



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE EN ESTRUCTURAS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

CÉSAR CIRILO MANZANAREZ

TUTOR:

M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ



Ciudad Universitaria, México D.F., Abril de 2013.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

DEDICATORIA

A mis padres Toñita y Matías

Por su apoyo incondicional, su amor, su cariño y sus consejos

A mi abuelo Silvino

Por el cariño que me ha brindado

AGRADECIMIENTOS

A toda mi familia

A mis amigos

A mi tutor M.I. Octavio García Domínguez

Por su apoyo

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Por abrirme sus puertas

Y por todo lo que me ha brindado

ÍNDICE

	Pág.
Capítulo 1.- Introducción	1
1.1.- Antecedentes.....	1
1.2.- Objetivos.....	2
1.2.1.- Objetivo general.....	3
1.2.2.- Objetivo específico.....	3
1.3.- Descripción y alcance del trabajo.....	3
Capítulo 2.- Características de las acciones sobre estructuras	5
2.1.- Definición y clasificación de las estructuras.....	5
2.2.- Acciones permanentes.....	8
2.2.1.- Carga muerta.....	9
2.3.- Acciones variables.....	12
2.3.1.- Carga viva.....	13
2.4.- Acciones accidentales.....	17
2.4.1.- Viento.....	18
2.4.2.- Sismo.....	19
Capítulo 3.- Estados límite en estructuras	20
3.1.- Definición y clasificación de estados límite.....	20
3.2.- Estados límite de falla.....	23
3.2.1.- Estados límite de falla en cimentaciones.....	24
3.2.2.- Estados límite de falla en puentes vehiculares.....	27
3.2.3.- Estados límite de falla en puentes ferroviarios.....	28
3.2.4.- Estados límite de falla en presas.....	28
3.2.5.- Estados límite de falla en contenedores o depósitos de líquido.....	29
3.2.6.- Estados límite de falla en túneles.....	29
3.2.7.- Estados límite de falla en carreteras.....	30
3.2.8.- Estados límite de falla en torres.....	30
3.2.9.- Estados límite de falla en chimeneas.....	31
3.2.10.- Estados límite de falla en plataformas marinas.....	32
3.3.- Estados límite de servicio.....	33
3.3.1.- Estados límite de servicio en cimentaciones.....	33
3.3.2.- Estados límite de servicio en puentes vehiculares.....	34
3.3.3.- Estados límite de servicio en puentes ferroviarios.....	36
3.3.4.- Estados límite de servicio en presas.....	36
3.3.5.- Estados límite de servicio en contenedores o depósitos de líquido.....	37
3.3.6.- Estados límite de servicio en túneles.....	37
3.3.7.- Estados límite de servicio en carreteras.....	40
3.3.8.- Estados límite de servicio en torres.....	43
3.3.9.- Estados límite de servicio en chimeneas.....	43
3.3.10.- Estados límite de servicio en plataformas marinas.....	43
3.3.11.- Desplazamientos verticales (flechas).....	44
3.3.11.1.- Deflexiones permisibles.....	45
3.3.12.- Desplazamientos horizontales.....	49
3.3.12.1.- Desplazamientos horizontales permisibles.....	50

3.3.13.- Valores límite para movimientos en cimentaciones.....	52
3.3.14.- Vibraciones excesivas.....	53
3.3.14.1.- Criterios de aceptación de vibraciones y valores permisibles....	54
3.3.15.- Agrietamientos.....	67
3.3.15.1.- Anchos permisibles para grietas.....	68
Capítulo 4.- Problemas estructurales ocasionados por vibraciones excesivas.....	69
4.1.- Daños y/o deterioro.....	69
4.1.1.- Vibraciones ocasionadas por personas.....	69
4.1.2.- Vibraciones ocasionadas por maquinarias o equipos.....	80
4.1.3.- Vibraciones ocasionadas por el viento.....	84
4.1.4.- Vibraciones sísmicas.....	89
4.1.5.- Vibraciones ocasionadas por el tráfico vehicular.....	92
4.2.- Registro y medición de vibraciones.....	95
4.3.- Proceso y análisis numérico de las señales.....	97
Capítulo 5.- Revisión de estados límite de desplazamiento debido a	
Vibraciones producidas tráfico de vehículos en un puente carretero...101	
5.1.- Descripción general de la estructura.....	102
5.2.- Descripción de las características de la instrumentación.....	104
5.2.1.- Aparatos y software utilizados para las mediciones.....	104
5.2.2.- Definición de los puntos y arreglos para la medición de las señales.....	106
5.3.- Obtención de resultados y su comparación con los	
Parámetros establecidos por las normas.....	107
Capítulo 6.- Conclusiones.....	121
Bibliografía.....	123
Anexo A.....	126



CAPÍTULO

1

INTRODUCCIÓN

1.1.-Antecedentes

Una estructura es un conjunto de elementos que deben de cumplir con una determinada función. Cuando se diseña una estructura se tiene como objetivo primordial que dicha estructura tenga un buen comportamiento en condiciones normales de operación y que cuente con una seguridad adecuada, todo ello enfocado a que cumpla con las funciones para la cual fue diseñada.

A lo largo de los años se han construido diversas estructuras como edificios de oficinas, unidades habitacionales, bibliotecas, museos, escuelas, puentes carreteros, auditorios, plataformas para exploración petrolera, estadios, torres de alta tensión, etc., las cuales, de cierta forma, satisfacen una o varias necesidades del ser humano, esto quiere decir que el propio ser humano estará interactuando frecuentemente con ellas durante toda la vida útil de la construcción, por lo que se hace indispensable saber en qué momento estas construcciones ya no están en condiciones para ser utilizadas y que puedan poner en peligro la integridad física de las personas que las ocupan, en otras palabras, es necesario saber en qué momento las respuestas de la estructura, ocasionadas por acciones externas, han rebasado ciertos *Limites* propuestos por los códigos de construcción para su correcto comportamiento y estabilidad.

Cualquier tipo de estructura estará sometida a fuerzas externas o acciones como por ejemplo cargas estáticas, viento, sismos, etc., que obligarán a que el conjunto de elementos que las forman tenga diferentes comportamientos o respuestas como por ejemplo deformaciones, agrietamientos o daños estructurales severos que provoquen el colapso. Es necesario que estas respuestas se mantengan dentro de un determinado margen o límites de comportamiento que no afecten su correcta operación ni su seguridad estructural. Esto se conoce en los reglamentos como “Estados Límite” y su cumplimiento conduce a lograr diseños racionales, para un nivel de seguridad establecido por las normas vigentes. Se dice que una estructura ha dejado de cumplir con la función para la cual fue diseñada, cuando los parámetros que definen su comportamiento, rebasan ciertos límites permisibles o estados límite.



La mayoría de las recomendaciones de diseño existentes en los reglamentos de construcción, se enfocan a estructuras utilizadas en edificación como marcos de concreto y acero, muros de mampostería etc., para las cuales se tiene perfectamente definido el estado límite relacionado con la capacidad resistente de la estructura, denominado “estado límite de falla”, así como la revisión de otros parámetros como desplazamientos, vibraciones, agrietamientos etc., que pueden afectar su funcionamiento, (estado límite de servicio). Por lo anterior, en este trabajo se hace énfasis en la descripción de estados límite para otro tipo de estructuras como puentes, carreteras, túneles, torres, presas etc., cuya información es limitada y, generalmente, se encuentra en la literatura especializada.

En México, muchos de los puentes están diseñados con cargas vivas inferiores a las utilizadas hoy en días por lo que presentan comportamientos inadecuados o inaceptables. Existen también puentes con claros muy grandes y muy flexibles los cuales son susceptibles a sufrir daños o a reducir sus condiciones de servicio ante fenómenos como el viento o el tráfico de vehículos.

En el caso particular de los puentes, es evidente que su estructura es susceptible a los desplazamientos producidos por el tráfico y su diseño debe considerar elementos que controlen o minimicen tales efectos, sobre todo en puentes de grandes dimensiones. Es por ello que una parte de esta tesis esta enfocada a puentes carreteros como lo vemos más adelante en la descripción del trabajo.

El fenómeno de las vibraciones puede llegar a ser una fuente potencial de desencadenamientos de daños en las estructuras y es una de las principales causa del decremento de los niveles de confort en las construcciones.

Debido al poco énfasis que se le da a las vibraciones en nuestro reglamento, una parte de esta tesis esta enfocada a este fenómeno, para poder tener así un panorama más amplio en materia.

1.2.-Objetivos

En esta tesis se hace una investigación general de algunos estados límite utilizados en diversas estructuras, tanto para su diseño como para la revisión de su comportamiento durante su vida útil y se presentan valores recomendados de algunos parámetros correspondientes a estados límites de servicio empleados en diferentes reglamentos o normas vigentes tanto nacionales como internacionales. Como caso de estudio se presenta la revisión de estados límite de desplazamientos en un puente carretero debido a vibraciones excesivas inducidas por el tráfico. Lo anterior permite definir los siguientes objetivos:



1.2.1.- Objetivo general

Investigar y describir, de una manera general, algunos de los estados límite tanto de falla (aquellos relacionados con la seguridad estructural), como de servicio (aquellos relacionados con el correcto funcionamiento) en diversas estructuras y mencionar algunos valores límite recomendados por normativas o reglamentos para garantizar el correcto comportamiento de las estructuras.

1.2.2.- Objetivo específico

Analizar y revisar los estados límite de desplazamiento debido a vibraciones producidas por el tráfico de vehículos en un puente carreteros y comparar los resultados con los valores establecidos en normativas existentes para verificar si su comportamiento actual es idóneo.

1.3.- Descripción y alcance del trabajo

El alcance de esta tesis es hacer una investigación de estados límite de algunas estructuras propuestos en las recomendaciones de diseño de diferentes reglamentos para su diseño o monitoreo de su comportamiento y, de manera particular, revisar el estado límite de servicio en un puente carretero debido a las vibraciones excesivas producidas por el tráfico vehicular con la finalidad de analizar su comportamiento. La revisión se hará comparando los valores de desplazamientos máximos verticales obtenidos mediante las señales registradas con los valores propuestos por algunas de las normas existentes. Además de los desplazamientos verticales se revisaron otros parámetros como las aceleraciones y frecuencias obtenidas del registro y análisis de las señales registradas con acelerómetros (registros de aceleraciones contra tiempo).

Las diversas estructuras citadas en esta tesis se eligieron con la finalidad de mostrar una variedad de ellas tratando de tomar las más representativas y las más comunes dentro de la ingeniería civil.

Esta tesis está constituida de seis capítulos y un anexo. A continuación se hace una pequeña descripción de cada uno de ellos.

- *Capítulo 2.*- En este apartado se define lo que es una acción y cuál es la clasificación de las mismas. Se mencionan las características principales de las acciones de mayor importancia o de mayor interés de cada clasificación; se destacan aquellas acciones principales que actúan en un puente carretero, todo ello con la finalidad de comprender mejor los capítulos siguientes.
- *Capítulo 3.*- En este capítulo se presentan, de una manera general, aquellos estados límite tanto de falla como de servicio más significativos que se pueden alcanzar en diversas estructuras, así como también se describen los valores



máximos recomendados que establecen diferentes normas en materia de estados límite, principalmente los de servicio, que son los significativos en cuanto al confort de las personas u ocupantes.

- *Capítulo 4.-* Se exponen algunos de los problemas que pueden presentar las estructuras debido a la presencia de vibraciones excesivas inducidas por diversas fuentes como el viento, las personas, el tráfico, maquinarias y sismos. También se describen, de manera general, la forma de registro de una vibración y la metodología de la Cuadratura de Gauss para la integración numérica.
- *Capítulo 5.-* Se hace la revisión de estados límite de desplazamientos debido a vibraciones excesivas en un puente carretero con ayuda de señales registradas por acelerómetros, así como también se analizan las aceleraciones máximas, velocidades máximas y frecuencias máximas. La revisión se hizo comparando los resultados arrojados por las señales y los programas utilizados con lo establecido por algunas de las normas de diseño y reglamentos existentes.
- *Capítulo 6.-* Se presentan las conclusiones a las cuales se llegaron después de haber cumplido con los objetivos planteados en esta tesis.
- *Anexo A.-* Se presentan todas las señales completas registradas por los acelerómetros que se utilizaron para encontrar los desplazamientos máximos presentados en la superficie de rodamiento del puente.

Para el desarrollo de este trabajo se contó con información de mediciones de la vibración producida en un puente metálico vehicular localizado en la carretera Guadalajara a Zapotlanejo.



CAPÍTULO

2

CARACTERÍSTICAS DE LAS ACCIONES SOBRE ESTRUCTURAS

Para saber si una construcción está cumpliendo correctamente con las funciones para la cual fue diseñada y si se han alcanzado determinados estados límite, podemos revisar algunos parámetros que nos indiquen su comportamiento, pero para ello es conveniente conocer las características de los fenómenos que actúan en la estructura y que la conllevan a comportarse de una manera específica.

2.1.- Definición y clasificación de las acciones

Una acción es todo agente externo que actúa sobre una estructura y al hacerlo le induce fuerzas internas y deformaciones que cuyos efectos pueden hacer que ésta alcance límites de funcionalidad o de capacidades de carga en sus elementos.



Figura 2.1.- Representación esquemática de acciones actuando sobre una estructura.¹

¹ Figura tomada del libro "Diseño Estructural", Meli Roberto, 2ª. Ed., México, Editorial Limusa, 2009.



En la figura anterior podemos observar que al actuar una acción sobre una estructura (estructura de cualquier índole ya sea un edificio, un puente, una presa, una torre, etc.), se producirán respuestas las cuales deberán de estar dentro de un límite para un correcto funcionamiento. Las magnitudes de las respuestas estarán en función con las magnitudes de las acciones, por lo tanto si una acción actúa con mayor intensidad, la respuesta que se presente ocasionara a que la estructura tienda a presentar severos daños en sus elementos y por consecuencia, en un caso extremo, presentarse el colapso de dicha estructura. Dentro del proceso del diseño estructural hay un aspecto muy fundamental que es el análisis, en donde se determina la respuesta de una estructura al estar sometida a acciones, por lo que es necesario determinar las acciones de diseño.

Sabemos que cada estructura esta diseñada para cumplir una determinada función en un ambiente dado y por la gran variedad de obra que se construyen, hay acciones que son particulares para cada estructura, en otras palabras, no necesariamente una acción va a actuar en todas las construcciones existentes, un ejemplo claro sería comparar un edificio de departamentos con un puente carretero y una plataforma petrolera, mientras que el edificio de departamentos esta construido en una área urbana, la plataforma petrolera esta situada en el mar y el puente carretero podría estar construido en una zona montañosa, tres construcciones totalmente diferentes que por la función que desempeñan están en tres ambientes distintos, el viento (como ejemplo de acción) actuará sobre las tres estructuras, pero qué pasa con el oleaje (otro ejemplo de acción), el oleaje solo afectará, en este caso, a la plataforma petrolera, así como el peso de los vehículos solo afectara al puente carretero.

Como se menciona anteriormente, las acciones pueden ocasionar daños muy severos en una estructura de cualquier tipo, es por ello que es indispensable conocer las características y la clasificación de las mismas para poder así comprender mejor las reacciones o respuestas de las estructuras ante dichas acciones. Desde la perspectiva del diseño estructural resulta más conveniente clasificar a las acciones con base a la variación de intensidad con que actúan sobre la estructura a lo largo de su vida útil.

El Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF) clasifica a las *acciones de diseño*, según su duración con la que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima, como:

- **Acciones Permanentes**
- **Acciones Variables**
- **Acciones Accidentales**

En la figura 2.2 podemos observar con claridad las diferentes variaciones de intensidad que tiene cada una de las acciones sobre una estructura con respecto al tiempo, en el primer inciso observamos cómo la intensidad de una acción permanente varía muy poco a lo largo de la vida útil de una estructura, caso contrario al de una acción variable cuya intensidad varía considerablemente con el paso del tiempo, en lo que respecta a las acciones accidentales, las intensidades también son muy variables en un tiempo muy corto y además no se presentan en forma continua sino que pasa un



determinado tiempo para presentarse otra acción accidental como se puede observar en el inciso c.

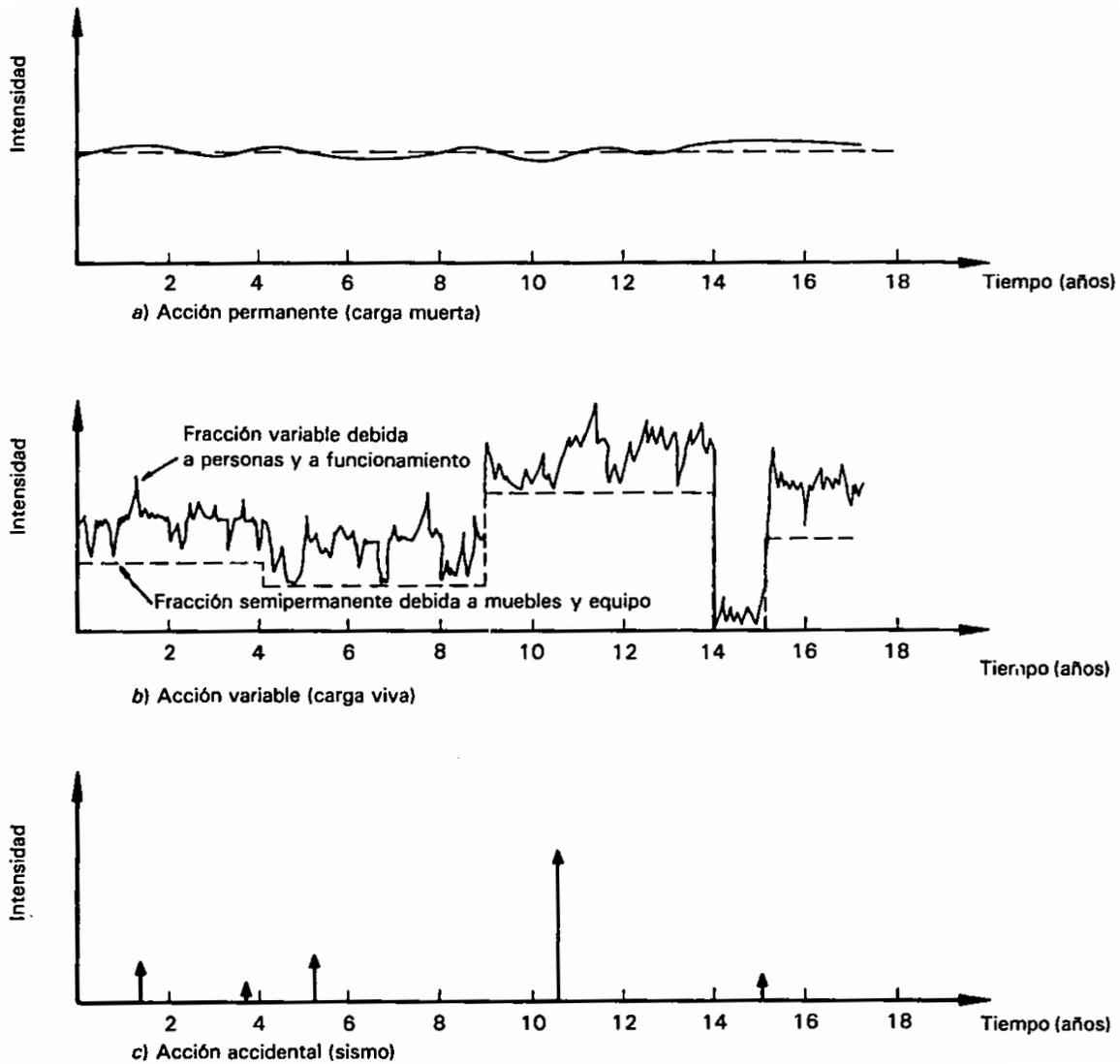


Figura 2.2.- Variación de la intensidad de las diferentes acciones con respecto al tiempo.²

Todas las obras de ingeniería civil deben tener una durabilidad adecuada pero en ocasiones no es así ya que se empiezan a presentar fallas tanto en elementos estructurales como en los que no lo son y se debe, por una parte, a que las acciones actúan con una intensidad que no se contempló. A continuación se hace una descripción de cada clasificación de las acciones.

² Figura tomada del libro "Diseño Estructural", Meli Roberto, 2ª. Ed., México, Editorial Limusa, 2009.



2.2.- Acciones Permanentes

Dentro de esta categoría están aquellas acciones que actúan en forma continua en la estructura y que su intensidad varía poco o no varía con el tiempo, algunos ejemplos de ellas son: la carga muerta, deformaciones impuestas a la estructura por el proceso constructivo y que varían poco con el tiempo, acciones que resultan de asentamientos o movimientos diferenciales permanentes de apoyos, empuje estático de suelos y líquidos.

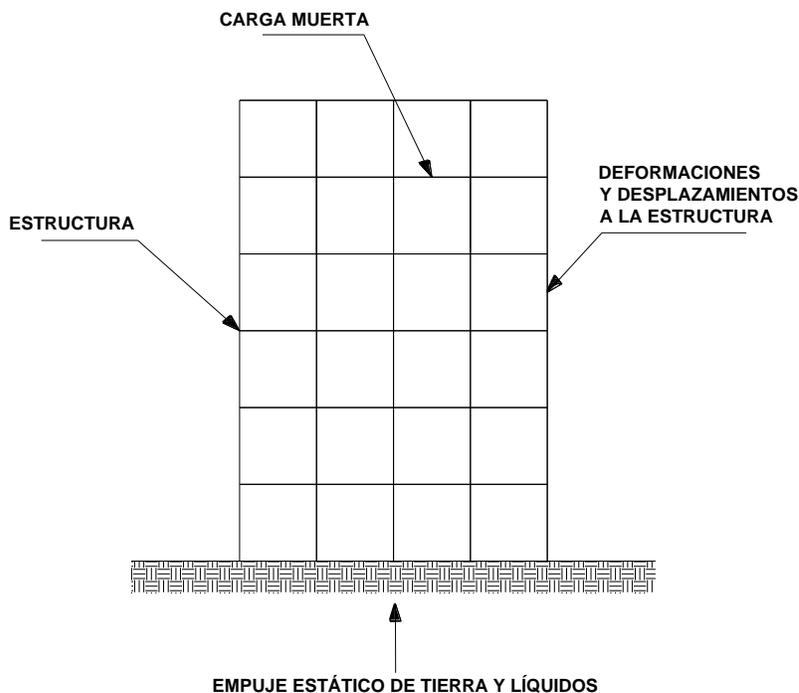


Figura 2.3.- Acciones permanentes que actúan en una estructura.

Para el caso particular de puentes carreteros, de acuerdo a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) mediante la Norma para Proyecto de Puentes y Estructuras (N-PRY-CAR-6-01-003/01), nos establece que las cargas permanentes sobre las *Estructuras Viales* "son las que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura" como son: las cargas muertas, empujes de tierras y empujes hidrostáticos. La Norma AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), especificaciones para el diseño de puentes por el método LFRD (Filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia), establece las siguientes cargas permanentes para un puente: peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales, peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones para el servicio público, fricción negativa, empuje horizontal del suelo, sobrecarga de suelo y tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.



2.2.1.- Carga Muerta

Le denominamos carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción, es decir al peso propio de elementos estructurales y no estructurales, como por ejemplo, losas, trabes, muros de carga, instalaciones eléctricas, instalaciones hidráulicas, acabados, muros divisorios, cancelería, escaleras, etc., todos estos elementos tienen una posición fija y la tendrán a lo largo de la vida útil de la construcción.

Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF nos establecen que *“se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tiene un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo”*.

El peso muerto, en ocasiones suele ser favorable para la estabilidad de las estructuras, por ejemplo, en el caso volteo o la flotación, por lo que el RCDF establece dos valores de pesos volumétricos para los materiales, uno máximo y uno mínimo probables, así que, desde el punto de vista del diseño estructural, se utiliza el valor máximo cuando el efecto de la carga muerta es desfavorable y el valor mínimo cuando es favorable.

La carga muerta es la más importante de las acciones permanentes, por lo general se representan mediante cargas uniformemente distribuidas sobre distintas áreas, aunque también podemos encontrar cargas distribuidas linealmente como los muros o los pesos propios de vigas. Para su evaluación basta con tener como datos los pesos unitarios de los materiales que se utilizarán en la construcción y las dimensiones especificadas de los elementos constructivos.

La carga muerta, en algunos de los casos, pueden ocasionar problemas severos, como por ejemplo desplazamientos verticales tanto en elementos estructurales, como losas y trabes, como en los no estructurales, desencadenando a su vez otros problemas como el agrietamiento de muros de mampostería o la reducción de los niveles del confort de las personas por lo que se podrían alcanzando ciertos estados límite indicándonos que la estructura se está comportando de una manera inadecuada.

En la tabla 2.1 se muestran varios pesos volumétricos, especificados por el RCDF, de algunos materiales comunes en la construcción para las edificaciones, aunque también son comunes para otro tipo de estructuras como túneles, presa, carreteras etc. Para el caso del peso muerto de losas de concreto de peso normal coladas en sitio, dicho reglamento especifica que se incrementa en 20 kg/m², y si se coloca sobre la misma losa una capa de mortero de peso normal, se incrementa en otros 20 kg/m², esto se debe a que las losas pueden quedar desniveladas en su lecho superior deteriorando el confort de los ocupantes y para solucionarlo se hacen una nivelación con capas de mortero.



Materiales	Peso volumétrico en Ton/m ³	
	Máximo	Mínimo
I.- Piedras naturales		
• Areniscas	2.5	1.8
• Basaltos	2.6	2.4
• Caliza seca	2.8	2.4
• Granito	2.6	2.4
• Mármol	2.8	2.5
• Pizarras	2.8	2.3
• Tepetates secos	1.6	0.75
• Tepetates saturados	1.9	1.30
• Tezontles secos	1.2	0.7
• Tezontles saturados	1.6	1.1
II.- Suelos		
• Arena o grava: seca, suelta	1.7	1.4
• Arena o grava: seca, compacta	1.9	1.6
• Arena o grava: saturada	2.0	1.8
• Arcilla típica del valle de México en su condición natural	1.4	1.2
• Arcilla seca	1.2	0.9
• Limo suelto húmedo	1.3	1.0
• Limo compacto húmedo	1.6	1.3
• Arcilla con grava compactados	1.7	1.4
• Relleno compactado seco	2.2	1.6
• Relleno compactado saturado	2.3	2.0
• Cascajo	1.6	1.2
III.- Piedras artificiales, concretos y morteros		
<i>Concreto simple (agregados peso normal)</i>		
• Clase I	2.3	2.1
• Clase II	2.1	1.9
<i>Concreto reforzado (agregados peso normal)</i>		
• Clase I	2.4	2.2
• Clase II	2.2	2.0
• Mortero de cal y arena	1.8	1.5
• Mortero de cemento y arena	2.1	1.9
• Tabique de barro hecho a mano	1.5	1.3
• Tabique prensado o extruido (volumen neto)	2.1	1.6
• Bloque de concreto tipo pesado (volumen neto)	2.1	1.9
• Bloque de concreto tipo intermedio (volumen neto)	1.7	1.3
• Bloque de concreto tipo ligero (volumen neto)	1.3	0.9
• Mampostería de piedras naturales	2.5	2.1

Tabla 2.1.- Valores de diseño de piedras naturales, artificiales y suelos según el RCDF.



Las cargas muertas que actúan en un puente carretero, de acuerdo a la SCT, son todas aquellas cargas que se deben al peso propio del puente ya sean elementos estructurales o no estructurales, elementos no estructurales como: la carpeta asfáltica sobre la calzada de la estructura (aunque en determinados puentes no se coloca la carpeta asfáltica y se deja que la superficie del concreto de la losa de la calzada sea la superficie de rodamientos para evitar más peso), futuras sobrecapas, ensanchamientos previstos, guarniciones y banquetas, parapetos, cables, tuberías, elementos de instalaciones tanto eléctricas como hidráulicas, entre otras.

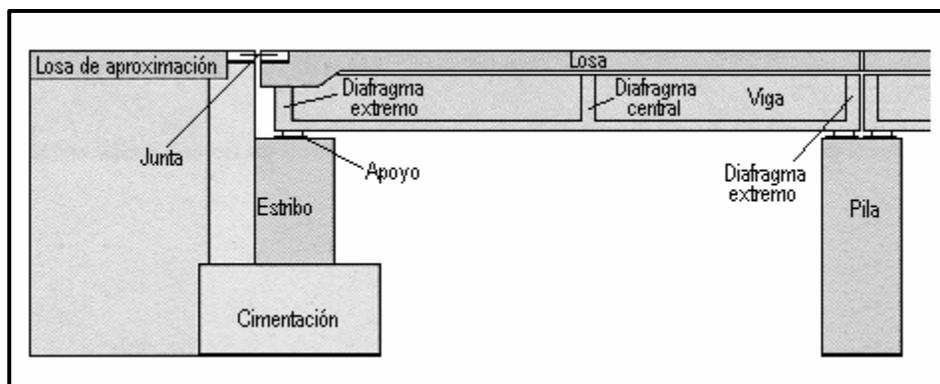


Figura 2.4.- Elementos generales de un puente vehicular.

A continuación se presenta la tabla 2.6 correspondiente a pesos volumétricos de algunos materiales que se utilizan en la construcción de un puente para el cálculo de la carga muerta de acuerdo a la SCT.

Material	Peso volumétrico KN/m ³ (kg/m ³)
Acero o fundición de acero	77,00 (7 850)
Hierro colado	70,73 (7 210)
Aleaciones de aluminio	27,47 (2 800)
Madera tratada o sin tratar	7,85 (800)
Concreto asfáltico	21,58 (2 200)
Concreto hidráulico simple	22,56 (2 300)
Concreto hidráulico reforzado	23,54 (2 400)
Tierra, arena, grava o balasto compactados	18,64 (1 900)
Tierra, arena o grava sueltas	15,70 (1 600)
Macadam o grava compactada con rodillo	21,97 (2 240)
Relleno de escorias	9,42 (960)
Pavimento (que no sea de madera)	23,54 (2 400)
Mampostería de piedra	26,68 (2 720)
Vía de ferrocarril (rieles, guarda riel y accesorios)	2,94 KN/m (300 kg/m)

Tabla 2.2.- Pesos Volumétricos de algunos materiales de uso común en puentes.



2.3.- Acciones Variables

Las acciones variables son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo, las principales son: carga viva, efectos de cambio de temperatura, deformaciones impuestas y hundimientos diferenciales de intensidad variable con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinas y equipos.

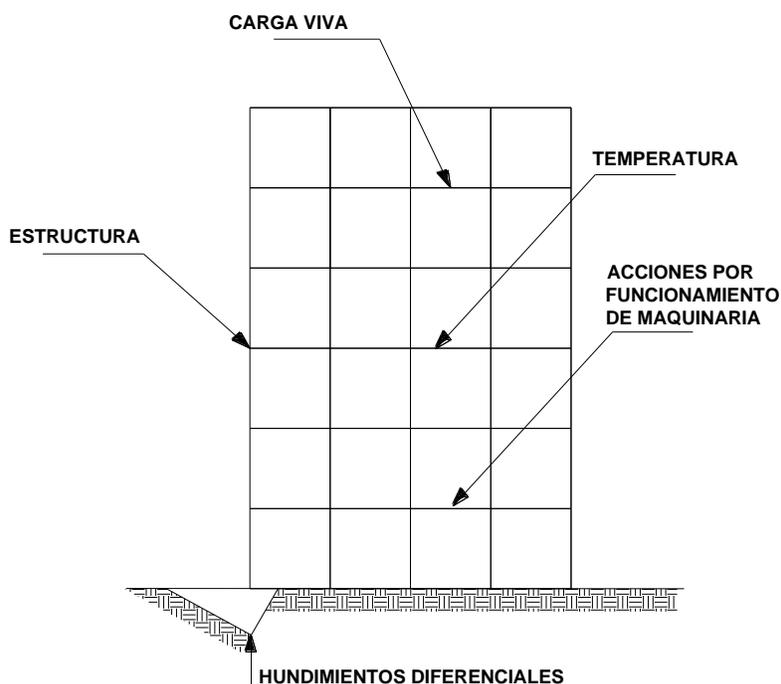


Figura 2.5.- Acciones variables que actúan en una estructura.

Para el caso de puentes carreteros, la Secretaria de Comunicaciones y Transportes mediante la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01 nos dice que las cargas variables *“son las que tiene una variación importante durante la vida útil de la estructura con una alta frecuencia de ocurrencia y son: carga viva, impacto, fuerza centrífuga.”*

Las acciones variables pueden ocasionarle diversos problemas a las estructuras, como por ejemplo afectación a elementos por los cambios de temperatura o hundimientos diferenciales, vibraciones excesivas debidas al funcionamiento de maquinarias, las cuales pueden causar agrietamientos o malestares en los ocupantes, etc. Por consecuencia podemos alcanzar algunos de los estados límite tanto de falla como de servicio indicados en las normas o reglamentos.

La carga viva es la principal acción variable que se considera en los diseños estructurales para diversa estructuras como los edificios, puentes, estadios, etc.



2.3.1.- Carga Viva

Es aquella que se debe al uso, operación y ocupación de la construcción, todo aquello que no tiene una posición fija ni definitiva, pueden variar en magnitud y localización, por lo general actúan por períodos cortos de la vida útil de la estructura. Incluyen personas, objetos móviles como muebles, mercancías, equipos etc. Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF nos dice que “se considerarán como cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tiene carácter permanente”.

A continuación presentamos una tabla que muestra valores de cargas vivas para edificios que establecen diversos reglamentos.

<i>Destino del piso</i>	<i>MÉXICO RCDF</i>	<i>U.S.A. ANSI-81</i>	<i>URSS SNIP-74</i>	<i>JAPÓN AIJ</i>	<i>ALEMANIA DIN-61</i>	<i>G. BRETAÑA CP3-67</i>
<i>Habitación en casa de departamentos</i>	190	195	150	180	150	153
<i>Hoteles</i>	190	195	150	180	150	204
<i>Hospitales</i>	190	195	200	180	---	204
<i>Oficinas</i>	250	244	200	300	200	255
<i>Escaleras</i>	350	488	300	---	---	300 a 500
<i>Lugares de reunión con asientos fijos</i>	350	293	400	300	500	408
<i>Lugares de reunión sin asientos fijos</i>	450	488	500	360	500	510
<i>Balcones y terrazas en exterior</i>	300	488	400	300	500	153
<i>Garajes para automóviles</i>	250	244	---	550	350	255
<i>Comercios</i>	>350	488(366)	400	300	500	408

Todas las Cargas en kg/m²

Tabla 2.3.- Cargas vivas para edificios de diversos reglamentos del mundo.³

³ Tabla tomada del libro “Diseño Estructural”, Meli Roberto, 2ª. Ed., México, Editorial Limusa, 2009.



Se pueden presentar diversos problemas debidos a la carga viva, como flechas instantáneas o agrietamientos en elementos horizontales, efectos dinámicos en edificaciones que están expuestas a excitaciones dinámicas ocasionadas o producidas por el público como en estadios de fútbol, pistas de baile, teatros, gimnasios etc.

La carga viva que actúa en los puentes carreteros se debe en gran medida al tráfico vehicular. La SCT mediante su norma N-PRY-CAR-6-01-003/0 nos establece que, para puentes la cargas vivas son aquellas debidas al peso de las cargas móviles aplicadas que corresponden a automóviles, camiones, autobuses, equipos móviles para la construcción y trabajos agrícolas como tractores, excavadoras, camiones de carga, etc., así como también peatones ciclistas y para puentes férreos al tren.

En determinado tiempo el tráfico vehicular pueden detenerse ocasionando así que se tenga una carga estática máxima aplicada a lo largo de la superficie de rodamiento y en el caso contrario, cuando se presenta poco tráfico se tiene un menor número de vehículos circulando, pero la velocidad de transito se incrementa ocasionando efectos dinámicos como por ejemplo vibraciones en exceso que incrementan las fuerzas internas en la estructura.

El Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas de la ANIPPAC (Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A. C.) y el Instituto de Ingeniería de la UNAM nos dice que existen dos tipos de carga viva para puentes de elementos prefabricados y presforzados, las debidas al paso de los peatones y las ocasionadas por el paso de vehículos.

- *Carga viva peatonal:*

Claros menores a 7.5 m → 415 kg/m²

Claros de 7.5 m hasta 30 m → 300 kg/m²

Para claros mayores de 30 m:

$$CV = \left(1435 + \frac{43800}{L} \right) \left(\frac{16.7 - W}{149.1} \right)$$

Donde:

CV: carga viva peatonal [kg/m²] que no será mayor a 300 kg/m²

L: longitud de la banqueta [m]

W: ancho de la banqueta [m]



- *Carga viva vehicular:*

Hace referencia a la SCT en la Ley General de Vías de comunicación que contiene tres sistemas de cargas para considerar en proyectos estructurales de puentes: Para un carril, la carga viva máxima entre la T3-S2-R4 o la T3-S3 y en los demás carriles la carga HS-20.

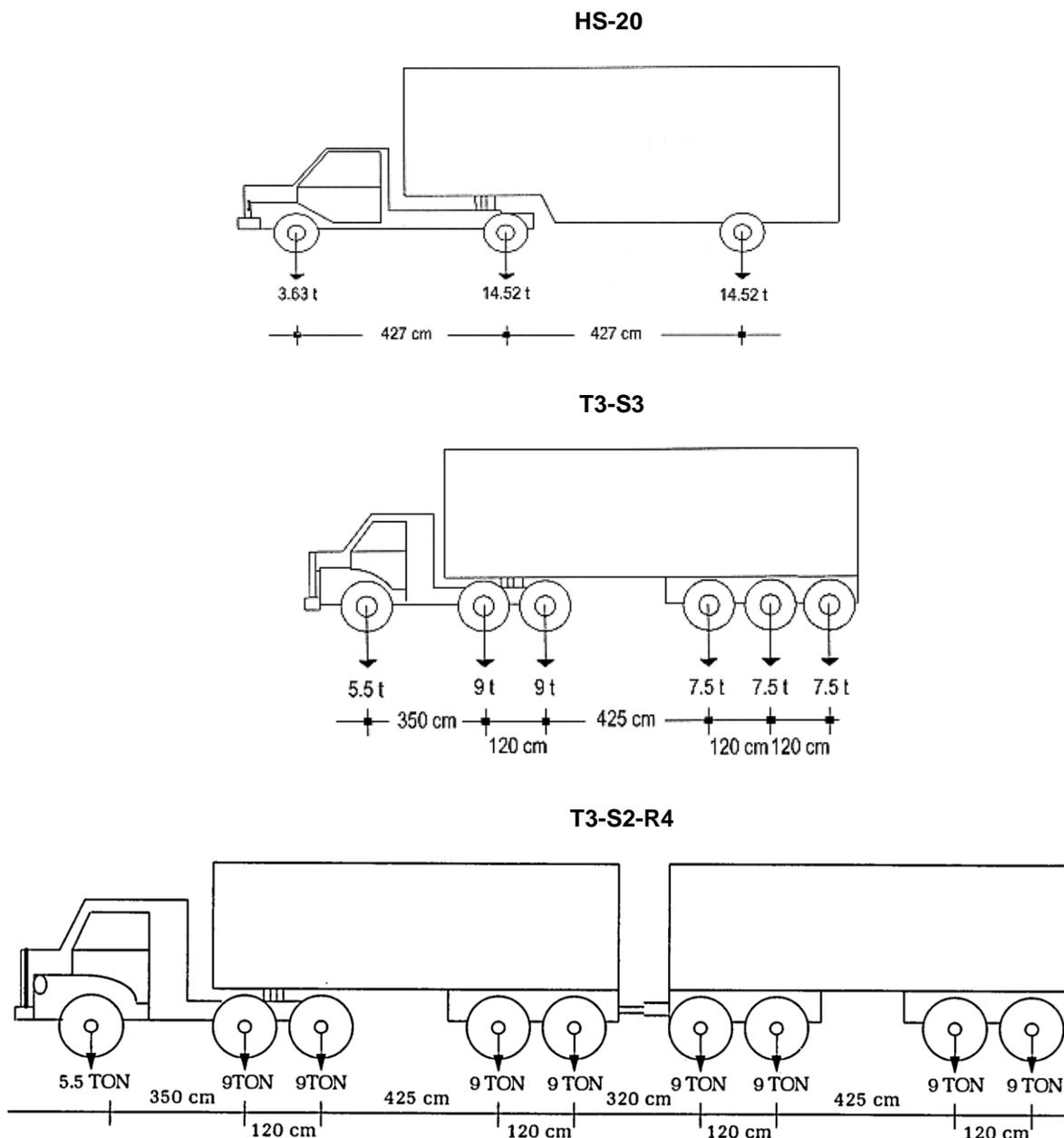
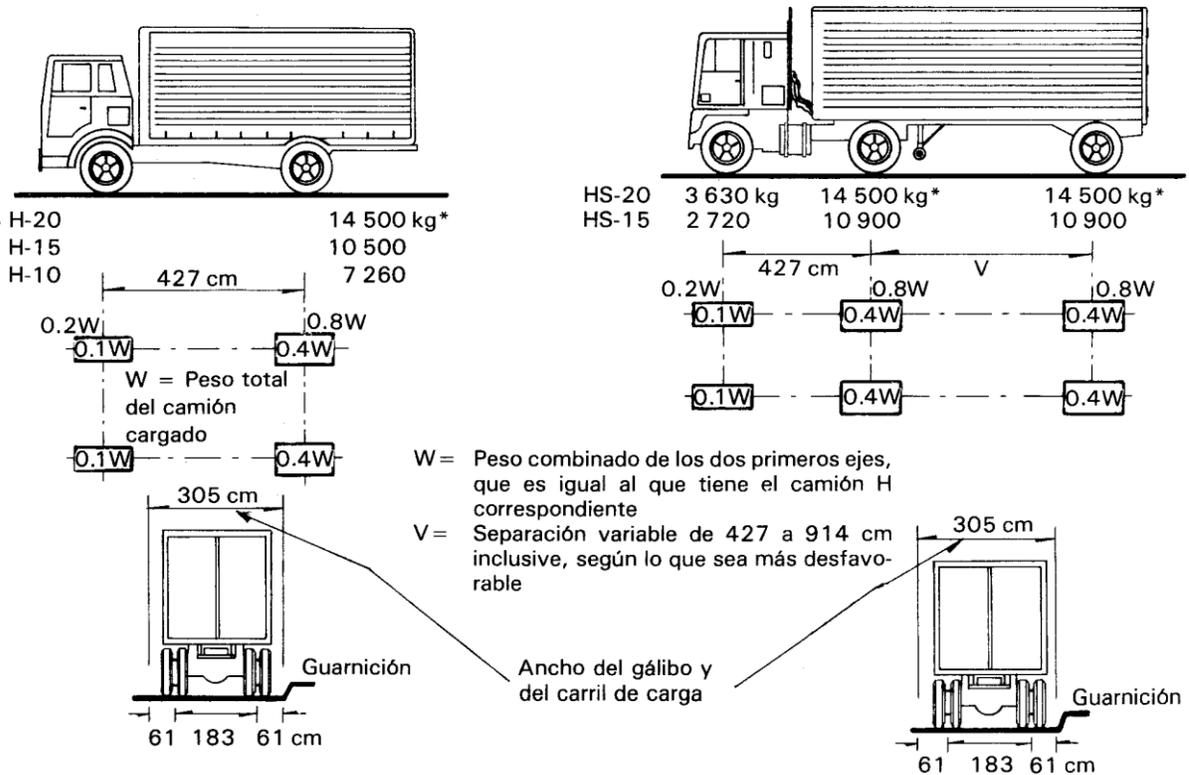


Figura 2.6.- Pesos y dimensiones de vehículos.



La Norma AASHTO establece cargas vivas estándar para puentes carreteros, las cuales se muestran a continuación:



*Cuando se diseñan pisos con las cargas H20 y HS20 se puede usar en lugar de la carga del eje de 14500 kg una carga de eje de 10 900 kg o dos cargas de eje 7260 kg cada una espaciadas 122 cm entre si.

Figura 2.7.- Cargas vivas estándar propuestas por la norma AASHTO.

Muchos de los puentes en México fueron diseñados con cargas mucho menores a las cargas de diseño que se utilizan hoy en días, por consecuencia, resultan severamente afectados.

Las vibraciones excesivas causadas por el paso de vehículos, además de bajar los niveles de confort de los peatones, puede también incrementar los efectos de otras acciones actuantes sobre los puentes. Se pueden incrementar los desplazamientos tanto verticales como transversales de la superficie de rodamientos aunque también influye la flexibilidad de los elementos estructurales y la longitud o el claro del puente. En el capítulo siguiente se presentan algunos valores límites propuestos por normas existentes en materia de desplazamientos verticales presentes en la superficie de rodamiento.



2.4.- Acciones Accidentales

Esta clase de acciones no se debe al funcionamiento propio de la estructura. Pueden ocasionar daños muy severos ya que llegan a alcanzar valores significativos de intensidad en un lapso corto de tiempo de la vida útil de la estructura. Algunos ejemplos de esta clase de acciones son: acciones sísmicas, efectos del viento, acciones debidas a explosiones e incendios, acciones debidas a impactos de vehículos terrestres y aéreos, cargas de granizo, asentamientos diferenciales, entre otras.

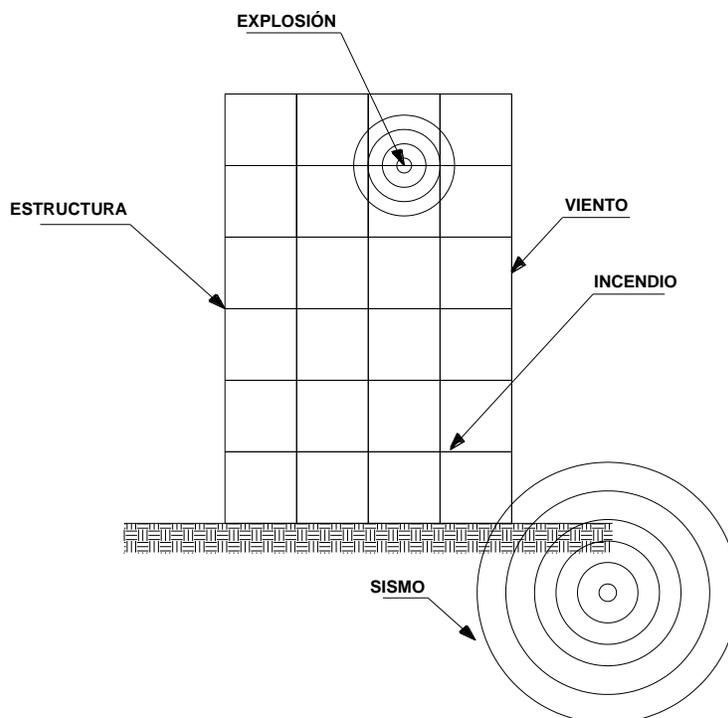


Figura 2.8.- Acciones accidentales que actúan en una estructura.

La SCT mediante N-PRY-CAR-6-01-003/01, nos establece que las Cargas Eventuales sobre las Estructuras Viales como los puentes de carretera “son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura”, tales como: sismo, viento, frenado, fricción, variación de temperatura, empuje dinámico del agua, subpresión, contracción por fraguado, acortamiento de arcos, flujo plástico, asentamientos diferenciales y oleaje.

El viento y los sismos son de las acciones accidentales que pueden causar más daño a una construcción si se presentan con intensidades altas. Se pueden presentar daños desde los más moderados como fisuras o desprendimientos de acabados hasta daños mucho más severos que afecten la capacidad de carga de los elementos provocando un colapso.



2.4.1.- Viento

Los vientos son movimientos en masa del aire que se deben a diferencias de presiones en diferentes zonas de la atmósfera. Las velocidades de viento son muy variadas y depende de diversos factores (ver figura 2.9).

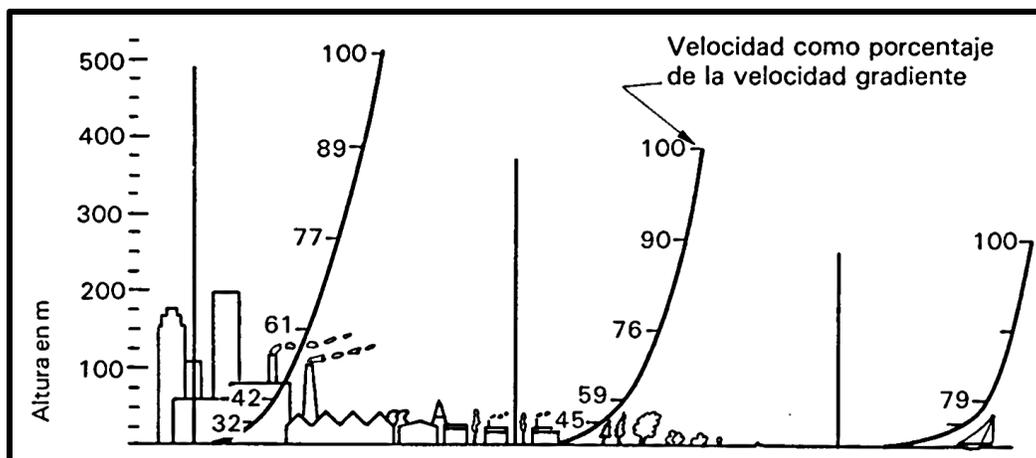


Figura 2.9.- Variación de la velocidad del viento considerando terrenos de diferentes rugosidades.

Cuando los vientos actúan sobre una estructura puede producirle diverso efectos, algunos de ellos son:

- Pérdida de estabilidad que puede desencadenar en colapsos.
- Fatiga en elementos.
- Deformaciones excesivas principalmente en elementos no estructurales.
- Rotura de elementos estructurales y no estructurales.
- Efectos locales como daños en fachadas, rotura de marcos de ventanas y cristales
- Voladura de techos.
- Vibraciones que afectan el confort de los ocupantes que son causadas por la turbulencia de la corriente de aire, es decir, por variaciones de velocidad en dirección longitudinal y transversal con respecto al flujo
- Efectos sobre peatones.
- Efectos de vórtice periódicos generados cuando las corrientes de aire se ven interferida por obstáculos de forma cilíndrica o prismática.
- Efectos sonoros causados por la filtración del viento a través de fisuras angostas y pueden ser molestos para las personas.

Algunas de las causas que pueden producir los efectos mencionados anteriormente pueden ser:

- Condiciones climáticas dependiendo de la región.
- Velocidad y dirección del viento.
- Variación estacional.



- Efectos dinámicos por presiones fluctuantes.
- Errores de proyecto o constructivos.

2.4.2.- Sismo

Los sismos son fenómenos que causan graves daños a las construcciones en general. Cuando se presentan en escalas altas pueden colapsar a las estructuras. Las magnitudes de estos daños dependen de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento. Aquellos parámetros que nos pueden permitir estudiar las características de los movimientos y los efectos que pueden provocar en las estructuras son: los desplazamientos, velocidades, aceleraciones que están en función del tiempo.

La dirección de un sismo se representa mediante dos componentes horizontales, que son las que pueden ocasionar los daños más importantes y tienden a volcar las estructuras, y una vertical que afecta a partes estructurales en voladizo.

Algunos de los efectos que se pueden presentar ante la presencia de esta acción accidental son:

- Agrietamientos en elementos de la estructura.
- Fisuras y caídas de pequeños trozos de revestimientos.
- Vibraciones.
- Daños en instalaciones.
- Desplazamientos.
- Derrumbamientos parciales.
- Desprendimiento y desmoronamiento en partes inferiores de vigas cerca de la unión con las columnas.
- Pandeos en elementos de acero.
- Fallas totales en elementos estructurales como falla de columnas por efecto de cortante y torsión.
- Volteo de estructuras por falla de cimentación.
- Fallas en losas planas que están apoyadas directamente sobre columnas
- Colapsos.



CAPÍTULO

3

ESTADOS LÍMITE EN ESTRUCTURAS

3.1.- Definición y clasificación de Estado Límite

Se define como *Estado Límite de una Estructura* a aquellas situaciones para las que, de ser superadas, hace que la estructura no cumpla con algunas de las funciones para la cual fue proyectada o diseñada. Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004) nos dice que: “Se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción”. La Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su Manual de Diseño de Obras Civiles, nos define un estado límite de la siguiente manera: “Estado Límite es la etapa del comportamiento de una estructura a partir de la cual esta, o algunas de sus partes, deja de cumplir con la función para la que fue proyectada”. Cuando una estructura o partes de ella se vuelven inadecuados para su uso se dice que ha alcanzado su estado límite.

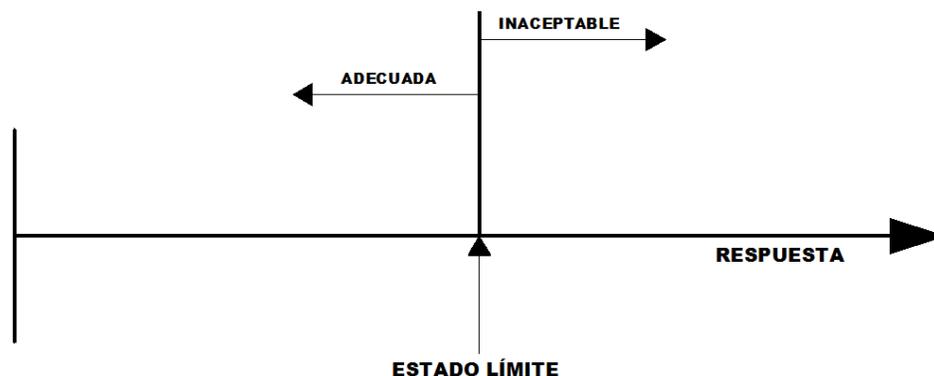


Figura 3.1.- Respuesta de una estructura.¹

¹ Figura tomada del libro: Meli Roberto, “Diseño Estructural”, 2ª. Ed., México D.F., Editorial Limusa, 2009.



En la figura 3.1 podemos observar que a un determinado nivel de respuesta de la estructura existe un *límite* que marca el final de una respuesta estructural adecuada y el inicio de una respuesta estructural inaceptable, cuando es superado este límite significa que la estructura empieza a tener problemas, desde los más severos, que ponen en riesgo la seguridad de la estructuras y por consecuencia la integridad de los personas, hasta problemas de menor escala como puede ser una deflexión de una losa que conlleva a la incomodidad de sus ocupantes.

Para nuestro caso de estudio tenemos que, para un “Puente Carretero”, de acuerdo al Reglamento AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), se define un Estado Límite como “*condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado*”.

Sabemos que las construcciones están diseñadas de acuerdo a las acciones que actuarán sobre ella, el RCDF nos establece dos requisitos básicos que toda la estructura y cada una de sus partes debe cumplir, el primero de ellos es que se debe tener una seguridad adecuada contra la aparición de fallas que afecten su capacidad para resistir nuevas y futuras acciones, el otro requisito nos dice que la estructura debe mantener su correcto funcionamiento ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación sin poner en juego la seguridad de la misma, por lo que se consideran dos tipos de Estados Límite.

De acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, los Estados Límite pueden dividirse en *Estados Límite de Falla* y en *Estados Límite de Servicio*. Los primeros, a su vez, se subdividen en Estados de falla dúctil y falla frágil.

El RCDF, de acuerdo a sus artículos 148 y 149, establece que los Estados Límite para el diseño estructural se clasifican en dos grupos:

- ***Estados Límite de Falla***
- ***Estados Límite de Servicio***

Esta clasificación es aplicable a estructuras de cualquier índole, esto quiere decir que en cualquier construcción se pueden presentar estados límite de falla y de servicio.

Existe otra clasificación de estados límite correspondiente al diseño sísmico que es importante mencionar. Como se comento en el capítulo anterior, las acciones sísmicas pueden causar daños muy severos en las construcciones, por lo que los reglamentos de diseño sísmico se plantean como objetivos evitar el colapso, pero permitir daño ante sismos muy severos y evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados. Los estados límite para diseño sísmico se clasifican de la siguiente manera:

- *Estado Límite de Servicio*: límite en el que no se exceden deformaciones que puedan ocasionar pánico a los ocupantes, ni daños en elementos no estructurales.
- *Estado Límite de Integridad Estructural*: pueden presentarse daños estructurales menores pero en dichos elementos estructurales dañados no se alcanza la capacidad de carga.



- *Estado Límite de Supervivencia*: se pueden presentar daños estructurales significativos pero no se colapsa la estructura manteniendo su estabilidad.²

Estado Límite	Intensidad sísmica	Periodo de retorno (años)
Servicio	<i>Moderada</i>	20 – 30
Integridad estructural	<i>Severa</i>	50 – 100
Supervivencia	<i>Extraordinaria</i>	500 - 1000

Tabla 3.1.- Estados límite para el diseño sísmico.

Como observamos en la tabla anterior, para el estado límite de integridad estructural la intensidad del sismo ya es considerable a tal grado que se pueden presentar daños estructurales. Podemos decir que esta clasificación es un derivado de la clasificación propuesta por el RCDF, en donde se subdivide el estado límite de falla en estado límite de integridad estructural y estado límite de supervivencia.

Una revisión de estados límite en estructuras consiste en comprar valores que resultan de una respuesta a las acciones actuantes con valores límites o inadmisibles establecidos por los normas o reglamentos. Muchos de estos valores, por lo general son convencionales basados en el juicio y la experiencia de saber cuales son aquellas condiciones que incomodan a los ocupantes o que atentan contra su integridad física o que también pongan en riesgo la seguridad estructural y el correcto funcionamiento de la estructura durante su vida útil.

Para revisar si no se han alcanzado estos estados límite es necesario saber en qué consisten tanto los Estados Límite de Servicios como los Estados Límite de Falla, así como también cuáles son aquellos parámetros establecidos por las normativas existentes que nos indican el límite entre una respuesta adecuada y una respuesta inaceptable de la estructura. En los siguientes subtemas desarrollaremos cada uno de estos grupos y citaremos algunos valores límites de normativas o reglamentos tanto nacionales como internacionales.

² Fuente: Bazán Enrique y Meli Roberto, "Diseño Sísmico de Edificios", México, Editorial Limusa, 2010.



3.2.- Estados Límite de Falla

Los estados límite de falla son aquellos relacionados con la seguridad estructural, se presenta el agotamiento definitivo de la capacidad de carga de los elementos estructurales o de cualquier otro de sus elementos, o bien, se presentan daños que afectan la capacidad de carga de la estructura sin agotarla pero ya no es suficiente para soportar efectos de futuras acciones. Cuando se alcanza este estado límite se presentan fallas tanto totales como parciales que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o partes de ella y por consecuencia se atenta contra la seguridad de las personas. En Algunos reglamentos o normas de diseño llaman a los estados límite de falla como estados límite últimos (ELU).

Cuando la capacidad de carga de la estructura se reduce bruscamente ante los efectos de las acciones los elementos tienden a fallar sin deformaciones considerables, por lo que hablamos de *un estado límite de falla frágil*, caso contrario sucede cuando hablamos de *estados límite de falla dúctil* donde los elementos son capaces de soportar grandes deformaciones antes de fallar o alcanzar daños severos, es decir, que la capacidad de carga se mantiene ante deformaciones de gran escala. Dentro de los estados límite de falla tenemos algunas situaciones como: la inestabilidad o falta de equilibrio global de la estructura, fallas en elementos por fatiga y en el caso más desfavorable el colapso total.

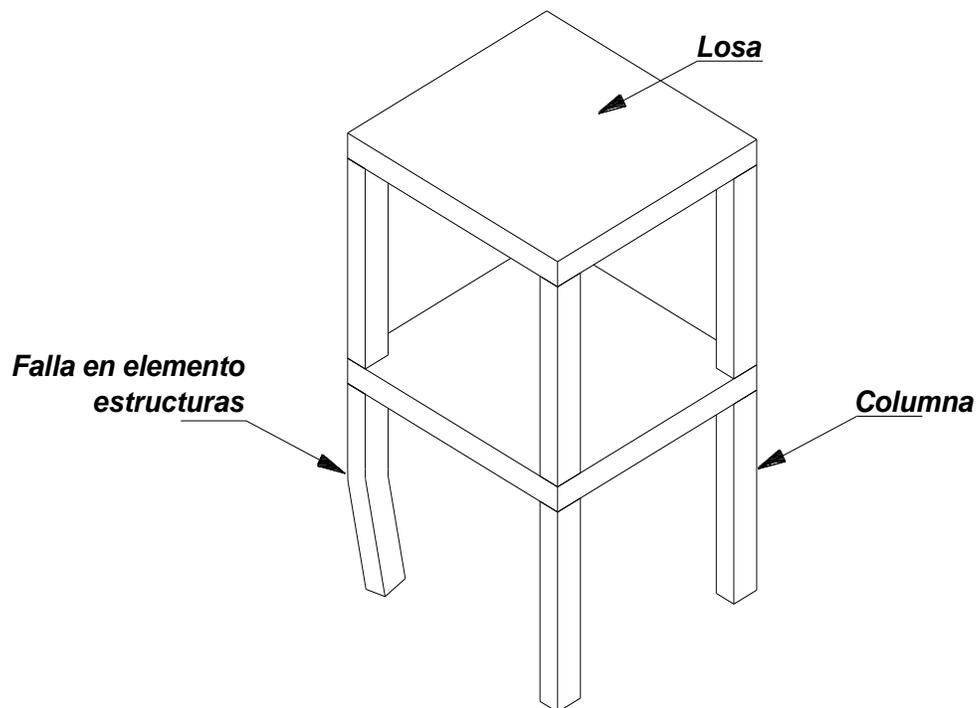


Figura 3.2.- Estado límite de falla.



3.2.1.- Estados Límite de Falla en Cimentaciones

Las cimentaciones son elementos estructurales de gran importancia, ya que su función es transmitir adecuadamente las fuerzas que se presenten en la base las estructuras al suelo en donde se apoya, así que, la estabilidad de una construcción depende, en gran medida, de un buen funcionamiento de su cimentación. El RCDF establece que se considerarán los siguientes estados límite de falla en el diseño de toda cimentación:

- *“Flotación”*
- *“Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación”*
- *“Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación”*

Por lo que la revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consiste en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño.

El reglamento español DB SE-C (Documento Básico, Seguridad Estructural-Cimientos) dice que se considera como estados límite últimos para una cimentación los siguientes casos:

- *“Pérdida de la capacidad portante del terreno de apoyo de la cimentación por hundimiento”*
- *“vuelco”*
- *“Pérdida de estabilidad global del terreno en el entorno próximo a la cimentación”*
- *“Pérdida de la capacidad resistente de la cimentación por fallo estructural”*
- *“Fallo originado por efectos que dependen del tiempo (durabilidad del material de la cimentación, fatiga del terreno sometido a cargas variables repetidas)”*

La “Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera” de la Dirección General de Carreteras del gobierno de España nos establece como estados límite de fallas en cimentaciones para proyectos carreteros los siguientes:

- *“Socavación de cimientos”*
- *“Inestabilidad global”*
- *“Falta de capacidad de soporte del terreno”*

Como vemos, estos estados últimos son de tipo geotécnico y son aquellos cuya ocurrencia estas controlada principalmente por las características del suelo. Para las cimentaciones superficiales, esta guía define los siguientes modos de falla específicos:

- *“Hundimientos”*
- *“Deslizamientos”*
- *“Vuelco”*



También nos menciona otros aspectos fundamentales que se deben tomar en cuenta en las cimentaciones superficiales para el análisis de la seguridad como son:

- *“Estabilidad de excavaciones durante la ejecución de las cimentaciones”*
- *“Problemas de filtración que puedan ser causa de erosiones a largo plazo”*
- *“Posibles efectos nocivos de las heladas”*
- *“Problemas de ataques químicos a los concretos”*
- *“Problemas de impermeabilización de parámetros en pasos inferiores”*
- *“Crecimiento de vegetación o arbustos que muevan la cimentación o la deterioren”*
- *“Problemas de colapso en suelos metaestables”*
- *“Agrietamientos y levantamientos asociados a arcillas expansivas”*
- *“Problemas de erosión de rellenos de arcillas en juntas de la roca de cimentación”*
- *“Posibles excavaciones futuras que descalcen los cimientos en estudio”*
- *“Socavaciones en cimentaciones en cauces fluviales o zonas costeras”*
- *“Efectos sísmicos sobre el propio terreno de cimentación (licuefacción)”*

Para cimentaciones profundas, la “Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras” considera como modos de falla los siguientes:

- *“Hundimientos”*
- *“Arranque”*
- *“Rotura del terreno por empujes horizontales”*
- *“Esfuerzos excesivos en pilotes”*

Al igual en el las cimentaciones superficiales también menciona otros aspectos fundamentales a considerar en las cimentaciones profundas como por ejemplo:

- *“Posibilidad de ruina de la cimentación debido a socavaciones por cursos fluviales”*
- *“Erosiones causadas por escorrentías locales”*
- *“Vibraciones y daños estructurales , causadas en construcciones próximas por la ejecución de pilotes hincados”*
- *“Corrosión de los pilotes metálicos, particularmente en las zonas de variación del nivel del agua”*
- *“Posibles expansividad del terreno provocando el problema inverso al rozamiento negativo, causando el levantamiento de la cimentación”*
- *“Ataque químico del terreno o de las aguas a los pilotes”*
- *“Problemas de colapso en suelos que tengan una estructura metaestable”*

Cuando se diseña excavaciones para cimentaciones también se consideran estados límites de falla. El RCDF nos menciona que se considera como estado límite de falla en un Excavación:

- *“Colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas”*



- “Falla de los cimientos de las construcciones adyacentes”
- “Falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes”
- “Colapso del techo de cavernas o galerías”

Para los Muros de Contención construidos ya sea de mampostería, piezas naturales o artificiales, de concreto simple o de concreto reforzado construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, de acuerdo con el RCDF, se considera como estado límite de falla:

- “Volteo”
- “Desplazamiento del muro”
- “Fallas de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta”
- “Roturas estructurales”
- “Falla por capacidad de carga”

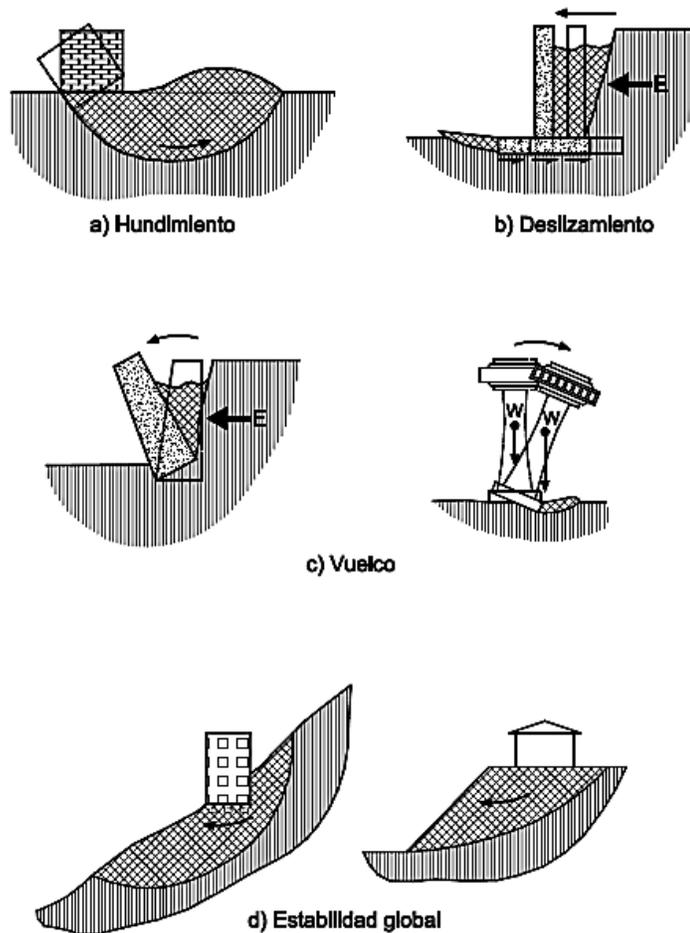


Figura 3.3.- Ejemplos de Estados Límite de Falla.³

³ Figura tomada del reglamento español DB SE-C (Documento Básico, Seguridad Estructural-Cimientos)



3.2.2.- Estados Límite de Falla en Puentes Vehiculares

Para puentes vehiculares, el reglamento AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) establece dos estados límite relacionados con la seguridad estructural:

- “El estado límite de fatiga”
- “El estado límite de fractura”

La intención del primero de ellos es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas para impedir la fractura durante la vida útil del puente.

La norma española IAP-11 (instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera) establece la siguiente clasificación de estados límite último para fines de diseño de un puente:

- “EUL de equilibrio (EQU)”, se presenta por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura considerada como un cuerpo rígido.
- “ELU de rotura (STR)”, se presenta por el agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- “ELU de fatiga (FAT)”, son aquellos relacionados con daños que sufre una estructura o parte de ella a causa de sollicitaciones variables o repetidas.

Para la verificación del ELU de equilibrio se deberá satisfacer la siguiente condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Donde:

$E_{d,dst}$: valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

$E_{d,stab}$: valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

Para la verificación del ELU de rotura se debe satisfacer la siguiente condición:

$$E_d \leq R_d$$

Donde:

E_d : valor de cálculo del efecto de las acciones

R_d : valor de cálculo de la resistencia correspondiente



3.2.3.- Estados Límite de Falla en Puentes Ferroviarios

La norma española IAPF (instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril) establece la siguiente clasificación de estados límite último para proyectos de puentes ferroviarios:

- *EUL de equilibrio*, se presenta por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- *ELU de rotura*, se presenta por el agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- *ELU de inestabilidad o pandeo*, local o general, de una parte o del conjunto de la estructura.
- *ELU de fatiga*, son aquellos relacionados con daños que sufre una estructura o parte de ella a causa de sollicitaciones variables o repetidas.
- *ELU de adherencia*, se presentan deslizamientos entre elementos.
- *ELU de anclaje*, por fallo en un anclaje.

Para la verificación de los ELU se debe satisfacer la siguiente condición:

$$S_d \leq R_d$$

Donde:

S_d : valor de cálculo del efecto de las acciones

R_d : valor límite admisible de la sollicitación para el Estado Límite Último considerado

3.2.4.- Estados Límite de Falla en Presas

Las presas son estructuras hidráulicas que se construyen sobre ríos con el objeto de embalsarla para su posterior aprovechamiento y al igual que las estructuras anteriores se deben considerar estados límites de falla para su diseño. Algunos de ellos son:

- Rotación y Volteo, girando alrededor del talón de aguas abajo en su cimentación. Se puede asegurar que no se alcanzara este estado límite si se especifican límites en los niveles de esfuerzo para los materiales de construcción como el concreto.
- Traslación y Deslizamiento debido a las fuerzas horizontales actuantes.
- Distorsiones por esfuerzos de corte en el terraplén en presas de tierra o roca.
- Sobreesfuerzos (ya sea de esfuerzos principales o normales verticales u horizontales o esfuerzos cortantes tanto verticales y horizontales).
- Fallas en los materiales que puedan provocar el colapso.
- Fallas por tubificación.



- Falla o ruptura de una parte de la presa, entendiéndose como falla o ruptura al colapso o movimiento de una parte de la presa que no pueda retener agua (Comité Internacional de Grandes Presas, ICOLD 1995).

3.2.5.- Estados Límite de Falla en Contenedores o Depósitos de Líquidos

La principal acción que actúa en este tipo de estructuras es la fuerza que ejerce el agua a las paredes de los depósitos (la presión interior del agua). Cuando este tipo de estructura se encuentra enterrada se consideran los efectos de la subpresión sobre la losa del fondo del contenedor, así como también, el empuje del terreno y del nivel de aguas freáticas sobre los muros.

Algunos de los estados límites de falla a considerar en este tipo de estructuras son:

- Volteo del contenedor.
- Pandeos en las paredes que puedan ocasionar su rotura (principalmente en estructuras de acero).
- Deslizamientos (movimiento de cuerpo rígido). Este modo de falla suele suceder cuando se presentan inundaciones o fuertes vientos y se da en combinación con el siguiente estado límite de falla.
- Fracturas en las soldaduras entre el contenedor y la base (cilindros de acero).

3.2.6.- Estados Límite de Falla en Túneles

Los túneles son obras subterráneas de ingeniería civil y su objetivo principal es la unión de dos puntos. Se pueden utilizar para el tráfico vehicular, tráfico ferroviario, sistemas de drenaje, líneas de metro, acceso a minas, etc., y al ser obras subterráneas, la presencia de fallas estructurales causaría graves daños.

Algunos de los estados límite de falla a considerar son:

- Colapso del revestimiento del túnel.
- Fallas en uniones de elementos utilizados para el revestimiento (como por ejemplo placas de acero y dovelas de concreto armado).

Para esta clase de estructuras, el Reglamento AASHTO en su sección 12 “Estructuras enterradas y revestimientos para túneles” menciona los siguientes estados límite de falla:

- Fallas en costuras de tubos metálicos.
- Pandeos.
- Tracción radial que dañe elementos estructurales.



3.2.7.- Estados Límite de Falla en Carreteras

El deterioro o los daños en este tipo de construcciones son debidos principalmente al paso de vehículos aunque también se ven seriamente afectadas por las condiciones meteorológicas y fenómenos naturales como los sismos.

Se consideran dos tipos de falla, fallas funcionales y fallas estructurales. Las primeras corresponden a defectos que se reflejan en la superficie de rodamiento, afectando la seguridad, el confort y la economía del usuario. Las segundas corresponden a deficiencias que provocan la reducción de la capacidad de carga y por lo regular se manifiestan en etapas avanzadas.

Algunos de los estados límite de falla considerados en este tipo de construcciones son:

Para pavimentos flexibles:

- Desprendimientos de secciones por fallas en las capas anteriores a la carpeta asfáltica, debido a cargas excesivas o a fenómenos naturales como los sismos.
- Colapsos por ablandamiento del terreno debido a tormentas o fuertes lluvias.

Para pavimentos rígidos:

- Fracturación total del pavimento en su sección transversal por asentamientos diferenciales o exceso de carga.
- Colapsos por ablandamiento del terreno debido a tormentas o fuertes lluvias.

3.2.8.- Estados Límite de Falla en Torres

Este tipo de estructuras tienen la característica de ser altas y esbeltas como las torres de transmisión eléctrica, torres de comunicación, torres de vigilancia etc.

Algunos de los estados límites de falla a considerar para las torres son:

- Volteo de toda la estructura.
- Colapsos.
- Deformaciones excesivas que afectan la capacidad de carga del elemento.
- Fallas en conexiones (para estructuras de acero).

Muchas de estas estructuras están diseñadas y construidas con puros elementos de acero, como las torres de alta tensión, torres reticuladas para telecomunicaciones etc. Para estructuras de acero los estados límite de falla más comunes son los siguientes:

- Fractura en miembros de tensión. En diseños de elementos en tensión hay cinco estados límite o modos de falla, los cuales son:
 - *Estado límite 1*: fluencia en la sección total.



- *Estado límite 2*: fractura en la sección neta.
 - *Estado límite 3*: ruptura por bloque de cortante.
 - *Estado límite 4*: falla de conectores.
 - *Estado límite 5*: falla en elementos conectores como placas de unión y empalmes.
- Pandeo de una columna.
 - Inicio de la fluencia.
 - Formación de una articulación plástica.
 - Formación de un mecanismo plástico.
 - Pandeo lateral de una viga.
 - Pandeo por flexión – torsión de una viga – columna
 - Pandeo local de placas.
 - Volteo como cuero rígido.
 - Inestabilidad del marco.
 - Pandeo por torsión de una columna.
 - Rotura de elementos de conexión. Para conexiones soldadas de asiento no atiesadas se tiene los siguientes estados límite de falla:
 - Fluencia local del alma de la viga soportada.
 - Inestabilidad del alma de la viga soportada.
 - Resistencia a flexión del lado del ángulo de asiento.
 - Resistencia a cortante del lado del ángulo de asiento.
 - Resistencia de tornillos a soldaduras.
 - Estancamiento.
 - Fatiga en elementos.

3.2.9.- Estados Límite de Falla en Chimeneas

Las chimeneas están diseñadas para la evacuación de gases resultantes de la combustión, utilizadas principalmente en industrias, por lo que, al igual que las torres, son estructuras de gran altura que esta asociada a la distancia de dispersión de los gases que se generan (ver figura 3.4). Por su altura, el viento puede causar problema de vibraciones. También son vulnerables a los temblores y si falla una sección traerá consigo el colapso de la estructura completa.

Algunos de los estados límite de falla que se pueden presentar en las chimeneas son:

- Colapsos.
- Corrosión acelerada que pueda afectar la estabilidad global de la estructura (principalmente en la base)
- Fallas por flexión a causa de fuerzas de viento.
- Daños por fluencia lenta.
- Fallas en soldaduras que puedan producir un desplome de la estructura (para chimeneas de acero).

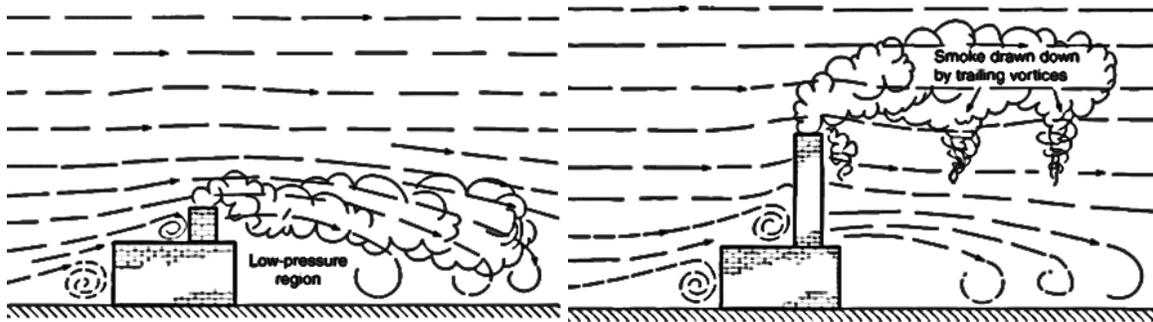


Figura 3.4.- Distancia de dispersión de los gases en función de la altura de la chimenea.

3.2.10.- Estados Límite de Falla en Plataformas Marinas

Las plataformas marinas son estructuras que se utilizan para la extracción de petróleo y gas natural de los yacimientos del lecho marino, por lo que el oleaje juega un papel muy importante en el comportamiento de este tipo de estructuras. Pueden estar fijas al fondo del mar o flotar así que su estabilidad dependerá, en el caso de las plataformas fijas, al comportamiento adecuado de su cimentación o elementos anclados al lecho marino y para el caso de plataformas flotantes dependerá del buen funcionamiento de los elementos que la mantiene a flote.

Al estar situadas en espacios libre, las fuerzas provocadas por el viento también juegan un papel muy importante en el comportamiento dinámico de la estructura, además de los huracanes y tormentas que se puedan presentar.

Algunos de los estados límite de falla que se pueden presentar en las plataformas marinas son:

- Hundimientos.
- Volteo.
- Fallas en las piernas ancladas en el lecho marino (en plataformas fijas).
- Fallas en los sistemas de anclaje.
- Fatiga en elementos.

También son aplicables los estados límite de falla para estructuras de acero que se mencionaron en el apartado de torres.



3.3.- Estados Límite de Servicio

Los estados límite de servicio corresponden a aquellas situaciones que afectan el correcto funcionamiento de la estructura sin alcanzar la capacidad de carga máxima en los elementos de la misma, es decir sin poner en juego la seguridad estructural. Estos estados límite comprenden los desplazamientos, agrietamientos, vibraciones excesivas, deformaciones, aplastamientos, torceduras así como otros posibles daños locales que afecten el funcionamiento de la construcción y provoquen la incomodidad de sus habitantes.

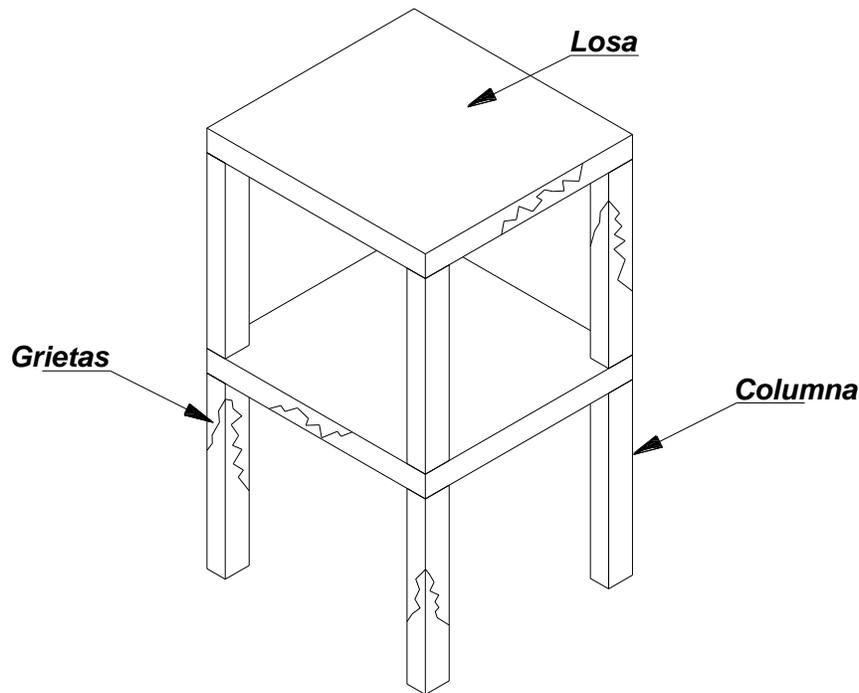


Figura 3.5.- Estado límite de servicio.

3.3.1.- Estados Límite de Servicio en cimentaciones

Las cimentaciones, como se mencionó anteriormente, son elementos estructurales que juegan un papel muy importante en una construcción. El RCDF indica que se considerarán los siguientes estados límite de servicio en el diseño de cualquier cimentación:

- *“Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante”*
- *“Inclinación media de la construcción”*
- *“Deformación diferencial media de la propia estructura y sus vecinas”*



El reglamento español DB SE-C (Documento Básico, Seguridad Estructural-Cimiento) dice que se considera como estados límite de servicio para una cimentación los siguientes casos:

- *“Movimientos excesivos de la cimentación que puedan inducir esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura que se apoya en ellos y que aunque no llegue a romperla afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios o la funcionamiento de equipos e instalaciones”*
- *“Las vibraciones que al transmitirse a la estructura puedan producir falta de confort en las personas o reducir su eficacia personal”*
- *“Los daños o el deterioro que pueden afectar negativamente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra”*

La “Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera” de la Dirección General de Carreteras del gobierno de España nos establece como estados límite de servicio en cimentaciones para proyectos carreteros los siguientes:

- *“Movimientos excesivos”*
- *“Plastificaciones localizadas”*
- *“Vibraciones excesivas”*

El RCDF nos menciona que se considera como estado límite de servicio en un Excavación:

- *“Movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores”*

Para los Muros de Contención fabricados ya sea de mampostería, piezas naturales o artificiales, de concreto simple o de concreto reforzado diseñados y construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, de acuerdo con el RCDF, se considera como estado límite de servicio:

- *“Asentamientos”*
- *“Giro”*
- *“Deformaciones excesivas”*

3.3.2.- Estados Límite de Servicio en Puentes Vehiculares

En el caso particular de los puentes vehiculares, de acuerdo al reglamento AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), los estados límite de servicio son aquellos estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración en los elementos. La filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) contemplada en el reglamento AASHTO establece que el



estado límite de servicio se subdivide en cuatro estados desde la perspectiva de combinaciones de cargas:

- **SERVICIO I.**—“Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de concreto armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.”
- **SERVICIO II.**—“Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.”
- **SERVICIO III.**—“Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.”
- **SERVICIO IV.**—“Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.”

La norma española IAP-11 (instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera) clasifica a los Estados Límite de Servicio en *reversibles* (aquellos que dejan de ser superados cuando desaparece la acción que los provoca) e *irreversibles* (aquellos que, una vez superados, se mantienen de forma permanente a pesar de la desaparición de la acción que los provoca) y establece la siguiente subdivisión de estados límite de servicio para fines de diseño de un puente:

- *ELS de fisuración*, se afecta la durabilidad o estética del puente.
- *ELS de deformación*, se afecta la apariencia o funcionalidad de la obra, o la presencia de daño en elementos no estructurales.
- *ELS de vibraciones*, presencia de vibraciones que no son aceptables para los usuarios del puente o puedan afectar la funcionalidad de la estructura.
- *ELS de plastificaciones*, en zonas que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.
- *ELS de deslizamiento*, la presencia de deslizamiento en uniones mediante tornillos de alta resistencia.

Para la verificación de los ELS, se deberá satisfacer la siguiente condición:

$$E_d \leq C_d$$

Donde:

E_d : valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

C_d : valor límite del efecto de las acciones para el ELS considerado



3.3.3.- Estados Límite de Servicio en Puentes Ferroviarios

La norma española IAPF (instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril) establece la siguiente clasificación de estados límite de servicio para proyectos de puentes ferroviarios:

- *ELS de fisuración*, se afecta la durabilidad o estética del puente.
- *ELS de deformación*, se afecta la apariencia o funcionalidad de la obra, o la presencia de daño en elementos no estructurales.
- *ELS de vibraciones*, presencia de vibraciones que no son aceptables para los usuarios del puente o puedan afectar la funcionalidad de la estructura.
- *ELS de plastificaciones*, en zonas que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.
- *ELS de deslizamiento*, la presencia de deslizamiento en uniones mediante tornillos de alta resistencia.

Como podemos observar, son los mismos estados límite de servicio considerados en puentes vehiculares. Para la verificación de los ELS, se deberá satisfacer la siguiente condición:

$$E_d \leq C_d$$

Donde:

E_d : valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

C_d : valor límite admisible de la sollicitación para el Estado Límite de Servicio considerado

3.3.4.- Estados Límite de Servicio en Presas

Algunos de los principales estados límite de servicio a considerar en este tipo de obras son:

- Agrietamientos a lo largo de la cortina ya sea transversales o longitudinales o en otros elementos.
- Deformaciones de sus elementos como en las cortinas.
- Asentamientos que no afecten la estabilidad global de la estructura.
- Vibraciones excesivas de máquinas que puedan afectar el confort de los operadores u ocasionar otros daños.
- Filtraciones excesivas de agua.



3.3.5.- Estados Límite de Servicio en Contenedores o Depósitos de Líquidos

Esta clase de estructuras se diseña de tal manera que se evita la presencia de fugas por lo que se debe de evitar el agrietamiento de las paredes y otras fuentes potenciales de fuga (como por ejemplo fallas de las soldaduras en caso de ser un contenedor de acero) que se puedan presentar durante la vida útil del contenedor o depósito.

Para esta clase de estructuras se tiene los siguientes estados límite de servicio:

- Deflexiones que afecten las condiciones de servicio. El manual de *“Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para Contener Líquidos”* de fundación ICA indica que será aceptable la siguiente relación:

$$\frac{\lambda}{250} \text{ siendo } \lambda \text{ el claro del elemento estructural}$$

- Agrietamientos. Se recomienda fisuras inferiores a 0.3 mm para estructuras de concreto, otros reglamentos recomiendan que la abertura máxima de fisuras se debe limitar a 0.1 mm para depósitos de concreto armado sometidos a alternancias humedad – sequedad y para depósitos que están permanentemente sumergidos se puede tener un valor máximo de 0.2 mm. La norma británica BS 8007 (1987) establece que se debe de diseñar la superficie de depósito de concreto armado para una fisura con un máximo de 0.2 mm cuando esta esté expuesta a condiciones muy severas. Otras fuentes recomiendan fisuras de un ancho máximo de 0.2 mm para caras exteriores del depósito y 0.1 mm para caras interiores pero para contenedores de concreto pretensado.
- Pérdidas de recubrimientos aislantes y voladuras de techos (puede ser provocado por fuertes vientos).
- Corrosión de las paredes por agentes químicos (en contenedores de aguas residuales de plantas de tratamiento o similares).

3.3.6.- Estados Límite de Servicio en Túneles

Para garantizar la correcta funcionalidad de los túneles es necesario evitar alcanzar los siguientes estados límite de servicio:

- Agrietamiento en el revestimiento del túnel (por ejemplo, grietas en dovelas de concreto).
- Deformaciones radiales (deflexiones, ovalización)



Para deflexiones máximas ($u_{dmáx}$) en recubrimientos primarios flexibles de túneles, podemos utilizar la siguiente ecuación:

$$u_{dmáx} = \frac{1}{2}(1 - K_o)\gamma H_o \frac{(1 - \nu)D}{2k}$$

Donde :

k : rigidez del sistema suelo-revestimiento.

γ : peso volumétrico del suelo.

ν : relación de Poisson.

K_o : factor que depende del tipo de suelo (0.5 para gravas, arenas y arenas limosas con o sin cemento, 0.6 para límos arenosos, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad y 0.7 para arcillas de alta plasticidad).

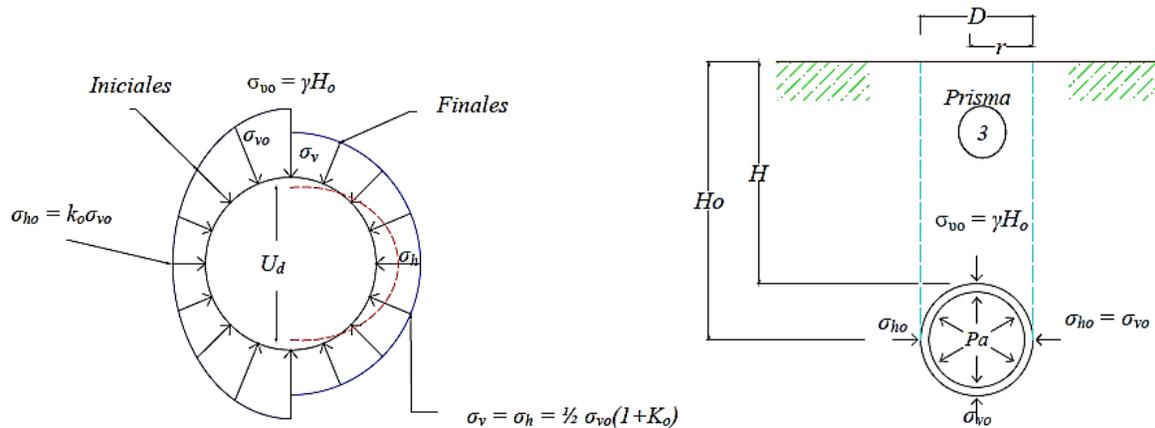


Figura 3.6.- Deformaciones radiales.⁴

- Descenso uniforme (movimientos verticales).
- Contracción radial.
- Convergencia de las paredes del túnel para llenar las holguras entre el suelo y el revestimiento.
- Desplazamiento radial del revestimiento por flexión y por asentamiento de las zapatas de apoyo en túneles revestido de concreto lanzado.
- Asentamientos superficiales (esto ocurre cuando el túnel desciende y se presentan pequeños hundimientos en la superficie que pueden dañar a construcciones que están situadas por encima del túnel y suelen ser mayores en terrenos arcillosos que están en proceso de consolidación).

⁴ Fuente: Gutiérrez Morgado Pablo, "Análisis y diseño del revestimiento de un túnel en suelos del valle de México", Proyecto Terminal en Ingeniería Civil I y II, Distrito Federal, Universidad Autónoma Metropolitana, División de ciencias Básicas e Ingeniería, pág. 31 y 36.

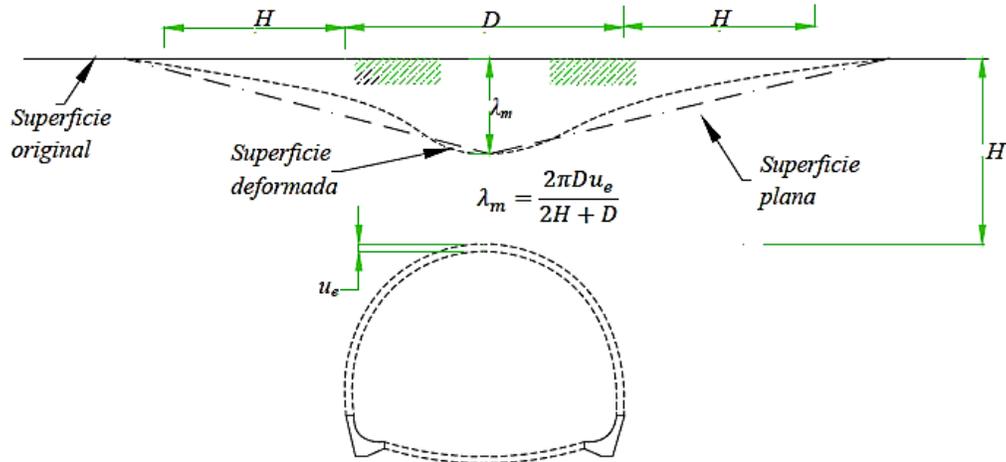


Figura 3.7.- Asentamientos superficiales λ_m , siendo u_e el desplazamiento radial medio del suelo y el revestimiento para alcanzar el equilibrio.⁵

Ocupación de la superficie	Suelos Plásticos		Suelos Frágiles	
	λ_m (cm)	θ_m	λ_m (cm)	θ_m
Construcciones o instalaciones susceptibles al asentamiento diferencial, sobre el eje del túnel	2 a 4	0.0015	1 a 2	0.0015
Construcciones o instalaciones cercanas al eje del túnel	4 a 8	0.003	2 a 4	0.003
Superficie libre de construcciones o instalaciones dentro de la zona del ancho $1.5(2H+D)$ sobre el eje del túnel	20	0.003	< 6	0.003

Tabla 3.2.- Valores máximos de asentamientos superficiales λ_m y pendientes máximas θ_m admisibles.

Donde:

$$\theta_m = \frac{\lambda_m}{H + \frac{D}{2}}$$

El Reglamento AASHTO en su sección 12 “Estructuras enterradas y revestimientos para túneles” nos dice que, para este tipo de estructuras, se consideraran los siguientes estados límite de servicio:

- Control de las deflexiones en las estructuras metálicas, las placas utilizadas como revestimiento de túneles y los tubos termoplásticos.
- Control del ancho de fisuración en las estructuras de concreto armado.
- Asentamientos diferenciales.

⁵ Fuente: Gutiérrez Morgado Pablo, “Análisis y diseño del revestimiento de un túnel en suelos del valle de México”, Proyecto Terminal en Ingeniería Civil I y II, Distrito Federal, Universidad Autónoma Metropolitana, División de ciencias Básicas e Ingeniería, pág. 64.



3.3.7.- Estados Límite de Servicio en Carreteras

Cuando una carretera se encuentra en mal estados, no solo se afecta en confort de las personas, sino que también los vehículos resultan severamente afectados. Una estructura funcional proporciona un tránsito cómodo a los usuarios, por lo que se consideran los siguientes estados límite de servicio:

Para pavimentos flexibles:

- Agrietamiento en forma de piel de cocodrilo. Rotura del revestimiento por fatiga.
- Deformaciones de rodadera y ondulaciones longitudinales en la superficie de rodamiento.

Niveles de severidad: deformación del perfil transversal a lo largo de las rodaderas.

- Ligero < 2 cm
- 2 cm < Medio < 4 cm
- 4 cm < Fuerte

Niveles de severidad: ondulaciones longitudinales.

- Ligero < 1 cm
- 1 cm < Medio < 2 cm
- 2 cm < Fuerte

- Grietas longitudinales en el centro y a la orilla de la carpeta
- Baches

Niveles de severidad: proporción del área afectada respecto a un área total en tramos de 100 m.

- Ligero < 1 %
- 1 % < Medio < 10 %
- 10 % < Fuerte

- Desintegración de la carpeta.

Para pavimentos rígidos:

- Fisuración o agrietamiento

Niveles de severidad de acuerdo a las características de las fisuras:

- *B (Bajo)*: fisuras finas de ancho promedio menor de 3 mm.
- *M (Mediano)*: fisuras activas, con un ancho promedio entre 3 y 10 mm, fisuras de 10 mm de ancho con despostillamiento y/o dislocamiento menor de 10 mm.
- *A (Alto)*: fisuras activas de ancho promedio mayores de 10 mm.



- Losas subdivididas. Fracturamiento de la losa de concreto.

Clase	Nivel de severidad de la fisura	No. De paños en que se divide la losa
<i>B</i>	<i>Bajo</i>	4 ó 5
<i>M</i>	<i>Medio</i>	De 6 a 8
<i>A</i>	<i>Alto</i>	Más de 8

- Despostillado en juntas.
- Levantamiento de losas.

Niveles de severidad:

- *B (Bajo)*: apenas perceptible a velocidad promedio y no afecta el confort de las personas.
- *M (Mediano)*: genera incomodidad a los ocupantes y ocasiona la disminución de la velocidad de circulación
- *A (Alto)*: perdida del control del auto por excesivos saltos por lo que las personas el automóvil pueden sufrir severos daños.

- Dislocamientos. Desniveles entre secciones se losas

Niveles de severidad:

- *B (Bajo)*: se presenta una diferencia de nivel de 3 a 10 mm.
- *M (Mediano)*: se presenta una diferencia de nivel de 10 a 20 mm.
- *A (Alto)*: se presenta una diferencia de nivel mayor a 20 mm.

- Hundimientos. Descenso de la superficie del pavimento en determinadas áreas.

Niveles de severidad:

- *B (Bajo)*: el hundimiento no genera incomodidad a los ocupantes.
- *M (Mediano)*: el hundimiento genera incomodidad a los ocupantes ya que el vehículo experimenta saltos significativos.
- *A (Alto)*: se provoca una pérdida de control del vehículo por excesivos saltos.

- Baches.

Niveles de severidad: bajo (B), medio (M), alto (A)

Profundidad máxima (cm)	Diámetro Promedio del Bache (cm)		
	Menor a 70	70-100	Mayor a 100
<i>Menor de 2.5</i>	<i>B</i>	<i>B</i>	<i>M</i>
<i>De 2.5 – 5.0</i>	<i>B</i>	<i>M</i>	<i>A</i>
<i>Mayor de 5.0</i>	<i>M</i>	<i>M</i>	<i>A</i>

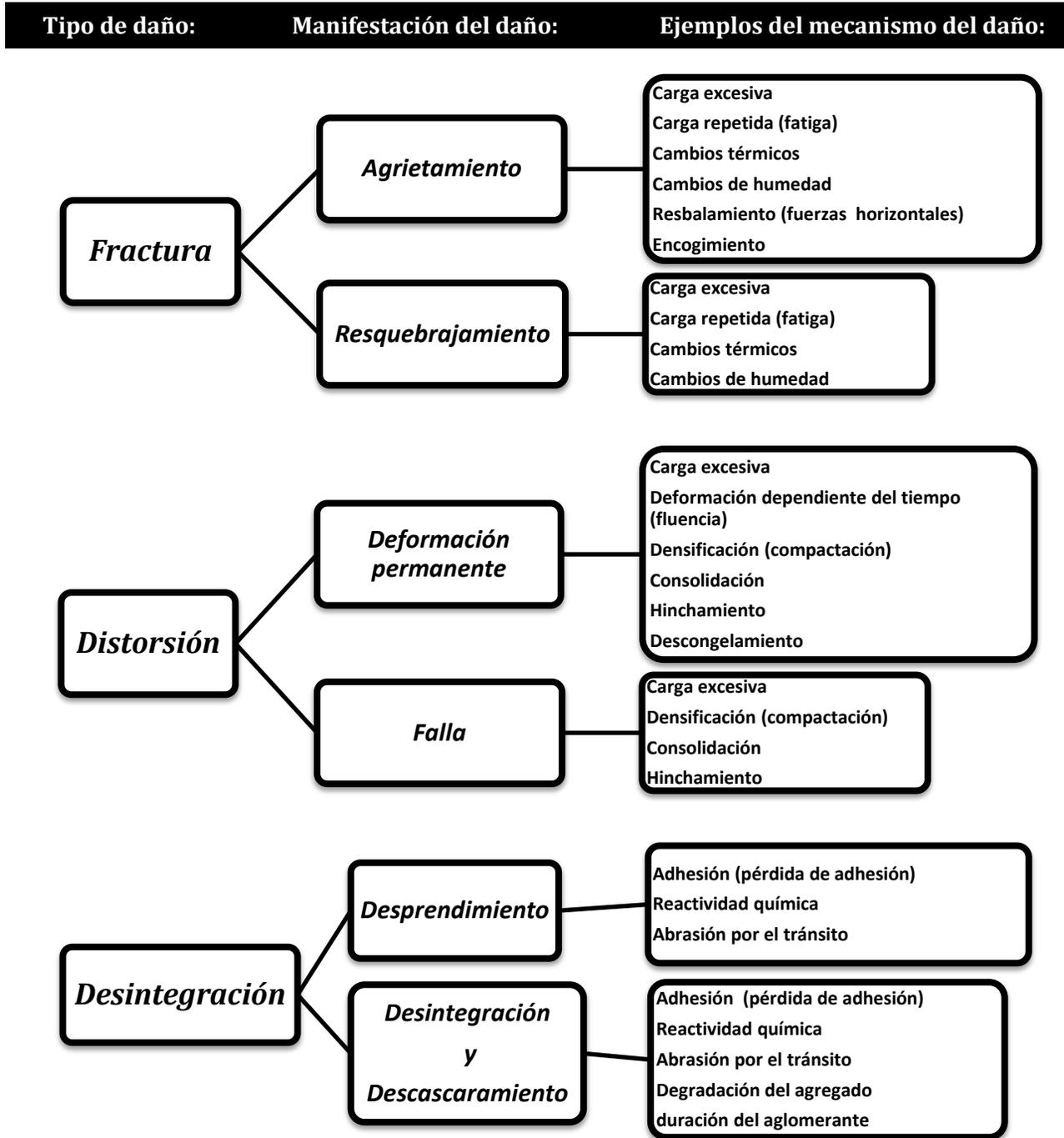


Figura 3.8.- Grupos de daños de pavimentos y su forma de manifestarse.



3.3.8.- Estados Límite de Servicio en Torres

En esta clase de estructuras se tienen los siguientes estados límite de servicio:

- Agrietamientos.
- Vibraciones excesivas que dañen aparatos o afecten el confort de los operadores.
- Deformaciones en elementos horizontales y verticales que no afecten la capacidad de carga del elemento.
- Inestabilidad local por falla en conexiones (para estructuras de acero)

Como muchas de estas estructuras son de acero, se mencionan a continuación algunos de los estados límite de servicio más comunes para estructuras de acero:

- Deflexiones en elementos horizontales.
- Desplazamientos laterales de elementos verticales.
- Limitaciones de rotación para una conexión.
- Exceso de vibraciones.

3.3.9.- Estados Límite de Servicio en Chimeneas

Para esta clase de estructuras es importante que no se alcancen los siguientes estados límite de servicio y poder así garantizar un buen funcionamiento de la chimenea:

- Vibraciones excesivas inducidas por el viento que puedan entrar en resonancia con la frecuencia propia de la estructura.
- Agrietamientos.
- Corrosión debido a la exposición de un ambiente corrosivo industrial.
- Pérdida de espesor en las paredes de la chimenea debido a la corrosión.
- Perforaciones debido a la corrosión.
- Deformaciones por flexión.
- Desprendimiento del revestimiento interior que se utiliza debido a la composición y temperatura de los humos expulsados.
- Fallas en conexiones (en plataformas empleadas a diferentes niveles para uso de los operadores).

3.3.10.- Estados Límite de Servicio en Plataformas Marinas

Algunos de los estados límite de servicio aplicables para esta clase de estructuras son:

- Deformaciones inducidas a accesorios estructurales, entendiendo como accesorio estructural al sistema estructural instalada ya sea en la subestructura o en la



superestructura de la plataforma marina proporcionando defensa, hermeticidad, protección, funcionalidad, seguridad etc.

- Grietas en conexiones tubulares.
- Vibraciones excesivas a causa de las maquinas o equipos instalados en la plataforma marina que afecten a los propios aparatos y al confort de los ocupantes.
- Daños en elementos de la estructura, debido al impacto de embarcaciones, que no pongan en peligro la estabilidad global de la plataforma.
- Fatiga en los elementos.
- Deflexiones del quemador resultantes del viento o sismos. Petróleos Mexicanos (PEMEX) en su norma de “Diseño de Accesorios Estructurales par Plataformas Marinas” especifica los siguientes valores límites para las deflexiones del quemador en una plataforma marina:

<i>Quemador</i>	<i>Valores máximos</i>
<i>Auto soportada</i>	<i>225 mm por 30 metros</i>
<i>Soporte Armadura</i>	<i>150 mm por 30 metros</i>
<i>Soporte armadura atirantada</i>	<i>300 mm por 30 metros</i>
<i>Las deflexiones de la estructura del quemador que resulten de la carga por temperatura no deben exceder de 450 mm por 30 metros.</i>	

Tabla 3.3.- *Valores máximos de deflexiones.*

Todas las situaciones que nos conllevan a alcanzar un estado límite de servicio pueden ocasionar que la vida útil de la construcción sea corta o no sea la que se esperaba, entendiendo como vida útil el tiempo en que la estructura prestara servicio dentro de los límites de eficiencia económica. Por consecuencia resulta de vital importancia analizar aquellas situaciones más significativas que nos llevan a alcanzar estos estados límite desde el punto de vista de un buen funcionamiento y el confort de los ocupantes y citar algunos valores propuestos por normas o reglamentos existentes.

3.3.11.- Desplazamientos verticales (flechas)

Cuando un elemento de la estructura esta sometido a cargas, ya sea permanente o variable, tiende a desplazarse y a este fenómeno se le denomina deflexión, en otras palabras, una deflexión hace referencia al grado en el que un elemento perteneciente a la estructura se desplaza bajo la aplicación de una fuerza. Los desplazamientos verticales se presentan en elementos posicionados en forma horizontal como trabes y losas principalmente, ya sea bajo cargas de corta o larga duración.

Podemos tener estructuras muy flexibles ya sea por el tipo de material usado o por la falta de rigidez en sus elementos y en consecuencia las deflexiones pueden ser muy significativas y pueden ocasionar daños en otros elementos como en muros divisorios, en cancelerías etc., produciendo una sensación de inseguridad en los usuarios,



influyendo también en la estética de dicha estructura. Por tales motivos se establecen límites máximos para las deflexiones verticales.

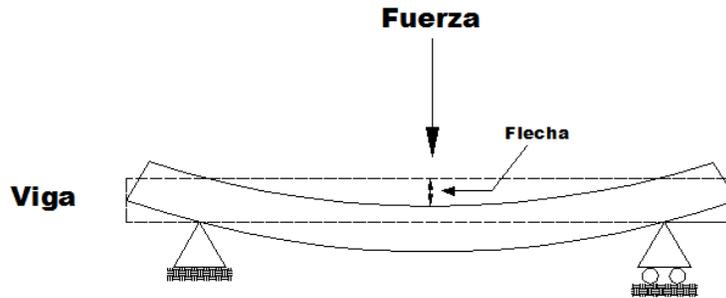


Figura 3.9.- Deflexión en viga por la aplicación de una Fuerza.

3.3.11.1.- Deflexiones Permisibles

Las respuestas de las estructuras van en función a las situaciones que se presente y pueden ser muy variadas ya que influyen muchos factores como el tipo de suelo, las condiciones climáticas, etc., es por ello que cada reglamento de construcción o normativas establece sus propios límites o valores permisibles para las deflexiones verticales. A continuación presentamos valores límites de algunas normas o reglamentos existentes.

- **Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004)**

El RCDF mediante sus Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructuras de las Edificaciones establece un límite de deformaciones con respecto a los desplazamientos verticales, el cual dice:

“Un desplazamiento vertical en el centro de traveses en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 mas 5 mm (); además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 mas 3 mm (**). Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicaran (***)”*

Como vemos, las limitaciones que establece el RCDF son aplicables para cualquier material y a elementos horizontales como losas, no solo a traveses. Podemos entonces establecer las siguientes ecuaciones para los casos que establece el RCDF y que representan el desplazamiento vertical en función del claro:

$$1.- \Delta_{vertical} = \frac{L}{240} + 0.5cm (*)$$



$$2.- \Delta_{vertical} = \frac{L}{480} + 0.3cm (**)$$

$$3.- \Delta_{vertical} = 2 \left(\frac{L}{240} + 0.5cm \right) (***)$$

$$4.- \Delta_{vertical} = 2 \left(\frac{L}{480} + 0.3cm \right) (***)$$

Donde:

$\Delta_{vertical}$: desplazamiento vertical o deflexión admisible del elemento en cm.

L: claro del elemento a analizar en cm.

Como observamos, el valor admisible tiende a 5 mm en la primera ecuación y en la segunda ecuación a 3 mm si el claro tiende a cero ya que una deflexión de esas escalas no genera problemas y son prácticamente imperceptibles por los ocupantes.

Para estructuras de Madera establece lo siguiente: “para un claro menor a 2.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales” y “para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 5 mm o el claro entre 480 + 3 mm cuando se afecten a elementos no estructurales”.

- **Reglamento ACI 318-02 (American Concrete Institute)**

El Reglamento ACI 318-02 propone también deflexiones permisibles para elementos horizontales de concreto las cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tipo de miembro	Deflexión a considerar	Deflexión permisible
Azoteas que no soportan o que no están ligadas a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes.*	<i>Deflexión inmediata debida a la carga viva</i>	L/180
Pisos que no soportan o que no están ligados a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes.	<i>Deflexión inmediata a la carga viva</i>	L/360
Azoteas o pisos que soportan o que están ligados a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes.	<i>La parte de la deflexión total que ocurre después de que se ligan los elementos no estructurales (la suma de la deflexión de larga duración debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).</i>	L/480
Azoteas o pisos que soportan o que están ligados a elementos no estructurales que no puedan sufrir daños por deflexiones grandes.		L/240

*Este límite puede no ser suficiente para evitar el encharcamiento del agua. El símbolo L representa el claro (cm).

Tabla 3.4.- Deflexiones calculadas permisibles.



- **Reglamento Español Instrucción de acero Estructural (EAE)**

Este reglamento nos establece los siguientes valores máximos para flechas en elementos horizontales de acero para edificaciones:

Tipo de elemento	Valores límite
Cubiertas (accesibles sólo para mantenimiento)	L/250
Cubiertas accesibles (con carácter general)	L/300
Vigas y forjados (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	L/300
Vigas y forjados soportando tabiques ordinarios o solados (revestimiento de un piso) rígidos en juntas.	L/400
Vigas y forjados soportando elementos frágiles: tabique, cerramientos o solados rígidos.	L/500
Vigas soportando pilares.	L/500
Vigas soportando muros de fábrica.	L/1000

Tabla 3.5.- Deflexiones calculadas permisibles.

- **Manual ANIPPAC (manual para el diseño y construcción de estructuras con piezas prefabricadas presforzadas)**

Muchas estructuras hoy en día se construyen con elementos prefabricados presforzados (pretensados o postensados) y hay campos de la construcción en donde únicamente se utilizan métodos constructivos basados en la prefabricación de elementos como por ejemplo, en puentes vehiculares, en puentes peatonales, en losas de entrepiso, en viaductos, en graderías de estadios, en muros de retención de tierras, en túneles, entre otros. La ANIPPAC (Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A.C.) y el Instituto de Ingeniería de la UNAM cuentan con un manual para el diseño y construcción de estructuras con piezas prefabricadas presforzadas.

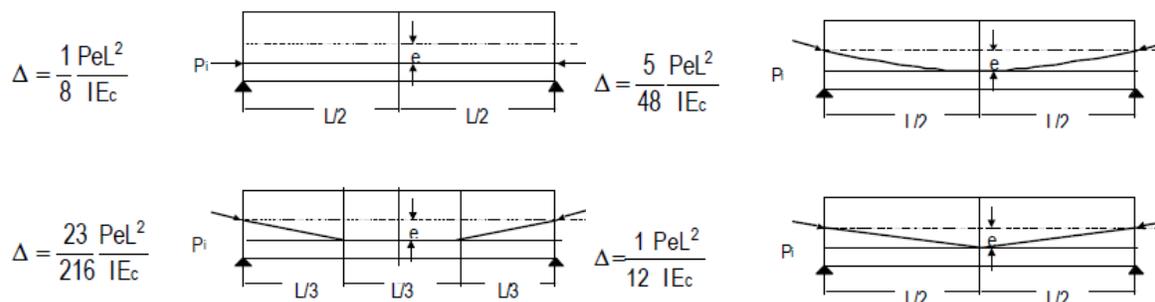


Figura 3.10.- Deflexiones al centro del claro para algunos tipos de elementos pretensados simplemente apoyados.



En materia de desplazamientos verticales presentes en los tableros de puentes carreteros citamos las siguientes normativas:

- **Reglamento AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)**

El Reglamento AASHTO establece los siguientes valores máximos para flechas que se presentan en los tableros de puentes vehiculares, tanto metálicos como de concreto, a causa de la sobrecarga más el incremento por sobrecarga dinámica:

- $\frac{L}{800}$ en el caso de tableros sin tráfico peatonal
- $\frac{L}{1000}$ en el caso de tableros con tráfico peatonal limitado
- $\frac{L}{1200}$ en el caso de tableros con tráfico peatonal significativo

Donde:

L: longitud de tramo entre los centros de los apoyos (cm). Ver figura 3.6.

Se entiende como tablero a aquel componente del puente que soporta las cargas de rueda en forma directa ya sea con superficie de rodamiento o sin ella. Estos tableros pueden ser de emparrillado metálico o tableros livianos metálicos y de concreto. El objetivo principal de limitar las deformaciones excesivas de estos componentes es evitar la fracturación y desgaste de la superficie de rodamiento, así como también procurar un nivel adecuado del confort de los usuarios.

- **Norma Española IAP-11 (Instrucción Sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera), 2011**

La Norma Española IAP-11 (instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera) especifica que las flechas verticales máximas por sobrecarga en tableros de puentes no deberán superar los siguientes valores:

- $\frac{L}{1000}$ en puentes de carretera
- $\frac{L}{1200}$ en puentes con zonas peatonales

Donde:

L: longitud de tramo entre los centros de los apoyos (cm). (Ver figura 3.11)

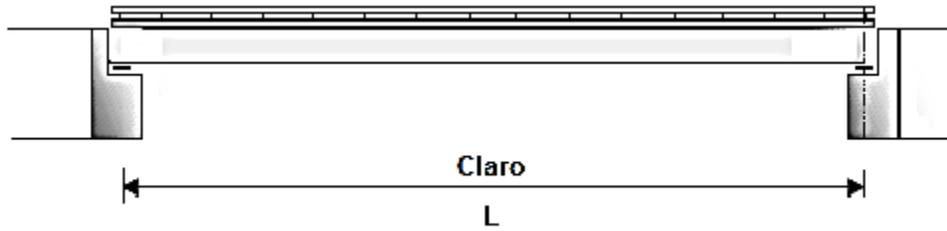


Figura 3.11.- Claro en un puente carretero.

3.3.12.- Desplazamientos horizontales

El sismo y el viento son las principales acciones que producen desplazamientos horizontales en estructuras. Un desplazamiento horizontal se da cuando un elemento o conjunto de elementos se desplaza en direcciones laterales. En un edificio podemos tener desplazamientos horizontales totales (referidos a la altura del edificio) y desplazamientos horizontales relativos (referidos a la altura de una planta).

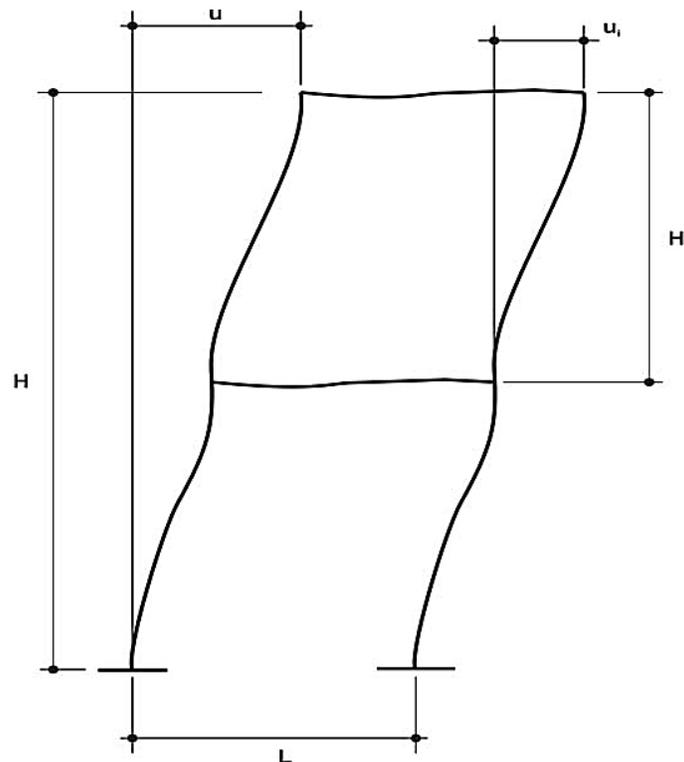


Figura 3.12.- Desplazamientos horizontales totales y relativos.



3.3.12.1.- Desplazamientos horizontales Permisibles

A continuación se presentan algunos valores límites propuestos por diferentes normas existentes tanto nacionales como internacionales correspondientes a desplazamiento horizontales.

- **Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004)**

En lo que respecta a desplazamientos horizontales el RCDF establece un límite de deformaciones el cual dice:

“Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500 (), para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250 (**). Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las normas correspondientes”*

$$1.- \Delta_{horizontal} = \frac{L}{500} (*)$$

$$2.- \Delta_{horizontal} = \frac{L}{250} (**)$$

Para la acción del viento, los desplazamientos permisibles que establece el RCDF son:

- *“Los desplazamientos relativos entre niveles consecutivos de edificios o entre secciones transversales de torres no excederán los siguientes valores (expresados como fracción de la diferencia entre los niveles de piso o de las secciones transversales mencionadas)”:*

a).- *“Cuando no existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.005”*

b).- *“Cuando existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.002”*

Para la acción del sismo, el índice más importante para determinar la magnitud de posibles daños es la distorsión de entrepiso (γ), entendiendo como distorsión al desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos (Δ), dividido entre la altura de entrepiso (H). Los valores admisibles para la distorsión de entrepiso son 0.008 (*) para el caso de muros integrados a las estructuras y 0.016 (**) para el caso de muros separados de las estructuras, por lo que los desplazamientos relativos permisibles quedarían como sigue:

$$\Delta = 0.008 H (*)$$

$$\Delta = 0.016 H (**)$$



- **Reglamento Español Instrucción de acero Estructural (EAE)**

Este código nos establece los siguientes valores máximos para desplazamientos horizontales en elementos de acero para edificaciones:

Condiciones	Valores Límite
Pórticos de cubiertas (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$U \leq H/150$
Edificios de una planta (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$U \leq H/300$
Edificios de varias planta	
- Total de la estructura	$U \leq H/500$
- En cada planta	$U_i \leq H_i/300$
- En cada planta con tabiques, cerramientos o solados frágiles.	$U_i \leq H_i/500$
Edificios esbeltos de gran altura	$U \leq H/600$

Tabla 3.6.- Valores máximos recomendados para desplazamientos horizontales.

- **Reglamento Español DB-SE (Documento Básico - Seguridad Estructural)**

En la siguiente tabla se muestran los valores límite que propone esta norma para desplazamientos horizontales.

Estado Límite	Consecuencias de los efectos de las acciones		
	Irreversibles	irreversibles	Irreversibles
	Exigencia a cumplir para la combinación		
	Características	Características	Características
Correcto funcionamiento de:			
- Elementos dañables de carácter frágil (por ejemplo tabiques rígidos)	$U_i \leq H_i/500$ (*)		
- Elementos dañados de carácter dúctil		$U_i \leq H_i/200$ (*)	
- Equipos o instalaciones (**)		$U \leq H/300$	
- Puente grúa (apoyos de las vías) (***)	$U \leq H/300$		
Apariencia de la obra.			$U_i \leq H_i/250$ (*)
(*) Desplazamientos horizontales debidos a las acciones variables. (**) Salvo que se establezcan otras indicaciones por parte del proveedor. (***) A la altura de los apoyos de las vías de un puente grúa, los desplazamientos horizontales de los marcos o de los pilares, debidos a las fuerzas horizontales que actúan perpendicularmente e las vías, no sobrepasarán el límite de H/300, siendo H la altura de dichos apoyos. La diferencia entre los desplazamientos horizontales de los apoyos enfrentados no sobrepasarán los 20 mm. U: desplazamiento total U _i : desplazamiento relativo H: altura H _i : altura de entrepiso			

Tabla 3.7.- Valores límite de desplazamientos laterales.



3.3.13.- Valores Límites para movimientos en cimentaciones

A continuación presentamos algunos valores límites correspondientes a movimientos y deformaciones de cimentaciones.

Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación *		
a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto	Límite	
En la zona I: Valor medio en el área ocupada por la construcción: Asentamiento:		
- Construcciones aisladas	5 cm **	
- Construcciones colindantes	2.5 cm	
En las zonas II y III: Valor medio en el área ocupada por la construcción: Asentamiento:		
- Construcciones aisladas	30 cm **	
- Construcciones colindantes	15 cm	
Emersión:		
- Construcciones aisladas	30 cm **	
- Construcciones colindantes	15 cm	
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3hc)$ por ciento	hc = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015
*Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias.		
**En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.		

Tabla 3.8.- Valores límite para movimientos y deformaciones en cimentaciones según RCDF.



La “Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera” de la Dirección General de Carreteras del gobierno de España, en materia de movimientos admisibles para cimentaciones superficiales en obras de carreteras nos dice que, para estructuras convencionales de acero y concreto se recomiendan los siguientes valores límites:

Suceso	Valor límite (como datos orientativos)
Asentamiento máximo de zapatas aisladas	2.5 cm
Asentamiento máximo de losas de cimentaciones	5 cm
Asentamiento diferencial máximo entre apoyos contiguos	L/200 a L/500 dependiendo de la rigidez de la estructura (L es la distancia entre apoyos)
Inclinaciones máximas	Entre $\theta=1/1000$ y $6/1000$

Tabla 3.9.- Valores límite para movimientos en cimentaciones.

3.3.14.- Vibraciones excesivas

Una vibración es un movimiento oscilatorio causado por fuerzas de excitación que depende de la rigidez, la masa y el amortiguamiento del sistema. Una estructura puede experimentar vibraciones debido a la operación de maquinaria, a la aglomeración de personas, al tráfico de vehículos, al proceso mismo de la ingeniería civil (la construcción) o también a fenómenos naturales como los sismos o el viento etc. En términos de seguridad estructural, el exceso de vibraciones es perjudicables para cualquier estructura ya que se pueden presentar deformaciones en sus elementos que nos conlleven a daños severos. En lo que respecta al confort y bienestar de los ocupantes, las vibraciones pueden ocasionar efectos diversos que van desde una simple molestia a daños muy severos a la salud, así como la incomodidad para las actividades cotidianas o la caída de equipos y maquinaria de trabajo provocando sensación de inseguridad. Ver tabla 3.3.

Efectos para la salud	Otros efectos
<ul style="list-style-type: none"> • Sistema músculo-esquelético particularmente trastornos a nivel de la columna vertebral. • Alteraciones de las funciones fisiológicas. • Alteraciones neuromusculares. • Alteraciones cardiovasculares, respiratorias, endocrinas y metabólicas. • Alteraciones ginecológicas y riesgo de aborto. • Alteraciones sensoriales y del sistema nervioso central 	<ul style="list-style-type: none"> • Malestar (discomfort). • Interferencia con las actividades. • Mareo inducido por el movimiento.

Tabla 3.10.- Efecto de las vibraciones en los seres humanos.

La magnitud del daño que pueden provocar las vibraciones esta en función de diversas características de las mismas o de su conjugación como: la amplitud, la



frecuencia, la duración, la cantidad de ocurrencia etc., junto con las propiedades del comportamiento dinámicos de las estructuras como la frecuencia de resonancia.

3.3.14.1.- Criterios de Aceptación de Vibraciones y Valores Permisibles

En diferentes normas de construcción, la magnitud de las vibraciones se evalúa en función de si los efectos ocasionados son o no tolerables y su revisión consiste en estimar la amplitud y frecuencia de la vibración inducida para compararlas con los valores establecidos como límites en dichas normas. Los criterios de aceptación están definidos por los siguientes efectos que se podrían presentar:

- Sobreesfuerzos en los elementos de la estructura.
- Efectos psicológicos o de sensación en los ocupantes.
- Efectos en las actividades de las personas o procesos constructivos y problemas en la maquinaria o en las instalaciones.

Por lo que se consideran los siguientes criterios de aceptación:

- Criterios estructurales.
- Criterios psicológicos.
- Criterios de calidad en la producción.

A continuación describiremos los dos primeros criterios.

1.- Criterios estructurales:

En este criterio se consideran aquellas fallas que pueden sufrir los elementos de una estructura a causa de vibraciones, como por ejemplo: agrietamientos, problemas de fatiga, deflexiones excesivas, incremento de tensiones o sobreesfuerzos en elementos estructurales etc. En este criterio, se tiene en cuenta factores primordiales para determinar los valores aceptables o permisibles de vibraciones, algunos factores son: el tipo de edificación o estructura y el tiempo de servicio, las características de los materiales así como su calidad, dimensionamiento de los elementos estructurales, características de la cimentación, la duración de los efectos de las vibraciones, entre otros. A continuación citamos algunas normas internacionales que hacen referencia a criterios de aceptación de vibraciones según parámetros de afectación estructural.

- **Normativa DIN 4150 (1999), Parte 3, “Norma Alemana”**

La norma alemana DIN (Deutsches Institut für Normung) 4150 ha publicado varios criterios de niveles máximos para las vibraciones, el primero de ellos lo publicó en 1975 desglosado en tres partes y se actualizó en 1999 y 2001.

La norma alemana DIN 4150 (1999) nos establece tres criterios de aceptación partiendo del tiempo en que actúan las vibraciones:

- Vibraciones estructurales de corta duración.
- Vibraciones estructurales permanentes.



→ Vibraciones permanentes de los forjados (elemento estructural horizontal que recibe directamente las cargas y las transmite a los demás elementos de la estructura).

El principal objetivo de esta norma es marcar los límites en las vibraciones para evitar afectar la estabilidad de la estructura o la capacidad de carga de sus elementos y evitar limitar el uso de la construcción para la cual fue diseñada. El uso de la estructura se puede limitar por la aparición de grietas o fisuras en los elementos o empeorar daños ya existentes. A continuación se presentan algunos valores de velocidades máximas para cimentaciones y el plano de entrepiso más alto de varios tipos de edificios para la presencia de vibraciones de corta duración. Si estos valores se cumplen, no se presentarán daños importantes en la estructura garantizando así que no habrá pérdida de servicio debido a las vibraciones.

Línea	Tipo de Estructura	Valores de referencia para la velocidad (V_l) en mm/s			Vibración sobre el plano horizontal en el piso más alto (para todas las frecuencias)
		Vibración en base a una frecuencia de:			
		1 Hz a 10 Hz	10 Hz a 50 Hz	50 Hz a 100 Hz *	
1	Edificios destinados a fines comerciales, naves industriales y edificios de diseño similar.	20	20 a 40	40 a 50	40
2	Viviendas y edificios de diseño similar y/o de ocupación.	5	5 a 15	15 a 20	15
3	Estructuras que, a causa de su especial sensibilidad a las vibraciones, no pueden clasificarse dentro de las líneas 1 y 2 y son de gran valor intrínseco (por ejemplo edificios de conservación)	3	3 a 8	8 a 10	8

*A frecuencias superiores a 100 Hz, los valores de esta columna se pueden utilizar como valores mínimos.

Tabla 3.11.- Valores de velocidades de vibración para cimentaciones de edificios y para el plano horizontal en el piso más alto, para poder evaluar los efectos en las estructuras con respecto a vibraciones de corta duración.

Para el caso de los forjados (elemento estructural horizontal que recibe directamente las cargas y las transmite a los demás elementos de la estructura), la norma alemana como valor límite una velocidad no superior a los 20 mm/s para edificios sometidos a vibraciones de corta duración. Si dicho límite no es rebasado, entonces se garantiza que no existirá una reducción del servicio o uso de los edificios.

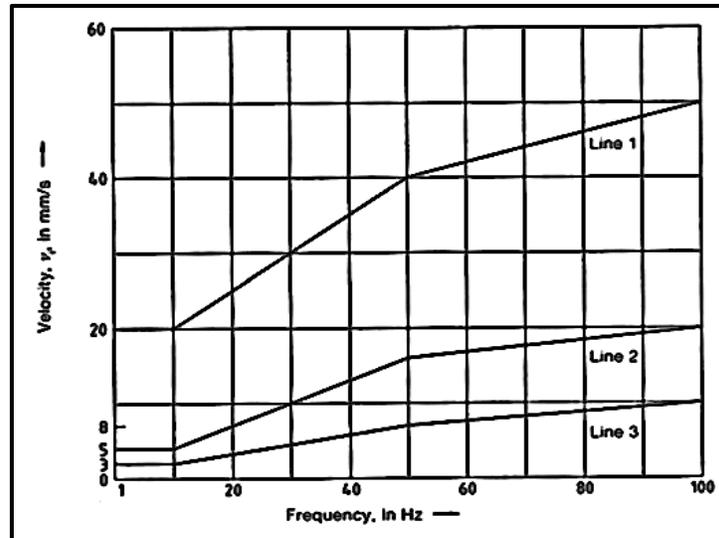


Figura 3.13.- Velocidad máximas de las cimentaciones para distintas categorías de edificios.

La norma alemana también establece velocidades máximas para vibraciones de larga duración presentadas en el piso más alto de varios tipos de edificios las cuales se presentan en la siguiente tabla:

Línea	Tipo de Estructura	Valores de referencia para la velocidad (V_i) en mm/s de la vibración en el plano horizontal del piso más alto (para todas las frecuencias)
1	Edificios destinados a fines comerciales, naves industriales y edificios de diseño similar.	10
2	Viviendas y edificios de diseño similar y/o de ocupación.	5
3	Estructuras que, a causa de su especial sensibilidad a las vibraciones, no pueden clasificarse dentro de las líneas 1 y 2 y son de gran valor intrínseco (por ejemplo edificios de conservación)	2.5

Tabla 3.12.- Valores de velocidades de vibración en el plano horizontal del último piso para poder evaluar los efectos de vibraciones de larga duración en las estructuras.

Para el caso de los forjados sometidos a vibraciones de larga duración, la norma alemana establece como indicación general limitar la velocidad máxima en dirección vertical a 10 mm/s.

- **Normativa SN 640312 (1978), “Norma Suiza”**

La normativa SN 640312 establecida por la Asociación Suiza de Ingenieros de Carreteras diferencia cuatro tipos de construcciones o edificios o categorías estructurales y para cada una de ellas establece valores máximos para la velocidad pico presente



debido a las vibraciones considerando dos tipos de fuentes de origen. (Ver tablas 3.13 y 3.14).

Categoría estructural	Definición
I	Estructuras de concreto armado y estructuras de acero (sin yeso) tales como naves industriales, puentes, muros de contención, ductos por encima de la superficie. Estructuras subterráneas como túneles revestidos y sin revestir.
II	Edificios con pisos y muros de sótano de concreto, muros primarios de concreto, mampostería de ladrillo o piedra, muros de contención de piedra, ductos enterrados. Estructuras subterráneas como túneles revestidos con mampostería.
III	Edificios con sótanos y muros de concreto, muros primarios de mampostería, pisos y vigas de madera.
IV	Edificios que son particularmente vulnerables y dignos de conservarlos.

Tabla 3.13.- Propuesta de Categorías estructurales.

Categoría Estructural	Fuente M		Fuente S	
	f[Hz]	Vmax[mm/s]	f[Hz]	Vmax[mm/s]
I	10÷30	12	10÷60	30
	30÷60	12÷18*	60÷90	30÷40**
II	10÷30	8	10÷60	18
	30÷60	8÷12*	60÷90	18÷25**
III	10÷30	5	10÷60	12
	30÷60	5÷8*	60÷90	12÷18**
IV	10÷30	3	10÷60	8
	30÷60	3÷5*	60÷60	8÷12**
Fuente M:	Maquinaria, tráfico, obras de construcción – (*) el valor más bajo se aplica a 30 Hz y el más alto a 60 Hz, para los valores intermedios se hace una interpolación.			
Fuente S:	Operaciones de voladura – (**) el valor más bajo se aplica a 60 Hz y el más alto a 90 Hz, para los valores intermedios se hace una interpolación.			

Tabla 3.14.- Criterios de aceptación para las diferentes categorías estructurales.

- **Directriz KDT 046/72 (1972), “Antigua República Democrática Alemana”**

Esta norma fue presentada por la Cámara Tecnológica de la antigua República Democrática Alemana. Al igual que la norma anterior también diferencia cuatro tipos de edificaciones o construcciones y para cada una de ellas establece valores límite para velocidades pico en caso de oscilaciones.

Categoría de Edificios	Vz, adm [mm/s]
I Monumentos históricos	2
II Casas de madera	5
III Construcción de muros (por ejemplo edificios con muros de mampostería)	10
IV Estructuras a base de marcos (por ejemplo edificios de acero, de concreto reforzado, de madera, etc.)	30

Tabla 3.15.- Categoría de edificios y velocidades admisibles para cada una de ellas.

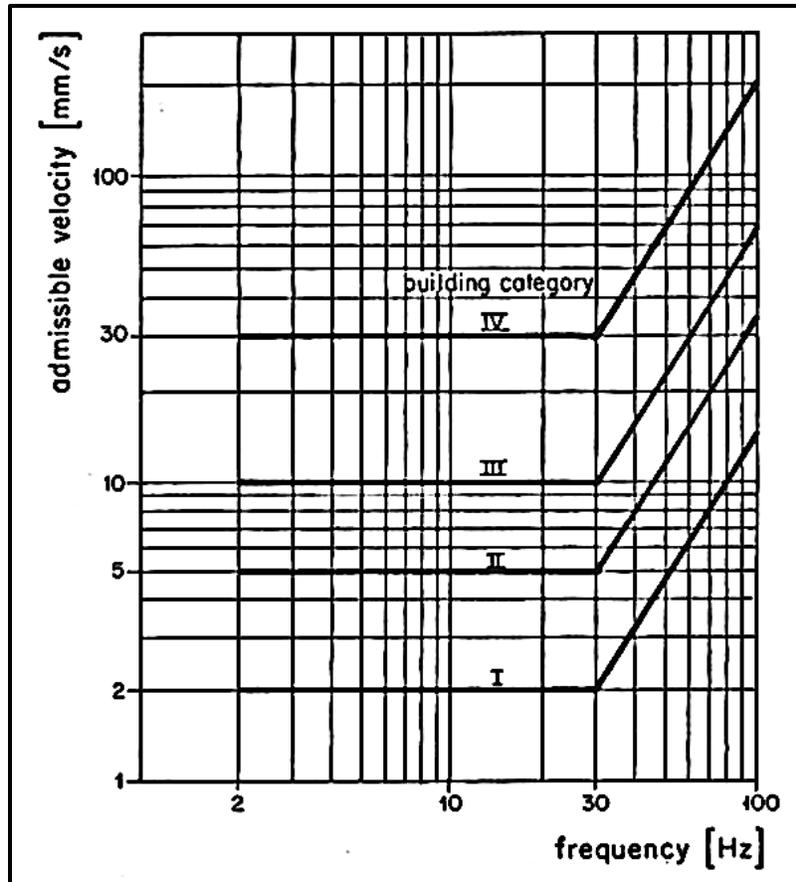


Figura 3.14.- Gráfica de Límites para velocidades debidas a vibraciones producidas por explosiones. en función a la categoría del edificio.

2.- Criterios psicológicos:

Cuando se presentan vibraciones excesivas resulta incomodo y en ocasiones dañino para los ocupantes ya que la sensibilidad humana es muy sutil a ellas a tal grado que el cuerpo humano es capaz de percibir desplazamientos de amplitudes de vibración de solo 0.001 mm. En la percepción de las vibraciones influyen muchos factores como por ejemplo: la posición de la persona afectada, la actividad que este desarrollando la persona, la dirección de incidencia de la vibración respecto a la columna vertebral, la edad, etc., pero a pesar de todos estos factores, la intensidad con la que se perciben depende de parámetros físicos de las oscilaciones como por ejemplo: la amplitud del desplazamiento, la velocidad, la aceleración, la frecuencia y duración de las vibraciones.

En materia del confort o el bienestar de las personas que hacen uso de las estructuras, el grado de malestar está relacionado por la frecuencia de la vibración y es proporcional a la intensidad de la misma, así que, a bajas frecuencias 1-2 Hz el mismo movimiento se va a transmitir a los largo del cuerpo humano, a frecuencias más altas aparecen resonancias en varias partes del cuerpo por lo que aumenta el malestar y si



aumentan aun más las frecuencias el cuerpo atenúa las vibraciones y disminuye el malestar. Una vibración de frecuencia baja y monótona parece producir cansancio y en caso contrario puede producir estrés. En la tabla siguiente se muestran los niveles de percepción de las vibraciones.

Efecto de las vibraciones en las personas	Frecuencias 1 ÷ 10 Hz a_{max} [mm/s ²]	Frecuencias 10 ÷ 100 Hz v_{max} [mm/s]
Imperceptible	10	0.16
Apenas perceptible	40	0.64
Claramente perceptible	125	2.0
Molesto	400	6.4
Desagradable (doloroso en lapsos cortos)	1000	16.0
perjudicial	>1000	>16.0

Tabla 3.16.- Niveles de percepción de las vibraciones en función de la frecuencia, aceleración y velocidad.

La tabla anterior fue establecida por el Ministerio Soviético de Ingeniería metalúrgica y Química en donde se distinguen dos rangos de frecuencias entre 1-10 Hz y entre 10-100 Hz. Para el primer rango de valores se toman en cuenta las aceleraciones máximas y para frecuencias superiores el parámetro a considerar es la velocidad. A continuación se muestran unas graficas para la obtención de percepción de las vibraciones teniendo las frecuencias, desplazamientos y aceleraciones pico.

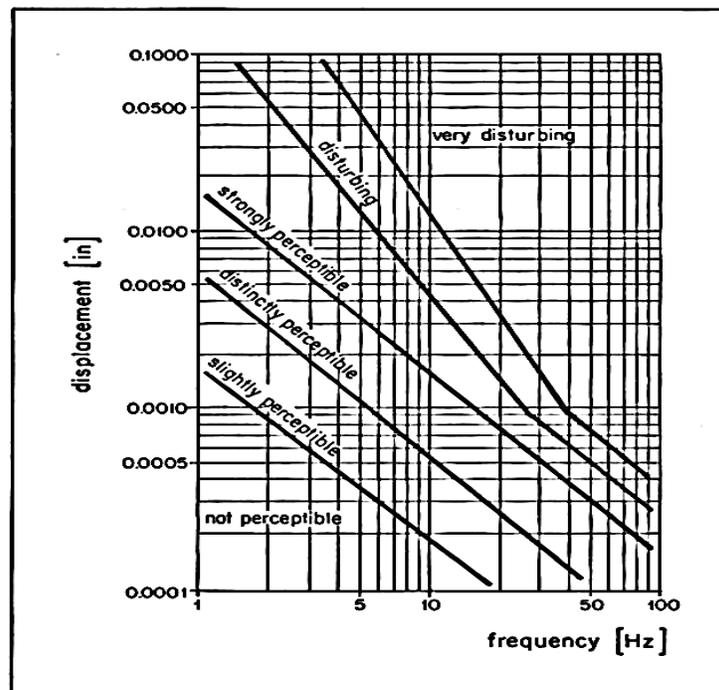


Figura 3.15.- Gráfica para obtener la percepción de las vibraciones en función de la frecuencia y desplazamientos.



A continuación citamos algunas normas que establecen valores límites de las vibraciones para criterios psicológicos.

- **Normativa DIN 4150 (1999), Parte 2, “Norma Alemana”**

Esta norma, en su segunda parte hace referencia al efecto de las vibraciones sobre las personas en edificios residenciales o similares. Establece un parámetro para la intensidad de la percepción conocido por “KB” y se obtiene con la siguiente fórmula:

$$KB = d \frac{0.8f^2}{\sqrt{1 + 0.032f}}$$

Donde:

KB: parámetro para la intensidad de la percepción

d: amplitud del desplazamiento (mm)

f: valor de la frecuencia de vibración expresada (Hz)

El parámetro KB puede expresarse en términos de velocidad (v) o aceleración (a) de la oscilación que se relacionan y si el movimiento es armónico la amplitud se puede expresar como sigue:

$$d = \frac{v}{2\pi f} = \frac{a}{4\pi^2 f^2}$$

Por lo que tenemos:

$$KB = \frac{v}{2\pi f} * \frac{0.8f^2}{\sqrt{1 + 0.032f}}$$

$$KB = \frac{a}{4\pi^2 f^2} * \frac{0.8f^2}{\sqrt{1 + 0.032f}}$$

El valor que se obtiene de KB se debe comparar con los valores permisibles que propone la norma mediante la tabla que mostramos a continuación y que toma en cuenta diversos factores como el uso que se le da al edificio, el tiempo en que se produce y la frecuencia de ocurrencia de las vibraciones.



Zona de Edificios (utilización actual y desarrollo del área dentro del radio de emisiones de vibraciones)	Tiempo	Intensidad aceptable de KB	
		Continuo o repetidamente	Poco frecuente
Exclusivamente residenciales, urbanización, centros turísticos.	Día	0.2 (0.15*)	4
	Noche	0.15 (0.1*)	0.15
Pueblos y pequeñas empresas, Centros de las ciudades	Día	0.3 (0.2*)	8
	Noche	0.2	0.2
Negocio y comercio (incluido oficinas)	Día	0.4	12
	Noche	0.3	0.3
Industrial	Día	0.6	12
	Noche	0.4	0.4
Áreas excepcionales (de acuerdo con el contenido residencial)	Día	0.1 ÷ 0.6	4 ÷ 12
	Noche	0.1 ÷ 0.4	0.15 ÷ 0.4

(*) Los valores entre paréntesis deben ser cumplidos si los edificios se salen de la horizontal con una frecuencia inferior a ~5 Hz.

Tabla 3.17.- Intensidad aceptable de KB para edificios residenciales.

- **Normativas ISO 2631-1 (1997), ISO 2631-2 (2003), "Organización Internacional de Normalización"**

La norma técnica internacional ISO 2631 "Mechanical Vibration and SOC-Evaluation of human exposure to whole body vibration" establece algunos criterios de aceptación para las vibraciones en función de la afectación a la salud, al confort y al grado de percepción. El cuerpo humano es asimétrico en respuesta a las vibraciones, si la persona se encuentra sentada la mayor sensibilidad a las vibraciones se da: en la dirección del eje z en intervalos de frecuencia de 3-12 Hz, en dirección del eje x en 0.5-2 Hz y en dirección del eje y en 0.5-1 Hz, considerando un sistema de coordenadas básicéntrico. Ver figura 3.16.

En la figura 3.17 se muestra una gráfica en donde se describe una zona de riesgo para la salud definida por dos ecuaciones (1) y (2), donde se asume que se tendrán respuestas equivalentes energéticamente en dos diferentes exposiciones a vibraciones diarias cuando se cumple:

$$a_{W1}T_1^{1/2} = a_{W2}T_2^{1/2} \quad (B1)$$

ó

$$a_{W1}T_1^{1/4} = a_{W2}T_2^{1/4} \quad (B2)$$

Donde:

a_W son los valores de aceleración ponderada. Los subíndices indican el número de exposiciones.

T es la duración de la exposición.

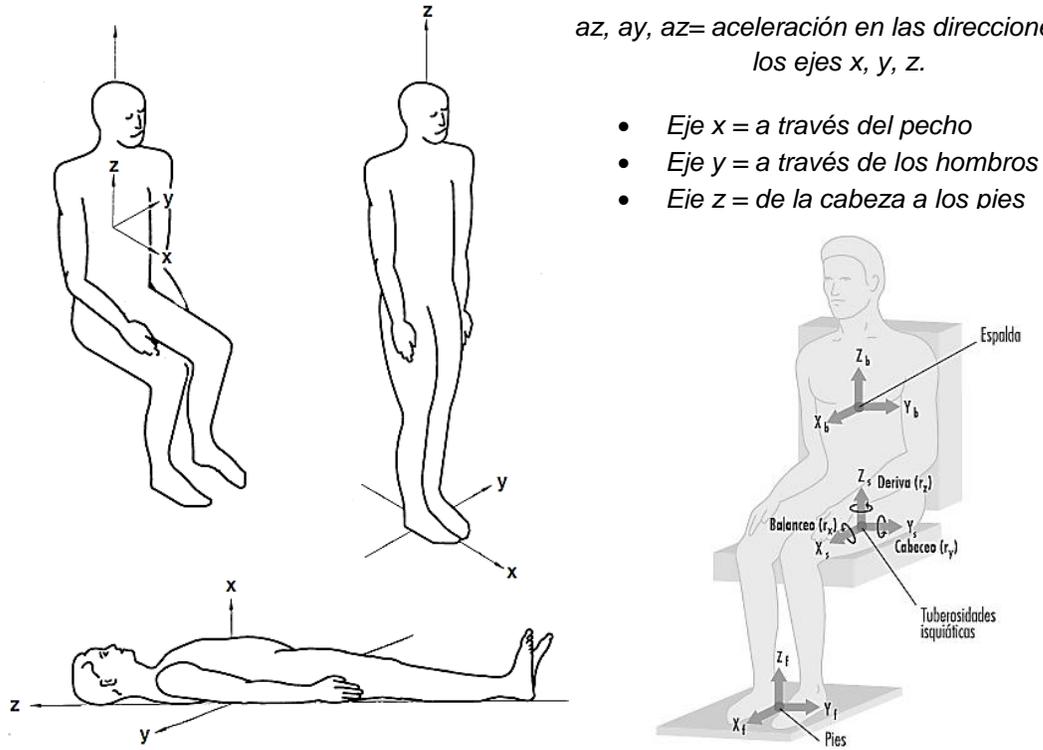


Figura 3.16.- Ejes basicéntricos para medir exposiciones a las vibraciones.

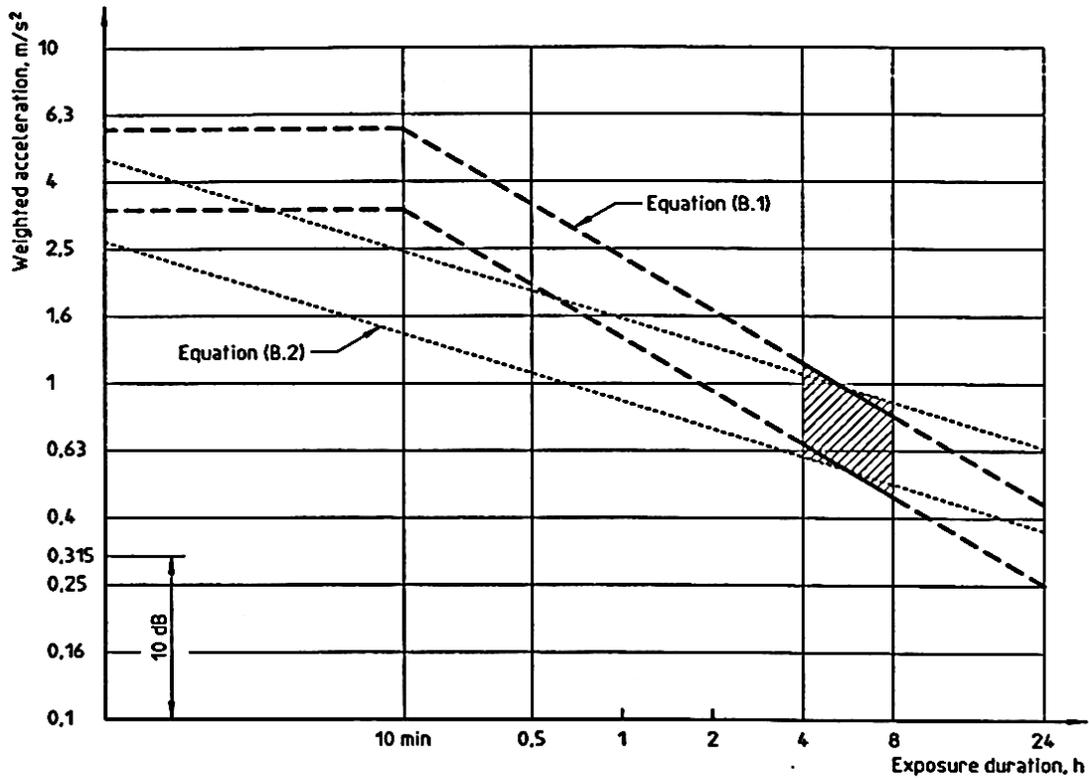


Figura 3.17.- Zona de precaución para la salud definida en el anexo B de la norma ISO 2631-1.



De acuerdo a la figura anterior, para un periodo de ocho horas, si la aceleración a_w está por debajo de 0.5 m/s^2 , los efectos sobre la salud no están bien especificados, si está en la zona entre 0.5 m/s^2 y 0.8 m/s^2 , la precaución esta indicada respecto a los riesgos de las salud y si está en valores superiores a los 0.8 m/s^2 , los riesgos para la salud son probables. A continuación presentamos una tabla de valores límites para las aceleraciones provocadas por las vibraciones para el confort, la percepción y los mareos producidos por los movimientos considerando rangos de frecuencias propuesta por la norma ISO 2631-1:1997.

Evaluación de los efectos debidos a la exposición a vibraciones	Valores de a_w (según ISO 2631-1:1997)
Confort (0.5 a 80 Hz)	$a_w < 0.315 \text{ m/s}^2$ No molesto $0.315 < a_w < 0.63 \text{ m/s}^2$ Ligeramente molesto $0.5 < a_w < 1 \text{ m/s}^2$ Bastante molesto $0.8 < a_w < 1.6 \text{ m/s}^2$ Molesto $1.25 < a_w < 2.5 \text{ m/s}^2$ Muy molesto $a_w > 2.5 \text{ m/s}^2$ Extremadamente molesto
Percepción (0.5 a 80 Hz)	0.015 m/s^2 $(0.01 - 0.02) \text{ m/s}^2$
Mareos producidos por el movimiento (0.1 a 0.5 Hz)	0.5 m/s^2

Tabla 3.18.- Criterios para evaluar la exposición de las vibraciones sobre el confort, percepción y mareo producido por el movimiento.

Para la tabla anterior a_w es la aceleración ponderada con respecto a los ejes ortogonales X, Y y Z sobre la superficie que soporta a la persona. Esta norma nos establece una formula para el cálculo de la aceleración y poder así evaluar las vibraciones en materia de confort, Percepción y mareos producidos por el movimiento:

$$a_w = (k_x^2 a_{wx}^2 + k_y^2 a_{wy}^2 + k_z^2 a_{wz}^2)^{1/2}$$

Los términos k_x , k_y y k_z son los factores de multiplicación que dependen de la frecuencia ponderada seleccionada, en algunos casos su valor suele ser la unidad. Ver tabla 3.19.



Posición (Lugar de medición)	Ponderación (eje)	K	Estimación (según ISO 2631-1: 1997)
CONFORT (0.5 a 80 Hz) *			
	Traslación (asiento)	$W_d(x)$ $W_d(y)$ $W_k(z)$ $W_b(trenes)$	1 1 1
Sentado	(asiento)	$W_e(rx)$	0.63 m/rad
	Rotación (respaldo)	$W_e(ry)$	0.4 m/rad
		$W_e(rz)$	0.2 m/rad
		$W_c(x)$	0.8
	(pies)	$W_d(y)$	0.5
		$W_d(z)$	0.4
		$W_k(x)$	0.25
		$W_k(y)$	0.25
		$W_k(z)$	0.4
De pie (suelo)		$W_d(x)$ $W_d(y)$ $W_k(z)$	1 1 1
Tumbado (bajo pelvis)		$W_d(horizontal)$ $W_k(vertical)$	1 1
Tumbado (bajo cabeza) Cuando no hay almohada blanda		$W_j(vertical)$	1
PERCEPCIÓN (0.5 a 80 Hz) **			
Sentado (asiento)		$W_d(x)$ $W_d(y)$ $W_k(z)$	1 1 1
De pie (suelo)		$W_d(x)$ $W_d(y)$ $W_k(z)$	1 1 1
Tumbado (superficie de apoyo excepto cabeza)		$W_d(x)$ $W_d(y)$ $W_k(z)$	1 1 1
Tumbado (bajo cabeza) cuando no hay almohada blanda		$W_j(vertical)$	1
MAREO PRODUCIDO POR EL MOVIMIENTO (0.1 a 0.5 Hz)			
Sentado o de pie		$W_f(z)$	
<p>*Si el valor ponderado determinado en cualquier eje es menor del 25% del valor máximo determinado en el mismo punto pero en otros ejes puede ser excluido.</p> <p>*La vibración horizontal en los respaldos de los vehículos puede afectar mucho al confort. Si por razones técnicas no es posible su medición se tomarán las medidas en la superficie del asiento en los ejes x e y, y el factor de multiplicación en lugar de 1 será 1.4.</p> <p>**La evaluación de la percepción de las vibraciones será hecha con relación a a_w más alta determinada en cualquiera de los ejes, de los puntos de contacto y tiempo.</p>			

Tabla 3.19.- Recomendaciones para la evaluación de la exposición de las vibraciones.

Los términos W_c , W_d , W_e , W_j y W_k son las frecuencias ponderadas usadas para la predicción de los efectos de la vibración.



- **BRE Digest 278 (1983), “Instituto de investigación británica”**

La British Building Research Establishment establece algo similar a la segunda parte de la norma DIN 4150. Se determina el valor de k con la expresión anterior de KB.

Percepción humana	Valor de K	Comentario
No se siente	< 0.1	Los valores son aplicables a las vibraciones horizontales y verticales.
Umbral de percepción	0.1	
Apenas notable	0.25	
Notable	0.63	
Fácilmente perceptible	1.6	
Muy detectable	4	
Fuertemente detectable	10	

Tabla 3.20.- Valores de K y su relación con la percepción humana.

Categoría del Edificio	Tiempo	Intensidad aceptable de K		
		Continuo	Repetidamente	Ocasionalmente
Hospitales y residencia de ancianos	Día	0.1	0.1	2.5
	Noche			0.1
Residencial	Día	0.1	0.2 (0.1*)	4
	Noche			0.1
Ciudad residencial y de negocios	Día	0.3 (0.15*)	0.63 (0.3*)	8
	Noche	0.1	0.1	0.1
Industrial	Día	0.63 (0.3*)	0.8 (0.4*)	12
	Noche	0.63 (0.3*)	0.8 (0.4*)	12

(*) Los valores entre paréntesis son aplicables a casos en que la frecuencia de vibración esta por debajo de 15 Hz.

Tabla 3.21.- Valores aceptables de K.

- **Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE)**

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su Manual de Diseño de Obras Civiles considera como estado límite cualquier vibración que afecte el funcionamiento de la estructura o que cause molestia o sensación de inseguridad de los ocupantes. Nos establece los siguientes límites para vibraciones:

A) MÁXIMA AMPLITUD TOLERABLE (en centímetros)

$$A = 0.0076 (1 + 125/f^2)$$

f = frecuencia de vibración (cps. “ciclos por segundo”).



B) ÍNDICE DE PERCEPCIÓN K	
VIBRACIONES VERTICALES	VIBRACIONES HORIZONTALES
K= 25 Af ² (f < 5)	K= 50 Af ² (f < 2)
K= 125 Af (5 ≤ f ≤ 40)	K= 100 Af (2 ≤ f ≤ 25)
K= 5000 A (f > 40)	K= 2500 A (f > 25)
A= amplitud de vibración (pulgadas) F= frecuencia de vibración (cps. "ciclos por segundo")	

VALOR DE K	DESCRIPCIÓN	EFFECTOS EN EL TRABAJO
0.1	Límite inferior para la percepción humana.	<i>No afecta.</i>
0.1 – 0.3	Apenas perceptible. Fácilmente tolerable, apenas molesto.	<i>No afecta.</i>
0.3 – 1.0	Fácilmente perceptible, soportable pero moderadamente molesto si dura más de una hora.	<i>Aún no afecta.</i>
1.0	Permisible en industrias por periodos indeterminados.	
1.0 – 3.0	Altamente perceptible, tolerable, pero muy molesto si dura mas de una hora.	<i>Afecta pero es posible trabajar.</i>
3.0 – 10.0	Molesto, puede ser tolerado por periodos hasta de una hora, pero no por más.	<i>Afecta considerablemente pero es posible trabajar.</i>
10.0	Permisible únicamente por un tiempo corto.	
10.0 – 30.0	Muy molesto, no puede ser tolerado por más de 10 minutos.	Difícil trabajar.
30.0 – 100	Extremadamente molesto, no tolerable por más de un minuto.	Imposible.
Sobre 100	Intolerable.	Imposible.

- **Normatividad IAP-11 (2011), "Norma Española"**

Para el caso de los puentes vehiculares, la norma española IAP-11 (instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera) nos establece los criterios para el confort de las personas, en relación con las vibraciones producidas por el tráfico de vehículos, a tener en cuenta en proyectos de puentes peatonales y puentes carreteros que cuenten con zonas de peatón. Nos dice que se considerará verificado el



Estado Límite de Servicio en materia de vibraciones si sus frecuencias naturales de vibrar se sitúan fuera de los dos rangos que a continuación se mencionan:

Descripción	Rango Crítico
<i>Para vibraciones verticales y longitudinales</i>	<i>De 1.25 a 4.60 Hz</i>
<i>Para vibraciones laterales</i>	<i>De 0.50 a 1.20 Hz</i>

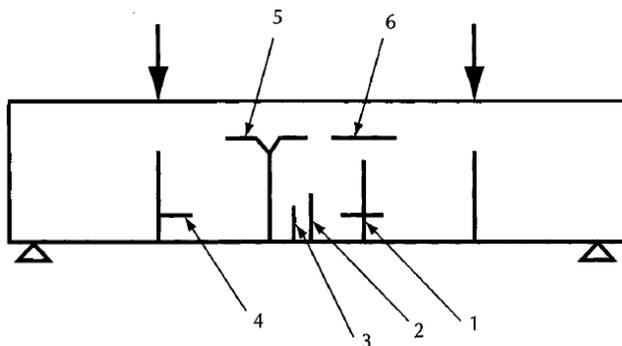
Grado de Confort	Rangos de Aceleraciones	
	Verticales	Laterales
<i>Máximo</i>	<0.50 m/s ²	<0.10 m/s ²
<i>Medio</i>	0.50 a 1.00 m/s ²	0.10 a 0.30 m/s ²
<i>Mínimo</i>	1.00 a 2.50 m/s ²	0.30 a 0.80 m/s ²
<i>No aceptable</i>	>2.50 m/s ²	>0.80 m/s ²

Tabla 3.22.- Valores límite de aceleraciones para el confort de las personas.

:

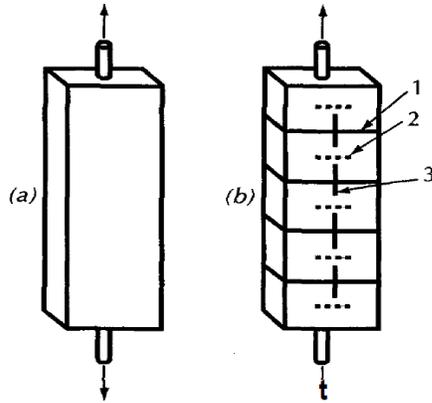
3.3.15.- Agrietamientos

Una grieta se define como una hendidura alargada o abertura longitudinal que se produce en un cuerpo sólido y se pueden presentar por muchos factores. La aparición de las grietas en los elementos de una estructura nos puede indicar que dichos elementos estos alcanzando su capacidad de carga para la cual fueron diseñados.



- 1.- Grietas primarias
- 2.- Grietas secundarias
- 3.- Grietas secundarias pequeñas hasta la altura del refuerzo
- 4.- Grietas longitudinales
- 5.- Grietas primarias divididas en dos ramas horizontales
- 6.- Grietas horizontales a la altura del eje neutro

Figura 3.18.- Configuración de agrietamiento en un espécimen de concreto sujeto a flexión.



1.- Grietas primarias

2.- Grietas secundarias

3.- Grietas longitudinales que se desarrollan desde las grietas primarias y secundarias existentes

Figura 3.19.- Configuración de agrietamiento en un espécimen de concreto sujeto a tensión.

El concreto es uno de los materiales más utilizados en la construcción pero los elementos construidos con este material tienden a agrietarse por la baja resistencia a la tensión. Si hablamos de concreto reforzado, la aparición de grietas puede dar paso a la corrosión del refuerzo aparte de darle una mala apariencia, es por estas razones por las que se requiere un control de los agrietamientos.

3.3.15.1.- Anchos máximos permisibles para grietas

A continuación mostramos una tabla de anchos máximos de grietas:

Investigador o reglamento	Condiciones de exposición	Anchos máximos permisibles (mm)
Brice	Severa	0.10
	Agresiva	0.20
	Normal	0.30
Rüsch	Agresiva (agua salada)	0.20
	Normal	0.12 – 0.30
Efsen	Severa o agresiva	0.05 – 0.15
	Normal (exterior)	0.15 – 0.25
	Normal (interior)	0.25 – 0.35
Reglamento ACI 318-89	Exterior	0.33
	Interior	0.40
Eurocódigo EC2	Normales	0.30
CFE (Manual de diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad)	Interior	0.30
	Agresivo	0.20
	Agresivo cuando se requiere impermeabilizar	0.10
	Cargas accidentales	0.40
Comité ACI 224	Aire seco o membrana protectora	0.40
	Aire húmedo, contacto con el suelo	0.30
	Productos químicos descongelantes	0.18
	Agua de mar, mojado y seco alternado	0.15
	Estructuras para almacenamientos de agua	0.10

Tabla 3.23.- Anchos permisibles de grietas en concretos.



CAPÍTULO

4

PROBLEMAS EN ESTRUCTURAS OCASIONADOS POR VIBRACIONES EXCESIVAS

4.1.- Daño y/o deterioro

La mayoría de las estructuras pueden verse severamente afectadas por el exceso de vibraciones, ya que se pueden presentar daños irreversibles en sus elementos, pero también los ocupantes pueden verse perjudicados por este fenómeno debido a que se pueden tener niveles inaceptables de confort, por lo que se estarían alcanzando determinados estados límite tanto de falla como de servicio.

Toda construcción se va deteriorando a lo largo de su vida útil, sin embargo, la presencia de vibraciones puede acelerar este proceso. El deterioro de una estructura puede deberse a diversos factores como la corrosión de los materiales, sobrecarga estática, cambios de temperatura, etc., pero siempre estará expuesta a acciones que le pueden causar vibraciones como es el caso de los sismos, el flujo del viento o movimientos del cuerpo humanos. Los problemas de vibraciones por lo general se traducen en costos altos de mantenimiento por el desgaste que se presenta a corto plazo.

Para comprender mejor los problemas que pueden presentarse en las estructuras a causa de las vibraciones excesivas, analizaremos algunas de las fuentes que las producen como por ejemplo el flujo del viento, el tráfico vehicular, movimiento de personas, etc., y los efectos que ocasionan en diversas construcciones.

4.1.1.- Vibraciones ocasionadas por personas

Existen muchas estructuras construidas exclusivamente para el entretenimiento como es el caso de los estadios, los teatros, auditorios, salones de fiestas, gimnasios, etc., en donde las personas pueden hacer movimientos sincronizados como saltar, bailar, aplaudir y pueden inducir vibraciones (Ver figura 4.1), pero también existen estructuras que no precisamente son para el entretenimiento pero registran un flujo constante de



personas como es el caso de los puentes peatonales o pisos de oficinas en donde también se pueden presentar vibraciones en exceso que pueden afectar seriamente la capacidad de servicio de la construcción y en el caso más desfavorable el colapso de la misma.



Figura 4.1.- Aficionados saltando en las graderías de un estadio de fútbol.

- **Exceso de vibraciones en puentes peatonales**

Los puentes peatonales son cada vez más habituales en las ciudades debido a una mayor demanda de nuevas vías de paso para los peatones y cada día son más utilizados como consecuencias del crecimiento del flujo vehicular. Por cuestiones económicas y estéticas, los puentes peatonales cada vez se hacen más esbeltos, flexibles y poco amortiguados, por lo que resultan más vulnerables al efecto de las vibraciones al paso de peatones una vez puestas en servicio, siendo la principal fuente de vibración los propios peatones.

Se puede dar el caso que los movimientos armónicos de los peatones, como correr o caminar con una velocidad considerable, coincidan con algunas de las frecuencias de vibración de la estructuras dando lugar a fenómenos de resonancia y por consecuencia altos niveles de vibración. A continuación se presenta una gráfica de frecuencias naturales de puentes peatonales con relación a sus claros y al tipo de material con la que están contruidos. Esta grafica fue generada con información recabada de 67 puentes peatonales de diferentes partes del mundo.

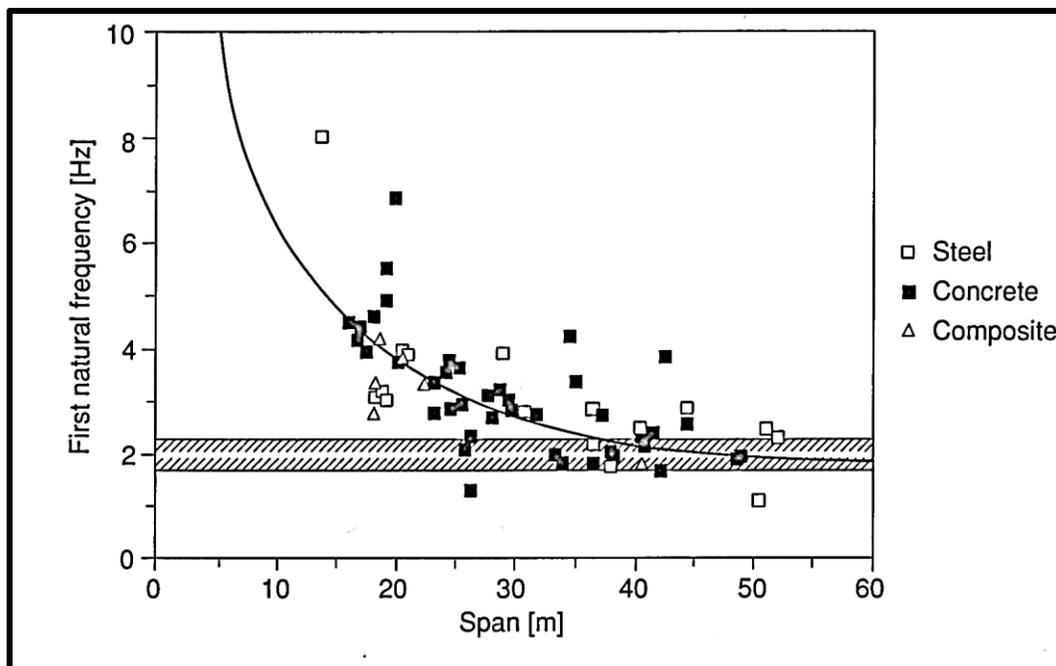


Figura 4.2.- Frecuencias de puentes peatonales con relación a su claro.¹

De acuerdo a la gráfica se tienen las siguientes relaciones:

Material	Frecuencia Natural Fundamental [Hz]
Concreto	$f_1 = 39 \cdot L^{-0.77}$
Acero	$f_1 = 35 \cdot L^{-0.73}$
Compuesto	$f_1 = 42 \cdot L^{-0.84}$

L: claro del puente peatonal (m). La probabilidad de que se presenten problemas en la estructura es mayor si los claros quedan en los siguientes rangos:

- Concreto $L \geq 25$ m
- Acero $L \geq 35$ m

Tabla 4.1.- Frecuencias de puentes peatonales dependiendo del material de construcción.

Las normativas recomiendan diseños cuyas frecuencias naturales no estén en los rangos de frecuencia de paso típico de los peatones a la vez que se fijan límites de confort con valores máximos de aceleraciones permitidas (ver tabla 4.2). Si estos valores no se rebasan evitamos así alcanzar estados límite principalmente de servicio.

¹ Figura tomada del libro: Bachmann Hugo et al. "Vibration Problems in Structures, Practical Guidelines", Basel; Boston; Berlin, Birkhäuser, 1995.



Normativas	Frecuencia Crítica (Hz)		Aceleraciones máximas de confort (m/s ²)	
	Vertical	Lateral	Vertical	Lateral
<i>Eurocódigo 0 - Anejo 2 (EN 1990 – Annex A2)</i>	<5	<2.5	0.7	0.2(0.4)
<i>Eurocódigo 1 (EN 1991)</i>	<5	<2.5	Min (0.5√ <i>f_v</i> , 0.7)	Min (0.14√ <i>f_h</i> , 0.15)
<i>Eurocódigo 2 (ENV 1992-2)</i>	1.6 – 2.4	0.8 – 1.2		
<i>Eurocódigo 5 (ENV 1995-2)</i>	<5	<2.5	0.7	0.2
<i>RPX95, RPM95 (España)</i>			0.5√ <i>f_v</i>	
<i>EAE (España)</i>	1.6 – 2.4, 3.5 – 4.5	0.6 – 1.2	Min (0.5√ <i>f_v</i> , 0.7)	0.2(0.4)
<i>BS 5400 (Reino Unido)</i>	<5		0.5√ <i>f_v</i>	
<i>Din–Fachberitch 102 (Alemania)</i>	1.6 – 2.4, 3.5 – 4.5		0.5√ <i>f_v</i>	
<i>SIA 260 (Suiza)</i>	1.6 – 4.5	<1.3		
<i>AASHTO 1997 (USA)</i>	<3			
<i>ONT83 (Canadá)</i>			0.25(√ <i>f_v</i>) ^{0.78}	
<i>Austroroads (Australia)</i>	1.5 - 3			
<i>Normativa de Pasarelas japonesa (1979)</i>	1.5 – 2.3		1	
<i>AISC Guide 11</i>			100x(Curva base Iso 2631-2)	
<i>VDI 2057</i>			0.6(<i>f_v</i>)	0.214
<i>ISO 10137</i>	1.7 – 2.3		60x(Curva base Iso 2631-2)	

Tabla 4.2.- Valores críticos de frecuencias y aceleraciones máximas de confort.²

Quando los niveles de confort no son los adecuados, las personas tienden a sentirse incómodos, al mismo tiempo que tienen la sensación de peligro que atente su integridad física por lo que dejan de usar este tipo de estructuras.

² Fuente: Carlos Mariano Casados Sánchez et al. Control de Vibraciones en Pasarelas Peatonales, *Dyna Ingeniería e Industria*, 86 (3): 318-327, Junio-Julio 2011.



Figura 4.3.- La Pasarela Millennium Bridge de Londres experimento elevadas aceleraciones laterales el día de su inauguración el 10 de junio de 2000 por lo que fue reparada con la incorporación de numerosos amortiguadores.

Existen otros factores que pueden contribuir al incremento de las vibraciones como por ejemplo las cargas excesivas por anuncios publicitarios que es muy común en nuestro país. Cuando se rebasan los valores permisibles en materia de vibraciones se afecta el estado de servicio y raramente lo hace al estado de seguridad pero sus elementos se deterioran con mayor rapidez como por ejemplo la aparición de grietas, elementos metálicos desoldados, elementos metálicos desatornillados etc. y si no se tiene un buen mantenimiento se tendrán consecuencias fatales.

- **Exceso de vibraciones en los pisos de edificios causadas por actividades humanas como caminar, bailar o actividades deportivas**

Muchas estructuras contienen instalaciones en donde sus ocupantes pueden ejercitarse haciendo actividades como saltar, correr, aerobics, bailar, etc., también cuentan con zonas de flujo considerable de personas como es el caso de oficinas. Algunas de estas actividades suelen realizarse con numerables personas y suelen tardar varios minutos, por consecuencia la estructura experimenta fuerzas dinámicas produciendo vibraciones excesivas las cuales pueden dañar los pisos o reducir el grado de confort. Algunos pisos o entresijos son de grandes claros así que podemos tener frecuencias naturales de 4 a 6 Hz. La frecuencia natural del movimiento vertical es el



parámetro más importante a considerar para prevenir problemas de vibraciones en estructuras que están sujetas a actividades rítmicas.

Las vibraciones en un sistema de entrepiso se pueden categorizar en relación a la respuesta humana de la siguiente manera:

1. Vibraciones que no son percibidas por los ocupantes
2. Vibraciones que son percibidas pero que no causan molestias en la personas
3. Vibraciones que molestan y causan perturbaciones
4. Vibraciones que perjudican la salud de los ocupantes

Los sistemas de entrepiso livianos constituidos generalmente de elementos metálicos como vigas de acero y losa de concreto colada en losacero, se utilizan cada vez con mayor frecuencia ya que resulta más fácil y rápido de construir además de reducir la carga muerta. Esto trae como consecuencia sistemas de piso con bajas frecuencias naturales haciéndolas susceptibles a problemas de vibraciones como la presencia de grandes desplazamientos.

Los sistemas de entrepiso con presencias de vibraciones excesivas por el caminar de las personas o los ocupantes se pueden ocasionar los siguientes efectos:

Efectos en la personas (no se consideran perjudiciales para las personas)

- Malestar o molestia
- Inquietud en cuanto a la seguridad del edificio
- Perdida de concentración mental afectando sus actividades cotidianas
- Sensaciones de mareo

Efectos en la Estructura

- No son graves ya que las amplitudes de vibraciones están por debajo de los niveles críticos

La frecuencia natural para losa de concreto apoyadas en vigas de acero simplemente apoyadas la podemos obtener de forma aproximada con la siguiente formula:

$$f = 156 * \left(\frac{El_T}{WL^4} \right)^{0.5}$$

Donde:

f : frecuencia natural [Hz]

E : modulo de elasticidad $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$ (200,000 para el acero)

l_T : momento de inercia de la seccion $[mm^4]$



W : carga muerta total por cada espaciado de viga [N/mm]

L : claro [mm]

Para los casos de sistemas de entrepiso con presencia de vibraciones excesivas ocasionadas por actividades rítmicas como bailar, aerobics, etc., se pueden afectar a personas que se encuentra en pisos contiguos mientras que las personas que provocan las vibraciones pueden no sentirlas. Algunos de los efectos que se pueden presentar son:

Efectos en la personas

- Pánico en los ocupantes ocasionando que desalojen el inmueble
- Perturbaciones por ver como vibran los muros y pisos

Efectos en la estructura

- Desplazamientos verticales en los pisos
- Desplazamientos en muros divisorios
- Desprendimientos de plafones u otros acabados
- Daños en ventanas o divisiones de cristalería
- Problemas de fatigas o tensiones excesivas (son poco frecuentes)

A continuación se presenta una tabla de recomendación de valores límites inferiores de frecuencia para pisos.

	Pisos para uso deportivo	Pistas de baile
<i>Estructuras de concreto armado</i>	$f > 7.5 \text{ Hz}$	$f > 6.5 \text{ Hz}$
<i>Estructuras de concreto pretensado</i>	$f > 8.0 \text{ Hz}$	$f > 7.0 \text{ Hz}$
<i>Estructuras compuestas</i>	$f > 8.5 \text{ Hz}$	$f > 7.5 \text{ Hz}$
<i>Estructuras de acero</i>	$f > 9.0 \text{ Hz}$	$f > 8.0 \text{ Hz}$

Tabla 4.3.- Valores límites inferiores recomendados para frecuencias, “Vibration Problems in Structures”, Practical Guidelines.

En las siguientes tablas se presentan valores de aceleraciones límite y frecuencias recomendados por el AISC para el diseño (American Institute of Steel Construction EE.UU.) debido a actividades rítmicas.

Ocupaciones afectadas por vibraciones	Aceleración límite %g
<i>Oficinas o residencias</i>	0.4 – 0.7
<i>Comedores</i>	1.5 – 2.5
<i>Áreas en donde se desarrollan actividades rítmicas</i>	4.0 – 7.0

Tabla 4.4.- Valores límites de aceleraciones (AISC).



Actividad	Frecuencia mínima requerida [Hz]
Baile	
<i>Pisos pesados</i>	6.4
<i>Pisos ligeros</i>	8.1
Conciertos o eventos deportivos	
<i>Pisos pesados</i>	5.9
<i>Pisos ligeros</i>	6.4
Aerobics únicamente	
<i>Pisos pesados</i>	8.8
<i>Pisos ligeros</i>	9.2
Gimnasio	
<i>Pisos pesados</i>	9.2
<i>Pisos ligeros</i>	10.6

Tabla 4.5.- Valores de frecuencia (AISC).

• **Exceso de vibraciones en graderías**

Muchas estructuras son construidas exclusivamente para el entretenimiento de las personas, por lo que cuentan con graderías para albergar a la mayor cantidad de personas posibles. Cuando los ocupantes comienzas a saltar o a aplaudir de una forma sincronizada se pueden producir vibraciones en exceso, como es el caso de los estadios de fútbol, en donde también se utilizan para otro tipo de eventos como conciertos. Esto puede traer como consecuencia daños a la propia estructura y a edificaciones colindantes. Otras construcciones como las salas de conciertos o auditorios y los teatros también pueden sufrir de vibraciones ocasionadas por los aplausos y las ondas sonoras.

En los estadios de fútbol, debido a vibraciones excesivas, se presentan problemas relacionados con la seguridad estructural así como también, relacionados con el confort de las personas ya que se encuentran sometidos a cargas producidas por un gran número de espectadores en movimiento. Algunas de las principales actividades que producen las vibraciones en este tipo de estructuras son:

- Aplausos rítmicos de la audiencia ya sea sentada o de pie
- Oscilaciones laterales rítmicas del cuerpo de la audiencia cantando
- Saltar
- Bailar

Para darnos cuenta de los daños que se pueden ocasionar en los estadios, citamos algunos ejemplos de este tipo de estructuras que resultaron afectadas a causa de las vibraciones.

- *Estadio Maracaná en rio de Janeiro Brasil:* estructura diseñada en los años 1948-1949 presento inconvenientes con el confort de los espectadores a causa de las aceleraciones verticales de corta duración. Se presentaron fisuras entre las



columnas de los pórticos y las tribunas la presencia de grandes amplitudes en oscilaciones de aceleraciones verticales debido al efecto dinámico.

- *Estadio del River Plate en Argentina:* es uno de los estadios más importantes de ese país, en él se realizan conciertos de agrupaciones tanto nacionales como internacionales y se producen vibraciones que afectan los edificios que se encuentran a su alrededor y propagan hasta los casi 3 kilómetros de distancia. Se han encontrado fisuras en los muros de los condominios colindantes (ver figura 4.4 y 4.5)



Figura 4.4.- Concierto en el estadio del River Plate, Argentina.



Figura 4.5.- Apuntalamiento por fisuras en edificio cercano al estadio del River Plate, Argentina.



Como vemos, podemos tener problemas relacionados con la seguridad estructuras, como fisuras, agrietamientos, etc., así como también, problemas relacionados con el confort de las personas como sensación de mareos, nauseas, vómitos, angustia, miedo, pánico, etc. Estos problemas pueden llegar a ser tan severos que se pueden presentar colapsos de graderías como lo vemos en la siguiente imagen.



Figura 4.6.- Desplome de una parte de la tribuna de un estadio en pleno concierto música, Colombia.



Figura 4.7.- Demolición del Estadio de Ottawa por daños estructurales que se evidenciaron después de un partido de fútbol, Canadá.



A continuación presentamos unas tablas de frecuencias típicas durante conciertos y valores límites que estableces normas existentes.

Tipos representativos de actividades	Tasa de actividad	Frecuencia [Hz]
<i>Saltar</i>	<i>Normal</i>	2.0 – 3.0
	<i>Alto</i>	2.0 – 3.0
<i>Bailar</i>	-	2.0 a 3.0
<i>Aplaudir de pie con saltos</i>	-	1.6 ó 2.4
<i>Aplaudir</i>	<i>Normal</i>	1.6 ó 2.4
	<i>Intenso</i>	2.0
<i>Oscilación lateral del cuerpo</i>	<i>Sentado</i>	0.6
	<i>Parado</i>	0.6

Tabla 4.6.- Frecuencias típicas durante conciertos, “*Vibration Problems in Structures*”, *Practical Guidelines*.

Tipo de estructura y actividad	Frecuencia fundamental
<i>Pisos de salas de conciertos y teatros con asientos fijos con conciertos de música clásica o conciertos de música “soft-pop” solamente</i>	$f > 3.4 \text{ Hz}$
<i>Pisos de salas de conciertos y teatros con asientos fijos y estructuras de tribunas con conciertos de música “hard pop”</i>	$f > 6.5 \text{ Hz}$
<i>Estructuras de tribunas con asientos fijos y audiencia cantando y oscilando lateralmente</i>	$f \text{ horizontal} > 2.5 \text{ Hz}$

Tabla 4.7.- Límite inferior de frecuencias fundamentales recomendadas para el diseño, “*Vibration Problems in Structures*”, *Practical Guidelines*.

Estructura	Frecuencia [Hz]
<i>Gimnasios o palacios de deportes</i>	>8.0
<i>Salas de fiestas o conciertos sin asientos fijos</i>	>7.0
<i>Salas de fiestas o conciertos con asientos fijos</i>	>3.4

Tabla 4.8.- Límite inferior de frecuencias para estructuras susceptibles de experimentar vibraciones por movimientos rítmicos de personas, Norma Española EHE-08 “*Instrucción de Hormigón Estructural*”.



4.1.2.- Vibraciones ocasionadas por maquinarias o equipos

Las maquinarias industriales o equipos como son bombas, generadores, turbo compresores, ventiladores, maquinas perforadoras de suelos etc. generan vibraciones al estar en operación y trabajar en forma continua. Una maquinaria provoca distintas fuerzas dinámicas en función a diversos factores como el tipo de trabajo a realiza, condición de operación, estado de mantenimiento, detalles de diseño, etc. Estas fuerzas dependen del tipo de movimiento de las piezas de la maquina y pueden ser periódicas o no periódicas (ver figura 4.8).

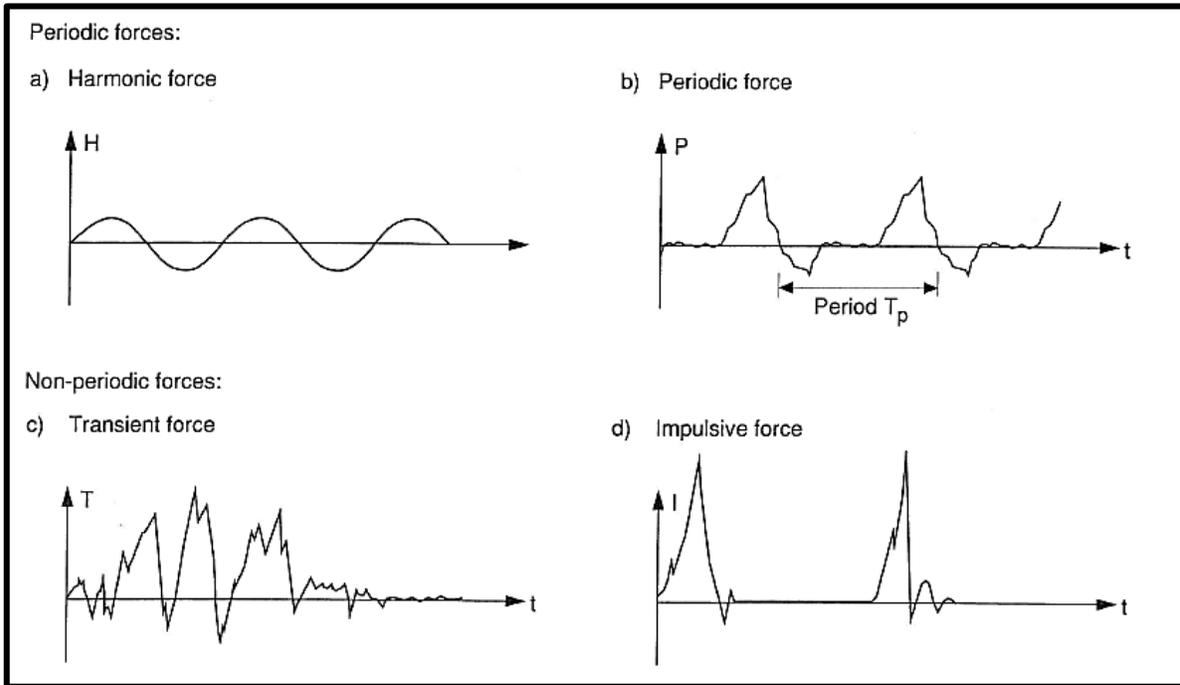


Figura 4.8.- Fuerzas dinámicas periódicas y no periódicas.

Algunas de las causas de la generación de vibraciones mecánicas en equipos son las siguientes:

- **Desbalance:** es una de las causas más comunes de las vibraciones, se produce una distribución no uniforme de fuerzas en sus mecanismos rotatorios, se genera principalmente por variación en tamaño de pernos, motores rotos, bobinas desiguales de motores eléctricos. La amplitud de la vibración es mayor normalmente en sentido de medición radial, horizontal o vertical en las máquinas con ejes horizontales.
- **Desalineamiento:** se producen momentos flexionantes, se causa por el montaje incorrecto, expansión térmica, pisos desnivelados. La amplitud de las vibraciones es proporcional a la falta de alineamiento y puede ser alta en sentido axial, además de radial.



- **Daños en rodamiento y engranes:** algunas de las causas comunes en fallas de rodamiento en los elementos rodantes son, la carga excesiva, falta de alineamiento, montajes defectuosos, lubricación inadecuada o incorrecta. Los componentes que se encuentran desgastados ejercen fuerzas de repetición en la maquina a causa de la fricción de la superficie desgastada de manera desigual.
- **Soltura mecánica:** se debe al exceso de las separaciones de los rodamientos, corrosión y tornillos sueltos.
- **Resonancia:** se genera cuando se igualan las frecuencias de las fuerzas de excitación con las frecuencias naturales de vibras de un cuerpo.

Los altos niveles de vibraciones en las maquinarias o en los equipos pueden ocasionarle daños severos a la estructura en donde se encuentra alojada o a construcciones aledañas mediante la propagación de vibraciones a través del suelo (ver figuras 4.9, 4.10 y 4.11), así como también se pueden presentar problemas en el mismo equipo reduciendo se eficiencia o su vida útil. Se pueden presentar daños en diferentes partes de la estructura como en losas o traveses o en toda la estructura completa.

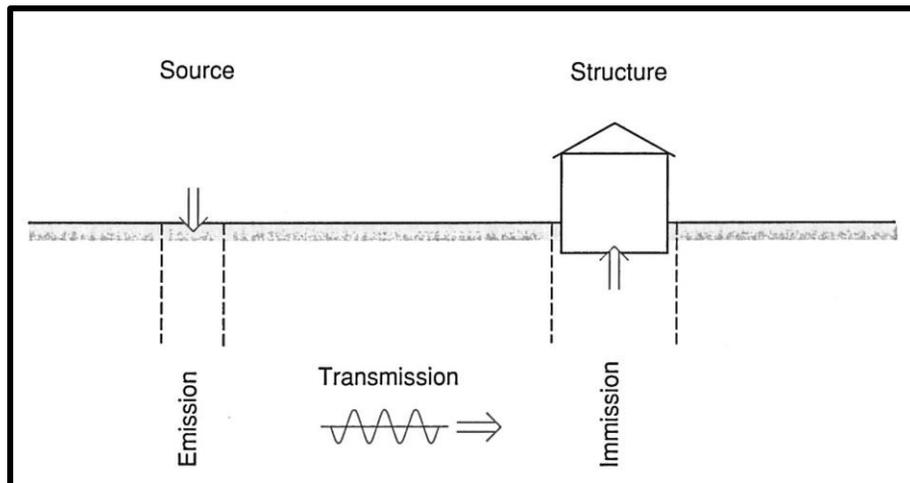


Figura 4.9.- Sistema de propagación de vibraciones a través del suelo.

En un sistema de emisor y receptor con un medio de transmisión como el que vemos en la figura anterior, la intensidad de frecuencias de las vibraciones en una estructura inducidas por las vibraciones transmitidas por el suelo se rigen principalmente por la fuente de excitación, la ruta de transmisión (propiedades del suelo) y las propiedades de la estructura.

Los efectos o daños de las vibraciones inducidas por maquinarias o equipos pueden ser muy variados, ya sea efectos sobre elementos estructurales como losas, muros, columnas, traveses, etc., también sobre las personas u ocupantes de las estructuras, instalaciones o a las mismas maquinarias.

- **Efectos en estructuras:** podemos tener la aparición de grietas, aflojamiento de torillos, desprendimiento de acabados como losetas, azulejo, yesos, ventanas



rotas, problemas de fatiga en vigas de acero o en el acero de refuerzo, pérdida de capacidad de carga provocando daños irreversibles y en el mayor de los casos el colapso.

- **Efectos en las personas:** afecta principalmente a personas que trabajan cerca de las maquinas o equipos, la intensidad de afectación pueden ser variable y se puede dar de diferentes maneras como afectaciones mecánicas (vibraciones a través de suelos o techos), afectaciones acústicas (como por ejemplo el ruido que produce una vibración y se transmite por el aire), efectos ópticos (movimientos distorsionados de elementos ya sea de elementos de la construcción, instalaciones o del mismo equipo o maquinaria).
- **Efectos en maquinaria e instalaciones:** podemos tener problemas en el comportamiento del material con que esta constituida la maquinaria o el equipo como deformaciones o problemas de fatiga, en el caso de fábricas podemos tener problemas en los productos manufacturados por movimientos imprevistos de instrumentación e instalaciones.



Figura 4.10.- Grieta producida por las vibraciones causadas por las maquinarias de una fábrica cementera localizada a pocos metros del lugar. República Dominicana.



Figura 4.11.- Grieta producida por las vibraciones causadas por maquinarias en obras de perforación de pozos profundos de agua potable. Tecámac, Estado de México.

Ante la presencia de vibraciones excesivas inducidas por maquinas, son predominantes los daños en elementos no estructurales ya que son más vulnerables, por lo que podemos tener algunos patrones de daño como: agrietamientos en muros o losas, como vimos en las imágenes anteriores, empeoramiento de grietas ya existentes en elementos tanto estructurales como no estructurales y que pueden ocasionar daños mayores como la corrosión entre otros. Las estructuras se deterioran con mayor rapidez con todos estos efectos y por consecuencia se reduce drásticamente la vida útil.

Se debe evitar de ser posible una coincidencia entre la frecuencia fundamental de una estructura y la frecuencia de operación de una maquina. Debido a la gran variedad de estructuras se tienen diversas frecuencias naturales así que no es posible establecer una variedad de frecuencias como rango para compararlas con las frecuencias de operación de una maquina. Para una estructura relativamente rígida, la frecuencia fundamental no excede los 25-30 Hz. Las frecuencias fundamentales de elementos como las losas y muros en los edificios están entre los 10 Hz y 30 Hz. Frecuencias fundamentales horizontales en estructuras enteras a menudo se encuentran entre 5 Hz a 10 Hz.

Como vimos en el capítulo tres, existen diversos códigos, normas o reglamentos que establecen valores limites o valores admisibles en materia de vibraciones de a cuerdo a diferentes criterios de aceptación sin considerar una fuente emisora en particular, por lo que dichos valores podemos tomarlos como referencia para este apartado.



4.1.3.- Vibraciones ocasionadas por el viento

La mayoría de las estructuras de ingeniería civil están expuestas a fuerzas debidas al viento. Las vibraciones excesivas inducidas por el viento que son causadas por la turbulencia de la corriente de aire, es decir, las variaciones de velocidad en las direcciones longitudinal y transversal con respecto al flujo, pueden afectar el confort de las ocupantes, la capacidad de funcionalidad y poner en riesgo la seguridad estructural. A continuación citamos algunos problemas presentados en diversas estructuras.

- **Edificios**

Algunos de los efectos que podemos tener debido a las vibraciones excesivas inducidas por el viento pueden ser: daños en fachadas como vidrios rotos de ventanas, voladuras de elementos ligeros, problemas en antenas de radio o TV localizadas en azoteas, sin embargo no hay casos conocidos donde las vibraciones perjudiquen la seguridad estructural de un edificio.



Figura 4.12.- Ventanas rotas en el edificio de CNN por fuertes vientos. Atlanta EE.UU.

Los efectos de vibraciones de baja frecuencia son los que producen cierta molestia en las personas como la inseguridad, pérdida de concentración mental así como también sensaciones de malestar y mareos pero ninguno de estos efectos se consideran severamente perjudiciales para las personas.



La frecuencia natural de un edificio depende sobre todo de su altura y se puede obtener de forma aproximada con la siguiente ecuación: (ver figura 4.13)

$$f_e = \frac{46}{h}$$

Donde:

f_e : frecuencia natural [Hz]

h : altura [m]

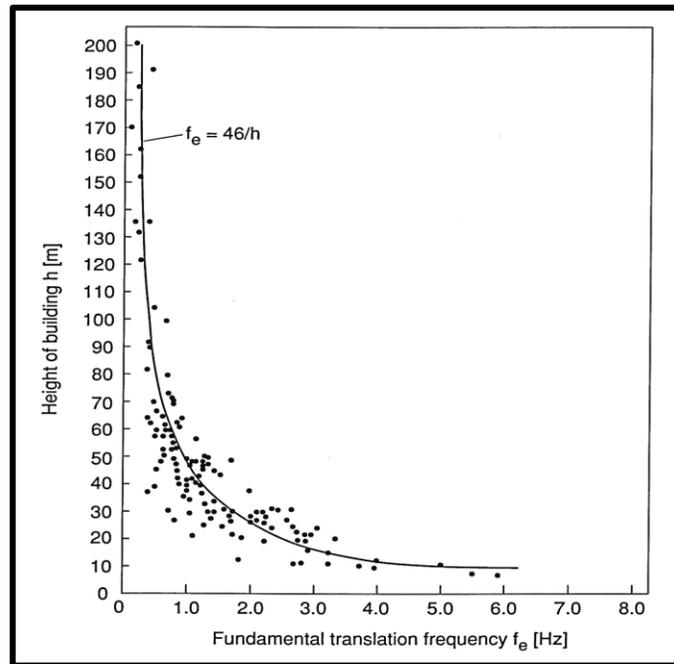


Figura 4.13.- Frecuencia fundamental de edificios altos en función de sus alturas.

En la siguiente tabla presentamos algunos valores límites de aceleraciones para edificios con sus diferentes grados de percepción (ver figura 4.14).

Percepción	Límites de Aceleración
Imperceptible	$a < 0.005 g$
Perceptible	$0.005 g < a < 0.015 g$
Molesto	$0.015 g < a < 0.05 g$
Muy molesto	$0.05 g < a < 0.15 g$
Intolerable	$a > 0.15 g$

Tabla 4.9.- Límites de aceleraciones y su percepción, "Vibration Problems in Structures", Practical Guidelines.

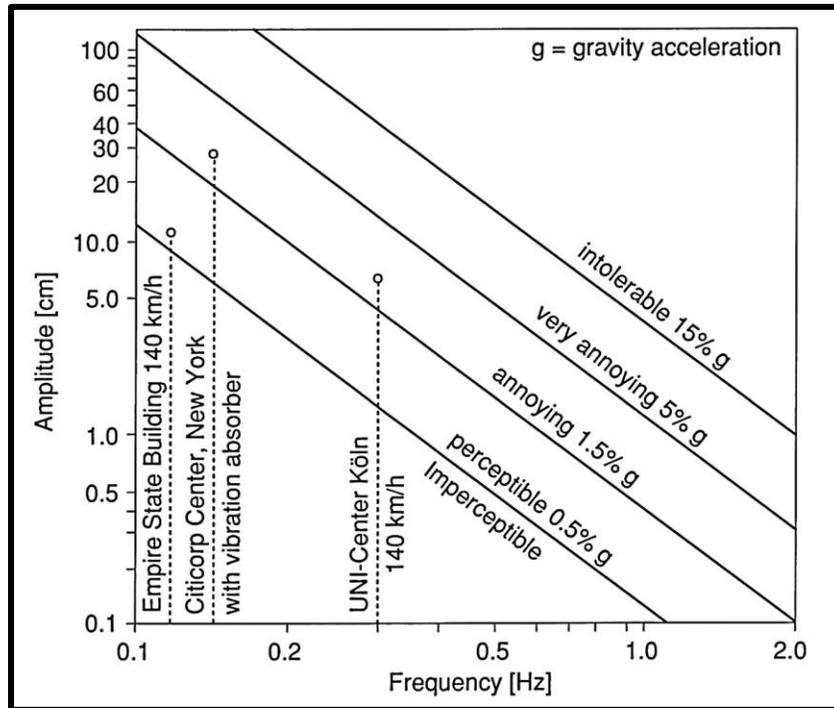


Figura 4.14.- Percepción humana ante vibraciones en edificios debido al viento.³

- **Torres**

Las torres, por los fines de diseño, son estructuras generalmente delgadas o esbeltas y altas, como las torres de telecomunicaciones, las torres para vigilancias, etc. Por lo general, en su parte superior, sobresalen subestructuras del sistema estructural general como las cabinas que pueden influir en su comportamiento dinámico ante la presencia de fuertes vientos.

La componente horizontal del viento (la componente fluctuante) produce vibraciones en sentido longitudinal mientras que turbulencias atmosféricas hace vibrar a la estructura en sentido transversal.

En torres de telecomunicaciones (torres macizas), podemos tener daños de diferentes escalas ante la presencia de vibraciones excesivas producidas por ráfagas de vientos como por ejemplo, daños en cristales, problemas en antenas de televisión o radios, y en torres más ligeras (torres reticuladas) situadas cerca de las costas podemos tener colapsos antes fenómenos naturales como los huracanes (ver figura 4.15). En lo que respecta al confort de las personas se pueden presentar mareos, náuseas y sensación de inseguridad, sin considerarlos como graves. Se pueden presentar desplazamientos en las partes superiores provocando también problemas de confort.

³ Figura tomada del libro: Bachmann Hugo et al. "Vibration Problems in Structures, Practical Guidelines", Basel; Boston; Berlin, Birkhäuser, 1995.



En las torres de alta tensión así como en estructuras similares, el fenómeno de las vibraciones inducidas por el viento, muy difícilmente le provocara daños que pongan en peligro su seguridad estructuras si se encuentra en buen estado, solo quizá ante eventos como huracanes o tornados.



Figura 4.15.- Colapso de torre reticulada para comunicaciones ante el paso de un huracán, Cuba.

- **Espectaculares**

Los anuncios espectaculares no están debidamente reglamentados en gran parte de nuestro país. Las partes principales que constituyen un anuncio espectacular son: la mampara, el pedestal y la cimentación.

Ante la presencia de fuertes vientos se generan vibraciones excesivas las cuales pueden ocasionar los siguientes efectos:

- Problemas en las conexiones de la mampara y el pedestal
- Problemas en elementos estructurales de la mampara
- Problemas en las conexiones del pedestal y la placa base (placa anclada a la cimentación)

Cuando este tipo de estructuras se colapsan pueden causar daños a construcciones vecinas dependiendo de su localización.



Figura 4.16.- Caída de un espectacular al paso de una tormenta, Mexicali Baja California.



Figura 4.17.- Daños en mampara y en pedestal de espectaculares durante el paso del huracán Isidoro, Mérida Yucatán.

- **Puentes**

Los puentes colgantes y los puentes atirantados (puentes de grandes claros), son los más sensibles a los efectos producidos por el viento. Al igual que las demás estructuras, se pueden presentar diversos daños desde desplazamientos verticales y horizontales sobre la superficie de rodamiento que disminuyan los niveles de confort de peatones, hasta desencadenar fenómenos de mayor escala que ocasionen daños como fatigas en elementos de tensión (cables).



4.1.4.- Vibraciones sísmicas

Los sismos, son vibraciones presentadas en la corteza terrestre generadas por diversos factores. Las de origen tectónico son las mas intensas y severas ya que ponen en el peligro las edificaciones.

Cuando el movimiento sísmico del suelo se transmite a las construcciones, las bases de las estructuras tienden a seguir el movimiento del suelo y por inercia la masa de la estructura se opone al desplazamiento en dirección de su base, generándose flujos de fuerzas de inercia, peligrando así la seguridad estructural (ver figura 4.18 y 4.19).

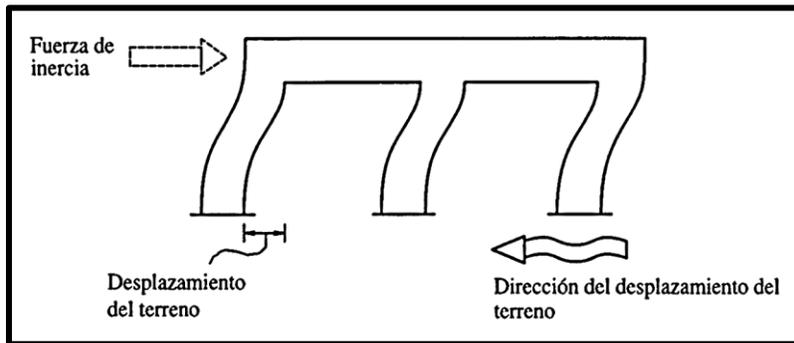


Figura 4.18.- Fuerza de inercia.

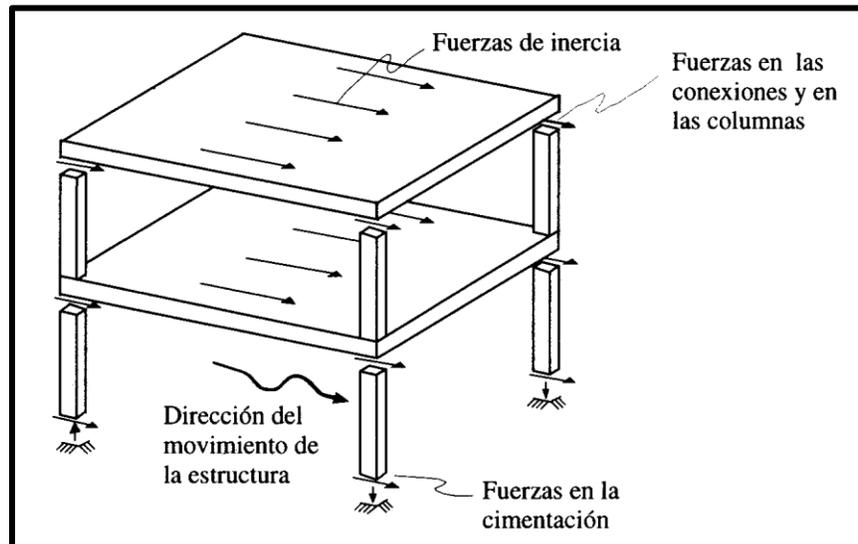


Figura 4.19.- Flujo de fuerzas en una estructura tipo debido a las vibraciones.⁴

⁴ Figuras tomadas del libro: Meli Roberto, "Diseño Estructural", 2ª. Ed., México D.F., Editorial Limusa, 2009.



Algunos de los daños estructurales más comunes que se pueden presentar son:

- Fallas por cortante y torsión en columnas
- Fallas en conexión viga – columna, losa – columna
- Grietas en muros
- Volteos de estructuras por la falla en su cimentación
- Daños por golpeo entre edificios

La escala de intensidad sísmica “MSK” establece la siguiente clasificación de daños en las construcciones:

- **Daños ligeros:** fisuras en los revestimientos, caídas de pequeños trozos de revestimiento.
- **Daños moderados:** fisuras en los muros, caídas de grandes trozos de revestimiento, caídas de tejas, caídas de pretilas, grietas en las chimeneas, e incluso derrumbamientos parciales en las mismas.
- **Daños graves:** grietas en los muros, caídas de chimeneas de fábrica o de otros elementos exteriores.
- **Destrucción:** brechas en los muros resistentes, derrumbamientos parciales, pérdida del enlace entre distintas partes de la construcción, destrucción de tabiques y muros de cerramiento.
- **Colapso:** ruina completa de la construcción.

Como vemos, en sismos moderados, podemos alcanzar estados límites de servicio como es el caso de agrietamientos y en sismos de intensidad considerable podemos alcanzar estados límite últimos como colapsos.



Figura 4.20.- Agrietamiento de muros en vivienda debido a un sismo, CENAPRED.

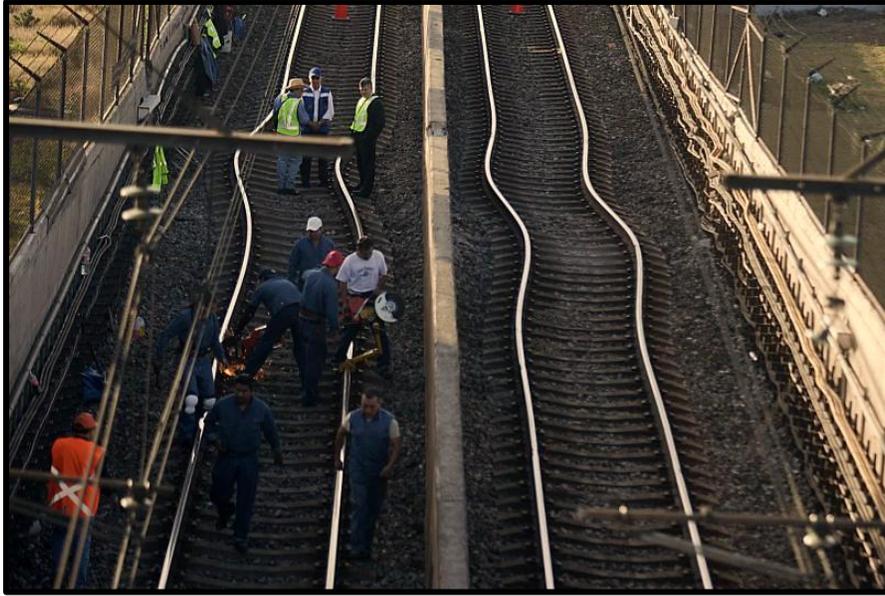


Figura 4.21.- Daños en vías de la Línea A del Metro causadas por un sismo de 7.8 grados Richter, Distrito Federal.



Figura 4.22.- Colapso del Paso a Desnivel debido a un sismo de magnitud de 8.8 grados Richter, Chile.

En las imágenes anteriores podemos observar las magnitudes de los daños que se pueden presentar a causa de las vibraciones sísmicas. En lugares de mucha actividad sísmica, las estructuras experimentan vibraciones ocasionadas por los sismos de manera frecuente, por lo que su deterioro se hace inminente.



4.1.5.- Vibraciones ocasionadas por el tráfico vehicular

Las vibraciones inducidas por el tráfico vehicular no solo pueden afectar a las estructuras viales como las carreteras, vías de ferrocarriles o puentes vehiculares sino también a estructuras subterráneas como túneles y construcciones colindantes o adyacentes (ver figura 4.23) afectando principalmente su capacidad de servicio y rara vez causan problemas relacionados con la seguridad estructural. En estructuras como los puentes o túneles se pueden presentar problemas relacionados con la seguridad estructural como la fatiga en sus elementos. La importancia de estos efectos esta en función de amplitud de las vibraciones, en donde las características del suelo tienen un papel muy importante.

El exceso de vibraciones ocasionara un rápido deterioro no solo en las estructuras inmediatas como los puentes vehiculares o carreteras, sino también en construcciones cercanas (ver figura 4.24).

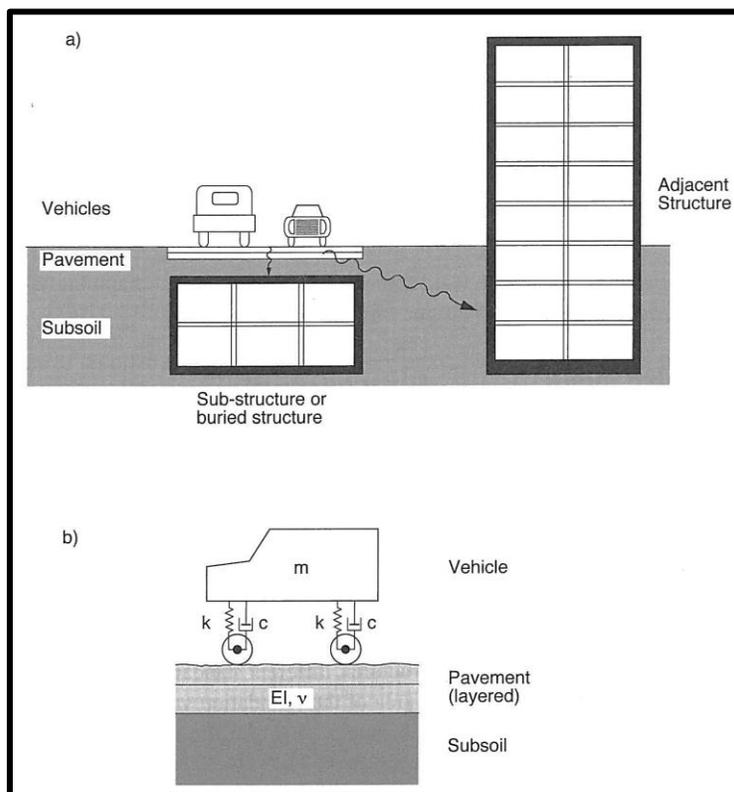


Figura 4.23.- Excitación dinámica de vehículos: a) excitación de una estructura enterrada y una estructura colindante mediante vibraciones transmitidas por el suelo, b) sistema dinámico de un vehículo.⁵

⁵ Figura tomada del libro: Bachmann Hugo et al. "Vibration Problems in Structures, Practical Guidelines", Basel; Boston; Berlin, Birkhäuser, 1995.



Figura 4.24.- Registro de agrietamiento en el primer piso de un edificio causado por las vibraciones producidas por el tráfico vehicular, provoco la evacuación de los trabajadores, Guadalajara Jalisco.

- **Carreteras**

Los vehículos aplican fuerzas dinámicas directamente a la carpeta asfáltica o al pavimento rígido y son transmitidas al suelo afectando a estructuras colindantes (ver figura 4.23 incisos a y b). Las principales causas de las vibraciones son la irregularidad de la superficie de las carreteras y la velocidad de los vehículos como un resultado de interacción. Algunos parámetros de los que dependen las magnitudes de las frecuencias de las vibraciones son: la masa de los vehículos y su velocidad de transito, propiedades del subsuelo, entre otros.

Los tuites por donde pasa trafico vehicular son raramente afectados cuando la superficie de rodamiento (carpeta asfáltica o concreto hidráulico) esta en perfectas condiciones.

Algunos de los efectos que podemos tener a causa de las vibraciones excesivas son:

- La reducción de funcionalidad en carreteras y construcciones situadas a sus alrededores.
- Molestia en los ocupantes de estructuras colindantes que resultan afectadas, reduciendo el nivel de confort.
- Daños de obras secundarias en las carreteras como los sistemas de drenajes transversales para el paso de corrientes de agua
- Daños en instalaciones o equipo de edificios cercanos las carreteras.

Algunas normas han establecido límites en materia de vibraciones en suelos con afectación a edificios. Se establecen criterios de velocidad de partículas del suelo (asociadas con vibraciones) en función de la frecuencia para evitar daños en sistemas estructurales. A continuación se presentan algunos de estos valores límites.



Tipo de Edificación	Frecuencia		
	< 10 Hz	10-50 Hz	50-100 Hz
<i>Estructuras delicadas, muy sensibles a la vibración</i>	3	3 - 8	8 -10
<i>Viviendas y Edificios</i>	5	5 -15	15 -20
<i>Comercial e industrial</i>	20	20 - 40	40 -50

Tabla 4.10.- Valores máximos de frecuencias para evitar daños (Norma alemana DIN 4150)

Tipo de Edificación	Velocidad máxima de partícula
<i>Para edificaciones en muy mal estado de construcción o edificios en madera o mampostería</i>	12 mm/s
<i>Edificios muy sensibles a las vibraciones</i>	0 a 10 Hz → 3 mm/s 10 a 50 Hz → 3 a 8 mm/s 50 a 100 Hz → 8 a 10 mm/s

Tabla 4.11.- Valores máximos de velocidades de partículas (ITME, 1985 “Instituto Tecnológico Geominero de España, Manual de Perforación y Voladura de Rocas”).

Tipo de edificios y cimientos	Velocidad recomendada en dirección vertical v_{max} [mm/s]
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Edificios sensibles a vibraciones y edificios de valor cultural o histórico</i> 	1
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Edificios nuevos (de construcción reciente) y zapatas</i> 	2
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Edificios sobre pilotes de cohesión</i> 	3
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Edificios sobre pilotes de fricción</i> 	5

Tabla 4.12.- Valores límite recomendados para el tráfico, “Vibration Problems in Structures”, Practical Guidelines.

• **Ferrocarriles**

Algunas de las afectaciones provocadas por excitaciones del tráfico ferroviario son:

- Resonancia en los edificios debido a excitaciones de baja frecuencia, por lo que puede resultar molesto para las personas.
- Resonancia en elementos de edificios como muros o techos provocando ruidos molestos para los ocupantes y que pueden dañar a otros elementos como las ventanas.
- Daños a equipos e instalaciones de edificios aledaños.

Algunas de las causas que pueden provocar los efectos anteriores son:

- Irregularidades en los carriles, como desperfectos en la superficie de contacto.



- Altas velocidades de los trenes.
- Deformaciones de los carriles.
- Transiciones en tramos de vía en superficie normal y tramos de vía en puentes

- **Puentes**

En este tipo de estructuras, el tráfico vehicular es la principal fuente de vibraciones. Cuando los puentes son muy flexibles y muy largos, el exceso de vibraciones puede ocasionar niveles bajos del grado de confort de los ocupantes provocando sensaciones de inseguridad (ver figura 4.25), así como también, desplazamientos, tanto verticales como horizontales, en la superficie de rodamiento que superen lo estipulado en los reglamentos o normas existentes. Se pueden afectar instalaciones propias del puente. Todo ello ira acelerando el deterioro de la estructura.



Figura 4.25.- *Puente de República Federal, sobre Calzada Zaragoza, generación de vibraciones excesivas por el paso de vehículos, Distrito Federal.*

4.2.- Registro y medición de vibraciones

La medición de las vibraciones la podemos definir como el estudio de las oscilaciones mecánicas de un sistema mecánico, cuyo objetivo principal es detectar y registrar los movimientos vibratorios que esta experimentando la estructura con el afán de mitigarlas o reducirlas y así poder evitar daños o deterioros en las estructuras.

Un sistema de medición, monitoreo y procesamiento de señales de vibraciones se conforma de:

- Transductores de vibraciones (Acelerómetros que transforman las vibraciones en señales eléctricas)



- Sistema de acondicionamiento de señal que recoge las diferentes señales registrada.
- Tarjetas de adquisición de datos (digitaliza las señales)

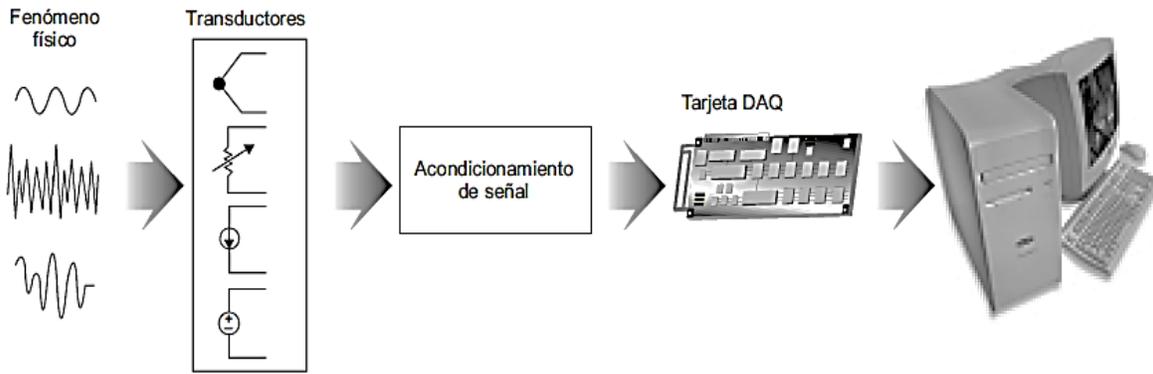


Figura 4.26.- Sistema de monitoreo de vibraciones.

Los transductores convierten la energía mecánica en energía eléctrica por lo que producen una señal eléctrica en función de la vibración. Se pueden medir velocidades lineales, aceleraciones y desplazamientos. Pueden tener de uno a tres ejes ortogonales de medición (dos horizontales y uno vertical), algunas de sus características principales son: rango de medición, rango de frecuencia, sensibilidad y precisión.

Algunos de los tipos de transductores usados para la medición de vibraciones son:

- Transductores de aceleración (acelerómetros)
- Transductores de desplazamiento
- Transductores de velocidad

• **Acelerómetros**

Los acelerómetros son dispositivos para medir aceleraciones en unidades “g”. Se utilizan acelerómetros multi-ejes (ejes ortogonales x, y, z) para medir aceleraciones en tres dimensiones.

Existen dos tipos de acelerómetros, pasivos y activos. Los pasivos envían la carga generada por un elemento piezoeléctrico y requieren de un amplificador para amplificar la señal. Los activos incluyen circuitos internos para convertir la carga a una señal de voltaje. Los equipos de medición de vibraciones tienen un servoacelerómetro de alta sensibilidad para registrar vibraciones de amplitudes pequeñas.



Figura 4.27.- Equipos de medición de vibraciones (acelerómetros).

Las pruebas de vibraciones ambientales son pruebas de campo que consisten en medir las vibraciones en estructuras producidas por excitaciones de carácter ambiental. Este tipo de métodos son los más utilizados para determinar las propiedades dinámicas de estructuras.

4.3.- Procesamiento y análisis numérico de las señales

Existen diversos programas para visualizar señales como por ejemplo el DEGTRA A4 (resulta útil para integrar y derivar las señales, calcular espectros de amplitudes de Fourier y otros aspectos que interesan a sismólogos), el SEISMOSIGNAL (donde podemos obtener velocidades y desplazamientos con relación al tiempo), instrumento virtual desarrollado en lenguaje de programación de objetos LabVIEW “Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench” (muestra registros de señales en el dominio del tiempo, Espectros de Fourier, Espectros de potencia, Espectro cruzado), el Allview (pueden visualizar señales y hacer un análisis preliminar se sus características), el GeoDAS, entre otros.

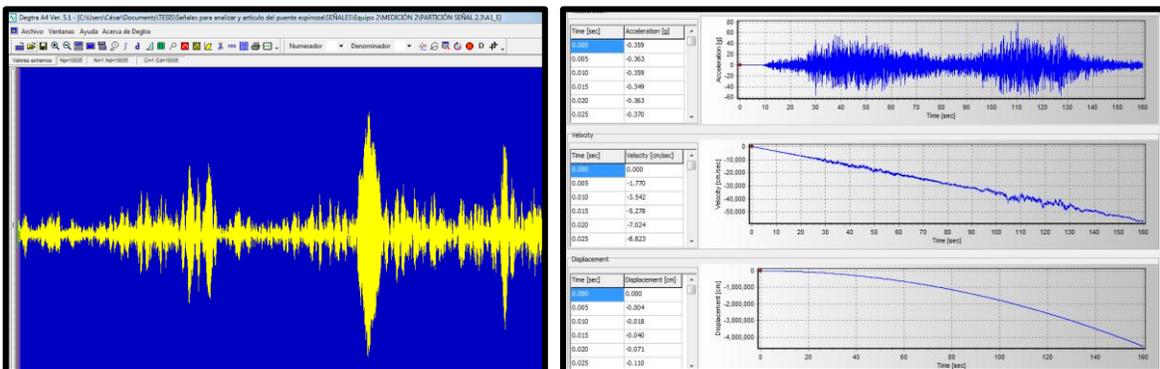


Figura 4.28.- Programa DEGTRA A4 y SEISMOSIGNAL.



Como podemos ver, se pueden manipular las señales para obtener información que se requiera como velocidades, desplazamientos o propiedades dinámicas de una estructura. Para los fines que se persiguen, se obtuvieron los desplazamientos generados debidos a las vibraciones producidas en un puente metálico vehicular los cuales nos indicaran si la estructura cumple con lo establecido por las normas en materia de estados límite de desplazamientos verticales presentados en su superficie de rodamiento. Las señales registradas por los acelerómetros son de aceleraciones contra tiempo y para obtener los desplazamientos se integran las señales dos veces. Para ello se utilizó el programa GeoDAS con el siguiente proceso:

1. Llamar el registro de la señal al panel del programa.
2. Corrección de línea base del registro de aceleración (una corrección normal consiste en restar una constante a todo el registro. La constante es el promedio de valores del registro).
3. Filtrar la señal con un filtro pasa-bajas con una frecuencia de corte a 10 Hz (este filtro solo permite el paso de frecuencias por debajo de los 10 Hz, frecuencias por arriba de este valor se atenúan o no se consideran).
4. Corrección de línea base.
5. Filtrar la señal con un filtro pasa-altas con una frecuencia de corte a 0.1 Hz (este filtro solo permite el paso de frecuencias por arriba de los 0.1 Hz, frecuencias por debajo de este valor se atenúan o no se consideran).
6. Corrección de línea base.
7. Integrar el registro de la señal para obtener velocidades.
8. Repetición de los pasos 2 a 6.
9. Integrar el registro de la señal para obtener desplazamientos.
10. Corrección de línea base.

Las frecuencias de corte indicadas en los filtros pasa altas y pasa bajas, permiten acotar el rango de estudio entre 0.1 Hz y 10 Hz, en el cual se encuentran las frecuencias asociadas al comportamiento dinámico del puente, obtenidas mediante mediciones experimentales. Ver tabla 5.6 del capítulo 5.

- **Integración numérica**

La integración numérica es el conjunto de técnicas y métodos que se han desarrollado para calcular integrales definidas. El problema básico de la integración numérica o cuadratura numérica es calcular una solución aproximada a la integral definida:

$$\int_a^b f(x)dx$$



Método de Cuadratura de Gauss:

Es un método numérico para evaluar integrales definidas de funciones llamado así debido a Carl Friedrich Gauss. Se basa en determinar una serie de puntos del intervalo de integración optimizando la precisión. La idea fundamental es plantear una expresión de la siguiente forma:

$$\int_{-1}^1 f(x)dx \approx w_1f(x_1) + \dots + w_nf(x_n)$$

Donde los nodos x_1, \dots, x_n sean puntos del intervalo $(-1, 1)$, resultando exacta para el caso de que $f(x)$ se un polinomio de grado menor o igual que $2n - 1$.

Si $n= 2$ (caso más sencillo), tendremos entonces de la ecuación anterior:

$$\int_{-1}^1 f(x)dx \approx w_1f(x_1) + w_2f(x_2) + E$$

Por lo que la fórmula será exacta para polinomios de grado igual a tres o menor, y si integramos de forma exacta lo monomios: $1, x, x^2$ y x^3 , se tiene entonces:

$$2 = w_1 + w_2, 0 = w_1x_1 + w_2x_2, \frac{2}{3} = w_1x_1^2 + w_2x_2^2, 0 = w_1x_1^3 + w_2x_2^3$$

Resolviendo las ecuaciones anteriores (E es nulo) tenemos:

$$w_1 = w_2 = 1 ; x_1 = \frac{1}{\sqrt{3}}, x_2 = -\frac{1}{\sqrt{3}}$$

Por lo que la fórmula queda:

$$\int_{-1}^1 f(x)dx = f\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right) + f\left(-\frac{1}{\sqrt{3}}\right) + E$$

Para el caso general, con límites de integración diferente a los dados, redefinimos variables en la forma siguiente:

$$\int_a^b f(t)dt = \frac{b-a}{2} \int_{-1}^1 \tilde{f}(x)dx$$

$$dt = \frac{b-a}{2} dx, \tilde{f}(x) = f\left(\frac{(b-a)x+(a+b)}{2}\right)$$

Entonces:

$$\int_a^b f(t)dt = \frac{b-a}{2} \int_{-1}^1 f\left(\frac{(b-a)x+(a+b)}{2}\right) dx$$



Estableciendo una fórmula general para la integral:

$$\int_{-1}^1 f(x) dx \approx w_1 f(x_1) + \dots + w_n f(x_n)$$

Repitiendo el razonamiento anterior y obteniendo los correspondientes pasos y nudos, se obtiene que los nodos serán las raíces del correspondiente polinomio de Legendre de grado n, para cada valor de n:

$$P_0 = 1 \quad , \quad P_1(x) = x \quad , \quad P_2(x) = \frac{1}{2}(3x^2 - 1) \quad , \quad P_3(x) = \frac{1}{2}(5x^3 - 3x) \quad , \quad \dots$$

$$P_n(x) = \frac{1}{n}((2n - 1)xP_{n-1}(x) + (n - 1)P_{n-2}(x))$$

$$w_i = \int_{-1}^1 \left(\prod_{j=1, j \neq i}^n \frac{x - x_j}{x_i - x_j} \right) dx$$

A la fórmula anterior se le denomina cuadratura de Gauss-Legendre, ya que los polinomios relevantes para el cálculo son de Legendre.

Casos particulares:

Gauss – Legendre $[a, b] = [-1, 1]$ $w(x) = 1$

Gauss – Chebyshev $[a, b] = [-1, 1]$ $w(x) = 1/(1 - x^2)^{1/2}$

$$\int_{-1}^1 \frac{f(x)}{\sqrt{1 - x^2}} dx \approx \frac{\pi}{n} \sum_{i=1}^n f(x_i)$$

Gauss – Laguerre $[a, b] = [0, +\infty[$ $w(x) = x^a e^{-x}$

$$\int_0^{+\infty} e^{-x} f(x) dx \approx \sum_{i=1}^n c_i f(x_i)$$

$$c_i = \frac{(n!)^2 x_i}{[L_{n+1}(x_i)]^2}$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

Gauss – Hermite $[a, b] =] - \alpha, +\alpha]$ $w(x) = e^{-x^2}$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} e^{-x^2} f(x) dx \approx \sum_{i=1}^n c_i f(x_i)$$



CAPÍTULO

5

REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE DESPLAZAMIENTO DEBIDO A VIBRACIONES PRODUCIDAS POR EL TRÁFICO DE VEHÍCULOS EN UN PUENTE CARRETERO

Para los efectos dinámicos que se presentan por el tráfico de vehículos, los puentes carreteros deben de cumplir con los requisitos de Estados Límite de Servicio, por lo que los desplazamientos debidos a las vibraciones producidas por las cargas de tráfico no deben causar inquietud en los pasajeros de los vehículos ya sea que vallan circulando o estén detenidos sobre la superficie de rodamientos, ni en los peatones si es que el puente cuenta con aceras, asegurando así un adecuado nivel de confort.

Como se menciona en el capítulo anterior, las pruebas de vibración ambiental son pruebas de campo y son métodos experimentales que consisten en medir las vibraciones en estructuras producidas por excitaciones de carácter ambiental, como aquellas generadas por el tráfico de vehículos y por el viento. Son pruebas rápidas de realizar y no interfieren con las actividades normales o cotidianas que se realizan en la estructura en estudio. Estos métodos son los más utilizados hoy en día para determinar las propiedades dinámicas de estructuras como aceleraciones y frecuencias fundamentales de vibrar.

Nuestro caso de estudio es el puente “Fernando Espinosa” localizado en el kilómetro 11 de la carretera Guadalajara – Zapotlanejo. Es un puente muy flexible con elementos muy esbeltos, por lo que se presentan deformaciones excesivas y vibraciones fuertes por el paso de vehículos. La revisión a realizar de los Estados Límite de Servicio consistirá en compararan valores máximos de desplazamientos verticales, presentados en la superficie de rodamiento, obtenidos mediante el análisis de señales de acelerógrafos con los valores que marcan las diferentes normas como límites, así como también, comparar las frecuencias de vibración obtenidas con los parámetros que marcan las normas citadas y las aceleraciones máximas. Para ello se conto con información de mediciones de vibraciones resultado de un estudio experimental (un programa de pruebas dinámicas de vibración ambiental producida por el flujo vehicular y el viento) para determinar las propiedades dinámicas del puente como parte de un programa de evaluación de puentes dirigido por Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos.



5.1.- Descripción general de la estructura

El puente Fernando Espinosa es una estructura de acero de 300 metros de longitud y cuenta con una altura de 130 metros sobre el río Santiago, su marco metálico es un marco rígido de sección variable y es considerado como el más grande del país, soportado por cuatro columnas inclinadas a 45 grados, apoyadas en las laderas de la barranca en donde se encuentra ubicado y junto con el tramo central del 110 metros forman un marco rígido autoestable con un apoyo móvil y el otro articulado. Tanto las vigas maestras como las columnas se encuentran contraventeadas en toda su longitud con armaduras en forma de panel y además sus respectivas almas cuentan con atiesadores para darles mayor rigidez ya que son elementos muy esbeltos. Los patines de las vigas maestras varían en su sección transversal.

Es un puente tipo pórtico y fue de los primeros puentes en México que se diseñó a base de sistema de piso con placa ortotrópica permitiendo así una reducción considerable del peso propio de la estructura. El sistema de piso está formado por 19 tableros metálicos confinados por elementos longitudinales y transversales y cada tablero posee un sistema de vigas transversales, rigidizadas con atiesadores, que soportan la carga de la calzada y las transmiten a las vigas maestras. El puente tiene un peso aproximado de 2,400 toneladas considerando todos los elementos que lo constituyen.

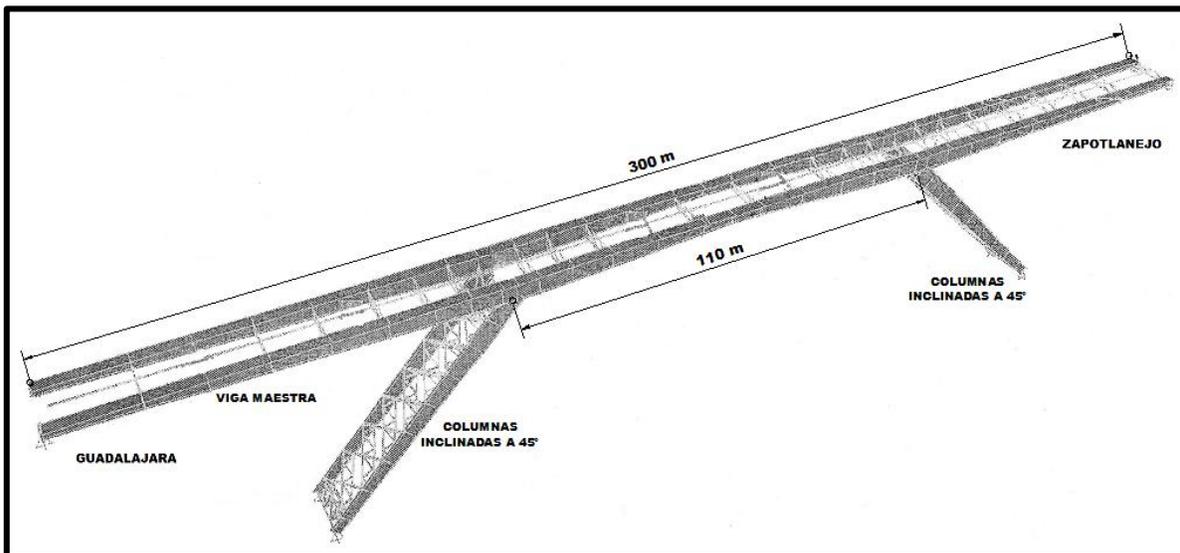


Figura 5.1.- Esquema del puente Fernando Espinosa.



Figura 5.2.- *Puente Fernando Espinosa.*



Figura 5.3.- *Panorámica del puente Fernando Espinosa.*

5.2.- Descripción de las características de la instrumentación

5.2.1.- Aparatos y software utilizados para las mediciones

Los equipos utilizados para las mediciones son instrumentos para registros marca Terra Technology, cada uno de ellos tiene un servoacelerómetro de alta sensibilidad por lo que además de registrar movimientos muy fuertes como los provocados por sismos, registran también vibraciones de pequeñas amplitudes. Estos aparatos (acelerógrafos) registran directamente los movimientos vibratorios en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical) en los puntos seleccionados previamente y los transforma en señales eléctricas en función de niveles de voltaje directamente proporcionales a las señales de entrada y son almacenados en un dispositivo de memoria. Los resultados arrojados son aceleraciones en función del tiempo.



Figura 5.4.- Acelerógrafo usado en mediciones dinámicas marca Terra Technology.

A continuación se mencionan algunas de las características de los equipos utilizados en la medición y de los cuales se tomaron los registros de las señales para el análisis y la revisión de los Estados Límite de Servicio.

- **Equipo No. 1 (AES):** Registrados digital modelo GRS-12 marca Terra Technology, con resolución de 12 bits, 3 canales de registro (sensor triaxial interno), memoria RAM 4.0 MB, con un nivel máximo de aceleraciones que puede registrarse de 0.5 g., registra 100 muestras por segundo, tiempo de pre-evento de 5 s y tiempo de post-evento de 5 s.



- **Equipo No. 2 (AEX):** Registrados digital modelo GRS-12 marca Terra-Technology, con resolución de 12 bits, 3 canales de registro (sensor triaxial interno), memoria RAM 4.0 MB, con un nivel máximo de aceleraciones que puede registrarse de 1 g., registra 100 muestras por segundo, tiempo de pre-evento de 5 s y tiempo de post-evento de 5 s.

El programa utilizado para analizar las señales de los acelerómetros es el GeoDAS que resulta muy útil para visualizar señales y manipularlas. Con este programa integraremos dos veces las funciones para obtener los desplazamientos máximos y compararlos con lo establecido por las normas para verificar si se cumple con los Estados Límite de Desplazamiento.



Figura 5.5.- Programa GeoDAS.

También se utilizó el programa llamado “instrumento virtual” que se programó empleando las herramientas del LabVIEW (Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench), para visualizar la señal completa e identificar con facilidad las excitaciones de mayor magnitud y compararlas con el programa GeoDAS como comprobación.

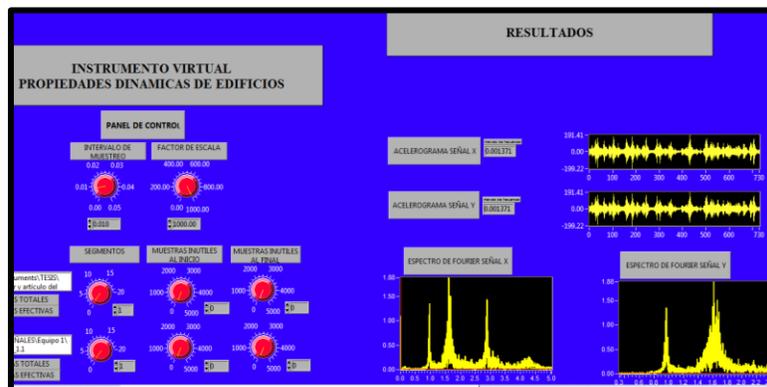


Figura 5.6.- Instrumento virtual LabVIEW.



5.2.2.- Definición de los puntos y arreglo para la medición de las señales

Con base a las características del puente, se seleccionaron diversos puntos de medición a lo largo de la superficie de rodamiento para una mejor apreciación del comportamiento de la estructura, se consideraron tres claros, dos laterales (L1 y L3) y uno central (L2). Se utilizaron 6 equipos de medición, dos en el claro central (Equipo 1 y 2), uno sobre un apoyo (Equipo 3) y dos sobre un claro lateral (Equipo 4 y 6). Para nuestro caso de estudio se analizarán las señales registradas de los equipos colocados en el claro central (L2) ya que es el claro de mayor magnitud con 110 metros de longitud y por consecuencia, en esa zona se presentarán los desplazamientos más grandes. Para cada equipo se tomaron 4 mediciones con diferentes duraciones para cada una de ellas.

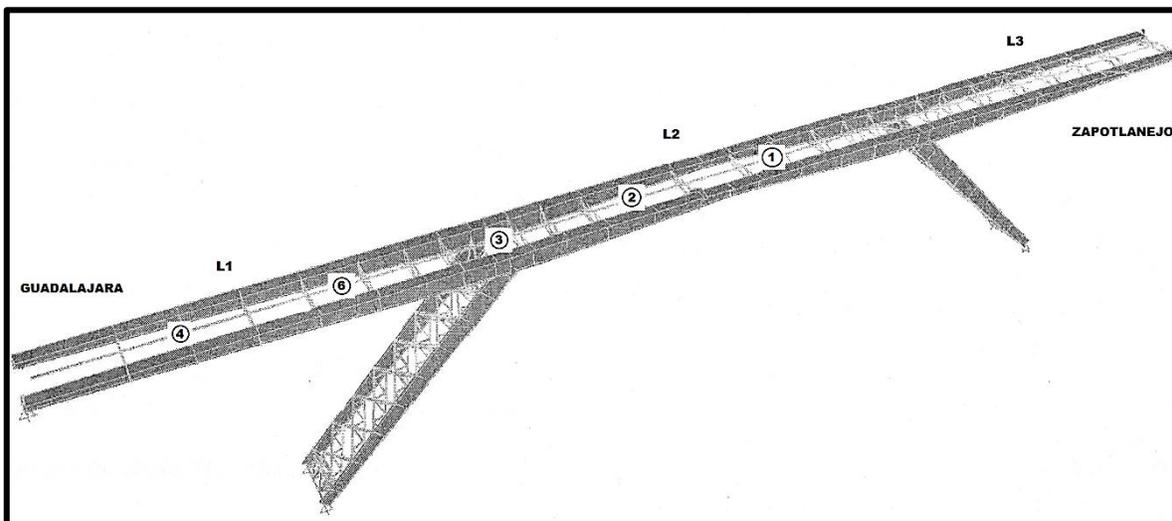


Figura 5.6.- Distribución de los aparatos de medición a lo largo de la superficie de rodamiento.

No. De Arreglo	No. De Mediciones	Equipo 1 (AES)					Equipo 2 (AEX)				
		Localización	Nombre Original	Nombre Actualizado	Hora de inicio	Duración (seg)	Localización	Nombre Original	Nombre Actualizado	Hora de inicio	Duración (seg)
1	1	2/3 (L2)	AES33302	A1_E1_1	11:16:14	729.54	1/3 (L2)	AEX33301	A1_E2_1	11:16:14	729.62
	2		AES33303	A1_E1_2	11:28:36	420.58		AEX33302	A1_E2_2	11:28:36	420.34
	3		AES33305	A1_E1_3	11:38:41	527.07		AEX33304	A1_E2_3	11:38:40	528.44
	4		AES33306	A1_E1_4	11:47:33	544.42		AEX33305	A1_E2_4	11:47:33	543.60

Tabla 5.1.- Arreglos de Equipos 1 y 2.



El nombre asignado a cada señal hace referencia al equipo utilizado, al número de medición que pertenece y la dirección ortogonal en que se está midiendo, por ejemplo, la primera señal tiene asignado el nombre A1_E1_1 que significa: arreglo 1 (A1) registrada por el equipo 1 (E1) en la primera medición. Si la señal mide en dirección vertical entonces el último término será 1.1 (A1_E1_1.1), si es en dirección longitudinal entonces será 1.2 (A1_E1_1.2) y si es en dirección transversal entonces será 1.3 (A1_E1_1.3). En el Anexo A se muestran todas las señales completas que se analizaron, obtenidas por los Equipos 1 y 2.

5.3.- Obtención de resultados y su comparación con los parámetros establecidos por las normas.

Para las señales registradas por el Equipo 1 se obtuvieron los datos mostrados en la tabla 5.2 en donde se muestran valores máximos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en las tres direcciones ortogonales consideradas.

EQUIPO 1 (AES)							
Punto De Medición	No. De Medición	Señal de Registro	Duración de la señal (seg)	División de la señal	Dirección de Medición del Registro	Aceleración Máxima (g)	Desplazamiento Máximo (cm)
P1	1	A1_E1_1	729.54	A1_E1_1.1	Vertical	-0.1992	-0.987
				A1_E1_1.2	Longitudinal	0.1582	-0.459
				A1_E1_1.3	Transversal	-0.2305	0.516
	2	A1_E1_2	420.58	A1_E1_2.1	Vertical	-0.1670	-0.515
				A1_E1_2.2	Longitudinal	-0.1299	0.166
				A1_E1_2.3	Transversal	-0.1816	-0.238
	3	A1_E1_3	527.07	A1_E1_3.1	Vertical	0.2344	1.807
				A1_E1_3.2	Longitudinal	0.2305	0.728
				A1_E1_3.3	Transversal	0.4062	-0.834
	4	A1_E1_4	544.42	A1_E1_4.1	Vertical	0.2051	1.029
				A1_E1_4.2	Longitudinal	-0.1855	0.457
				A1_E1_4.3	Transversal	-0.3115	0.564

Tabla 5.2.- Valores máximos obtenidos de los datos del Equipo 1.

Las señales registradas nos representan la aceleración en función del tiempo, las velocidades se obtuvieron integrando las funciones una vez y para los desplazamientos se integraron dos veces. Dichas integraciones se calcularon con el programa GeoDAS y obtuvimos valores máximos en cada una de las direcciones que son los que compararemos con lo especificado en las normas.

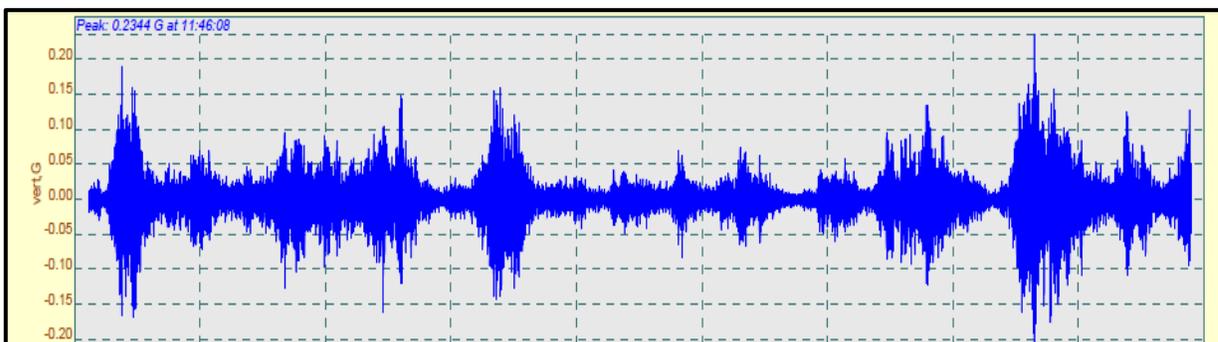


Figura 5.7.- Aceleración máxima en dirección vertical correspondiente a la señal A1_E1_3.1 registrada por el Equipo 1.

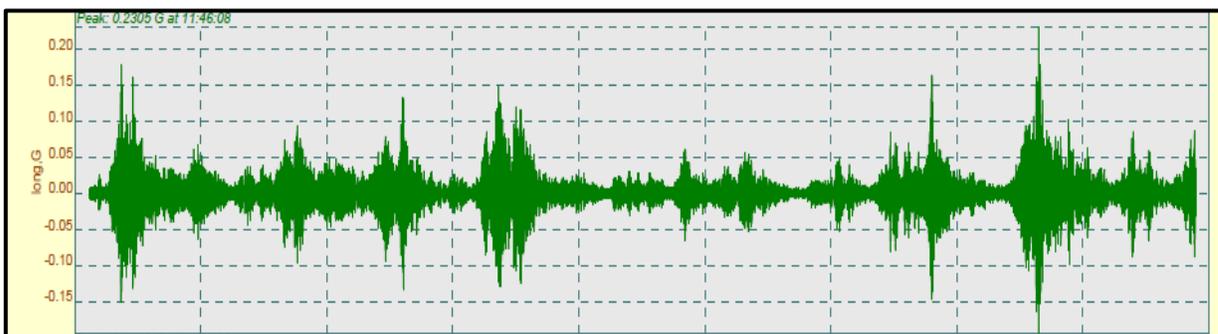


Figura 5.8.- Aceleración máxima en dirección longitudinal correspondiente a la señal A1_E1_3.2 registrada por el Equipo 1.

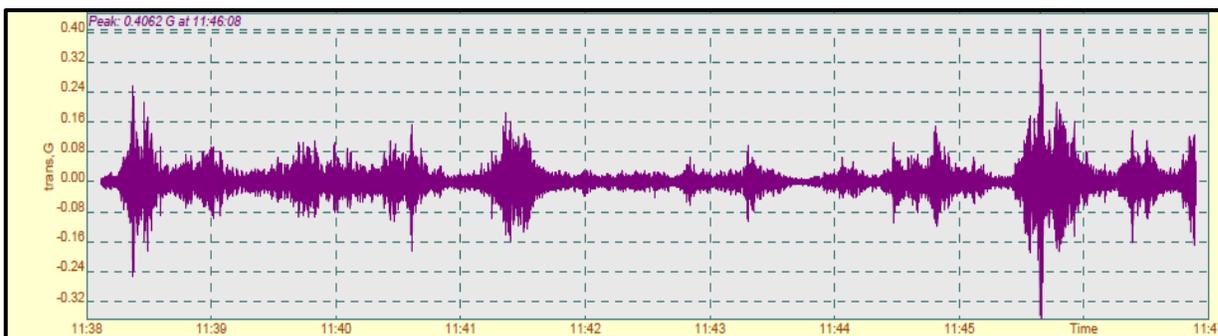


Figura 5.9.- Aceleración máxima en dirección transversal correspondiente a la señal A1_E1_3.3 registrada por el Equipo 1.

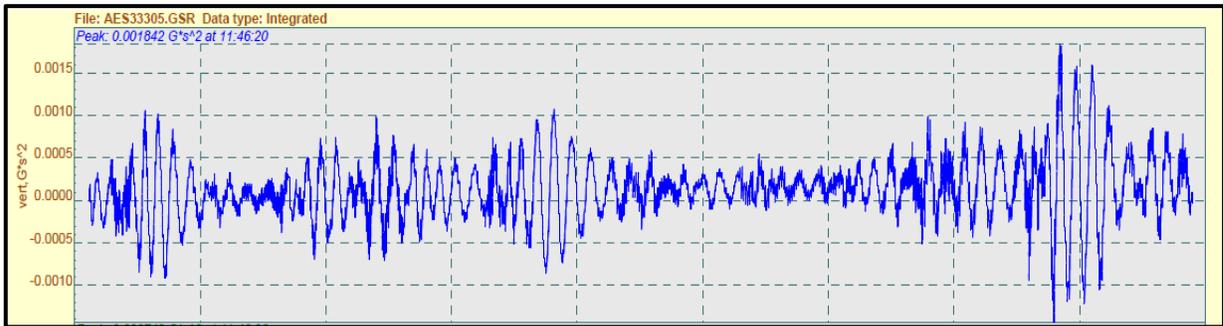


Figura 5.10.- Desplazamiento máximo en dirección vertical correspondiente a la señal A1_E1_3.1 registrada por el Equipo 1.

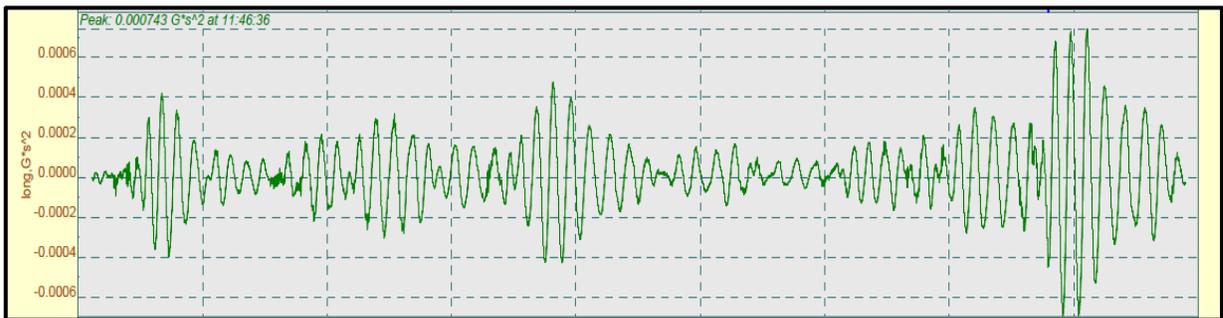


Figura 5.11.- Desplazamiento máximo en dirección longitudinal correspondiente a la señal A1_E1_3.2 registrada por el Equipo 1.



Figura 5.12.- Desplazamiento máximo en dirección transversal correspondiente a la señal A1_E1_3.3 registrada por el Equipo 1.



Para las señales registradas por el Equipo 2 se obtuvieron los datos mostrados en la tabla 5.3 en donde se muestran también valores máximos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en las tres direcciones ortogonales que registra el aparato.

EQUIPO 2 (AEX)							
Punto De Medición	No. De Medición	Señal de Registro	Duración de la señal (seg)	División de la señal	Dirección de Medición del Registro	Aceleración Máxima (g)	Desplazamiento Máximo (cm)
P2	1	A1_E2_1	729.62	A1_E2_1.1	Vertical	-0.2700	1.117
				A1_E2_1.2	Longitudinal	-0.0917	-0.476
				A1_E2_1.3	Transversal	-0.3208	0.497
	2	A1_E2_2	420.34	A1_E2_2.1	Vertical	0.2222	0.514
				A1_E2_2.2	Longitudinal	0.2262	-0.219
				A1_E2_2.3	Transversal	-0.2408	-0.311
	3	A1_E2_3	528.44	A1_E2_3.1	Vertical	0.3370	1.819
				A1_E2_3.2	Longitudinal	-0.1276	-0.748
				A1_E2_3.3	Transversal	-0.3456	-1.114
	4	A1_E2_4	543.6	A1_E2_4.1	Vertical	-0.1996	-0.906
				A1_E2_4.2	Longitudinal	-0.0895	0.506
				A1_E2_4.3	Transversal	-0.3403	-0.673

Tabla 5.3.- Valores máximos obtenidos de los datos del Equipo 2.

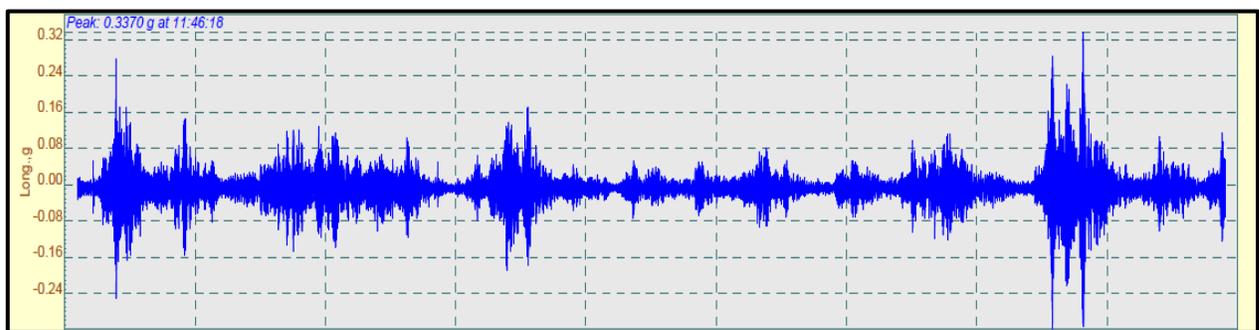


Figura 5.13.- Aceleración máxima en dirección vertical correspondiente a la señal A1_E2_3.1 registrada por el Equipo 2.

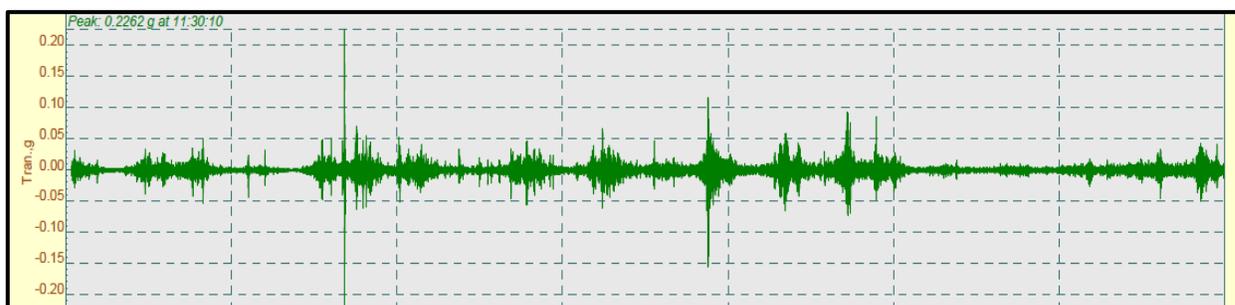


Figura 5.14.- Aceleración máxima en dirección longitudinal correspondiente a la señal A1_E2_2.2 registrada por el Equipo 2.

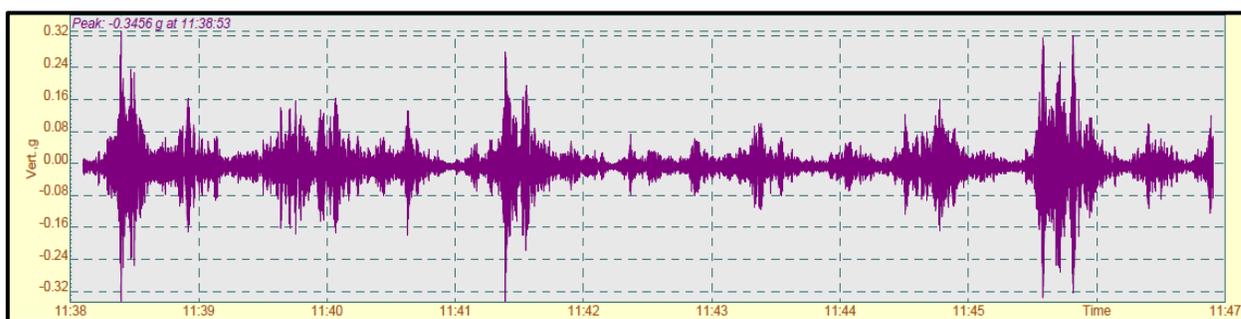


Figura 5.15.- Aceleración máxima en dirección transversal correspondiente a la señal A1_E2_3.3 registrada por el Equipo 2.

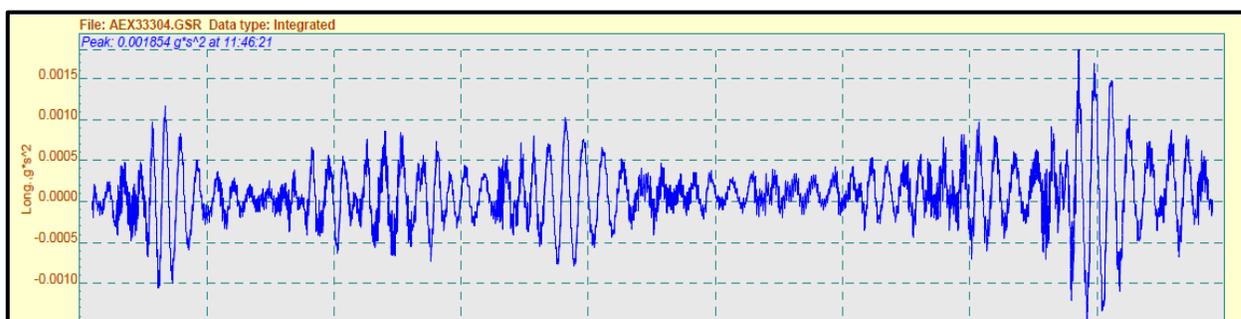


Figura 5.16.- Desplazamiento máximo en dirección vertical correspondiente a la señal A1_E2_3.1 registrada por el Equipo 2.



Figura 5.17.- Desplazamiento máximo en dirección longitudinal correspondiente a la señal A1_E2_3.2 registrada por el Equipo 2.

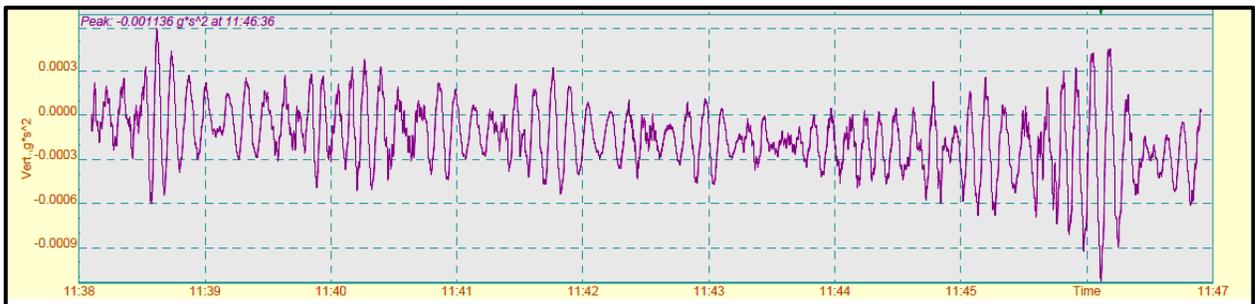


Figura 5.18.- Desplazamiento máximo en dirección transversal correspondiente a la señal A1_E2_3.3 registrada por el Equipo 2.

A continuación se muestra una tabla resumen de los valores máximos de aceleraciones, y desplazamientos, comparando los resultados obtenidos de los dos equipos de medición colocados en el claro central del puente vehicular.

Dirección de Medición del Registro	Aceleración Máxima (g)	Aceleración Máxima (m/s ²)	Desplazamiento Máximo (cm)
Vertical	0.337	3.306	0.987
Longitudinal	0.230	2.256	0.748
Transversal	0.4062	3.985	1.114

Tabla 5.4.- Valores máximos obtenidos de los Equipos 1 y 2.



El Reglamento AASHTO establece que la flecha o el desplazamiento vertical en tableros de puentes vehiculares provocado por la sobrecarga más el incremento por sobrecarga dinámica no deberá ser mayor al siguiente valor:

$$\frac{L}{800}$$

Éste valor es para el caso de tableros sin tráfico peatonal en donde L es el claro entre dos apoyos del puente. Para nuestro caso, "L" será el claro central del puente que se encuentra apoyado por columnas inclinadas a 45 grados. El claro central cuenta con 110 m de longitud por lo que la ecuación anterior quedaría de la siguiente manera:

$$\frac{L}{800} = \frac{110 \text{ m}}{800} = \frac{11000 \text{ cm}}{800} = 13.75 \text{ cm}$$

El desplazamiento máximo en dirección vertical que se obtuvo con las señales registradas con los equipos fue de 0.987 cm por lo que:

$$13.75 \text{ cm} > 0.987 \text{ cm}$$

"Cumple con lo establecido por el Reglamento AASHTO"

La Norma Española IAP-11 (instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera) especifica que la flecha vertical máxima por sobrecarga en tableros de puentes no deberán superar el siguiente valor:

$$\frac{L}{1000}$$

Éste valor es para el caso de puentes carreteros sin zonas peatonales en donde L es el claro entre apoyos. Si consideramos el claro de 110 m tenemos que:

$$\frac{L}{1000} = \frac{110 \text{ m}}{1000} = \frac{11000 \text{ cm}}{1000} = 11 \text{ cm}$$

Si lo comparamos con el resultado obtenido de las señales registradas resulta:

$$11 \text{ cm} > 0.987 \text{ cm}$$

"Cumple con lo establecido por la Norma Española IAP – 11"



En materia de desplazamientos verticales, vemos claramente el puente no tiene problemas, por lo que analizaremos otros aspectos como las aceleraciones y frecuencias presentadas por las vibraciones. En materia de aceleraciones ocasionadas por vibraciones debidas por el tráfico vehicular, la Norma Española IAP-11 nos propone los siguientes parámetros para el confort de las personas:

Grado de Confort	Rangos de Aceleraciones	
	Verticales	Laterales
Máximo	<0.50 m/s ²	<0.10 m/s ²
Medio	0.50 a 1.00 m/s ²	0.10 a 0.30 m/s ²
Mínimo	1.00 a 2.50 m/s ²	0.30 a 0.80 m/s ²
No aceptable	>2.50 m/s ²	>0.80 m/s ²

Tabla 5.5.- Valores límites de aceleraciones.

Si bien estos rangos de aceleraciones propuestos por la Norma Española IAP-11 son para puentes vehiculares con zonas de peatones, podemos compararlos con los valores obtenidos mediante las señales registradas para ver como se está comportando el puente en estudio, ya que los movimientos que puede sentir un peatón también los puede percibir una persona que va sobre un vehículo.

Las aceleraciones máximas registradas en nuestro puente de estudio son las siguientes:

→ Aceleraciones verticales máximas : 3.306 m/s²

$$3.306 \text{ m/s}^2 > 2.50 \text{ m/s}^2$$

"Grado de Confort no aceptable"

→ Aceleraciones laterales máximas: 2.256 m/s² (longitudinal) y 3.985 m/s² (transversal)

$$2.256 \text{ m/s}^2 > 0.80 \text{ m/s}^2$$

$$3.985 \text{ m/s}^2 > 0.80 \text{ m/s}^2$$

"Grado de Confort no aceptable"

Como podemos observar, el puente Fernando Espinosa no cumple en materia de aceleraciones máximas, por lo que se presentan movimientos muy perceptibles por los usuarios haciendo que el grado de confort no sea el adecuado.



La Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su Manual de Diseño de Obras Civiles, también nos establece ciertos parámetros para las vibraciones que se puedan presentar en cualquier estructura y que le causen problemas o causen molestias o sensación de inseguridad a los usuarios. Nos establece límites en materia de amplitud en función de las frecuencias presentadas en dichas estructuras y nos indica un índice de percepción K.

A) MÁXIMA AMPLITUD TOLERABLE (en centímetros)

$$A = 0.0076 (1 + 125/f^2)$$

f = frecuencia de vibración (cps. "ciclos por segundo").

B) ÍNDICE DE PERCEPCIÓN K

VIBRACIONES VERTICALES	VIBRACIONES HORIZONTALES
K= 25 Af ² (f < 5) K= 125 Af (5 ≤ f ≤ 40) K= 5000 A (f > 40)	K= 50 Af ² (f < 2) K= 100 Af (2 ≤ f ≤ 25) K= 2500 A (f > 25)
A= amplitud de vibración (pulgadas) F= frecuencia de vibración (cps. "ciclos por segundo")	

VALOR DE K	DESCRIPCIÓN	EFECTOS EN EL TRABAJO
0.1	Límite inferior para la percepción humana.	<i>No afecta.</i>
0.1 – 0.3	Apenas perceptible. Fácilmente tolerable, apenas molesto.	<i>No afecta.</i>
0.3 – 1.0	Fácilmente perceptible, soportable pero moderadamente molesto si dura más de una hora.	<i>Aún no afecta.</i>
1.0	Permisible en industrias por periodos indeterminados.	
1.0 – 3.0	Altamente perceptible, tolerable, pero muy molesto si dura mas de una hora.	<i>Afecta pero es posible trabajar.</i>
3.0 – 10.0	Molesto, puede ser tolerado por periodos hasta de una hora, pero no por más.	<i>Afecta considerablemente pero es posible trabajar.</i>
10.0	Permisible únicamente por un tiempo corto.	
10.0 – 30.0	Muy molesto, no puede ser tolerado por más de 10 minutos.	Difícil trabajar.
30.0 – 100	Extremadamente molesto, no tolerable por más de un minuto.	Imposible.
Sobre 100	Intolerable.	Imposible.



En la tabla 5.6 se presenta un resumen de las diferentes frecuencias que se presentan en el puente.

MODO	TIPO	FRECUENCIA EXPERIMENTAL (Hz) AÑO 2001	FRECUENCIA EXPERIMENTAL (Hz) AÑO 2010
1	FLEXIÓN TRANSVERSAL	0.680	0.72 – 0.74
2	FLEXIÓN VERTICAL EN CLARO CENTRAL	0.980	0.96 – 0.99
3	FLEXIÓN VERTICAL EN CLAROS EXTREMOS	1.270	1.24
4	FLEXIÓN TRANSVERSAL	1.560	1.560
5	FLEXIÓN VERTICAL EN LOS TRES CLAROS	1.610	1.62
6	FLEXIÓN VERTICAL LONGITUDINAL	2.290	2.24
7	FLEXIÓN TRANSVERSAL TORSIONAL	2.490	2.34

Tabla 5.6.- Frecuencias de vibración vertical, transversal y torsional obtenidas en el 2001 y 2010.¹

Si bien se conto con la información de las frecuencias (Tabla 5.5), se corroboraron algunas de ellas con el Espectro de Fourier para saber si andaba en el orden que se muestran en dicha tabla.

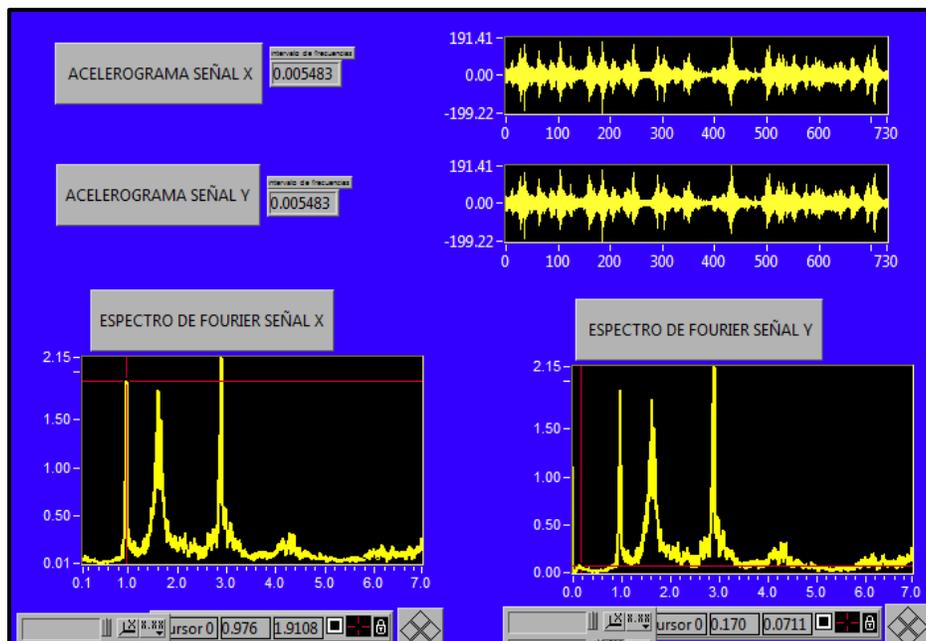


Figura 5.19.- Frecuencia registrada por la señal A1_E1_1.1, tipo flexión vertical en claro central de 0.976 Hz.

¹ Tabla obtenida de estudios realizados en programas de evaluación de puentes importantes dirigido por Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos.

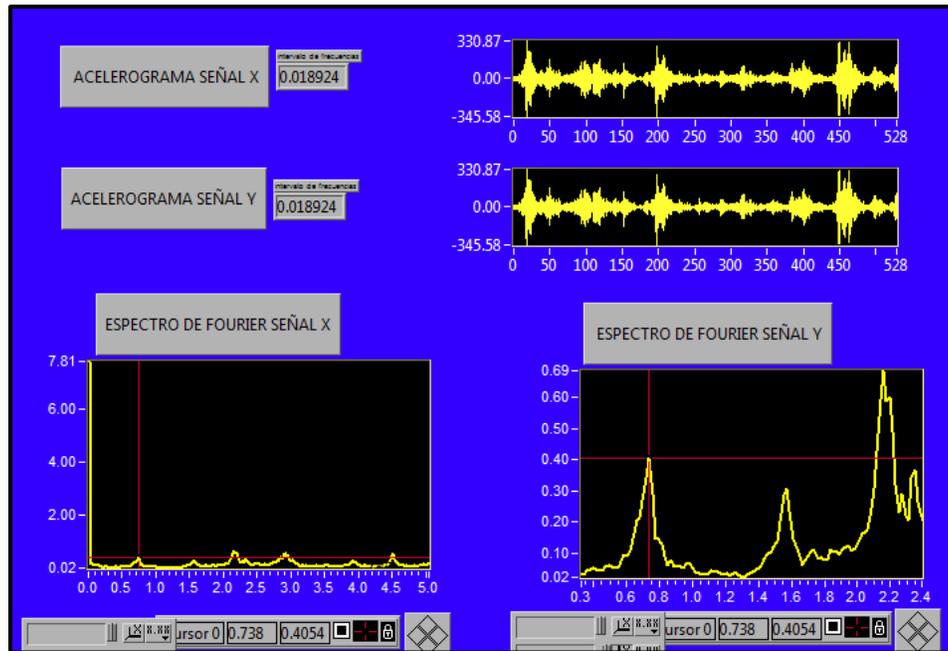


Figura 5.20.- Frecuencia registrada por la señal A1_E2_3.3, tipo flexión transversal de 0.738 Hz.

Si sustituimos los valores de las frecuencias del puente en las ecuaciones de la CFE tenemos entonces:

→ Amplitud Máxima Tolerable: para flexión vertical en claro central

$$A = 0.0076 \left(1 + \frac{125}{f^2} \right) = 0.0076 \left(1 + \frac{125}{0.990^2} \right) = 0.976 \text{ cm}$$

→ Amplitud Máxima Tolerable: para flexión transversal

$$A = 0.0076 \left(1 + \frac{125}{f^2} \right) = 0.0076 \left(1 + \frac{125}{0.740^2} \right) = 1.742 \text{ cm}$$

Donde:

A: amplitud en cm

f: frecuencia en Hz



→ Índice de percepción K: para flexión vertical en claro central (vibraciones verticales)

$$K = 25 Af^2 = 25(0.384)(0.99)^2 = 9.40$$

→ Índice de percepción K: para flexión transversal (vibraciones horizontales)

$$K = 50 Af^2 = 50(0.685)(0.74)^2 = 18.75$$

Donde:

A: amplitud en pulgadas

f: frecuencia en Hz

Por lo que tenemos:

VALOR DE K	DESCRIPCIÓN	EFFECTOS EN EL TRABAJO
0.1	Límite inferior para la percepción humana.	<i>No afecta.</i>
0.2 – 0.3	Apenas perceptible. Fácilmente tolerable, apenas molesto.	<i>No afecta.</i>
0.3 – 1.0	Fácilmente perceptible, soportable pero moderadamente molesto si dura más de una hora.	<i>Aún no afecta.</i>
1.0	Permisible en industrias por periodos indeterminados.	
1.0 – 3.0	Altamente perceptible, tolerable, pero muy molesto si dura mas de una hora.	<i>Afecta pero es posible trabajar.</i>
3.0 – 10.0	Molesto, puede ser tolerado por periodos hasta de una hora, pero no por más.	<i>Afecta considerablemente pero es posible trabajar.</i>
10.0	Permisible únicamente por un tiempo corto.	
10.0 – 30.0	Muy molesto, no puede ser tolerado por más de 10 minutos.	Difícil trabajar.
30.0 – 100	Extremadamente molesto, no tolerable por más de un minuto.	Imposible.
Sobre 100	Intolerable.	Imposible.

Índice de percepción K para vibraciones verticales

Índice de percepción K para vibraciones horizontales



A continuación presentamos una gráfica de aceleraciones contra frecuencias donde nos muestra las clasificaciones psicológicas debido a los efectos de las vibraciones. Si tomamos valores máximos de frecuencias y aceleraciones registradas para el claro central de Puentes Espinosa en dirección vertical tenemos entonces, una aceleración de 3.306 m/s^2 y una frecuencia de $0.99 \text{ Hz} \sim 1 \text{ Hz}$.

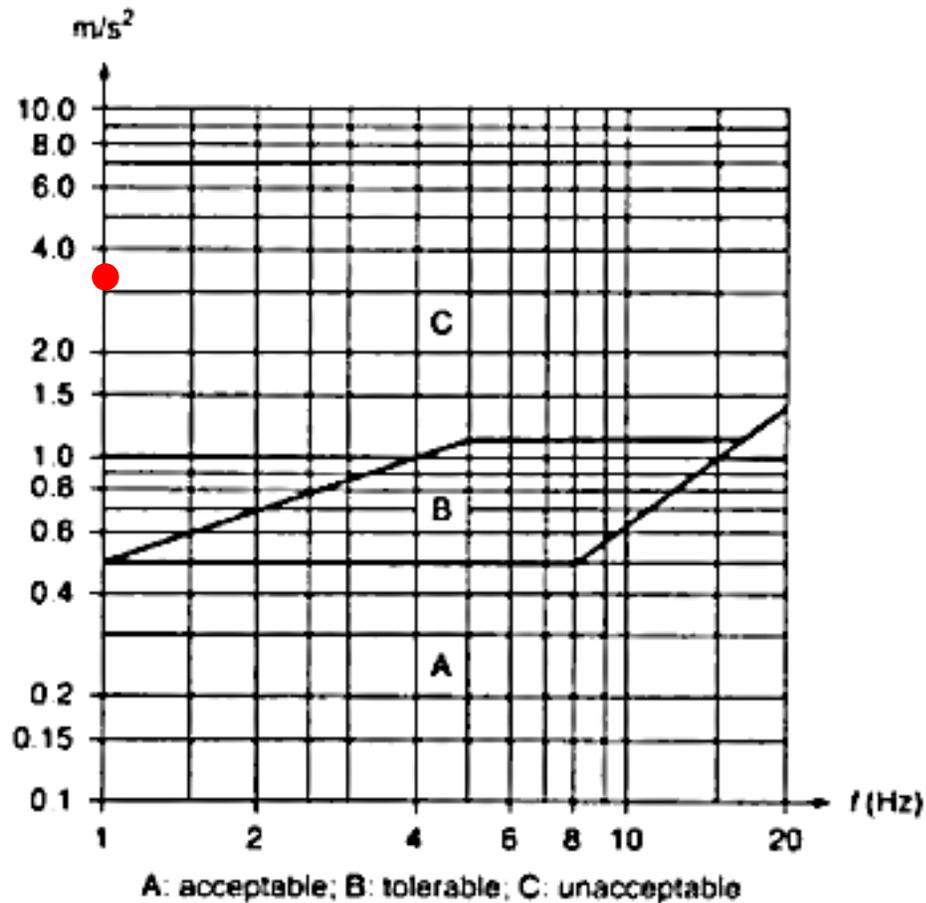


Figura 5.21.- Clasificaciones psicológicas.²

Como podemos ver en la grafica que los valores registrados en el claro central del puente ocasionan que se rebasen los niveles aceptables de confort.

La Norma Española IAP-11 (instrucciones a considerar en el proyecto de puentes carreteros) especifica también intervalos críticos de frecuencias, mostrados en la siguiente tabla, para el confort de las personas que también podemos usarlos como referencias para saber si el puente Fernando Espinosa cumple con la normatividad.

² Gráfica tomada del libro "Stress Ribbon and Cable-Supported Pedestrian Bridges", Strasky Jiri, Editorial Thomas Telford, London, 2005.



Descripción	Rango Crítico
<i>Para vibraciones verticales y longitudinales</i>	<i>De 1.25 a 4.60 Hz</i>
<i>Para vibraciones laterales</i>	<i>De 0.50 a 1.20 Hz</i>

En la tabla 5.6 vemos que tenemos frecuencias de hasta 0.74 Hz para vibraciones transversales o laterales por lo que queda dentro del rango crítico establecido por la norma IAP-11. Para vibraciones verticales tenemos frecuencias de 0.98 Hz para el claro central por lo que queda fuera del rango crítico.

Para finalizar, el RCDF en su Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas establece que, en general, la sensibilidad de las personas es mayor cuando se presentan vibraciones, ya sean verticales o laterales, con frecuencias entre 2 y 8 Hz, para una aceleración del orden de 0.005 g. Si consideramos que tenemos frecuencias que no están en éste rango establecido y aceleraciones muy superiores a los 0.005 g podemos decir que el puente no cumple con los parámetros para tener un nivel de confort adecuado.



CAPÍTULO

CONCLUSIONES

6

De la revisión de los estados límite considerados en diversa estructuras tales como, puentes carreteros, presas, carreteras, torres de telecomunicaciones, plataformas marinas, etc., diferentes a las edificaciones urbanas, relativos a su diseño y a su comportamiento, se pudo observar que la mayoría de estas recomendaciones están enfocadas a edificios y que, para otras estructuras, es necesario consultar documentación técnica especializada de poca difusión derivada de escasos estudios y, en algunos casos, de poco uso y conocimiento en el gremio ingenieril.

Si bien sabemos que los elementos estructurales se dimensionan de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, las estructuras ya en pie se pueden comportar de una manera inesperada o inadecuada por lo que se resulta conveniente hacer revisiones de estados límite de servicio para el monitoreo de su comportamiento como por ejemplo deflexiones máximas, desplazamientos, vibraciones, agrietamientos, etc. y evitar futuros problemas, así como también garantizar niveles de confort adecuados.

En materia de vibraciones, el RCDF 2004 se limita a establecer que las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no deberán exceder los valores establecidos para los desplazamientos verticales y horizontales, por lo que, con lo investigado en esta tesis referente a valores permisibles recomendados por diferentes normas, podemos tener elementos adicionales para realizar un diseño estructural más completo y, para el caso de estructuras existentes, información valiosa para realizar una mejor revisión de estados límite tanto de falla como de servicio, considerando de manera explícita las posibles afectaciones al comportamiento estructural y al confort e integridad física de las personas.

Si bien, el RCDF 2004 no nos presenta valores límites de frecuencias y aceleraciones derivadas de la ocurrencia de vibraciones para la revisión de estados límite, principalmente de servicio, resultaría deseable que éste considerara algunos valores límite, asociados a una escala de confort y o grados de percepción en las personas, para este tipo de acciones dinámicas en diferentes tipos de estructuras y poder así enriquecer o ampliar nuestro reglamento y sus normas técnicas complementarias.



De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis de las señales del puente en estudio y tomando como base las recomendaciones establecidas en la normatividad especializada tratada en el capítulo tres, se puede concluir que, no cumple con algunos de los parámetros establecidos ya que presenta aceleraciones significativas en dirección vertical, longitudinal y transversal, inducidos por las vibraciones debidas al tráfico actuante, lo que puede ocasionar niveles bajos de confort para los usuarios. En lo que respecta al desplazamiento en dirección vertical, el valor máximo obtenido del análisis realizado para un claro de 110 m, fue de 0.987 cm, cuyo valor no rebasa el límite permisible establecido en la literatura especializada. Esto se atribuye a que los marco que forman la estructura, poseen elementos de gran peralte, que evitan la aparición de deformaciones verticales importantes.

En resumen se concluye que el puente cumple parcialmente con los estados límite establecidos en las recomendaciones de diseño revisadas en este trabajo.

Del análisis de las frecuencias de vibrar de la estructura del puente, particularmente la frecuencia de 0.99 Hz asociada al modo de flexión vertical del claro central, se tiene que el periodo correspondiente ($T=1.01$ s) es ligeramente aceptable para el confort de los usuarios, según la Norma Española IAP-11 (instrucciones a considerar en el proyecto de puentes carreteros) que considera un rango crítico entre 0.215 s y 0.8 s.

La aparición de desplazamientos en la dirección transversal, con magnitudes de hasta 1.11 cm y desplazamientos en dirección vertical en sentido positivo de hasta 1.81 cm, confirma la adecuada rigidez de la estructura, a pesar de que los puentes metálicos de grandes claros suelen ser estructuras muy flexibles y esbeltas, y son vulnerables a experimentar vibraciones excesivas ante el tránsito de vehículos, principalmente a tráfico pesado y denso. En nuestro caso sólo el nivel de aceleración rebasó los límites recomendables, sin embargo, para evitar problemas a mediano y largo plazo asociados al deterioro de las conexiones por el fenómeno de fatiga, es necesario reforzar las medidas de inspección sobre la estructura.



BIBLIOGRAFÍA

- A. Godoy Luis, Portela Genock, Saffar Ali, “Daños en tanques de almacenamiento de combustible debido al huracán Katrina”, Rev. Inst. de Desastres Naturales, accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 6(1), 2006.
- Altamirano Kauffmann Luis F., “Deterioro de Pavimentos Rígidos, Metodología de Medición, Posibles Causas de Deterioro y Reparaciones”, 2007.
- American Concrete Institute, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and commentary, 2008.
- Anaya Cajiga Hector Lorenzo, “Evaluación del comportamiento dinámico de un edificio de 20 niveles con base en propiedades dinámicas obtenidas analítica y experimentalmente”, Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México Distrito Federal, Marzo 2007.
- Bennetts Toledo, “Estudios de los aspectos más importantes en el análisis de las respuestas dinámicas en puentes urbanos”, Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México Distrito Federal, Diciembre 2005.
- Bennetts Toledo, “Seguimiento de las principales propiedades estructurales de la superestructura del puente San Cristóbal”, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México Distrito Federal, Agosto 2008.
- Bachmann Hugo et al. “Vibration Problems in Structures, Practical Guidelines”, Basel; Boston; Berlin, Birkhäuser, 1995.
- Bazar Enrique y Meli Roberto, “Diseño Sísmico de Edificios”, México, Editorial Limusa, 2010.
- Casados Sánchez Carlos Mariano et al. Control de Vibraciones en Pasarelas Peatonales, Dyna Ingeniería e Industria, 86 (3): 318-327, Junio-Julio 2011.
- Catalán Quiroz Policarpo, “Evaluación sismoresistente y propuesta de reforzamiento de un edificio de concreto de 12 niveles tomando en cuenta sus propiedades dinámicas reales”, Tesis de Especialidad, Universidad Nacional Autónoma de México, México Distrito Federal, Octubre 2009.
- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones eléctricas, “Manual de Diseño de Obras Civiles, Estructuras”, México.
- Comité de Normalización de Petróleos Mexicanos y Organismos Subsidiarios, “Diseño de Accesorios Estructurales Para Plataformas Marinas”, 2009.
- Consejo de Directores de Carreteras de Iberia e Iberoamérica, “Catálogo de Deterioros de Pavimentos Flexibles”, colección de Documentos, Vol. 11, 2002.
- Cuevas González Oscar, Fernández Robles Francisco, “Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”, 4ª Ed., México, Editorial Limusa, 2008.
- F. Gerald Curtis, “Análisis numérico con aplicaciones”, Sexta Edición, Editorial Pearson Educación, México 2000.



- García Domínguez Octavio, Ayala Milián Amado Gustavo, Reyes Greco Rolando, Álvarez Guillén Carlos, “Modelo estructural y medición de vibraciones dinámicas del puente Fernando Espinosa”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.
- Gómez Johnson Ronald César, “Comparación entre las filosofías de diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales”, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México Distrito Federal, Abril 2008.
- Gutiérrez Morgado Pablo, “Análisis y diseño del revestimiento de un túnel en suelos del valle de México”, Proyecto Terminal en Ingeniería Civil I y II, Distrito Federal, Universidad Autónoma Metropolitana, División de ciencias Básicas e Ingeniería, pág. 64.
- J. Garber Nicholas y A. Hoel Lester, “Ingeniería de Tránsito y de Carreteras”, 3ª Ed., México, Editorial Thomson, 2005.
- L. Burden Rihard, Douglas Faires J., “Análisis numérico”, Sexta Edición, Editorial International Thomson Editores, México 1998.
- Manual ANIPPAC (Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A.C.) en colaboración con el Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Meli Roberto, “Diseño Estructural”, 2ª Ed., México, Editorial Limusa, 2009.
- Norma AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).
- Norma Española, “Guía de cimentaciones en Obra de Carretera”, Serie Normativa, 2009.
- Norma Española, “Instrucciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”, Serie Normativa, 2011.
- Norma Española, “Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)”, Serie Normativa, 2010.
- Norma ISO 2631-1(1997) International Standard, “Mechanical Vibration and Shock, Evaluation of Human Exposure to Whole- body vibration”.
- Ordaz Mario, Castellanos Francisco, Zapata Arabella, “Manual de uso del programa Degtra A4”, Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, 2005.
- Park R. y Paulay T., “Estructuras de Concreto Reforzado”, México, Editorial Limusa.
- Pavón R. Víctor M., “Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para Contenedores Líquidos”, Fundación ICA, A.C., Universidad autónoma del Estado de México, 2001.
- PEMEX, Subdirección de Tecnología y Desarrollo Profesional, Unidad de Normatividad Técnica, “Especificación Técnica para Proyecto de Obras, Principios Generales de Diseño Estructural”, P.2.0131.02:2000, Primera Edición, Octubre 2000.
- Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004 (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementaria.



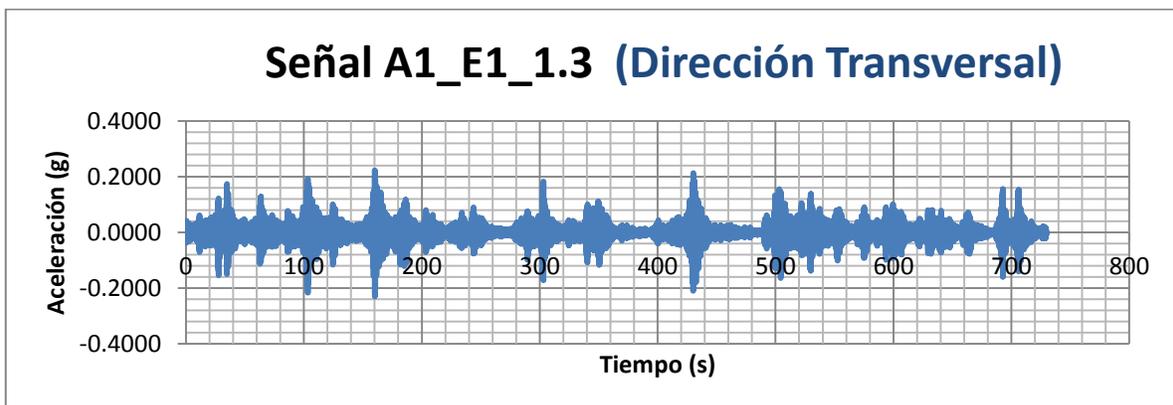
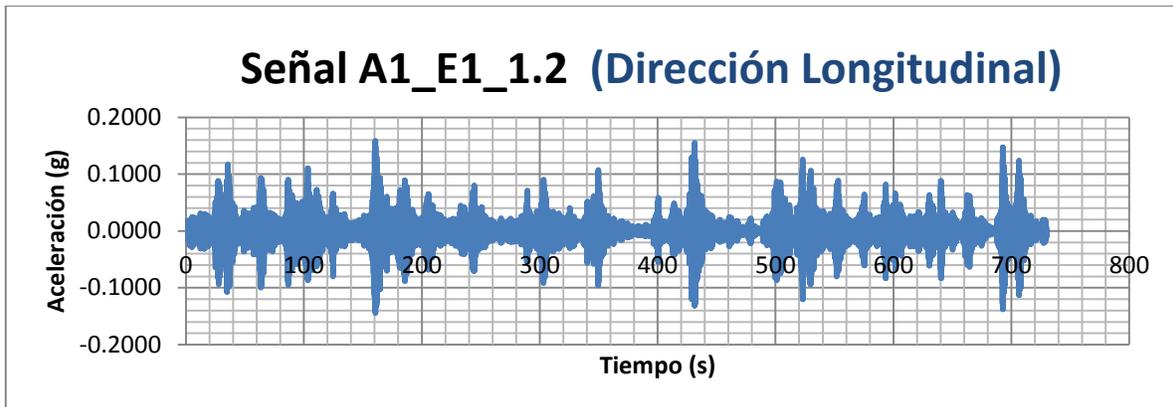
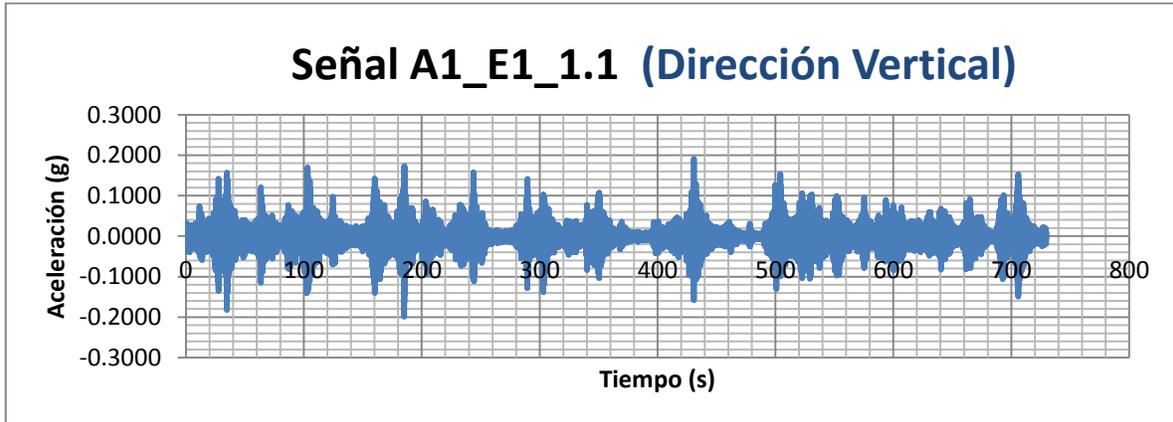
- Ruperto Martínez Palazón, “Consideraciones acerca del Diseño de chimeneas”.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCCT), Normas para Proyecto de Puentes y Estructuras Similares, de la norma N-PRY-CAR-6-01-001/01 hasta la norma M-PRY-CAR-6-01-008/04.
- Strasky Jiri, “Stress Ribbon and Cable-Supported Pedestrian Bridges”, Editorial Thomas Telford, London, 2005.
- Torres Gutiérrez José Jaime, “Efectos de vibración de equipos en plataformas marinas”, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México Distrito Federal, Octubre 2011.
- United States Department of the Interior Bureau of Reclamation Washington, D.C., “Diseño de Presas Pequeñas, Una Publicación Técnica de Recursos Hidráulicos”, 7ª Ed., Compañía Editorial Continental, S. A. México.
- Vidal Muro Alexandre, “vibraciones en las vías de ferrocarril”, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Villón Barona Henry Ronald y Peña E. Julián, “ Análisis de la Integridad Estructural de una Chimenea en una Planta Cementera”, Artículo de Tesis de grado, Ecuador, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería Mecánica y ciencias de la Producción.
- Vinnakota Sriramulu, “Estructuras de Acero, Comportamiento y LRFD”, México, Editorial McGraw-Hill.



ANEXO A

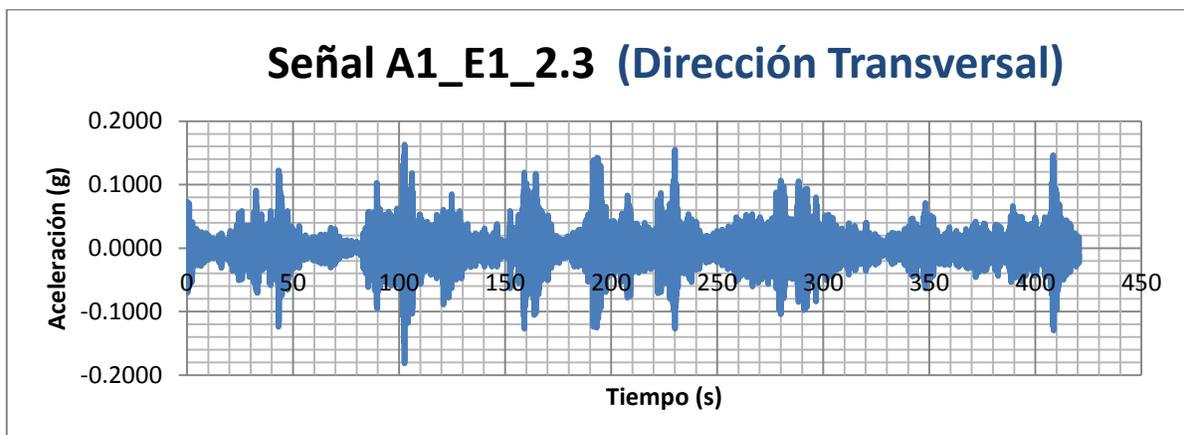
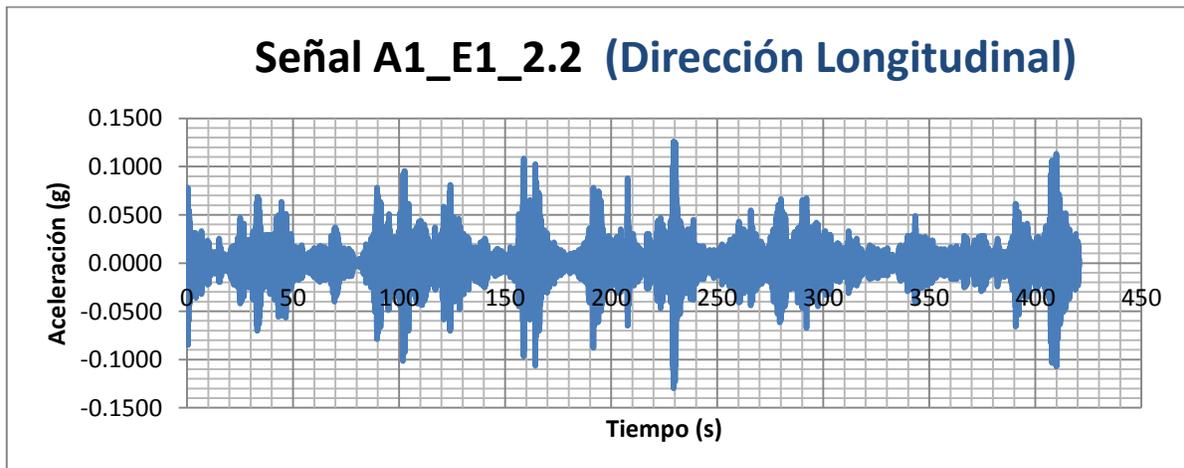
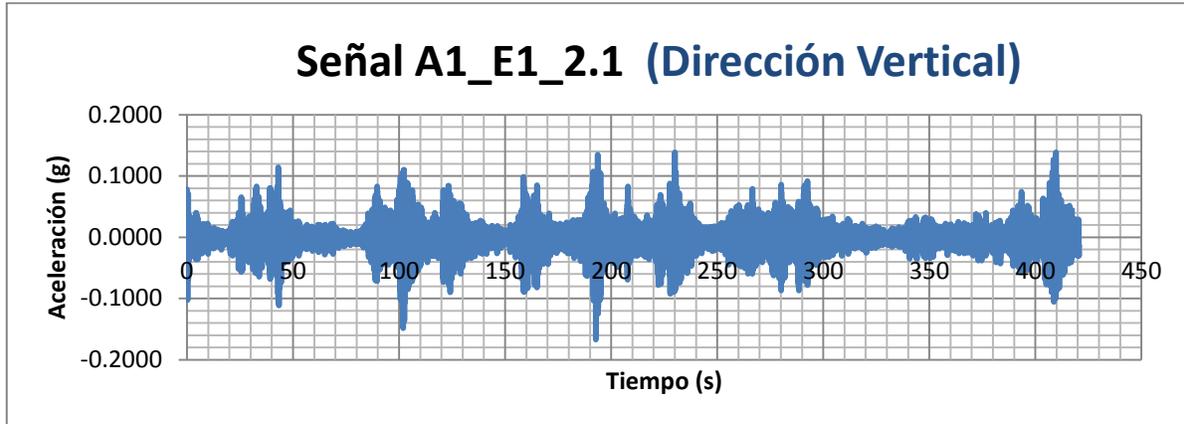
Señales Registradas por los Equipos de Medición 1 y 2

A1.- Señales registradas por el Equipo 1 (AES) en la primera medición con duración de 729.54 segundos, usando intervalos de tiempo de 0.01 segundos.



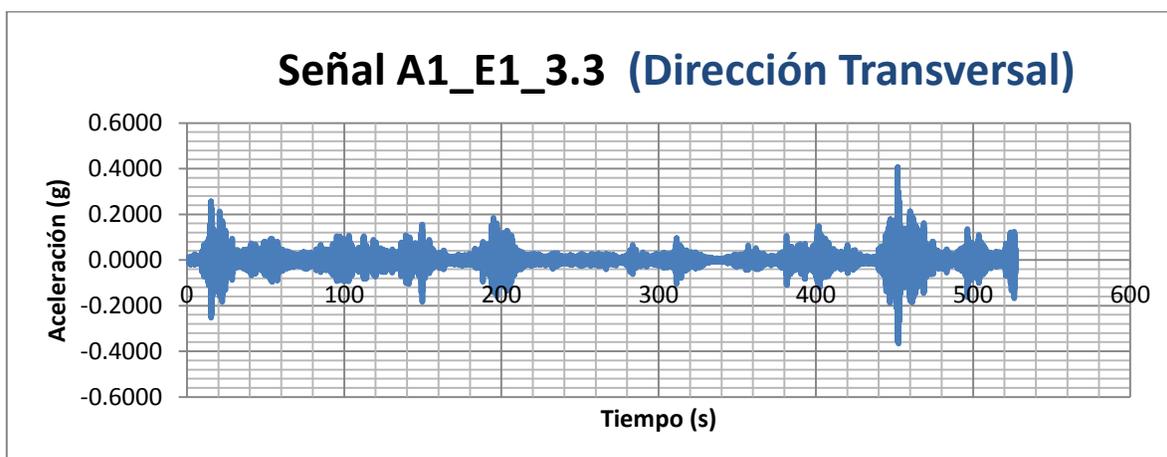
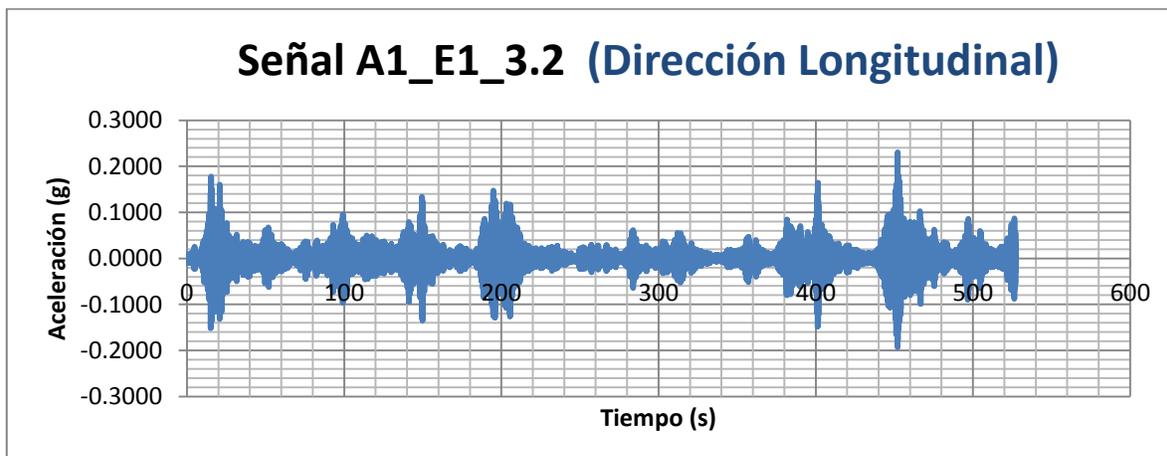
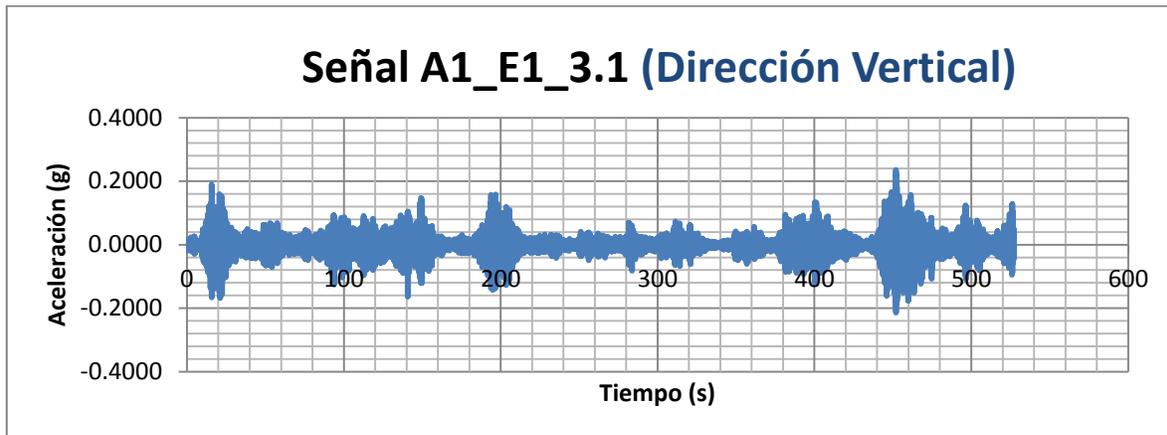


A2.- Señales registradas por el Equipo 1 (AES) en la segunda medición con duración de 420.58 segundos, usando intervalos de tiempo de 0.01 segundos.



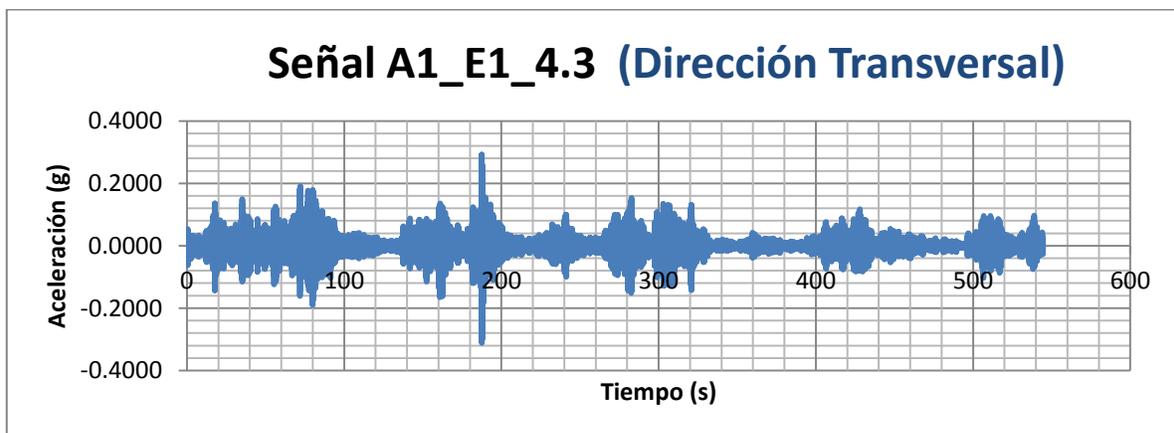
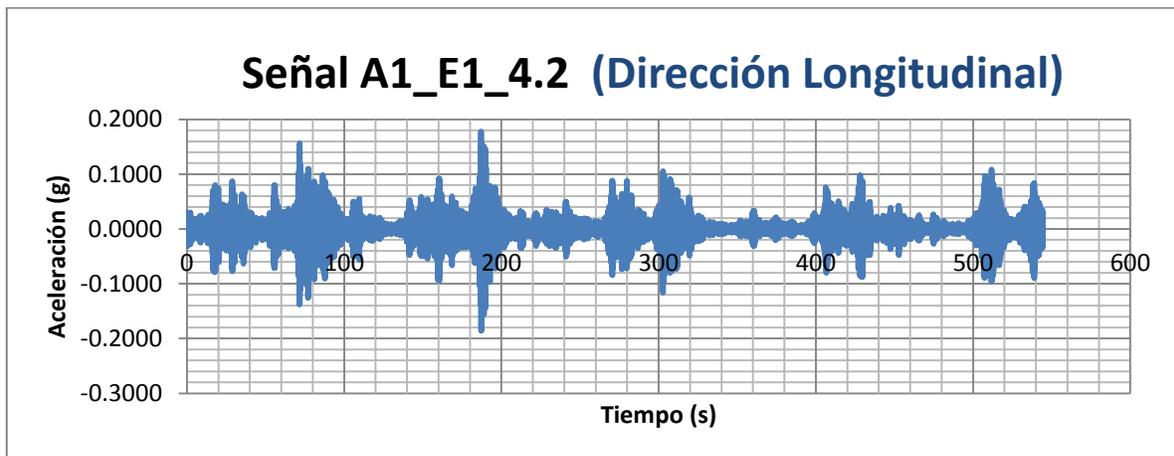
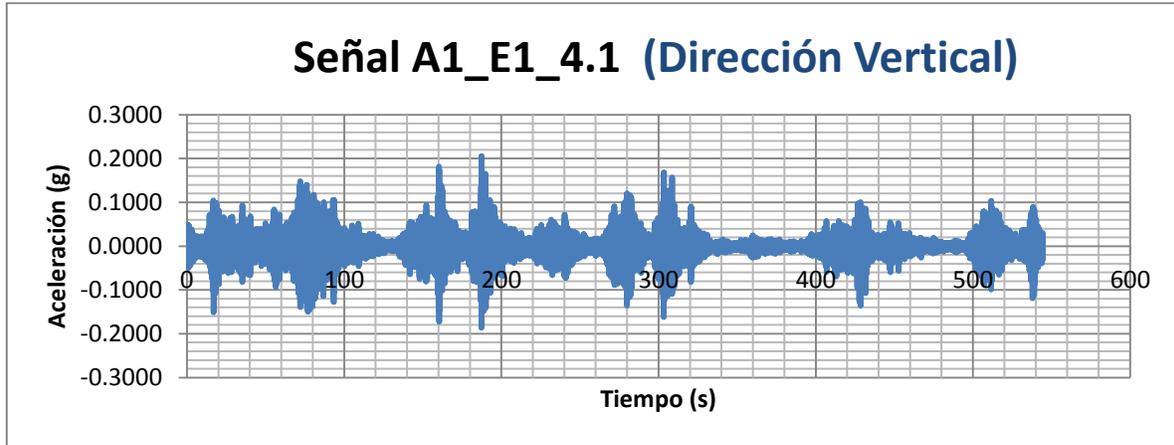


A3.- Señales registradas por el Equipo 1 (AES) en la tercera medición con duración de 527.07 segundos, usando intervalos de tiempo de 0.01 segundos.



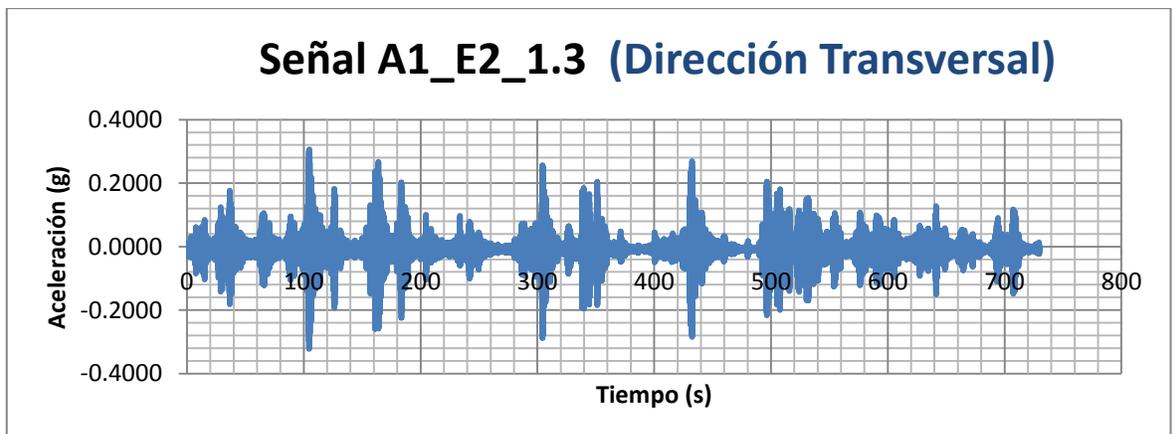
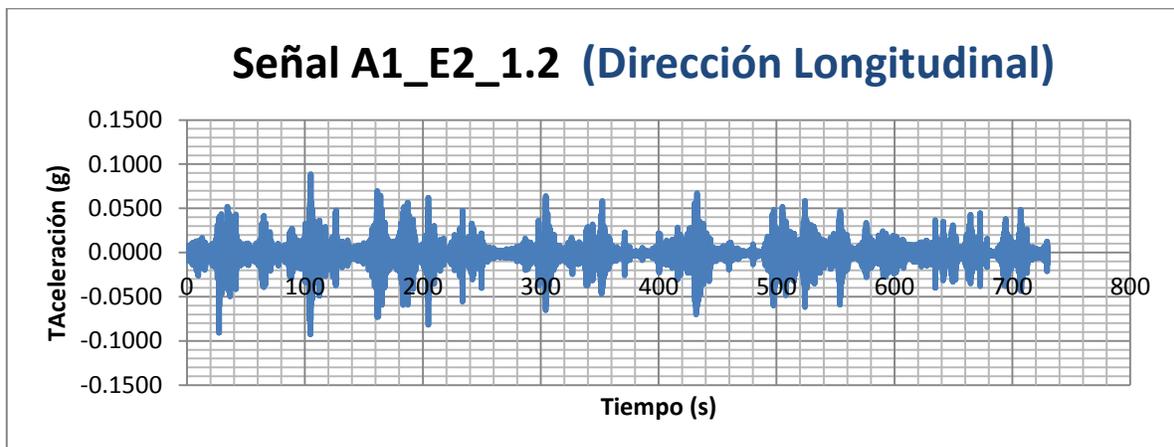
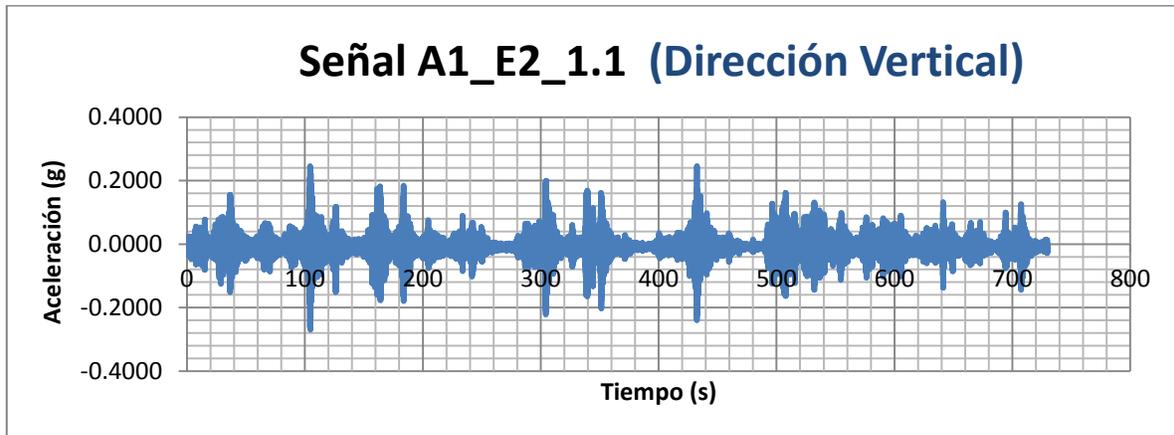


A4.- Señales registradas por el Equipo 1 (AES) en la cuarta medición con duración de 544.42 segundos, usando intervalos de tiempo de 0.01 segundos.



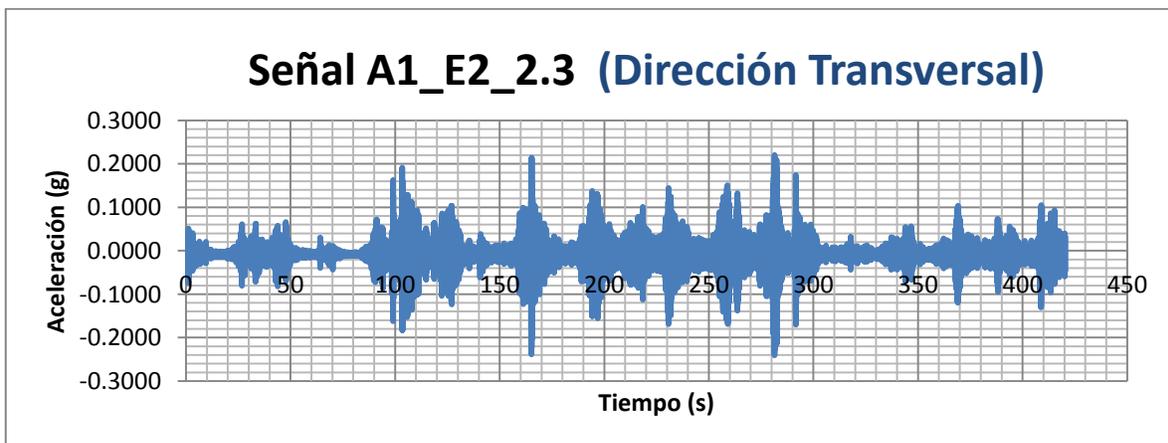
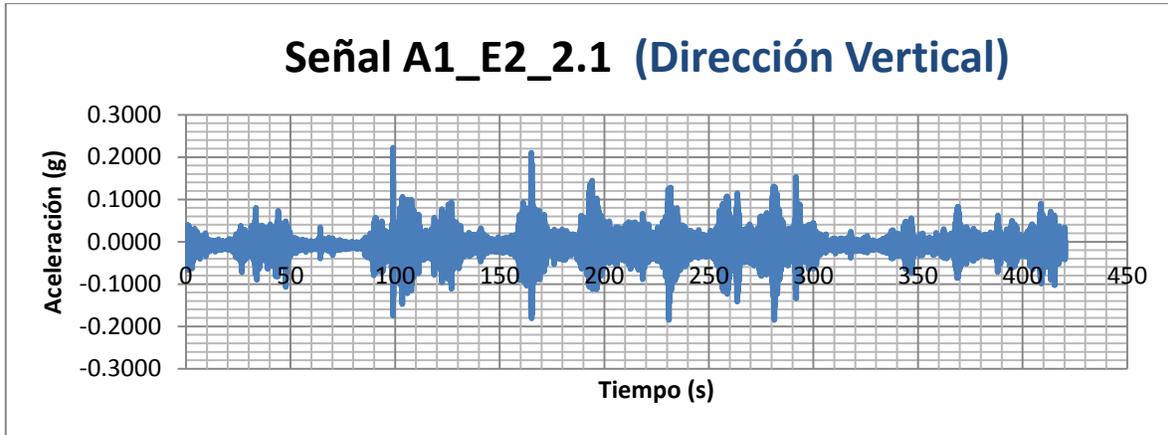


A5.- Señales registradas por el Equipo 2 (AEX) en la primera medición con duración de 729.62 segundos, usando intervalos de tiempo de 0.01 segundos.



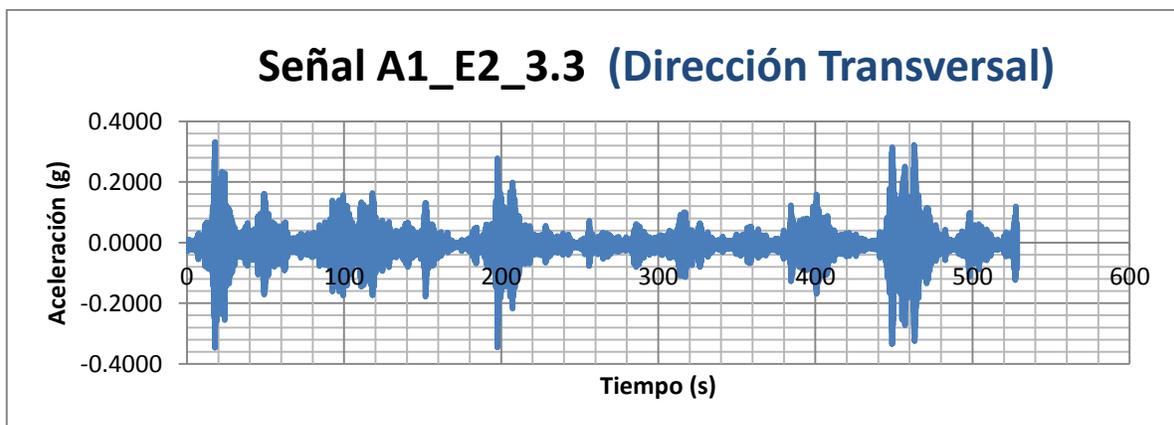
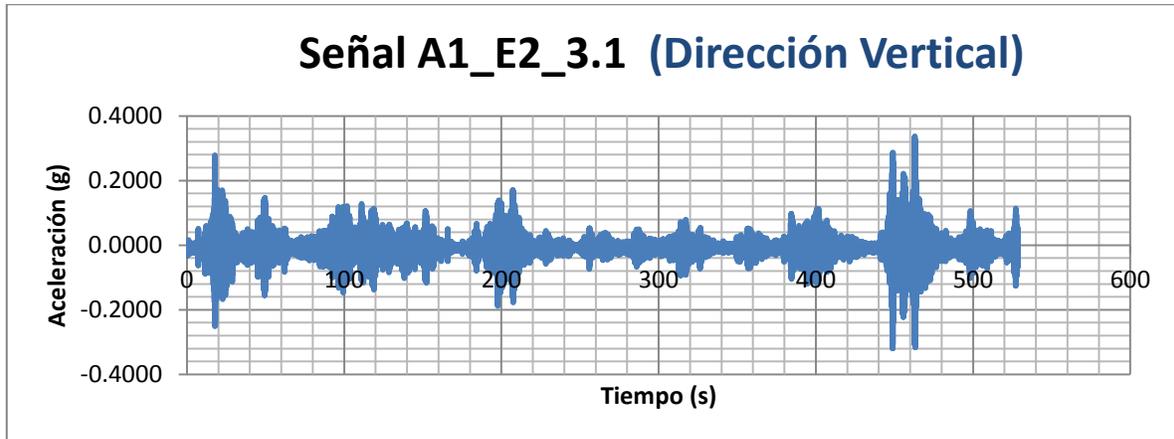


A6.- Señales registradas por el Equipo 2 (AEX) en la segunda medición con duración de 420.34 segundos, usando intervalos de tiempo de 0.01 segundos.





A7.- Señales registradas por el Equipo 2 (AEX) en la tercera medición con duración de 528.44 segundos, usando intervalos de tiempo de 0.01 segundos.





A8.- Señales registradas por el Equipo 2 (AEX) en la cuarta medición con duración de 543.60 segundos, usando intervalos de tiempo de 0.01 segundos.

