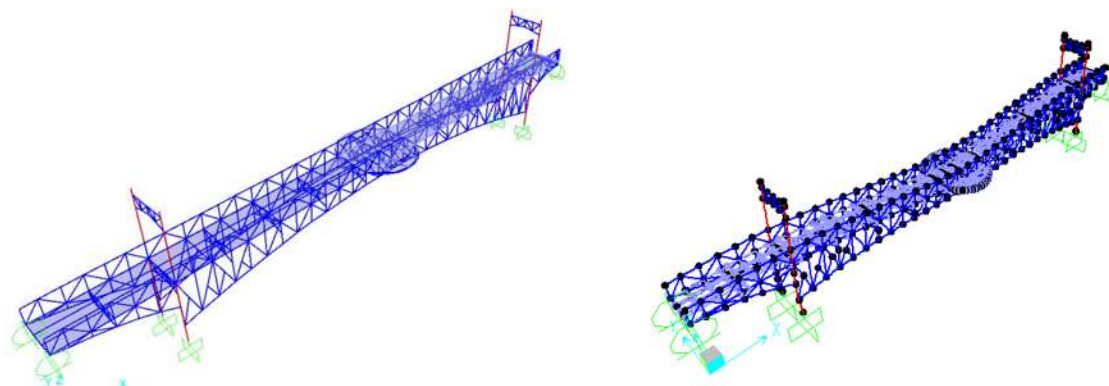


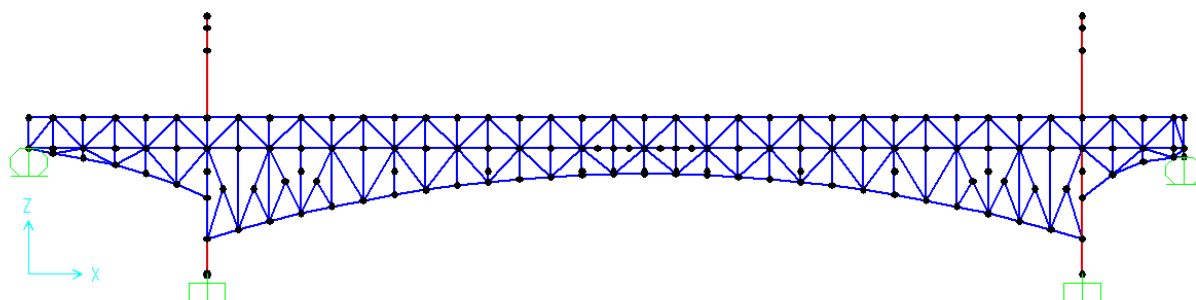
Figura 12.4 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura en arco inferior sin cables, ante condiciones de cargas verticales.

12.1.3. Puente peatonal con armadura en barandal, sin cables

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - Period 0.53434

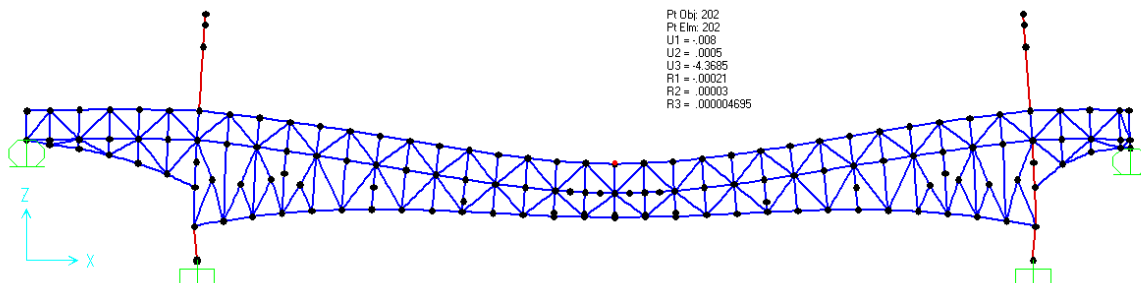


a) Modelo numérico del puente peatonal con armadura en barandal sin cables, modo de vibrar vertical



b) Sección lateral del puente peatonal con armadura en barandal, sin cables

Deformed Shape (DEAD)



c) Deformación máxima del puente peatonal

Figura 12.5 Modo de vibrar vertical, sección lateral y deformación máxima de la evaluación del puente peatonal con armadura en barandal sin cables, ante condiciones de cargas verticales

Revisión del puente ante combinación vertical. Se muestran los elementos más desfavorables

REVISIÓN DE PUENTE PEATONAL CON BARANDAL DE ARMADURA, SIN CABLES							
Elemento	Elemento Mecánico		Demanda (Kg)	Resistencia (Kg)	D/C		
Cuerda Superior	Compresión	Axial (kg)	40850	53105	25477.11	2.084	No se acepta
		Momento (kg-cm)	8410.99				
		Cortante (kg)	98.77				
	Tensión	Axial (kg)	29990	38987	27251.64	1.431	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-11791.73				
		Cortante (kg)	-140.75				
Cuerda Inferior	Compresión	Axial (kg)	61160	61160	18085.05	3.382	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-18574.54				
		Cortante (kg)	-200.46				
	Tensión	Axial (kg)	26320	26320	21603.33	1.218	No se acepta
		Momento (kg-cm)	3972.43				
		Cortante (kg)	49.66				
Diagonales	Compresión	Axial (kg)	16280	16280	4367.93	3.727	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-2045.98				
		Cortante (kg)	17.33				
	Tensión	Axial (kg)	13730	13730	10801.67	1.271	No se acepta
		Momento (kg-cm)	-1521.1				
		Cortante (kg)	14.34				
Montantes	Compresión	Axial (kg)	2870	2870	10734.67	0.267	Se acepta
		Momento (kg-cm)	5393.72				
		Cortante (kg)	196.44				
	Tensión	Axial (kg)	2840	2840	10801.67	0.263	Se acepta
		Momento (kg-cm)	1173.91				
		Cortante (kg)	-18.92				

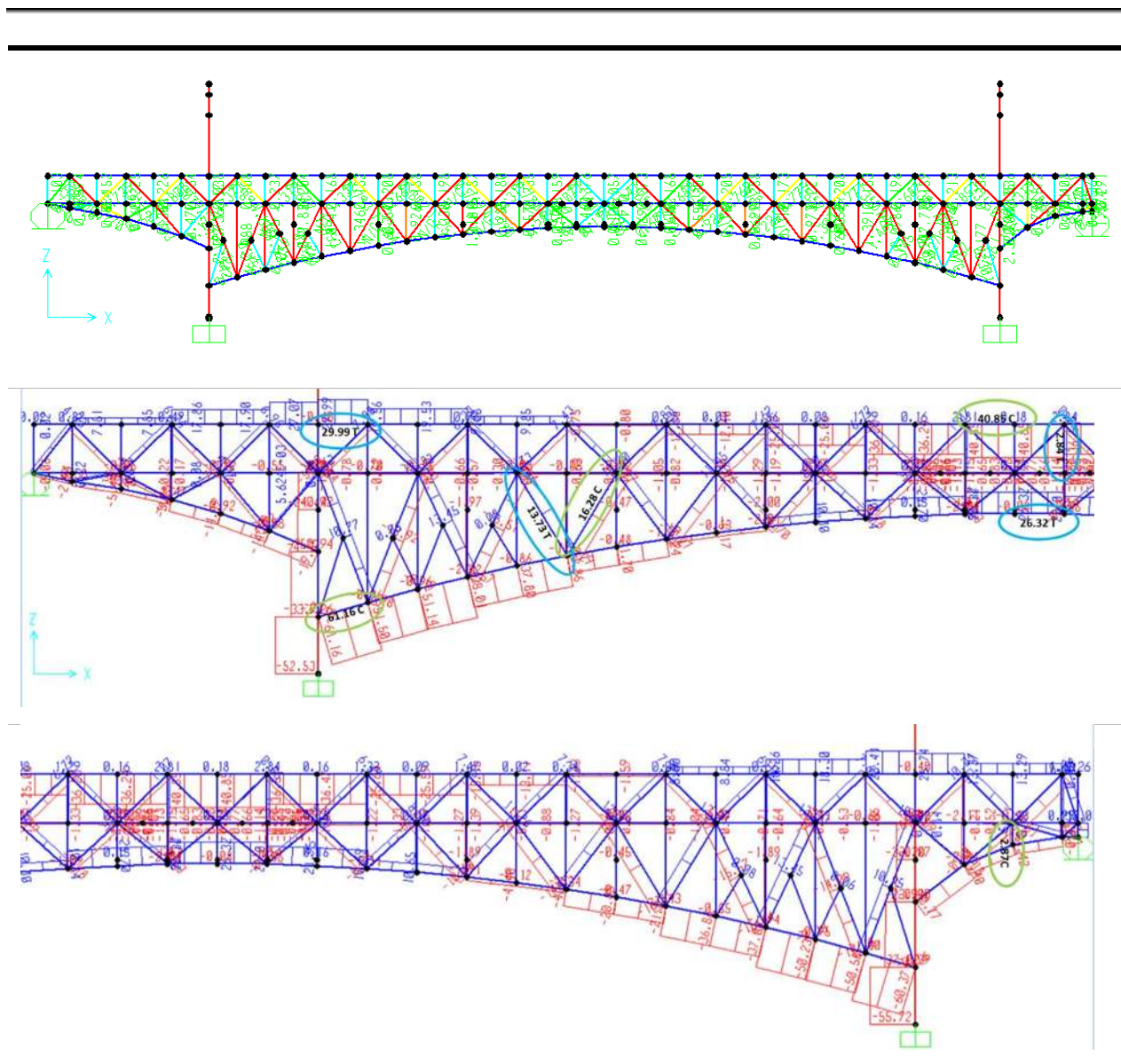


Figura 12.6 Elementos y valores críticos de la evaluación del puente peatonal con armadura en barandal sin cables, ante condiciones de cargas verticales.

12.2. Cálculo de los parámetros modales: Modelo matemático simplificado

Se compara y comprueba la metodología HIVOSS con la teoría de Dinámica estructural (Chopra, 2012).

Conocidas las propiedades dinámicas del puente peatonal de estudio, se realiza el análisis matemático por medio de un modelo simplificado, de una estructura de arco atirantado a una viga, con el objetivo de obtener nuevamente las propiedades dinámicas ante una excitación peatonal.

Se modeló ese mismo puente, se calibró como una viga, haciendo que los resultados de frecuencias coincidan con las frecuencias de ambos modelos (SAP y MATLAB)

El modelo matemático calcula la matriz de rigideces, y mediante la metodología de iteración vectorial inversa determina frecuencias y se obtienen las formas modales; calcula la respuesta en desplazamientos y aceleraciones, encuentra las máximas de las respuestas y muestra el espectro.

Las respuestas dinámicas obtenidas para varios estados de carga peatonal se comparan con los límites de servicio propuestos en las normativas internacionales estudiadas para determinar si éstos son cumplidos. Además, la modelación permite hacer múltiples simulaciones por segundo, de tal manera que al variar las cargas se pueden generalizar los resultados.

12.2.1. Calibración y resultados

12.2.1.1. Estimación analítica de las frecuencias de vibrar

fn					
5x5 double					
	1	2	3	4	5
1	1.9672	0	0	0	0
2	0	5.4721	0	0	0
3	0	0	8.1538	0	0
4	0	0	0	11.4350	0
5	0	0	0	0	12.5580

Figura 12.7 Frecuencias obtenidas en programa matemático MATLAB

fn Phi					
5x5 double					
	1	2	3	4	5
1	0.0636	-0.1104	-0.1273	-0.1113	-0.0649
2	0.1084	-0.1123	-0.0021	0.1106	0.1116
3	0.1268	-0.0041	0.1298	0.0021	-0.1269
4	0.1129	0.1091	0.0026	-0.1108	0.1100
5	0.0666	0.1110	-0.1264	0.1102	-0.0645

Figura 12.8 Matriz de modos obtenida en MATLAB

Graficando la matriz obtenemos las siguientes gráficas:

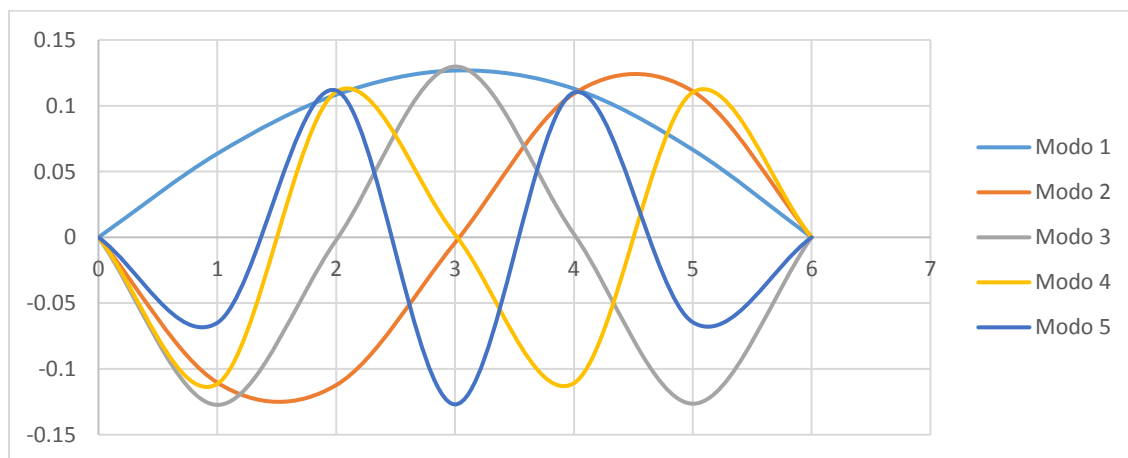


Figura 12.9 Espectros de respuesta máxima de aceleración

	Hivoss	0.1650	0.1940	0.1737	0.1027	Chopra	0.1667	0.1938	0.1719	0.1011
	nodos	16.4955	19.4042	17.3700	10.2692	nodos	16.6681	19.3803	17.1892	10.1087
t	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
0.01	0	0	0	0	0.00E+00	0	0	0	0	0
0.02	0	0	0	0	0	0	0	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
0.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00E+00
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...

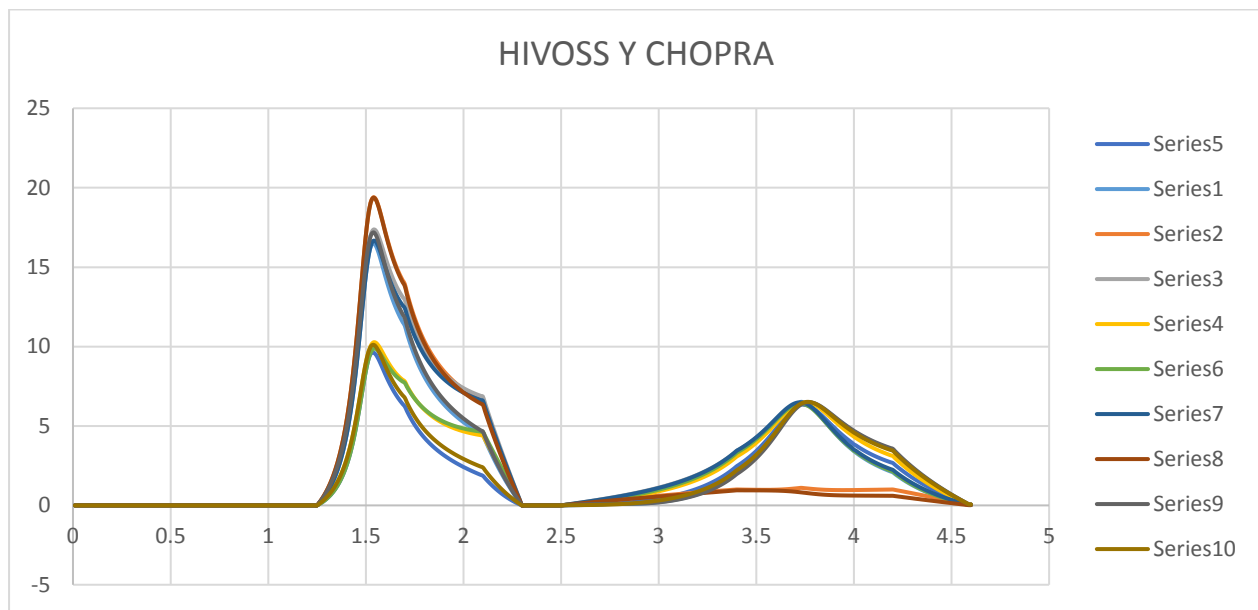


Figura 12.10 Comprobación y comparación del método HIVOSS con la teoría de Dinámica estructural de Chopra para la respuesta máxima de aceleración

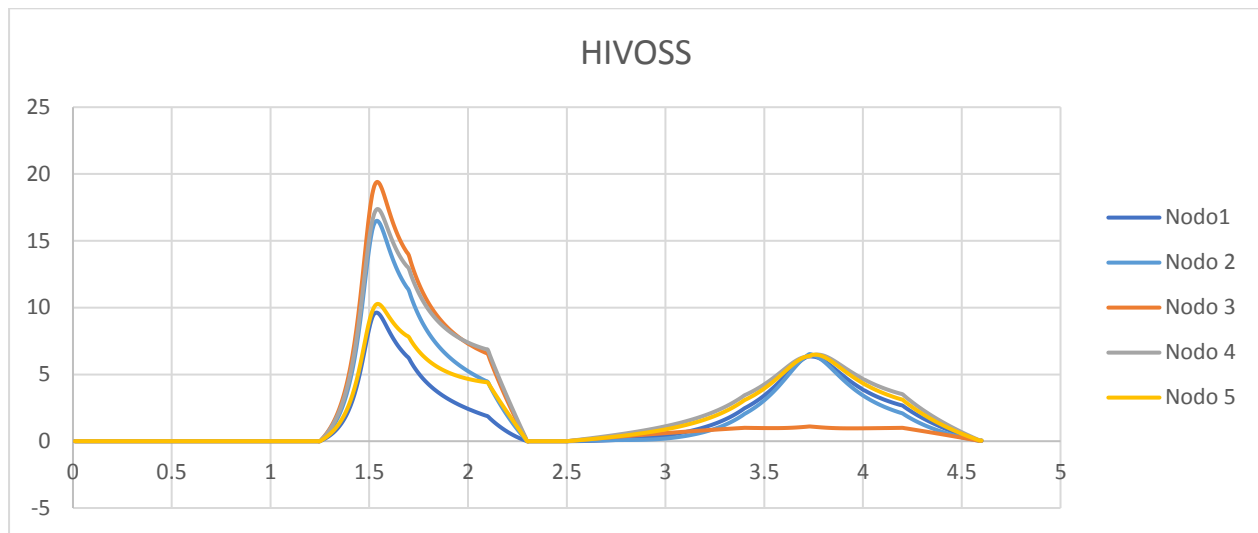


Figura 12.11 Respuesta máxima de aceleración en toda la historia de desplazamiento del nodo, siguiendo Norma Europea HIVOSS

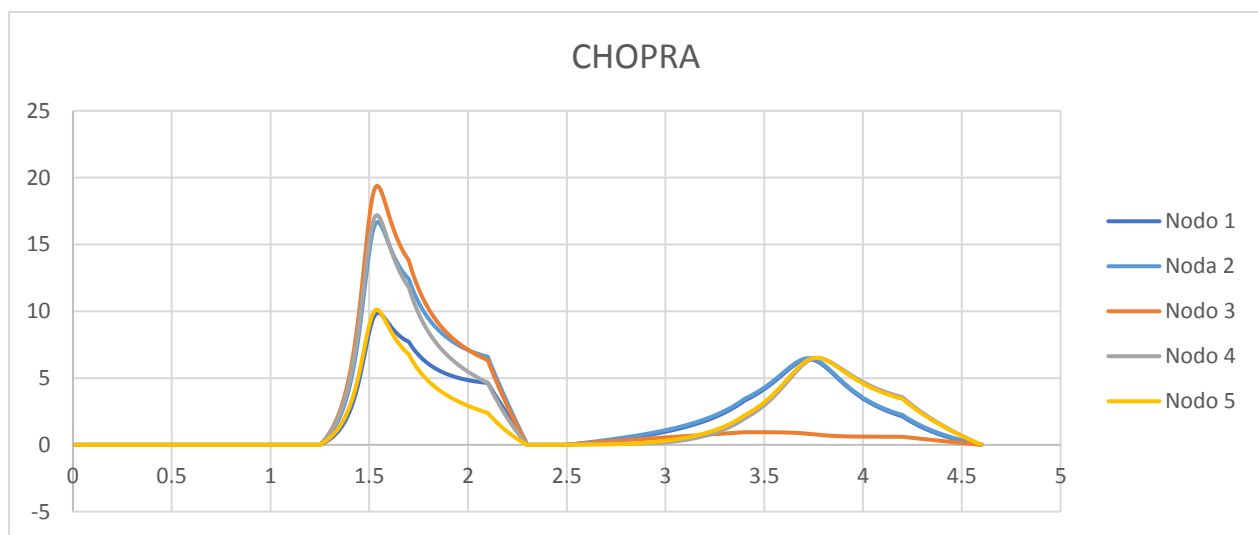


Figura 12.12 Respuesta máxima de aceleración en toda la historia de desplazamiento del nodo, siguiendo la teoría Dinámica Estructural de Chopra

Se obtienen cinco gráficas debido a que son cinco nodos internos para el puente de estudio.

La respuesta máxima que presenta el sistema ante la carga (conforme se avanza en la gráfica va variando, cambia el coseno y el coeficiente de reducción) que se encuentra en el eje de las abscisas para una carga con una frecuencia tal, la respuesta máxima de aceleración en toda la historia de desplazamiento del sistema en el nodo n.

Se comprueba con los dos métodos para obtener la respuesta estructural.

12.2.2. Código en Matlab: Modelo matemático simplificado

```
% Respuesta dinamica
clear
clc
ndbarras=6;
k11(ndbarras,ndbarras)=0;
k12(ndbarras,ndbarras)=0;
k21(ndbarras,ndbarras)=0;
k22(ndbarras,ndbarras)=0;
L=583;
%h=100; %Altura de la viga
%I=100^3*30/12;
%E=253456.36;
%EI=E*I;
EI=1674153008806.26;
pi=3.14159;

%r=1;
%for fac2=1:0.1:2.0
fac1=0.3;
fac2=0.15;
fac3=0.12;

EIB(1,1)=fac1*EI;
EIB(2,1)=fac2*EI;
EIB(3,1)=fac3*EI;
EIB(4,1)=fac3*EI;
EIB(5,1)=fac2*EI;
EIB(6,1)=fac1*EI;

k11(1,1)=12*EIB(1,1)/L^3; %pinned 24
k11(ndbarras+1,ndbarras+1)=12*EIB(6,1)/L^3;%pinned 24

k12(1,1)=6*EIB(1,1)/L^2;
k12(ndbarras+1,ndbarras+1)=-6*EIB(6,1)/L^2;

k21(1,1)=6*EIB(1,1)/L^2;
k21(ndbarras+1,ndbarras+1)=-6*EIB(6,1)/L^2;

k22(1,1)=4*EIB(1,1)/L;
k22(ndbarras+1,ndbarras+1)=4*EIB(6,1)/L;

for i=1:ndbarras
    k11(i+1,i)=-12*EIB(i,1)/L^3;
    k11(i,i+1)=-12*EIB(i,1)/L^3;

    k12(i+1,i)=-6*EIB(i,1)/L^2;
    k12(i,i+1)=6*EIB(i,1)/L^2;

    k21(i+1,i)=6*EIB(i,1)/L^2;
    k21(i,i+1)=-6*EIB(i,1)/L^2;
```

```

        k22(i+1,i)=2*EIB(i,1)/L;
        k22(i,i+1)=2*EIB(i,1)/L;
end

for i=2:ndbarras
    k11(i,i)=12*EIB(i-1,1)/L^3+12*EIB(i,1)/L^3;
    k22(i,i)=4*EIB(i-1,1)/L+4*EIB(i-1,1)/L;
end

%%elementos de la matriz de rigideces (esta seccion es para n numero de
%%barras)
% k11(1,1)=12*EI/L^3; %pinned 24
% k11(ndbarras+1,ndbarras+1)=12*EI/L^3;%pinned 24
%
% k12(1,1)=6*EI/L^2;
% k12(ndbarras+1,ndbarras+1)=-6*EI/L^2;
%
% k21(1,1)=6*EI/L^2;
% k21(ndbarras+1,ndbarras+1)=-6*EI/L^2;
%
% k22(1,1)=4*EI/L;
% k22(ndbarras+1,ndbarras+1)=4*EI/L;
%
% for i=1:ndbarras
%     k11(i+1,i)=-12*EI/L^3;
%     k11(i,i+1)=-12*EI/L^3;
%
%     k12(i+1,i)=-6*EI/L^2;
%     k12(i,i+1)=6*EI/L^2;
%
%     k21(i+1,i)=6*EI/L^2;
%     k21(i,i+1)=-6*EI/L^2;
%
%     k22(i+1,i)=2*EI/L;
%     k22(i,i+1)=2*EI/L;
% end
%
% for i=2:ndbarras
%     k11(i,i)=24*EI/L^3;
%     k22(i,i)=8*EI/L;
% end

%incorporan Kd TMD a matriz de rigideces
% kd=1763.706;
% k11(4,4)=k11(3,3)+kd;
% k11(4,8)=-kd;
% k11(8,4)=-kd;
% k11(8,8)=kd;
% k12(8,7)=0;
% k21(7,8)=0;

%eliminar fila 1 y ndbarra+1

```

```

k11(ndbarras+1,:)=[];
k11(:,ndbarras+1)=[];
k11(1,:)=[];
k11(:,1)=[];

k12(ndbarras+1,:)=[];
k12(1,:)=[];
k21(:,ndbarras+1)=[];
k21(:,1)=[];

%%eliminar rotaciones en los extremos (si se eliminan las frecuencias
%%incrementan)
% k12(:,ndbarras+1)=[];
% k12(:,1)=[];
% k21(ndbarras+1,:)=[];
% k21(1,:)=[];
%
% k22(:,ndbarras+1)=[];
% k22(:,1)=[];
% k22(ndbarras+1,:)=[];
% k22(1,:)=[];

%matriz condensada
ktt=k11-((k21'*(inv(k22)))*k21);

%matriz de masa
Msa(1,1)=11000/981;
Msa(2,2)=12000/981;
Msa(3,3)=10000/981;
Msa(4,4)=11000/981;
Msa(5,5)=12000/981;
% Msa(6,6)=80000/981;
% Msa(7,7)=5*.5*2*2402/981;
% Msa(8,8)=5*.5*2*2402/981;
% Msa(ndbarras+1,ndbarras+1)=.13;
%
% for i=1:ndbarras-1
%     Msa(i,i)=4000/981;
% end

%iteracion vectorial inversa (frecuencias y formas modales)

desp=0;
desp2=0;
Xj=ones(ndbarras-1,1);

for j=1:ndbarras-1

    for i=1:10
        kdesp=ktt-desp.*Msa;
        Xpjm1=(inv(kdesp))*Msa*Xj;
        Lmda1=(Xpjm1'*Msa*Xj)/(Xpjm1'*Msa*Xpjm1);
        Xjm1=(Xpjm1)/(Xpjm1'*Msa*Xpjm1)^0.5;
        Xj=Xjm1;
    end
end

```

```

Phi(:,j)=Xj;
wn=(Lmda1+desp)^0.5;
Wn(j,j)=wn;
fn(j,j)=wn/2/3.14159;
fnn(1,j)=wn/2/3.14159;

%Busca modos pares
Xj=ones(ndbarras-1,1);
desp=Lmda1+desp+10;
Lmda=-10;
if j<ndbarras-1
    while Lmda<-1
        kdesp=ktt-desp.*Msa;
        Xpjm1=(inv(kdesp))*Msa*Xj;
        Lmda=(Xpjm1'*Msa*Xj)/(Xpjm1'*Msa*Xpjm1);
        desp=desp+1;
    end
end
%Busca modos impares
Xj(1,1)=-1;
desp2=Lmda1+desp2+10;
Lmda=-10;
if j<ndbarras-1
    while Lmda<-1
        kdesp=ktt-desp2.*Msa;
        Xpjm1=(inv(kdesp))*Msa*Xj;
        Lmda=(Xpjm1'*Msa*Xj)/(Xpjm1'*Msa*Xpjm1);
        desp2=desp2+1;
    end
end
Xj=ones(ndbarras-1,1);
if desp2<desp
    Xj(1,1)=-1;
end
desp=min(desp,desp2);
end
%clear k11 k12 k21 k22 ktt kdesp Lmda Lmda1 desp desp2
%r=r+1
%end
% Salida(1,1)=fn(1,1);
% Salida(1,2)=fn(2,2);
% Salida(1,3)=fn(3,3);
% Salida(1,4)=fn(4,4);
% Salida(1,5)=fn(5,5);

%masa y rigidez generalizada
Mn=Phi'*Msa*Phi;
Kn=Phi'*ktt*Phi;

%%Amortiguamiento
a0=0.05*2*Wn(1,1)*Wn(3,3)/(Wn(1,1)+Wn(3,3));
a1=0.05*2/(Wn(1,1)+Wn(3,3));

% Mn=Msa*Phi.^2;
% Ln=Msa*Phi;

```

```

% Kn=Phi'*ktt*Phi;
%
% for i=1:ndbarras-1
%     SMn(1,i)=sum(Mn(i,:));
%     SLn(1,i)=sum(Ln(i,:));
%     rn(1,i)=SLn(1,i)/SMn(1,i);
% end

% carga peatonal
P=28;
B=3; %ancho de calzada en metros
S=L/100*ndbarras*B; % superficie de calzada
dens=0.2; %densidad peatones por m2
nump=S*dens; %numero de peatones
amort=0.05; %amortiguamiento estructural
numpeq=10.8*(amort*nump)^0.5/S; %numero equivalente de peatones

%frec=1; %frecuencia de la carga peatonal
k=1;
for frec=0.01:0.01:4.6
if frec<1.25
    factred=0;
end
if 1.25<=frec&frec<1.7
    factred= (frec-1.25)/(1.7-1.25);
end
if 1.7<=frec&frec<2.1
    factred=1;
end
if 2.1<=frec&frec<2.3
    factred= (2.3-frec)/(2.3-2.1);
end
if 2.3<=frec&frec<2.5
    factred=0;
end
if 2.5<=frec&frec<3.4
    factred=(frec-2.5)*.25/(3.4-2.5);
end
if 3.4<=frec&frec<4.2
    factred=0.25;
end
if 4.2<=frec&frec<4.6
    factred=(4.6-frec)*.25/(4.6-4.2);
end
%graf(i,1)=frec;
%graf(i,2)=factred;
%i=i+1;
%end

am=a0/2/Wn(1,1)+a1*Wn(1,1)/2; %amortiguamiento modal

Pt=P*numpeq*B*L/100*factred; %carga peatonal concentrda en nodo;

direccional=abs(Phi)./Phi;
modos=ndbarras-1;

```

```

nodos=ndbarras-1;
f0=frec;

for j=1:modos
    F0(:,j)=direccional(:,j).*Pt;

    %%Hivoss
    fi(1,j)=Wn(j,j)/2/pi;
    numerador=(Phi(:,j)'*F0(:,j)/4/pi^2/Mn(j,j));
    denominador=((fi(1,j)^2-f0^2)^2+4*am^2*fi(1,j)^2*f0^2)^0.5;
    fase=atan(2*am*fi(1,j)*f0/(fi(1,j)^2-f0^2));

    %%metodo Chopra
    Pn(:,j)=Phi(:,j)'*F0(:,j);
    rw=f0*2*pi/Wn(j,j);
    C=Pn(:,j)/Kn(j,j)*(1-rw^2)/((1-rw^2)^2+(2*am*rw)^2);
    D=Pn(:,j)/Kn(j,j)*(-2*am*rw)/((1-rw^2)^2+(2*am*rw)^2);

    i=1;
    for t=0.01:0.01:10
        %%Hivoss
        xi(i,j)=numerador/denominador*cos(2*3.14159*f0*t);%-fase);
        xii(i,j)=-(2*3.14159*f0)^2*numerador/denominador*cos(2*3.14159*f0*t-
fase);
        %%%metodo Chopra
        des(i,j)=C*cos(f0*2*pi*t)+D*sin(f0*2*pi*t);
        acel(i,j)=-(f0*2*pi)^2*C*cos(f0*2*pi*t)-(f0*2*pi)^2*D*sin(f0*2*pi*t);
        i=i+1;
    end
end
yi(i-1,j)=0;
yii(i-1,j)=0;
descomb(i-1,j)=0;
acelcomb(i-1,j)=0;
for j=1:nodos
    for i=1:modos
        %%Hivoss
        yi(:,j)=xi(:,i).*Phi(j,i)+yi(:,j);
        yii(:,j)=xii(:,i).*Phi(j,i)+yii(:,j);
        %%%metodo Chopra NOTA: con el metodo de chopra el primer modo se
        %%% desfasa
        descomb(:,j)=des(:,i).*Phi(j,i)+descomb(:,j);
        acelcomb(:,j)=acel(:,i).*Phi(j,i)+acelcomb(:,j);
    end
    %%Hivoss
    Maxd(k,j)=max(yi(:,j));
    Maxac(k,j)=max(yii(:,j));
    %%Chopra
    Maxdesp(k,j)=max(descomb(:,j));
    Maxacel(k,j)=max(acelcomb(:,j));
end
clear yi yii xi xii;
clear descomb acelcomb des acel;
k=k+1;
end

```

12.3. Guía de diseño

12.3.1. Cálculo de la frecuencia

En la siguiente tabla se muestra el cálculo de las frecuencias para las diferentes longitudes de puentes

Calculos iniciales

Wv (t/m)	Wm/Wv	Wm (t/m)	As (cm2)	E (kg/cm2)	H/L
0.7	1.500	1.05	276.0	2040000	0.1

Cálculo de la frecuencia circular del sistema

ID	L (m)	H (m)	I (cm4)	m* (kg s2/cm)	k* (kg/cm)	wn (rad/s)	f (Hz)
L10	10	1.00	1380042	5.4	137117	160.1	25.5
L15	15	1.50	3105096	8.0	91412	106.7	17.0
L20	20	2.00	5520170	10.7	68559	80.0	12.7
L25	25	2.50	8625265	13.4	54847	64.0	10.2
L30	30	3.00	12420382	16.1	45706	53.4	8.5
L35	35	3.50	16905520	18.7	39176	45.7	7.3
L40	40	4.00	22080679	21.4	34279	40.0	6.4
L50	50	5.00	34501062	26.8	27423	32.0	5.1
L60	60	6.00	49681529	32.1	22853	26.7	4.2
L70	70	7.00	67622081	37.5	19588	22.9	3.6
L80	80	8.00	88322718	42.8	17140	20.0	3.2

A continuación, se expone el procedimiento y las hipótesis consideradas en el cálculo de las frecuencias:

1. Establecer la carga viva de diseño para el puente.
Los diferentes reglamentos nacionales e internacionales establecen para el uso de paso peatonal, corredores públicos, etc. Una carga viva de diseño en un rango de 300 a 700 kg/m2. Basado en esos datos se selecciona una carga viva de 350kg/m2. Puesto que el ancho del puente es de dos metros la carga viva linealmente repartida en la longitud del puente es de 0.7 t/m.
2. Establecer la relación de cargas Wm/Wv.
Para el ejemplo mostrado se establece una relación igual a 1.5. sin embargo, en el presente estudio este parámetro se estudió en el rango de 0.6-1.5.
3. Cálculo de la carga muerta.
La carga muerta se calcula a partir de la siguiente expresión

$$w_m = \left(\frac{w_m}{w_v} \right) w_v$$

4. Cálculo del área de acero.

A partir del peso muerto se calcula el área de acero de la estructura. en especial nos interesa el área de acero en las cuerdas de la armadura. La expresión mediante la que se calcula el área de acero se muestra a continuación. La expresión considera un peso muerto debido al sistema de piso de 0.4t/m. Con la expresión se calcula el área de acero en las cuerdas, considerado un factor de 3 debido a que la misma cantidad de acero se encontraría en la cuerda opuesta y otro tanto entre montantes y diagonales. Se considera que el peso del acero es de 7.85t/m³. El factor de 10000 es por compatibilidad de unidades

$$A_s = \frac{(w_m - 0.4)}{3} \frac{10000}{7.85}$$

5. Establecer la relación H/L, entre la altura de la armadura y su longitud.

En el presente trabajo se considera únicamente una relación H/L=0.1.

6. Cálculo de la altura de la armadura.

La altura de la armadura se calcula a partir de la siguiente expresión

$$H = \left(\frac{H}{L}\right) L$$

7. Cálculo de la inercia de la armadura.

En el cálculo de la inercia de la armadura se desprecia la inercia proporcionada por los perfiles de las cuerdas de forma individual. Por lo que independientemente de la forma de la sección transversal de las cuerdas se considera que la inercia está dada por la siguiente expresión. El factor de 100 es por compatibilidad de unidades.

$$I = 2 A_s \left(\frac{100 H}{2}\right)^2$$

8. Cálculo de la masa generalizada del sistema.

La masa generalizada del sistema, considerando la primera forma modal se calcula mediante la expresión siguiente. Donde el factor 1000 es por compatibilidad de unidades y el 981 es la aceleración de la gravedad.

$$m^* = \frac{w_m L}{2} \left(\frac{1000}{981}\right)$$

9. Cálculo de la rigidez generalizada

La rigidez generalizada del sistema, considerando la primera forma modal se calcula con la expresión. Donde el factor de 100 es por compatibilidad de unidades.

$$k^* = \frac{\pi^4 EI}{2(100 L)^3}$$

10. Cálculo de la frecuencia natural.

La frecuencia natural del sistema se calcula con la siguiente expresión.

$$w_n = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}}$$

11. Cálculo de la frecuencia circular.

La frecuencia circular del sistema se calcula con la siguiente expresión

$$f = \frac{w_n}{2\pi}$$

Como se menciona en el paso 2, variando la relación de pesos entre 0.6 y 1.5 se obtienen los siguientes valores de frecuencia circular, mismos que se muestran gráficamente en la sección correspondiente.

Wm/Wv	L10	L15	L20	L25	L30	L35	L40	L50	L60	L70	L80
0.6	7.1	4.7	3.5	2.8	2.4	2.0	1.8	1.4	1.2	1.0	0.9
0.7	13.9	9.3	6.9	5.6	4.6	4.0	3.5	2.8	2.3	2.0	1.7
0.8	17.3	11.5	8.7	6.9	5.8	4.9	4.3	3.5	2.9	2.5	2.2
0.9	19.6	13.0	9.8	7.8	6.5	5.6	4.9	3.9	3.3	2.8	2.4
1.0	21.2	14.1	10.6	8.5	7.1	6.1	5.3	4.2	3.5	3.0	2.6
1.1	22.4	15.0	11.2	9.0	7.5	6.4	5.6	4.5	3.7	3.2	2.8
1.2	23.4	15.6	11.7	9.4	7.8	6.7	5.9	4.7	3.9	3.3	2.9
1.3	24.2	16.2	12.1	9.7	8.1	6.9	6.1	4.8	4.0	3.5	3.0
1.4	24.9	16.6	12.5	10.0	8.3	7.1	6.2	5.0	4.2	3.6	3.1
1.5	25.5	17.0	12.7	10.2	8.5	7.3	6.4	5.1	4.2	3.6	3.2

12.3.2. Cálculo del factor Demanda-Capacidad D/C

En la siguiente tabla se muestra el cálculo de las relaciones demanda-capacidad para las diferentes longitudes de puentes

Calculos iniciales

Wv (t/m)	Wm/Wv	Wm (t/m)	As (cm2)	WU (t/m)	Fy (kg/cm)
0.7	1.500	1.05	276.0	2.42	2350

Cálculo de factores demanda-capacidad

ID	L (m)	H (m)	MU (t-m)	MR (t-m)	D/C
L10	10	1.00	30.2	408.6	0.07
L15	15	1.50	67.9	612.9	0.11
L20	20	2.00	120.8	817.3	0.15
L25	25	2.50	188.7	1021.6	0.18
L30	30	3.00	271.7	1225.9	0.22
L35	35	3.50	369.8	1430.2	0.26
L40	40	4.00	483.0	1634.5	0.30
L50	50	5.00	754.7	2043.2	0.37
L60	60	6.00	1086.8	2451.8	0.44
L70	70	7.00	1479.2	2860.4	0.52
L80	80	8.00	1932.0	3269.0	0.59

A continuación, se expone el procedimiento y las hipótesis consideradas en el cálculo de las de los factores demanda-capacidad:

1. Establecer la carga viva de diseño para el puente.
Los diferentes reglamentos nacionales e internacionales establecen para el uso de paso peatonal, corredores públicos, etc. Una carga viva de diseño en un rango de 300 a 700 kg/m². Basado en esos datos se selecciona una carga viva de 350kg/m². Puesto que el ancho del puente es de dos metros la carga viva linealmente repartida en la longitud del puente es de 0.7 t/m.
2. Establecer la relación de cargas Wm/Wv.
Para el ejemplo mostrado se establece una relación igual a 1.5. sin embargo, en el presente estudio este parámetro se estudió en el rango de 0.6-1.5.
3. Cálculo de la carga muerta.

La carga muerta se calcula a partir de la siguiente expresión

$$w_m = \left(\frac{w_m}{w_v} \right) w_v$$

4. Cálculo del área de acero.

A partir del peso muerto se calcula el área de acero de la estructura. en especial nos interesa el área de acero en las cuerdas de la armadura. La expresión mediante la que se calcula el área de acero se muestra a continuación. La expresión considera un peso muerto debido al sistema de piso de 0.4t/m. Con la expresión se calcula el área de acero en las cuerdas, considerado un factor de 3 debido a que la misma cantidad de acero se encontraría en la cuerda opuesta y otro tanto entre montantes y diagonales. Se considera que el peso del acero es de 7.85t/m³. El factor de 10000 es por compatibilidad de unidades

$$A_s = \frac{(w_m - 0.4)}{3} \frac{10000}{7.85}$$

5. Establecer la relación H/L, entre la altura de la armadura y su longitud.

En el presente trabajo se considera únicamente una relación H/L=0.1.

6. Cálculo de la altura de la armadura.

La altura de la armadura se calcula a partir de la siguiente expresión

$$H = \left(\frac{H}{L} \right) L$$

7. Cálculo de la carga de diseño

Existen diferentes combinaciones de diseño. Se considera que la combinación más crítica para el puente es la debida a la carga vertical, que se muestra en seguida.

$$w_U = 1.3 w_m + 1.5 w_v$$

8. Cálculo del momento de diseño

El momento de diseño se calcula considerando la armadura como una viga isostática, simplemente apoyada. El momento máximo se produce al centro del claro.

$$M_U = w_U \frac{L^2}{8}$$

9. Cálculo del momento resistente

Se considera que el mecanismo que gobierna la resistencia de la armadura es la falla a compresión de la cuerda superior. Se considera un factor de reducción de resistencia de 0.9 y un factor de reducción por esbeltez de 0.7, factores típicos en el diseño estructural de elementos comprimidos. Se $F_y=2350 \text{ kg/cm}^2$, del acero comercial comúnmente utilizado en este tipo de puentes. El factor de 1000 es por compatibilidad de unidades.

$$M_R = 0.9 (0.7) A_s F_y \frac{H}{1000}$$

10. Cálculo del factor demanda-capacidad

El factor demanda-capacidad se calcula mediante la siguiente expresión

$$D/C = \frac{M_U}{M_R}$$

Como se menciona en el paso 2, variando la relación de pesos entre 0.6 y 1.5 se obtienen los siguientes valores del factor demanda-capacidad, mismos que se muestran gráficamente en la sección correspondiente.

Wm/Wv	L10	L15	L20	L25	L30	L35	L40	L50	L60	L70	L80
0.60	1.59	2.38	3.17	3.97	4.76	5.55	6.35	7.93	9.52	11.11	12.69
0.70	0.37	0.56	0.75	0.93	1.12	1.30	1.49	1.86	2.24	2.61	2.98
0.80	0.22	0.33	0.44	0.55	0.66	0.77	0.88	1.10	1.33	1.55	1.77
0.90	0.16	0.24	0.32	0.40	0.48	0.57	0.65	0.81	0.97	1.13	1.29
1.00	0.13	0.19	0.26	0.32	0.39	0.45	0.52	0.65	0.78	0.91	1.04
1.10	0.11	0.17	0.22	0.28	0.33	0.39	0.44	0.55	0.66	0.77	0.88
1.20	0.10	0.15	0.19	0.24	0.29	0.34	0.39	0.48	0.58	0.68	0.77
1.3	0.09	0.13	0.17	0.22	0.26	0.30	0.35	0.44	0.52	0.61	0.70
1.4	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.40	0.48	0.56	0.64
1.5	0.07	0.11	0.15	0.18	0.22	0.26	0.30	0.37	0.44	0.52	0.59

12.3.3. Cálculo de la aceleración debida a la carga peatonal sincronizada

A continuación, se expone el procedimiento y las hipótesis consideradas en el cálculo de las de las aceleraciones:

1. Cálculo de la frecuencia circular
La frecuencia circular se calcula siguiendo el procedimiento del ANEXO 1
2. Establecer la densidad peatonal
Los códigos específicos 5 diferentes estados de carga para la revisión de vibraciones debidas a carga peatonal, llamados clases de tráfico TC por sus iniciales en inglés, para cada una de las clases de tráfico se especifica una densidad peatonal. Para el presente ejemplo se emplea una densidad correspondiente al TC5, $d=1.5 \text{ p/m}^2$

	d
TC1	0.1
TC2	0.2
TC3	0.5
TC4	1
TC5	1.5

3. Cálculo de la superficie peatonal
La superficie peatonal es el área sobre la cual circulan los peatones, se considera que el puente tiene un ancho de 2 metros.

$$s = 2L$$

4. Cálculo del número de peatones
La cantidad de peatones se calcula de acuerdo con la siguiente expresión

$$n = d s$$

5. Establecer amortiguamiento
Los códigos recomiendan dos tipos de amortiguamiento, el primero es para cargas de servicio, como las que se revisan en el presente trabajo, el segundo se desarrolla

cuando existe un tipo de vibración intencionada. Se selecciona un amortiguamiento de 0.004

6. Cálculo del número equivalente de peatones
Este parámetro considera que los peatones están sincronizados y se da en cantidad de peatones por unidad de área.

Para las condiciones de cargas TC1 a TC3

$$n' = \frac{10.8 \sqrt{\zeta n}}{s}$$

Para las condiciones de cargas TC4 y TC5

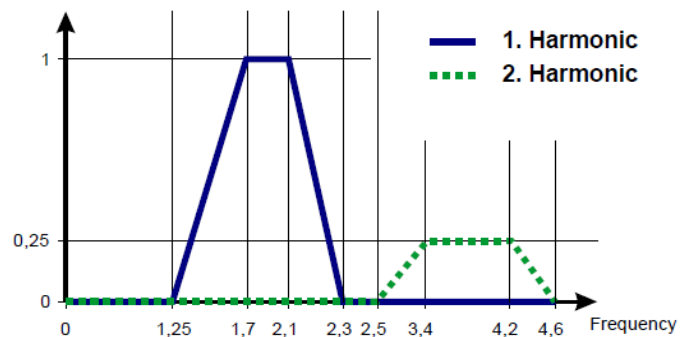
$$n' = \frac{1.85 \sqrt{n}}{s}$$

7. Establecer el peso del peatón
Los códigos especifican un peso de peatón de 28 kg

8. Cálculo de la carga concentrada

$$P_o = \frac{P n' s}{2}$$

9. Cálculo del factor de reducción
Los códigos emplean un coeficiente de reducción ψ sobre la carga peatonal, para considerar la probabilidad de que se presente la carga peatonal en determinada frecuencia



10. Cálculo de la aceleración

$$C = \frac{Po}{k} \psi \frac{1 - \left(\frac{w}{w_n}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{w}{w_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\zeta \left(\frac{w}{w_n}\right)\right)^2}$$

$$D = \frac{Po}{k} \psi \frac{-2\zeta \frac{w}{w_n}}{\left(1 - \left(\frac{w}{w_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\zeta \left(\frac{w}{w_n}\right)\right)^2}$$

$$a = \max(C, -D) * w^2/100$$

12.3.4. Código en Matlab: Cálculo de frecuencia, factor demanda-capacidad y aceleraciones para puentes peatonales en armadura

```
clear
clc
%Datos 1
E=2040000;
pi=3.14159;
ndbarras=2;

%Calculos 1
Wv=0.7;
relHL=0.1;
L=70;
H=L*relHL;
%Calculos 2
d=1.5;
s=L*2;
n=d*s;
amort=0.004;
if d>0.9
    neq=1.85*(n)^0.5/s;
else
    neq=10.8*(amort*n)^0.5/s;
end
P=28;
Po=P*s*neq/2;

%Calculos 3
j=1;
for relWmWv=0.6:0.1:1.5;
    Wm=Wv*relWmWv;
    As=(Wm-0.4)*10000/7.85/3;
    I=As*(H*100/2)^2*2;
    k=pi^4*E*I/2/(L*100)^3;
    m=Wm*L*1000/981/2;
    wn=(k/m)^0.5;
    f(1,j)=wn/2/pi;

    i=1;
    for frec=0.01:0.01:4.6
        if frec<1.25
            factred=0;
        end
        if 1.25<=frec&frec<1.7
            factred=(frec-1.25)/(1.7-1.25);
        end
        if 1.7<=frec&frec<2.1
            factred=1;
        end
        if 2.1<=frec&frec<2.3
            factred=(2.3-frec)/(2.3-2.1);
```

```

end
if 2.3<=frec&frec<2.5
    factred=0;
end
if 2.5<=frec&frec<3.4
    factred=(frec-2.5)*.25/(3.4-2.5);
end
if 3.4<=frec&frec<4.2
    factred=0.25;
end
if 4.2<=frec&frec<4.6
    factred=(4.6-frec)*.25/(4.6-4.2);
end
relf=frec*2*pi/wn;
C=Po/k*(1-relf^2)/((1-relf^2)^2+(2*amort*relf)^2)*factred;
D=Po/k*(-2*amort*relf)/((1-relf^2)^2+(2*amort*relf)^2)*factred;
acel(i,j)=max(C,-D)*(frec*2*pi)^2/100;

%%%TMDwn
mu=0.02;
wd1=3.3*2*pi;
wd2=3.4*2*pi;
wd3=3.5*2*pi;
wd4=3.6*2*pi;
wd5=3.7*2*pi;
wd6=3.8*2*pi;
G1=Po/k*(1-(frec*2*pi/wd1)^2)/((1+mu*(wd1/wn)^2-(frec*2*pi/wn)^2)*(1-
(frec*2*pi/wd1)^2)-mu*(wd1/wn)^2)*factred;
G2=Po/k*(1-(frec*2*pi/wd2)^2)/((1+mu*(wd2/wn)^2-(frec*2*pi/wn)^2)*(1-
(frec*2*pi/wd2)^2)-mu*(wd2/wn)^2)*factred;
G3=Po/k*(1-(frec*2*pi/wd3)^2)/((1+mu*(wd3/wn)^2-(frec*2*pi/wn)^2)*(1-
(frec*2*pi/wd3)^2)-mu*(wd3/wn)^2)*factred;
G4=Po/k*(1-(frec*2*pi/wd4)^2)/((1+mu*(wd4/wn)^2-(frec*2*pi/wn)^2)*(1-
(frec*2*pi/wd4)^2)-mu*(wd4/wn)^2)*factred;
G5=Po/k*(1-(frec*2*pi/wd5)^2)/((1+mu*(wd5/wn)^2-(frec*2*pi/wn)^2)*(1-
(frec*2*pi/wd5)^2)-mu*(wd5/wn)^2)*factred;
G6=Po/k*(1-(frec*2*pi/wd6)^2)/((1+mu*(wd6/wn)^2-(frec*2*pi/wn)^2)*(1-
(frec*2*pi/wd6)^2)-mu*(wd6/wn)^2)*factred;
aceltmd(i,j)=abs((G1+G2+G3+G4+G5+G6)/6*(frec*2*pi)^2/100);
i=i+1;
%clear factred

end
j=j+1;
end

%ESTRUCTURA CON TMD

jj=1;
for relWmWv=0.6:0.1:1.5;
    Wm=Wv*relWmWv;
    As=(Wm-0.4)*10000/7.85/3;
    I=As*(H*100/2)^2*2;
    k=pi^4*E*I/2/(L*100)^3;

```

```

m=Wm*L*1000/981/2;
wn=(k/m)^0.5;
f(1,jj)=wn/2/pi;

%%%%%%%%%%%%
k11(1,1)=12*E*I/(L/2)^3; %pinned 24
k11(ndbarras+1,ndbarras+1)=12*E*I/(L/2)^3;%pinned 24

k12(1,1)=6*E*I/L^2;
k12(ndbarras+1,ndbarras+1)=-6*E*I/(L/2)^2;

k21(1,1)=6*E*I/L^2;
k21(ndbarras+1,ndbarras+1)=-6*E*I/(L/2)^2;

k22(1,1)=4*E*I/(L/2);
k22(ndbarras+1,ndbarras+1)=4*E*I/(L/2);

for i=1:ndbarras
    k11(i+1,i)=-12*E*I/(L/2)^3;
    k11(i,i+1)=-12*E*I/(L/2)^3;

    k12(i+1,i)=-6*E*I/(L/2)^2;
    k12(i,i+1)=6*E*I/(L/2)^2;

    k21(i+1,i)=6*E*I/(L/2)^2;
    k21(i,i+1)=-6*E*I/(L/2)^2;

    k22(i+1,i)=2*E*I/(L/2);
    k22(i,i+1)=2*E*I/(L/2);
end

for i=2:ndbarras
    k11(i,i)=24*E*I/(L/2)^3;
    k22(i,i)=8*E*I/(L/2);
end

%incorporan Kd TMD a matriz de rigideces
kd=1763.706;
k11(2,2)=k11(3,3)+kd;
k11(2,4)=-kd;
k11(4,2)=-kd;
k11(4,4)=kd;
k12(4,3)=0;
k21(3,4)=0;

%eliminar fila 1 y ndbarra+1
k11(ndbarras+1,:)=[];
k11(:,ndbarras+1)=[];
k11(1,:)=[];
k11(:,1)=[];

k12(ndbarras+1,:)=[];
k12(1,:)=[];

```

```

k21(:,ndbarras+1)=[];
k21(:,1)=[];

%matriz condensada
ktt=k11-((k21'*(inv(k22)))*k21);

%matriz de masa
Msa(1,1)=347/981;
Msa(2,2)=347/981;

desp=0;
desp2=0;
Xj=ones(ndbarras,1);

for j=1:ndbarras

    for i=1:10
        kdesp=ktt-desp.*Msa;
        Xpjm1=(inv(kdesp))*Msa*Xj;
        Lmda1=(Xpjm1'*Msa*Xj)/(Xpjm1'*Msa*Xpjm1);
        Xjm1=(Xpjm1)/(Xpjm1'*Msa*Xpjm1)^0.5;
        Xj=Xjm1;
    end

    Phi(:,j)=Xj;
    wn=((Lmda1+desp))^0.5;
    Wn(j,j)=wn;
    fn(j,j)=wn/2/pi;
    fnn(1,j)=wn/2/pi;

    %Busca modos pares
    Xj=ones(ndbarras-1,1);
    desp=Lmda1+desp+10;
    Lmda=-10;
    if j<ndbarras-1
        while Lmda<-1
            kdesp=ktt-desp.*Msa;
            Xpjm1=(inv(kdesp))*Msa*Xj;
            Lmda=(Xpjm1'*Msa*Xj)/(Xpjm1'*Msa*Xpjm1);
            desp=desp+1;
            if desp>10000000
                Lmda=1;
            end
        end
    end

    %Busca modos impares
    Xj(1,1)=-1;
    desp2=Lmda1+desp2+10;
    Lmda=-10;
    if j<ndbarras-1
        while Lmda<-1
            kdesp=ktt-desp2.*Msa;
            Xpjm1=(inv(kdesp))*Msa*Xj;
            Lmda=(Xpjm1'*Msa*Xj)/(Xpjm1'*Msa*Xpjm1);
            desp2=desp2+1;

```

```

        if desp2>10000000
            Lmda=1;
        end
    end
end
Xj=ones(ndbarras-1,1);
if desp2<desp
    Xj(1,1)=-1;
end
desp=min(desp, desp2);
end

%%%%%%%%%%
i=1;
for frec=0.01:0.01:4.6
    if frec<1.25
        factred=0;
    end
    if 1.25<=frec&frec<1.7
        factred=(frec-1.25)/(1.7-1.25);
    end
    if 1.7<=frec&frec<2.1
        factred=1;
    end
    if 2.1<=frec&frec<2.3
        factred=(2.3-frec)/(2.3-2.1);
    end
    if 2.3<=frec&frec<2.5
        factred=0;
    end
    if 2.5<=frec&frec<3.4
        factred=(frec-2.5)*.25/(3.4-2.5);
    end
    if 3.4<=frec&frec<4.2
        factred=0.25;
    end
    if 4.2<=frec&frec<4.6
        factred=(4.6-frec)*.25/(4.6-4.2);
    end
    relf=frec*2*pi/wn;
    C=Po/k*(1-relf^2)/((1-relf^2)^2+(2*amort*relf)^2)*factred;
    D=Po/k*(-2*amort*relf)/((1-relf^2)^2+(2*amort*relf)^2)*factred;
    acel(i,j)=max(C,-D)*(frec*2*pi)^2/100;
    i=i+1;
    %clear factred
end
jj=jj+1;
end

```

