

Respuesta de Puentes Frente a Acciones Sísmicas

E. Maldonado
J.A. Canas
J.R. Casas
L.G. Pujades

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Respuesta de Puentes Frente
a Acciones Sísmicas**

E. Maldonado
J.A. Canas
J.R. Casas
L.G. Pujades

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

RESPUESTA DE PUENTES FRENTE A ACCIONES SÍSMICAS
Monografía CIMNE IS-27
© Los autores

ISBN: 84-89925-23-2
Depósito Legal: B-36343-98

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

CONTENIDO

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN

INTRODUCCIÓN	1
1. DAÑOS EN PUENTES ANTE SISMO	3
1.1. Sismo de San Fernando	4
1.2. Sismo de Loma Prieta	9
1.3. Sismo de Northridge	15
1.4. Sismo de Kobe	29
1.5. Lecciones aprendidas de los sismos	41
2. MODELACIÓN SÍSMICA DE PUENTES	45
2.1. Ecuación de movimiento	46
2.1.1. Sistemas de un grado de libertad	46
2.1.2. Sistemas de varios grados de libertad	48
2.2. Modelación en el plano	50
2.2.1. Comportamiento longitudinal	50
2.2.2. Comportamiento transversal	53
2.2.3. Ejemplos de modelaciones en el plano	55
2.3. Modelación espacial	63

2.4. Influencia del comportamiento de los elementos individuales	63
2.4.1. Diafragma	64
2.4.2. Pilas	65
2.4.3. Estribos	66
2.4.4. Terreno de acercamiento al puente	67
2.4.5. Apoyos	67
3. CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE PUENTES	69
3.1. Rigidez y amortiguamiento	69
3.2. Modos de vibración y periodos fundamentales	70
3.3. Métodos de evaluación de características dinámicas de puentes	77
3.3.1. Sistemas de identificación	77
4. MODELACIÓN DEL SISMO DE ENTRADA	81
4.1. Registros reales	82
4.2. Espectros sintéticos	83
4.3. Espectros de respuesta	84
4.4. Efecto de múltiple entradas de sismos sobre la respuesta sísmica	86
5. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES	87
5.1. Análisis dinámico con espectros de diseño	88
5.2. Análisis con fuerzas estáticas sísmicas equivalentes	91
5.3. Análisis de respuesta en el tiempo	92
5.3.1. Métodos de solución de la ecuación de movimiento de un grado de libertad	92
5.4. Análisis no lineal	92
5.5. Método de la rótula plástica dinámica	93
5.6. Combinación de máxima respuesta modal	94
5.7. Calculo de fuerzas	96
5.8. Herramientas computacionales existentes	99
REFERENCIAS	103

*Con todo cariño dedico este trabajo a todo el personal de la Unidad de
Cardiología del Hospital San Pablo.*

Esperanza Maldonado Rondón

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por la CICYT (Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología) proyecto PB96-0996, por la Commission of the European Communities, por la Subdirección General de Promoción del Conocimiento, proyecto PB96-0139-C04-03, por la Dirección General de Enseñanza Superior del Ministerio de Educación y Cultura Español, proyecto PB95-0769, por una beca MUTIS de la AECI (Agencia Española de Cooperación Iberoamericana) del primer autor y, por la colaboración de la Universidad Industrial de Santander.

El primer autor manifiesta sus mas sinceros agradecimientos al Profesor Luis Enrique García. A su vez, los autores agradecen al profesor Antonio Marí el material fotográfico cedido a este trabajo.

RESUMEN

Los puentes son estructuras, en las cuales se requiere su integridad estructural y accesibilidad, después de la ocurrencia de un sismo. Sin embargo, los numerosos daños registrados ante movimientos sísmicos han demostrado lo vulnerables que son los puentes ante la acción del sismo. Esto ha hecho tomar conciencia de la importancia de realizar estudios del comportamiento sísmico de puentes. Además, un buen estudio del comportamiento sísmico de puentes lleva al desarrollo de eficientes diseños y construcciones, y a su vez, permite la ejecución de políticas de mantenimiento y planificación de los sistemas de transporte.

Este trabajo tiene como objetivo el estudiar los aspectos más importantes involucrados en la respuesta de un puente ante la acción sísmica. Aspectos como la modelación del puente ante la acción sísmica, la determinación de las características dinámicas, la modelación de la acción del sismo y, las metodologías de análisis son presentados. Todo lo anterior sin olvidar lo aprendido de los daños registrados en los puentes ante sismos pasados.

Finalmente, esta monografía busca lograr un entendimiento, mínimo necesario, del comportamiento de un puente ante la acción del sismo, para que de esta manera se cuente con una herramienta útil para definir los parámetros que influyen en la vulnerabilidad sísmica de los puentes.

ABSTRACT

The bridges are structures in which their structural integrity and accesibility are required after the occurrence of an earthquake. However, the numerous of damages registered in the face of seismic movements have demonstrated the vulnerability of bridges in the face of the action of an earthquake. This has leaded to take conscience of the importance of carrying out studies of the seismic behavior of bridges. Also, a good study of the seismic behavior of bridges leads to the development of efficient designs and constructions, and in turn, it permits the execution of politicians of maintenance and planning of the transportation systems.

The primary objective of this work is to study the most important aspects involved in the response of a bridge in the face of the seismic action. Aspects like the modeling of the bridge in the face of the seismic action, the determination of the dynamic characteristics, the modeling of the action of the earthquake and the methodologies of analysis are presented. All the above-mentioned without forgetting the learnings from the damages registered in the bridges in the face of past earthquakes.

Finally, this monograph aims to achieve an minimum necessary understanding, of the behavior of a bridge in the face of the action of the earthquake, so we can count on a useful tool in order to define the parameters that affect in the seismic vulnerability of the bridges.

INTRODUCCIÓN

Dentro de las obras de ingeniería civil, quizá, son los puentes una de las más interesantes desde varios puntos de vista: proyecto, construcción, conservación, explotación, funcional, estético, económico, político, etc. La obra de un puente simple constituye un acontecimiento social, pues viene a resolver un problema determinado con una importante repercusión social, política y económica. Podríamos indicar innumerables ejemplos de como pequeños puentes han venido a resolver grandes problemas. Nos basta para ello, mirar a nuestro alrededor para darnos cuenta de su importancia (MOPU, 1991).

Sin embargo, a lo largo de los años la actividad sísmica ha demostrado que los puentes son estructuras muy vulnerables. Sismos como los de San Fernando de 1971, registraron significativos daños en los puentes, y mostraron la necesidad de iniciar estudios en el campo del comportamiento sísmico de puentes y con ello se inició la reglamentación.

Sismos más recientes como los de Loma Prieta de 1989, Northridge de 1994 y, el sismo de Kobe de 1995, continúan enseñándonos cada vez más las consecuencias que pueden tener las acciones sísmicas en los puentes. Con los daños presentados en las diferentes tipologías de puentes, surgen inquietudes en el campo del estudio del comportamiento sísmico de estas estructuras. Dejando evidencia de la necesidad de seguir estudiando y profundizando cada vez más en el tema.

Otro punto por resaltar es como muchos de los aspectos involucrados en los nuevos códigos de puentes corresponden al resultado de trabajos experimentales y analíticos, desarrollados después del sismo de San Fernando de 1971, sin embargo, muchas de las normativas tienen su origen en estudios de edificaciones y es de destacar la diferencia que pueden, y de hecho presentan, los puentes en comparación con las edificaciones en la respuesta ante movimientos sísmicos del terreno (Barenberg, 1988).

Por lo anterior es conveniente desarrollar estudios en el campo del “*Comportamiento sísmico de puentes*”, para que ello sea la base de numerosos estudios que parten de él. Esta monografía tiene como finalidad el estudiar los diferentes aspectos que se involucran en el momento de analizar la respuesta del puente frente a la acción sísmica. Por esta razón se inicia con un estudio de las lecciones aprendidas de los daños registrados por sismos como los de San Fernando, Loma Prieta, Northridge y Kobe.

Continuando con cuatro capítulos más, donde se estudian los diferentes aspectos que se deben tener en cuenta en el estudio de la respuesta del puente ante la acción del sismo. Es así como en el segundo capítulo, se presentan diferentes formas de modelar el puente ante la acción sísmica, anexando ejemplos para algunos de los casos y, a su vez, comentando los diferentes aspectos que involucra cada modelo.

En el tercer capítulo, se estudia el cálculo de las propiedades dinámicas de la estructura, mostrando algunos ejemplos de los períodos y modos de vibración de algunos puentes. En esta apartado se discute, a su vez, la influencia en la respuesta de la caracterización dinámica de los elementos del puente.

La modelación de la acción sísmica se presenta, en forma muy resumida, en un cuarto capítulo.

Finalmente esta monografía concluye con un compendio de diferentes procedimientos de análisis de la respuesta del puente frente al sismo. Se adjunta ejemplos de respuesta a nivel de desplazamientos y fuerzas para algunos de los puentes ya estudiados en capítulos anteriores.

A lo largo de los diferentes capítulos de esta monografía, algunos puentes tipos fueron escogidos como ejemplos para ilustrar en su respectivo apartado el tema de interés. Dos de estos puentes son llevados hasta nivel de respuesta en el último capítulo.

Capítulo 1

DAÑOS EN PUENTES ANTE SISMO

Generalmente se reconoce que la mayoría de los grandes daños, por efectos de los sismos, son la interrupción de las redes de comunicación y de otros sistemas de líneas vitales ; de hecho, este tipo de daño puede tener directa o indirectamente consecuencias de gran importancia económica y social. Estas consecuencias pueden llegar no solamente a ser dramáticas en el momento de la emergencia, sino también a lo largo de meses o años después del sismo.

Para este propósito, es esencial que la seguridad de las redes de líneas vitales bajo la acción de un sismo sea convenientemente alta. Los puentes para carreteras, los cuales son estructuras esenciales de una red y que a su vez representan frecuentemente sus elementos más vulnerables, deben también ser lo más seguros posible. La evidencia de esto lo demuestran los sismos ocurridos en los Estados Unidos (San Fernando en 1971, Loma Prieta en 1989, y más recientemente el de Northridge en 1994) y en Japón (Kobe en 1995) ; donde pasado el terremoto los daños a nivel de puentes fueron importantes, dignos de ser tomados como motivo de estudio y punto de reflexión en decisiones futuras.

A partir del sismo de San Fernando en 1971, la sociedad científica tomó consciencia de la importancia del efecto sísmico en el diseño y en la construcción de estructuras como los puentes. Los daños observados en los puentes mostraron la importancia de ser tenidos en cuenta como estructuras especiales ante el sismo y con

ello surgió la reglamentación sísmica en puentes. Los sismos siguientes, Loma Prieta, Northridge y Kobe, han continuado mostrando la importancia de seguir estudiando el comportamiento sísmico de los puentes.

Ante todo lo anterior, este capítulo pretende presentar los aspectos relevantes de cada uno de los cuatro sismos mencionados, señalando los daños más importantes producidos por cada uno de ellos y reflexionando, en algunos de ellos, en la posible causa de falla. Con todo queremos mostrar la capacidad de aprender de lo ocurrido para ir siempre por el camino del mejoramiento en todos los aspectos que involucra ofrecer estructuras más resistentes a sismos futuros.

1.1. SISMO DE SAN FERNANDO

El sismo de San Fernando, ocurrido el 9 de febrero de 1971, tuvo su epicentro en las montañas de San Gabriel (California), con una duración de 12 segundos y una magnitud de 6.4 en la escala de Richter. El epicentro del sismo de San Fernando se ubicó muy próximo a cuatro rutas carreteables, donde se localizan numerosos puentes, especialmente sobre dos grandes intercambiadores viales. Aproximadamente 62 puentes sufrieron daños, desde pequeñas fisuras hasta el colapso total. Cuarenta y ocho de estos puentes estaban localizados en el área de San Fernando, sobre las rutas 5, 201 y 405. Obsérvese en la figura 1.1. el trazado de las rutas (National Oceanic and Atmospheric Administration, 1973).

Alrededor del 25% de los 62 puentes sufrieron severos daños y algunos colapso total. El 50% padecieron daños moderados, en tanto que el restante 25% presentaron relativamente pequeños daños. Cinco puentes se debieron reparar completamente, dos de los cuales colapsaron completamente y los otros tres en forma parcial.

Los daños fueron significativos en el intercambiador ruta 210/5, el cual constaba de quince estructuras, todas sufrieron algún tipo de daño, desde pequeño hasta el colapso. Dicho intercambiador está situado sobre sedimentos granulares gruesos consolidados, cubierto por un aluvión de baja densidad, lo cual contribuyó a la gran cantidad de fallas en este intercambiador.

Los daños sobre el intercambiador de las carreteras 14/5, localizado al Noroeste del intercambiador de rutas 210/5, no fueron muy graves. Este proyecto consistía de diez y siete puentes, de los cuales la mayoría estaban en construcción cuando el sismo ocurrió. Los daños más severos ocurrieron sobre el cruce del conector Sur, donde una estructura de dos luces de este viaducto de 9 luces se desprendió en sus partes articuladas y colapso. El resto de la estructura sufrió daños moderados.

Sobre la ruta 210, extendiéndose hasta su intersección con la ruta 5, los daños en los puentes fueron moderados, limitándose a fisuras en las columnas y estribos.

Sobre la ruta 405, un puente colapso completamente, y en otras dos estructuras se presentaron daños moderados.

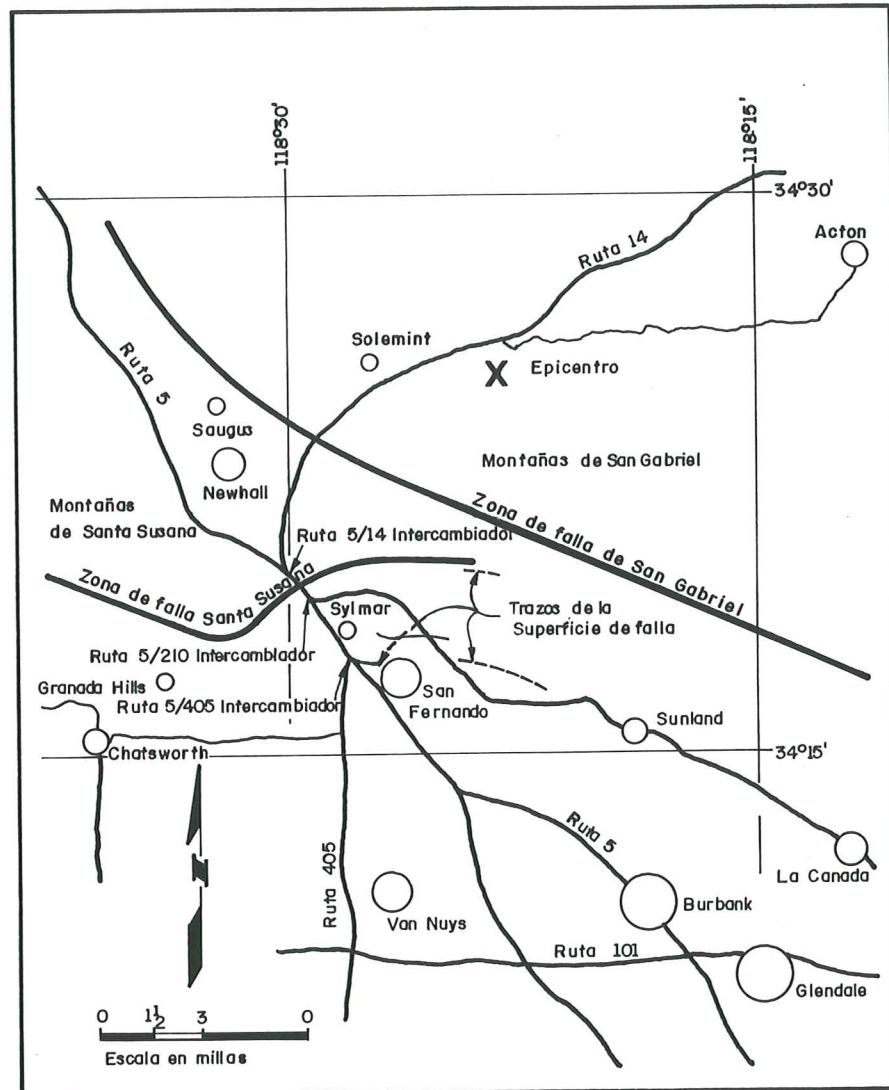


Figura 1.1. Red vial en el área de San Fernando.

Los daños en el Este de la ruta 14 del intercambiador 14/5 consistieron en : agrietamiento de los estribos, averías en las articulaciones y falla por punzonamiento en el cabezal de las pilas. Nueve puentes resultaron dañados en esta ruta.

A continuación se describen, en forma resumida, los daños que se presentaron en algunos de los puentes afectados por la acción del sismo (National Oceanic and Atmospheric Administration, 1973).

Puente Elevado, Separador Ruta 210/5. Se trata de un puente curvo de concreto reforzado en vigas cajón, con una longitud de 235 m y un radio de 244 m. Su estructura consta de 7 luces con una articulación en el tercer tramo. Soportado por columnas de 1,2 m por 1,8 m. Las pilas 2 y 3 descansando sobre cimientos anchos y las otras sobre pilotes de 1,8 m de diámetro.

La falla se presentó en las bases de las columnas, la superestructura completa se vino abajo, saliéndose de la curva, rompiéndose en varios pedazos después del impacto con el suelo. Como resultado de la inspección realizada inmediatamente después del sismo, se comprobó que hubo grandes desplazamientos horizontales de la estructura, previos al colapso.

Los muros de los estribos, a pesar de que contaban con restricciones a movimientos laterales, fueron afectados gravemente al ser empujados hacia afuera, balanceándose la estructura de un lado a otro. En el primer estribo, el colapso fue inmediato.

La parte superior de los cabezales de las pilas 2 y 3, entraron en tensión, debido a una gran fuerza de volcamiento producida por la masa de la superestructura, este efecto se hizo más crítico dada la ausencia de suficiente refuerzo a tensión. Un agrietamiento progresivo a lo largo del plano de debilidad en el hierro vertical de las columnas, causó una falla paralela.

En las pilas 4, 5, 6 y 7, había más refuerzo y mayor longitud de anclaje en los pilotes, sin embargo fueron arrancados completamente del cabezal de los pilotes, quedando el hormigón reducido a escombros.

Una de las causas que más contribuyó a las grandes amplitudes en los movimientos transversales de la superestructura, fue la discontinuidad causada por la articulación en la tercera luz. Esto y la falla del refuerzo de las columnas, fueron probablemente, las principales causas del colapso. A pesar de que un tipo especial de hormigón se había usado en la junta, para limitar el desplazamiento transversal, la restricción al movimiento longitudinal no se consideró. En este tipo de estructuras, se deben garantizar restricciones tanto transversales como longitudinales para darles estabilidad.

San Fernando Road Overhead. Construido originalmente en 1955, con múltiples luces en vigas cajón de hormigón armado, interrumpidas con una luz en vigas de acero, debió ampliarse con una estructura similar, con la diferencia de que se usaron vigas prefabricadas pretensadas.

El principal daño, se presentó con el colapso de la luz en vigas de acero. Las vigas de acero, las cuales estaban apoyadas en barras, proyectando sus extremos en una longitud de 0,40 m sobre el apoyo, se cortaron y colapsaron. Las vigas pretensadas en la misma luz, se hallaban apoyadas en una mayor longitud, 0,66 m, y esto permitió que permanecieran en su sitio sin presentar daño grave.

Las columnas de 0,90 por 1,20 m, se dañaron a diferentes alturas a lo largo de la estructura, por tanto, el refuerzo transversal se hizo insuficiente para resistir los altos esfuerzos a los cuales se vio sometido el hormigón.

El terreno, en los alrededores de las columnas, evidenció movimientos de éstas. Se descubrió la cimentación, y se hallaron zonas afectadas en la parte superior de los pilotes.

Route 5 (Truck Lane) / 405 Separation. Es un puente de dos luces continuas, de 54 m cada una en vigas cajón pretensadas. Con pilas formadas por columnas de 1,20 por 1,50 m apoyadas sobre cimientos anchos. Los estribos también sobre cimentación ensanchadas, y con una junta deslizante entre la cimentación y el muro, para permitir dilatación por temperatura.

Una acción violenta del mismo, fue tolerada completamente en un período lo suficientemente largo, hasta reducir totalmente las columnas a escombros, causando el colapso de la superestructura y el rompimiento en ambos lados de las pilas.

El refuerzo transversal en las columnas fue insuficiente para confinar el hormigón, sin embargo, el grado de daño al cual llegaron, demuestra claramente que las fuerzas producidas por el sismo, excedieron las consideradas en el diseño.

San Fernando Road Overhead. Estructura pretensada, construida en sitio, con dos luces continuas de 37 m, soportadas por columnas simples de 0,90 por 2,10 m. La cimentación de los estribos y columnas, la constituye un sistema de pilotes.

Este puente, localizado en el intercambiador rutas 210/5, sufrió algún tipo de daños sin llegar al colapso.

En la base de las columnas, el hormigón se redujo a escombros y el acero se dobló. Aquí, nuevamente el refuerzo transversal y su espaciamiento fue inadecuado, al no producir un buen confinamiento del hormigón y al no prevenir el encorvamiento de las varillas.

La cimentación fue examinada, no encontrándose daños en ella ni en los pilotes.

Northest Connector Overcrossing. Puente localizado en el intercambiador rutas 210/5. Conformado por cuatro luces de 21 a 55 m de longitud, en vigas de hormigón armado. Es curvo con un trazado no recto de sus pilas. Soportado por columnas octogonales, apoyadas a su vez sobre pilotes. Con conexiones articuladas en la unión columna-pila.

Los estribos apoyados en almohadillas de neopreno, y sobre cimentación ensanchada. La superestructura de este puente se vió sometida a un desplazamiento rotacional, el cual fue grande debido a la caída de uno de los estribos. Esta rotación fue común en otras estructuras de alineamiento curvo, sin llegar a alcanzar la magnitud ocurrida en este puente.

La parte superior de las columnas en las pilas 2 y 4 fueron seriamente destrozadas. La columna en la pila 3, sufrió solamente un resquebrajamiento pequeño, dada su cercana ubicación al centro de rotación de la estructura.

Northbound Truck Route Undercrossing. Es un puente con alineamiento curvo, formado de tres luces en vigas cajón de hormigón armado. Está soportado en columnas, los cuales a su vez descansan en cimientos anchos. Los estribos contaban con apoyos articulados y con cimentación ancha.

En similitud con otros puentes curvos, experimentó un desplazamiento rotacional, aunque la magnitud en él fue relativamente pequeña, debido a la articulación en los estribos, la cual garantizó restricción al desplazamiento, cosa que no ocurre con las almohadillas de neopreno, que no suministran impedimento alguno.

Los extremos de las columnas resultaron severamente dañados y en los estribos aparecieron grietas en las esquinas. La superestructura y la cimentación, no sufrieron daños.

Foothill Boulevard Undercrossing. Es una estructura compuesta por un par de puentes. Cada uno curvo, con cuatro luces, soportado sobre columnas octagonales.

Las columnas en las pilas 2 y 4 se encontraban articuladas en sus extremos inferiores, mientras que en la pila 3, las columnas estaban fijas. Todas las pilas del puente de la derecha y la pila 3 del de la izquierda, se apoyaban sobre cimientos anchos, las otras sobre pilotes.

Lo mismo que otras estructuras curvas, también se desplazó rotacionalmente.

Tres de las columnas de la pila 3 del puente derecho, se fracturaron severamente, al ser inadecuado el refuerzo horizontal, para resistir el elevado esfuerzo cortante y las grandes fuerzas a las cuales se vieron sometidas las columnas durante el sismo.

Las columnas de las pilas 2 y 4, quedaron relativamente libres de daño, lo cual es teóricamente inconsistente con los deterioros debidos a la rotación, puesto que se esperaba mayor rotación en las columnas extremas. Sin embargo, la conexión articulada en la parte inferior de las columnas, pudo haber influido lo suficiente para prevenir cualquier daño.

En el puente izquierdo, los daños se localizaron sobre el tope de las columnas de la pila 4. El hormigón se resquebrajó notablemente, aunque los daños no fueron tan severos como en la estructura de la derecha.

South Connector Overcrossing. Es una estructura tipo rampa, de 411 m localizada en el intercambiador de las rutas 14/5. Estaba completamente terminada en el momento del sismo.

La superestructura, de alineamiento curvo, la conformaban dos tramos de luces continuas en hormigón pretensado, articulados en sus extremos, los cuales descansaban sobre los bordes de secciones en voladizo. Las dos luces se apoyaban en columnas de 1,8 por 3,0 m, las cuales a su vez se extendían sobre pilotes, configurando de esta forma, una estructura de nueve luces. Las columnas contaban con alturas de 43 m aproximadamente, con buen empalme de las varillas en los pilotes.

El movimiento sísmico produjo una abertura en la superestructura, a nivel de la articulación en la cuarta luz, la cual causó la falla de dicha luz y el consecuente golpe sobre las columnas de las pilas 3 y 5, destrozándolas, al igual que el extremo de la tercera luz.

Las discontinuidades causadas por las articulaciones en las luces 3, 4, 6, y 8, crearon puntos de giro, haciendo la estructura más susceptible a grandes deflexiones laterales. La columna de la pila 4, quedó bajo la losa de la cuarta luz de la superestructura, siendo esta la primer luz en fallar y dado el golpe, se produjo el daño sobre la columna. Dicha columna se rompió claramente, a lo largo de un plano creado por el refuerzo vertical.

El colapso de las demás columnas, ocurrió a nivel del terreno, aproximadamente 1,80 m alrededor de la junta de construcción, entre el tope del pilote y la parte inferior de la columna. El hormigón en la parte comprimida se desintegró en pequeñas piezas y las varillas se doblaron. En la parte a tensión, el refuerzo se alargó, rompiéndose una quinta parte del total.

Gavin Canyon. Muchos daños se limitaron a las juntas de expansión, consistentes preliminarmente a pequeños agrietamientos del hormigón cercano a los extremos agudos de la porción de soporte de las articulaciones. Las juntas de expansión fueron desplazadas transversalmente y el daño en las articulaciones indicaron un movimiento longitudinal durante el sismo. Asentamiento del puente, particularmente en el extremo este, se notificó después del sismo (Buckle, 1994).

1.2. SISMO DE LOMA PRIETA

El sismo de Loma Prieta, ocurrido en octubre de 1989, se ubicó cerca de tres grandes y modernas ciudades : San José, San Francisco y Oakland. Su nombre se debe a la cercanía de la zona de falla con altos puntos topográficos. La ruptura de la falla, penetró alrededor de cuatro millas por debajo de la superficie del suelo, sin llegar a romperla totalmente.

Su mayor impacto incidió sobre las ciudades del Sur, San Francisco y Oakland. Dos de los más dramáticos impactos del sismo fueron la falla del viaducto de Cypress y la luz de enlace del puente San Francisco - Oakland, a 96 km. del epicentro.

Alrededor del 1.300 edificaciones, resultaron destrozadas y, 20.000 con algún tipo de daño. Mas de 3.500 empresas se dañaron y 400 resultaron destrozadas, 18 puentes fueron cerrados al tráfico después del sismo. Cuarenta y una personas murieron como consecuencia del colapso del viaducto Cypress y otra falleció en un accidente de tránsito, en el puente de la Bahía, momentos después del sismo (Benuska, 1990).

El impacto del sismo, no se limitó sólo a las pérdidas en vidas y los daños directos ; esto se evidenció en el caso del puente de la Bahía, principal conexión

entre San Francisco y el Este de la misma, el cual se mantuvo cerrado al tráfico durante un mes.

El sismo de Loma Prieta no era inesperado. Ocurrió cerca a la falla de San Andrés, previamente reconocida como de un alto potencial para sismos de una magnitud entre 6,5 y 7,0 con un 30% de probabilidad de ocurrencia, en un período de 30 años a partir de 1988.

Existen 1500 puentes dentro del sistema carretable de las cinco ciudades, Alameda, San Francisco, San Benito, Santa Clara y Santa Cruz, área en la cual se registro el mayor número de puentes afectados. De estos, más de 80 sufrieron daños menores, 10 fueron cerrados, 3 de los cuales colapsaron en una o mas luces (Benuska, 1990).

La mayoría de los puentes aquejados en este sismo, se construyeron antes de 1971, anterior a las recomendaciones surgidas a raíz del sismo de San Fernando en 1971.

Los mayores daños a nivel de puentes durante el sismo de Loma Prieta, se registraron en las estructuras mas viejas y cimentadas sobre suelos malos. A continuación se comentan, los principales daños sufridos por algunos puentes durante el sismo de Loma Prieta :

Puente de la Bahía. El diseño del puente de San Francisco a Oakland, fue determinado en 1933 y su construcción finalizó en 1936. Consiste de dos secciones : un cruce Oeste, desde San Francisco hasta la isla Yerbabuena y un cruce Este, desde la isla Yerbabuena hasta Oakland, ver figuras 1.2. y 1.3. La distancia total de alineamiento, desde el anclaje en San Francisco en la sección Oeste, hasta la pila E39 en la parte este, es de 7 km.

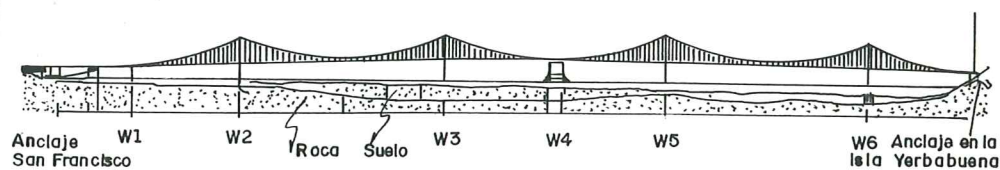


Figura 1.2. Sección Este del puente de San Francisco-Oakland, (Benuska, 1990).

Obedece a un diseño de doble losa, en el cual la superior cuenta con cinco líneas de tráfico en la dirección occidental, y la losa baja con cinco carriles en la dirección oriental. La losa inferior, fue diseñada inicialmente para tren.

El cruce Oeste, consiste de estructuras gemelas colgantes, de 3 km. de longitud. Cimentada en su totalidad sobre roca.

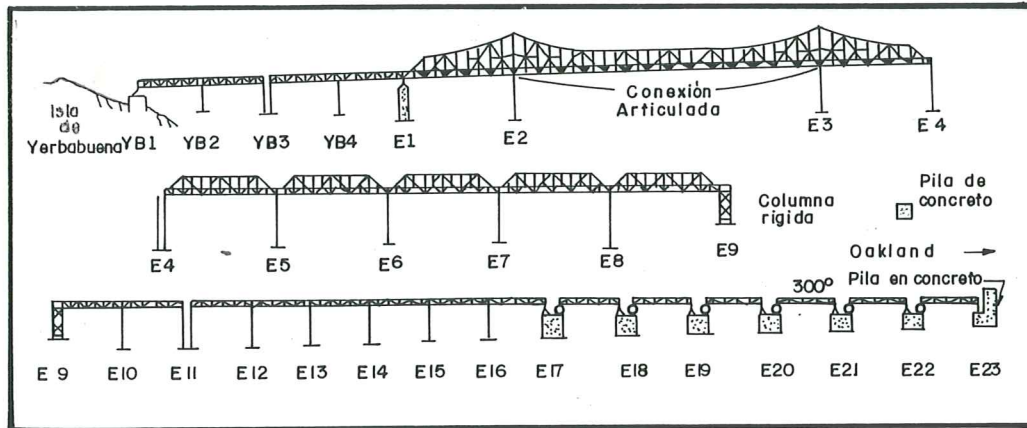


Figura 1.3. Sección Oeste del puente de San Francisco-Oakland, (Benuska, 1990).

El cruce Este, lo conforman : cuatro pequeñas luces en cerchas simples sobre la isla Yerbabuena, una larga estructura cercha ménsula, cinco luces en cerchas simples altas, catorce pequeñas luces en cerchas simples y un número de sistemas de losas simples que usan vigas de acero y hormigón ; soportadas sobre pilas de hormigón transversales. Tiene una longitud total de 34 Km.

Dado el poco conocimiento de la época, sobre reglamentaciones sísmicas para su diseño y construcción, el puente fue diseñado para una aceleración sísmica de 0.1 g, según el nivel especificado en 1939 por el Uniform Building Code para construcciones.

El principal daño sísmico del puente, fue la falla de los extremos de las luces superior e inferior, en la pila E9. Este se cerró por espacio de un mes, durante la reparación. Los extremos de las luces superior e inferior, de 15 m de longitud, cayeron al fallar los pernos que conectaban la pila y la cercha del Este. Otras luces en la pila E23, estuvieron cerca a fallar en forma similar. Las conexiones en las pilas E18-E23, también fallaron. El hormigón del pedestal base de la pila E17, se agrietó, cuando la pila se balanceó de un lado a otro.

Los extremos de las luces de enlace de los dos tipos de cerchas, sobre cada lado de la pila E9, estaban soportados sobre una junta de expansión, de 0,15 m de ancho por 0,12 m de largo, en el lado Este se rompió, el soporte quedó libre, y la luz se desgarró junto con él, produciéndose grandes desplazamientos, 0,12 m hacia su lado, en el apoyo.

Como resultado, las luces giraron hacia abajo debido a la gravedad, cayendo la luz superior sobre la inferior. Esto golpeó una caja eléctrica y se vino el resto sobre el Este de la conexión cercha-pila, ver figura 1.4.

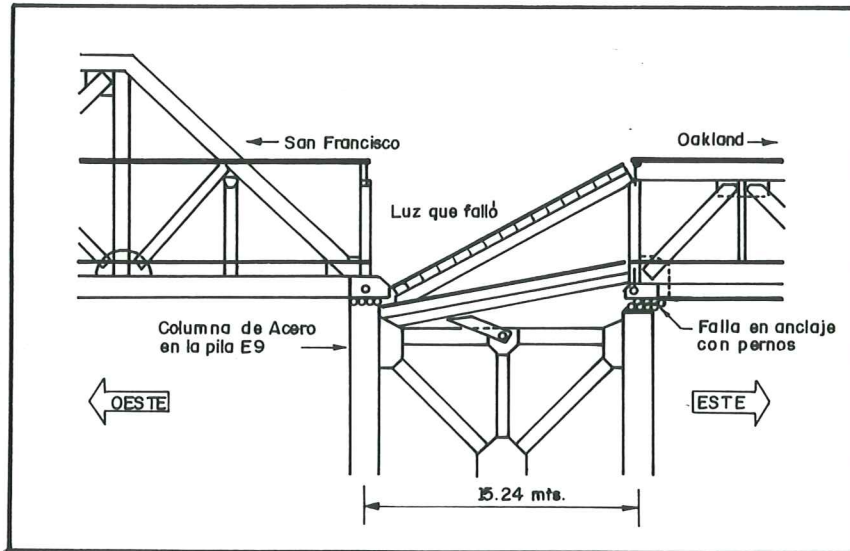


Figura 1.4. Detalle de la falla en la luz de enlace en el puente de la Bahía, (Benuska, 1990).

Viaducto de Cypress Street. EL viaducto de Cypress, fue la primera estructura de paso de doble losa continua, diseñada en California, cuyo diseño fue utilizado nuevamente en viaductos de San Francisco. Cada losa del viaducto, consta de cuatro líneas de tráfico. Durante el sismo de Loma Prieta, una gran porción del viaducto colapso.

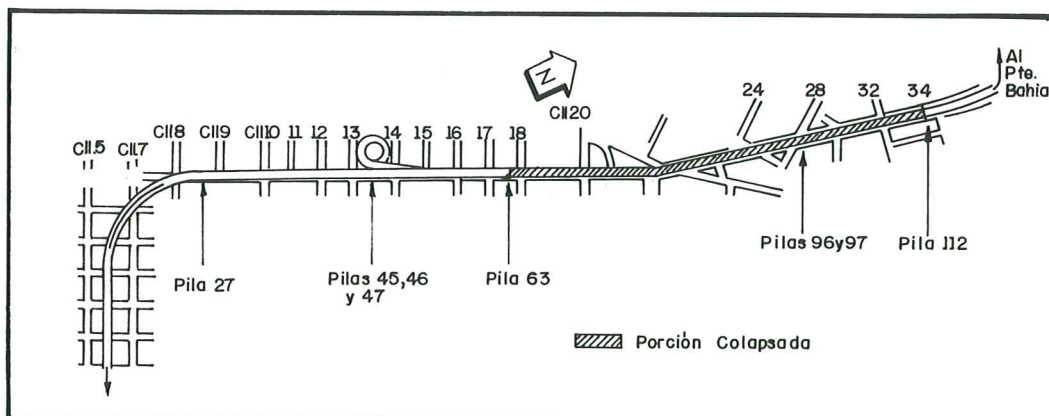


Figura 1.5. Vista en planta del Viaducto Cypress Street, (Benuska, 1990).

El Departamento de Transportes de California, CALTRANS, empezó preliminarmente, diseñando el viaducto en 1949, su construcción fue emprendida en 1957, época en la cual, poco se conocía acerca del diseño sísmico de estructuras de hormigón armado. Este hecho lo llevó a ser significativo. El viaducto Cypress, es una estructura de hormigón armado, con algunos pretensionamientos y con dos niveles de calzadas, elevadas en vigas cajón, soportadas por una serie de 83 pilas en dos niveles. Cuarenta y nueve pilas colapsaron durante el sismo del 17 de octubre, desde la número 63 hasta la 112, ver figura 1.5, con excepción de las pilas 96 y 97, las cuales permanecieron estables.

Restricciones longitudinales fueron instaladas en 1977 en todas las juntas transversales, en las vigas cajón de la superestructura del puente, para de esta forma, garantizar continuidad. Las dos terceras partes de la sección Norte del viaducto colapsaron, representando la mayor porción dañada. La falla ocurrió, en la parte baja de la unión columna viga, en ambos lados de la pila, inicializada en las columnas cortas, alrededor del tope de la losa inferior. La junta columna-vigas superior, falló en algunos casos, pero en otros, solo presentó fisuramientos. Además, todos los daños en la junta superior, mostraron ser el producto del colapso de la losa superior sobre la inferior.

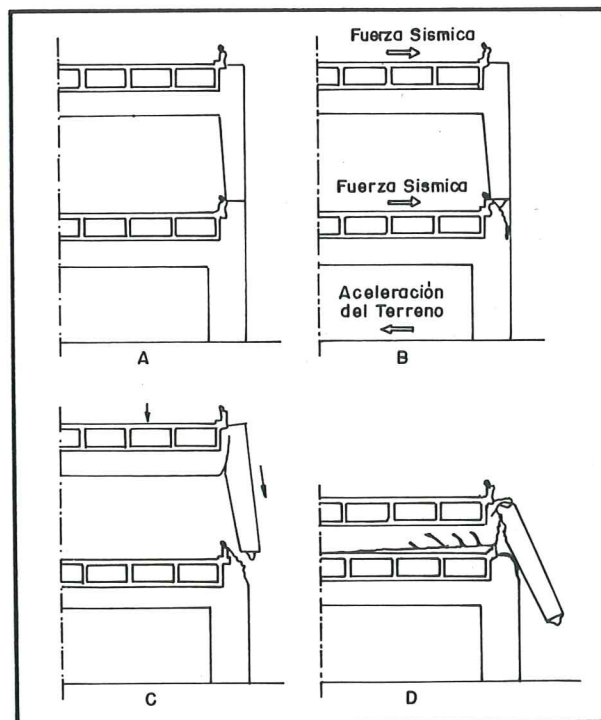


Figura 1.6. Secuencia de ocurrencia de la falla típica en el Viaducto Cypress Street, (Benuska, 1990).

El modo de falla más común es el mecanismo que empezó con una grieta diagonal en la junta inferior columna-viga, siguiéndole el desarrollo de un plano de debilidad en la junta. Luego, las fuerzas sísmicas y de gravedad, empujaron la columna superior hacia abajo, desprendiéndose de la junta y dando como resultado final el colapso de la losa superior. Muchos de los daños en las columnas superiores, capas de rodamiento y vigas, fueron causados por el impacto de la losa de arriba sobre la baja, ver figura 1.6.

Viaductos de San Francisco. EL sismo de Loma Prieta, significó para los viaductos de San Francisco, un sismo de pequeño a moderado. Estos viaductos : Embarcadero, viaducto separador terminal, viaducto central, viaducto China Basin, viaducto Meridional y el viaducto Alemany, fueron todos construidos con la misma tecnología usada para el Cypress.

Todas estas estructuras, exceptuando al viaducto Alemany, sufrieron daños durante el sismo y en consecuencia fueron cerrados al tráfico.

Los viaductos de San Francisco, están compuestos de pilas con columnas múltiples y simples, típicamente con dos hileras y un máximo de hasta tres, con estructuras que soportan dos niveles de carriles.

El sistema de resistencia lateral en las pilas con múltiples columnas consistía de pórticos portal simples, con bases articuladas.

El refuerzo en las columnas y en las vigas de hormigón armado, mostraron el pobre detalle dado por las corrientes estándar y la carencia a nivel profesional de conocimiento acerca del comportamiento de los elementos de hormigón, ante la respuesta inelástica.

El daño en los viaductos individuales, varía e incluye agrietamiento por cortante en las columnas, vigas y juntas, agrietamiento por torsión en las vigas salientes de las pilas, fallas en los anclajes de las vigas de hormigón armado, y falla del refuerzo al corte. Varios patrones de grietas, fueron similares a aquellos observados en las partes dañadas del viaducto Cypress.

Puente Sough Struve. Está localizado sobre los pasos de gran tráfico en California, entre Watsonville y Santa Cruz, y consiste de estructuras lado por lado construidas en 1964. Una estructura transporta el tráfico del extremo Norte y la otra el del extremo Sur. Las estructuras típicas construidas en ese tiempo, eran en vigas T de hormigón armado, soportadas sobre pilas. Con tres juntas de expansión en la longitud de cada estructura, divididas cada estructura en cuatro segmentos.

Estas estructuras estaban soportadas a lo largo de su longitud por veinte y dos pilas y estribos monolíticos en los extremos. Cada pila consistió de pilotes. Cada pilote se alargaba con columnas de hormigón armado.

A consecuencia del sismo, estas estructuras experimentaron sacudimientos extremadamente fuertes, los cuales llevaron al colapso del centro de los dos segmentos de cada estructura.

Los pilotes extendidos por columnas dentro del centro de los dos segmentos, presentaron grietas severas, doblamiento del refuerzo longitudinal y fracturamiento del hormigón armado confinado.

Varias columnas sufrieron cortes en la zona de unión con las vigas transversales del cabezal. Siete luces de la estructura del extremo Norte, colapsaron, lo mismo que diez del borde Sur.

Los desplazamientos en el terreno, a nivel del suelo se registraron con un máximo de 0,45 m en varias pilas.

La principal causa del colapso se le atribuyó a la carencia de un adecuado confinamiento y refuerzo al corte en el tope de las columnas.

1.3. SISMO DE NORTHRIDGE

Durante el sismo de Northridge ocurrido el 17 de enero en la ciudad de Los Angeles, California, siete puentes sufrieron colapso parcial y alrededor de 170 puentes fueron sometidos a niveles de daños desde la formación de pequeñas grietas hasta la caída del terraplén de los estribos. Muchas de las estructuras fueron cerradas temporalmente, pero algunas lo fueron permanentemente, llegando incluso a ser demolidas hasta el momento de su reemplazamiento. De los puentes con colapso de luces, todos fueron diseñados y construidos a mediados de los sesenta y de los setenta. Ninguno era “nuevo” en el sentido de haber sido construido con las normativas actuales (Buckle, 1994).

Ocho de los puentes que sufrieron más daño fueron :

1. Gavin Canyon
2. Ruta SR 14/I-5 Separation and Overhead
3. Ruta SR 14/I-5 North Connector Overcrossing
4. Bull Creek Canyon Channel Bridge
5. Paso inferior Mission-Gothic
6. Paso superior Balboa Boulevard
7. Paso inferior Fairfax-Washington
8. Paso inferior La Cienega-Venice

El daño sufrido por estos puentes puede resumirse de la siguiente manera :

- Asentamiento y erosión del terraplén de los estribos.
- Daño estructural del sistema de soporte a cortante en los estribos.
- Falla a flexión en las articulaciones plásticas con inadecuado confinamiento.
- Desacoplamiento en los apoyos articulados y en los soportes de las vigas.
- Falla a cortante en las columnas cortas, sistemas de pilas multi-columnas acampanadas y en columnas en puentes sesgados.

A continuación se comentan los daños sufridos en los ocho puentes anteriormente enunciados :

Gavin Canyon. Estructura que transporta las líneas extremas Norte y Sur de la interestatal 5 sobre la carretera Gavin Canyon usando dos puentes separados. La interestatal 5 es la principal unión entre el Norte y el Sur de California. Los puentes están localizados al Noreste del intercambiador I-5/SR14. Ellos fueron construidos originalmente en 1967 y luego reestructurados colocándoles cables de restricción en las juntas de expansión en el año de 1974.

Cada puente consta de cinco luces y consiste de tres pórticos separados por juntas de expansión. Los dos pórticos externos están construidos en vigas cajón de hormigón armado lanzadas en sitio, cada una soportada en un extremo al estribo y, en el otro a una pila de dos columnas simples. El pórtico del centro son vigas cajón de hormigón pretensado lanzadas en sitio soportados sobre dos pilas, cada una de las pilas conformada, a su vez, con dos columnas. Los estribos, juntas de expansión, y las pilas están todas orientadas con un sesgamiento del puente que es aproximadamente de 67 grados en dirección con la normal.

La estructura esta localizada en terreno montañoso. La cimentación de las pilas esta soportada sobre pilotes en forma "H". Esta cimentación provee una resistencia límite a la rotación. Los estribos están soportados sobre cimientos extendidos localizados en los terraplenes.

Las columnas de hormigón su sección transversal va aumentando con la altura, siendo las mas cortas las columnas externas. Todas las columnas estaban pobremente confinadas con aros de ancho nominal de ½ pulgada.

El puente sobrevivió al sismo de San Fernando de 1971 con solamente pequeños daños. Durante el sismo de Northridge el puente sufrió daño debido a la pérdida total o parcial de soporte en las juntas de expansión, ver figura 1.7. La esquina aguda de la luz soportada tendió primero a salirse del apoyo debido a la rotación, en dirección contraria al movimiento de las manecillas del reloj, de cada sección estructural alrededor de un eje vertical.

El movimiento de la superestructura ocasionó que los cables de restricción jalaran, como se evidenció por el astillamiento en los extremos de los agujeros a través de los cuales pasan los cables. En algunos casos los cables fallaron hasta lograr la separación de las juntas, mientras en otros casos ellos tiraron a través de la junta de expansión en el diafragma. Algunos cables permanecieron intactos ayudando a soportar parcialmente las luces sin soporte y previniendo el desalojo, en el apoyo, de la luz.

A pesar de los fuertes sacudimientos del terreno en el sitio, las estructuras sufrieron pequeños daños en las columnas. Solamente agrietamientos de poca importancia se observaron en la base de algunas. Agrietamientos en el pavimento en las

aproximaciones del puente evidenciaron que los terraplenes se movieron durante el sismo. A su vez, existieron pequeños movimientos en los estribos.

La falla de este puente se atribuye a la gran magnitud del movimiento lateral y rotacional de la superestructura la cual causo el desacoplamiento del apoyo en la junta de expansión. El movimiento rotacional de las luces de los extremos fue probablemente inducida por la excentricidad entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del pórtico extremo, el cual tendió a moverse hacia el estribo más rígido. El movimiento en la dirección transversal provocó la excitación máxima de respuesta rotacional en las luces extremas.

Un factor adicional en la respuesta de la estructura fue la gran diferencia en las características del pórtico central comparada con los dos del extremo. El pórtico central, según estudios posteriores, era más flexible y contaba con un periodo natural de vibración mayor que el de los extremos.



Figura 1.7. Colapso de las secciones del extremo Norte del I-5 en el Cavin Cayon, (Priestley *et al.*, 1994).

Ruta SR 14/I-5 Separation and Overhead. Esta localizado sobre la ruta 5 en Los Angeles al Noroeste de la ciudad, alineado en dirección Norte-Sur. La estructura transporta tráfico del extremo Sur de la ruta 14 al extremo Sur de la ruta 5. La ruta 5 corriendo Norte-Sur a lo largo de la costa Oeste y la ruta 14 es una carretera del estado empezando en el intercambiador SR14/I-5 y corriendo al Noreste de la ruta 395 U.S. en la ciudad de Kern. La estructura esta cimentada sobre un depósito de arena con terraplenes en sus aproximaciones.

El separador del extremo Sur SR14/I-5 es un puente de diez luces continuas, en viga cajón fundidas en sitio, apoyadas en los estribos y en pilas de columnas simples. La longitud total es de 482 m. con un ancho total de 16 m. El puente no es sesgado, pero sí curvo con un radio de 670,5 m. El puente se construyó en cinco segmentos con cuatro articulaciones intermedias.

Durante el sismo de San Fernando en 1971 la estructura estaba en construcción. La losa superior desde el estribo 1 a la articulación en la tercera luz se estaba fundiendo, y el hormigón del tramo de la articulación en la luz 9 al estribo 11 estaba totalmente colocado, pero las luces no habían sido pretensadas. Muchos de los daños ocurrieron debido al asentamiento de la cimbra.

La reconstrucción se inició en 1972. Al mismo tiempo, restricciones en las articulaciones fueron instaladas en las luces 5, 6 y 9. Tipo 1 en las juntas 5 y 6, tipo 2 en la junta de la luz 9 (Buckle, 1994).

Las luces 1, 2 y 3 colapsaron, la pila 2 fue completamente aplastada. El modo de falla de la columna 2 no pudo ser determinado visualmente por haber sido totalmente aplastada por la superestructura. Las tres luces las cuales colapsaron constituían el primer pórtico con las pilas 2 y 3.

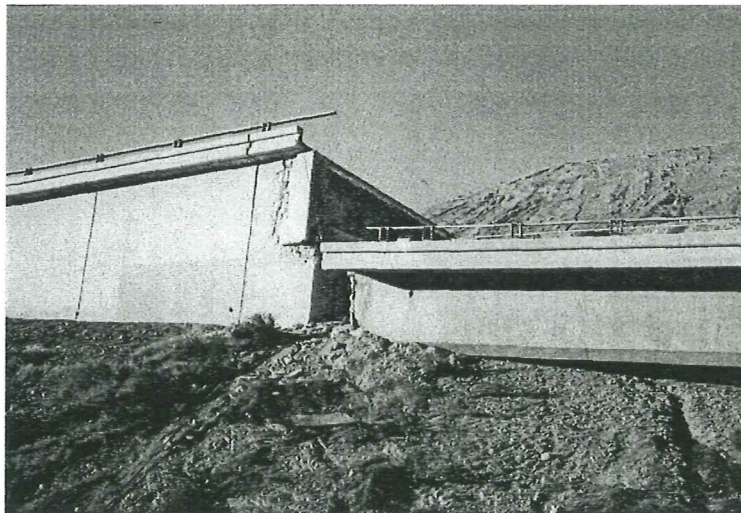


Figura 1.8. Fallo en el estribo número uno, (Priestley *et al.*, 1994).

El dispositivo a cortante en el estribo de la derecha fue dañado, sin embargo, el de la izquierda tan solo presentó unos pequeños daños. La superestructura en el estribo 1 se desplazó al Norte y al Este, ver figura 1.8.

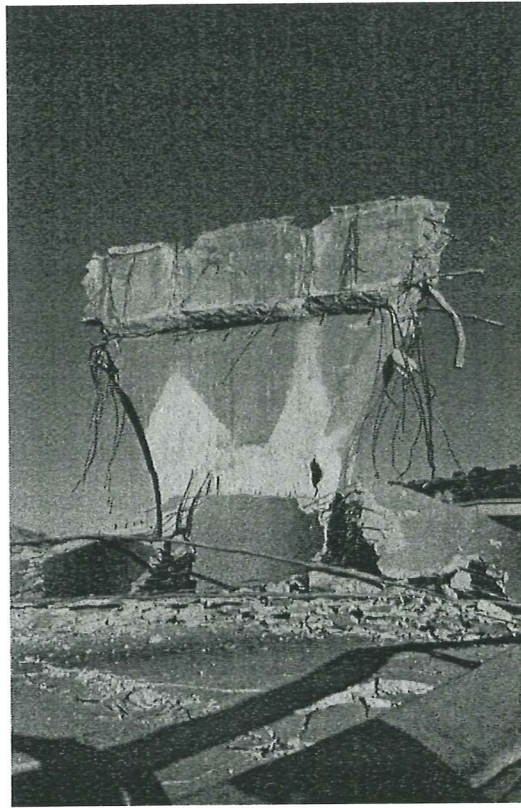


Figura 1.9. Detalle de columna número tres, (Priestley *et al.*, 1994).



Figura 1.10. Estado del puente pasado el sismo, (Priestley *et al.*, 1994).

La pila 3 se inclinó hacia la pila 4. En la articulación de la luz 3 (primera articulación), en el lado en voladizo, el mecanismo a soportar cortante se dañó. En esta misma articulación, los pernos de igualación o compensación fallaron a tensión y las tuercas de los cables se perdieron. Planos a cortante vertical en las caras de los cabezales de las pila 3 parecieron ser similares a las presentadas en las almas y a los suaves agrietamientos documentados en estos lugares después del sismo de San Fernando, ver figura 1.9. El movimiento predominante de la estructura parece ser fue en la dirección Norte-Sur.

La evidencia circunstancial en el sitio, especialmente el daño sufrido por la cara de pila 3, sugieren como mecanismo de falla la pérdida de apoyo en la primera articulación causada por el colapso de tercera luz, el cual sobrecargó la pila 3, el subsecuente colapso de la segunda luz sobrecargó la pila 2, siguiendo el colapso de la primera luz y el desacoplamiento del estribo 1.

Ruta SR 14/I-5 North Connector Overcrossing. Esta localizado sobre la Ruta 5 en Los Angeles al Noroeste de la ciudad de Los Angeles. La estructura es curva con un radio de 167,5 m y un ángulo de aproximadamente 101 grados. La estructura lleva el tráfico del extremo Sur de la Ruta 14 al extremo Norte de la Ruta 5.

El conector Norte en el intercambiador SR14/I-5 es de 10 luces, continuas, fundidas en sitio, vigas cajón de hormigón de tres celdas. Apoyado en los estribos y pilas de columnas simples que a su vez se soportan en pilotes y en cimientos extendidos. La longitud total es de 1532 pies con un ancho total de 10,5 m. El puente se construyó en cinco segmentos con cuatro articulaciones intermedias.

Este puente estaba en construcción en el momento que ocurrió el sismo de San Fernando de 1971. Aproximadamente el 80% de la superestructura del estribo 1 a la articulación 4 en la octava luz estaba completa. Durante este sismo, el contorno de la losa se alteró provocando un razonable cambio uniforme del estribo 1 a la articulación en la pila 8. Las articulaciones tuvieron un pequeño daño de aplastamiento del material de expansión, pequeño astillamiento, y falla de los pernos igualadores. La pila 2 mostró signos de movimiento leve del terreno. La reconstrucción empezó en 1972 para construir las pilas 10 y el estribo 11, y la superestructura entre la articulación en la luz 8 al estribo 11. Tipo de restricciones en las articulaciones (cuatro unidades en la articulación) fueron adicionados a las celdas externas de las vigas cajón.

Durante el sismo de Northridge las luces 1 y 2 colapsaron y la pila 2 fue completamente aplastada, ver figura 1.11. El modo de falla de esta pila no pudo determinarse visualmente. La luz 1 tenía 57 m. de longitud, apoyada en un extremo en el estribo y en el otro en la articulación existente dentro de ella. Los apoyos en la articulación y en el estribo eran de 35,5 cm y dispositivos de restricción habían sido colocados en la articulación.

La pila 2, la cual colapso, se apoyaba sobre un cimiento extendido, las otras dos pilas que conformaban ese pórtico, estaban apoyadas en pilotes y cimiento extendido respectivamente.

Sin análisis, la secuencia de falla es incierta pero se ve la probabilidad de iniciarse la falla en la pila 2 y seguir con el colapso de las dos luces. Es posible que la pila 2 tomase una mayor proporción de carga lateral que la asumida en el diseño dado su relativa corta altura.



Figura 1.11. Fallo de una columna corta, (Priestley *et al.*, 1994).

Bull Creek Canyon Channel Bridge. Este puente transporta 10 líneas de tráfico sobre la Ruta 118, sobre un pequeño canal de drenaje en la parte Norte del valle de San Fernando. Este se localiza al Oeste del intercambiador I-405 y esta adyacente al paso inferior Mission-Gothic. El puente es relativamente nuevo, habiendo sido construido en 1976.

El puente en si esta formado por dos estructuras paralelas separadas longitudinalmente por una junta de expansión que corre a lo largo de la mitad de la calzada. La estructura para cada puente consiste de tres luces, en vigas cajón multiceldas de hormigón pretensado fundido en sitio que es la estructura de puente típica en California construida en los setenta. Una particularidad de este puente es el contar con un extremo más ancho que el otro, es decir posee un sesgamiento que varia aproximadamente de 37 a 47 grados con la normal. Por lo tanto, las pilas y los estribos no estan paralelos. Las columnas son de hormigón armado, tienen impedimento a la rotación en sus dos extremos, cuentan con una altura aproximadamente de 7 m.

Los estribos tipo diafragma ofrecen un sistema monolítico, con apoyos en almohadillas engrasadas que permiten los movimientos por cambios de temperatura y, por el acortamiento debido al pretensado. La cimentación de las pilas y los estribos esta apoyada en pilotes huecos.

Este puente sufrió daños irreparables en sus columnas durante el sismo. En la pila 2, las dos columnas más al Sur en el extremo Este del puente fallaron justamente debajo de la sección confinada cerca a la superestructura, ver figura 1.12. La superestructura se dejó caer severamente en estos puntos dando como resultado el agrietamiento y astillamiento cerca al punto donde fallaron las columnas. Algunas columnas sobrantes en el extremo Este mostraron una grieta en forma diagonal, las columnas de la pila 2 en el extremo Oeste sufrieron pequeños daños.

En la pila 3 todas las columnas en los dos puentes fallaron justamente alrededor del muro de encause. Estas fallas ocurrieron en una área sobre la cual se encuentra confinada la columna. La desintegración de estas columnas durante el sismo dio como resultado una significativa disminución de altura de la pila 3. La falla en la pila 3 puede explicarse en la existencia del muro de encause el cual forzó la producción de una articulación plástica en la parte superior del muro y luego arriba de la sección confinada de la columna. El muro de encause también ayudó a disminuir la altura efectiva de la columna incrementando las fuerzas cortantes en las columnas debido a la demanda a flexión. Algunas fuerzas cortantes torsionales fueron inducidas debido a la excentricidad del muro de encause y la línea central de la columna.

No fueron visibles signos de daños de los estribos, pero existió un desplazamiento del pavimento sugiriendo la posible existencia de una falla de los mecanismos a cortante en la cimentación del estribo.

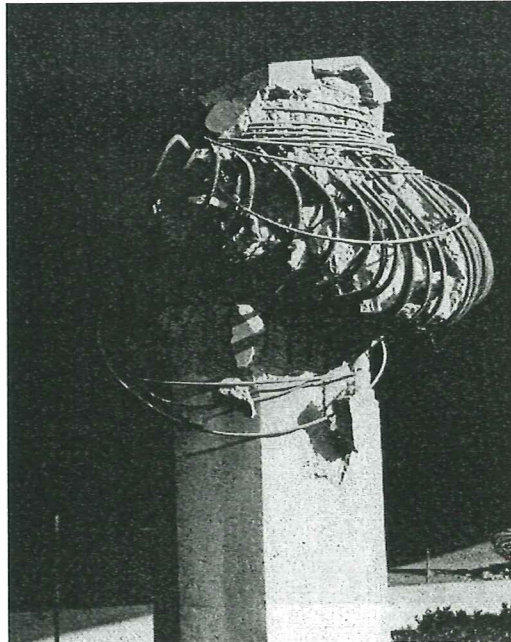


Figura 1.12. Fallo de la columna sur de la pila número dos, (Priestley *et al.*, 1994).

Paso inferior Mission-Gothic. Este puente está localizado sobre la ruta estatal 118 en la intersección de Boulevard San Fernando Mission y la Avenida Gothic en el área de Northridge. Diseñado en 1973, el puente está conformado por dos estructuras transportando tráfico del Este al Oeste a través del Valle de San Fernando. La estructura tiene un sesgamiento de 45,9 en un extremo del puente, estribo 1 y, de 44,1 grados en el otro extremo, estribos 4 y 5. Los puentes no cuentan con longitud igual, uno cuenta con una longitud de 133 m. y el otro con 193 m en sus líneas centrales. El más corto, el puente del extremo oeste, está apoyado en dos pilas, mientras el de mayor longitud, el puente del extremo Este se soporta en tres pilas. La superestructura es en viga cajón de hormigón pretensado fundido in situ. Los dos puentes tienen un ancho de 30 m. Cada pila de los dos puentes consiste de dos columnas, acampanadas en la parte superior. La altura total de acampanamiento es de 3,5 m, la altura promedio de las columnas es de 6,5 m.

Las columnas son octagonales (corazón circular) de hormigón armado con refuerzo espiral. El acampanamiento fue suministrado por razones arquitectónicas para así proveer una unión estética columna viga. Estos acampanamientos no tienen como intención aumentar la resistencia estructural de la columna. Como consecuencia, estos elementos arquitectónicos no son considerados un aporte al buen comportamiento sísmico de las columnas en forma significativa. Las bases de todas las columnas están soportadas en cimentaciones en pilotes.

El puente del extremo Este colapsó completamente cerca al estribo 5, saliéndose del apoyo del estribo. La losa de este puente también rotó en sentido de las manecillas del reloj, y esto le permitió permanecer sobre las columnas severamente dañadas.

El puente del extremo Oeste (el cual era más corto) no colapsó. Sin embargo, muchas de sus pilas formadas por dos columnas fueron severamente dañadas con fallas ocurridas a mitad de la altura de las columnas justamente abajo de la zona acampanada. Destrozos similares se observaron en el puente Este en las columnas cercanas al estribo 5 al desplazarse lateralmente de sus apoyos debido precisamente a la rotación de la losa en su plano. Restricciones transversales en los estribos fueron suministrados mediante mecanismos a cortante y estos claramente fallaron en el estribo 5 sobre el puente del extremo este. Daño similar se evidenció en las restricciones del estribo 1.

Cada columna se articuló a su cimentación y los requerimientos a cortantes se suministraron mediante un collarín, localizado alrededor de la columna, esta se ataba a la cimentación quedando enterrada justamente bajo la superficie. En la columna a la derecha del puente del extremo Este se apreció un levantamiento del suelo. Excavaciones posteriores muestran que el levantamiento del terreno se debió a la ruptura del collarín de la cimentación avanzando dentro del suelo por la columna. Es probable que la pobreza de una conexión o cortante efectiva de la cimentación redujo sustancialmente las fuerzas en la columna.

Este puente fue bien tanto diseñado como detallado y, pudo probablemente pasar todas las actuales pruebas de vulnerabilidad y por eso es de interés. Los estudios han concluido que tres factores contribuyeron en el colapso del puente, estos son :

- 1) La inusual geometría y en particular al efecto de sesgamiento octogonal y variaciones en la sesgadura de una subestructura a la otra.
- 2) Los elementos sin intención arquitectónicos tales como los acampanamientos de las columnas las cuales pudieron haber inadvertidamente aumentado la resistencia a flexión de las columnas llevándola a fallos prematuras a cortantes, particularmente en aquellas columnas más cortas.
- 3) La inadecuada capacidad de los mecanismos a cortante y otras restricciones transversales en los estribos.



Figura 1.13. Fallo por flexión-cortante en la zona de anchura variable, (Priestley *et al.*, 1994).

Cruce Superior Balboa Boulevard. Este puente atraviesa la ruta estatal 118 en la ciudad de los Angeles. La estructura esta sobre un alineamiento Norte-Sur. El Balboa Boulevard es una arteria pavimentada la cual corre de la ciudad de Encino al intercambiador ruta 5/210.

Construido en 1976, el puente es continuo de 2 luces en viga cajón de 13 celdas, fundida en sitio. Se apoya en los estribos de los extremos y en una pila de tres columnas. El estribo del extremo Sur es un cajón, donde tanto el asiento del estribo como el muro diafragma esta apoyado en pilotes de hormigón. La longitud total es de 86 m, cuenta con un inapreciable sesgamiento y curvatura. La única junta intermedia esta localizada entre el cajón del estribo del Sur y la viga cajón.

Un punto particular es la cantidad de servicios públicos transportada por este puente, estas se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 1.1. Líneas vitales transportadas por el Cruce Superior Balboa Boulevard (Buckle, 1994).

SERVICIO	LINEA VITAL
Energía	6.5 ductos
Agua	1.12 tubería
Agua	1.8 tubería
Gas	22 línea en envoltura de 20
Gas	4 línea en envoltura de 8
Teléfono	10,4 ductos
sin especificar	4,3 ductos

El daño de la estructura estuvo principalmente localizado en el estribo 1. Las líneas de agua se rompieron, lavando el suelo de aproximación y el cabezal de la pila, causando colapso en el pavimento de aproximación y socavación del diafragma del estribo 1.

El apoyo del estribo sufrió daño en la parte izquierda del muro y en el adyacente muro de relleno, cerca al cabezal de la pila.

El daño apareció como grietas a cortante resultantes de las fuerzas longitudinales resistidas por el estribo cajón. El daño de los pilotes no se noto. El movimiento de la estructura parece haber sido preliminarmente en dirección Norte-Sur el cual corresponde a la dirección longitudinal del puente.

Analizando la falla se puede decir que este puente se comportó satisfactoriamente, resistió la fuerza sísmica longitudinal en los estribos y la pila 3. La socavación del estribo cajón ocurrió después que la línea de agua transportada por el puente, se rompiera durante el evento sísmico. El daño principal del puente y que produjo su ruptura, fue luego el resultado de la colocación de las líneas viales.

Paso Inferior Fairfax-Washington. Este paso inferior urbano transporta ambos extremos, Este y Oeste de la interestatal, sobre Fairfax Avenue y Washington Boulevard al Oeste-Centro de Los Angeles.

El puente fue originalmente construido en 1964 y sucesivamente restaurado en 1974 con restricciones en la junta de expansión. Al tiempo de la ocurrencia del

sismo, el puente estaba programado para una segunda fase de restauración consistente en la colocación de mecanismos a cortante en los estribos, cascarones de acero en columnas, reforzamiento de capiteles de pilas y de la cimentación y, modificación de las juntas de expansión.

La superestructura es multicelular, en viga cajón de hormigón, fundida en sitio, típica construcción de California.

La estructura se encontraba separada a todo lo largo por una junta de expansión ubicada en la mitad de la vía. El estribo Oeste es cercanamente normal a la línea central de la vía, mientras en el estribo Este es sesgado aproximadamente 47 grados con la normal. La estructura es ligeramente más ancha en el extremo oeste, para acomodarse a la rampa de salida. Una junta de expansión simple esta localizada en la tercera luz. La estructura al Sur de la junta de expansión longitudinal consiste en 7 luces.

La estructura al Norte tiene forma acampanada variando los anchos de 32,5 m en el estribo Oeste a 21 m en el estribo este y cuenta con 8 luces. La longitud de luz promedio esta medida a lo largo de línea central aproximada de cada estructura respectivamente.

Los extremos de la estructura están soportados en apoyos de rodillos de acero. Los soportes adyacentes a los estribos consisten de pilas tipo pantalla (muros) de hormigón armado diseñado para girar en la dirección longitudinal en cada uno de los extremos.

Los soportes restantes eran pilas multicolumnas con pobre confinamiento. El número y ubicación de las columnas esta dictado por la geometría de las calles de la ciudad las cuales atraviesan el puente a diferentes ángulos. La cantidad de refuerzo principal en las columnas variaba entre 1.0 y el 3.3 por ciento del área de la sección transversal. El reforzamiento transversal consistía de aros sencillos de $\frac{1}{2}$ pulgada, pobremente amarrados. La fundación de los estribos descansaba directamente sobre el suelo mientras toda la fundación interior esta soportada en pilotos.

Esta estructura sufrió grandes daños durante el sismo, todas las columnas en la pila 3 fallaron dando como resultado la caída de la superestructura de sus apoyos. Esta caída causo que la superestructura rotara alrededor de pila diafragma 2 y se levantara el estribo del apoyo como resultado. La junta de expansión en la luz 3 permaneció efectiva a pesar del angosto ancho de apoyo. Las columnas en la pila 3 fallaron cerca de la parte superior en el lugar donde se esperaba que ocurriera la articulación plástica. El reforzamiento transversal no fue efectivo para contener la columna, ni en prevenir el pandeo de su refuerzo principal. Las columnas rápidamente se desintegraron.

Daños en forma de grietas a cortante fueron también observados en alguna columna de la pila 4, el daño visible en las columnas sobrantes del puente se limito a pequeños astillamientos y grietas a flexión cerca de la parte superior de la columna.

Analizando el mecanismo de falla de este puente se puede decir que las fallas en las columnas de la pila 3 se debieron probablemente al exceso en las fuerzas cortantes.

La fluencia por flexión en las columnas dio como resultado su degradación a la capacidad a cortante produciéndose una relativa alta demanda última a cortante.

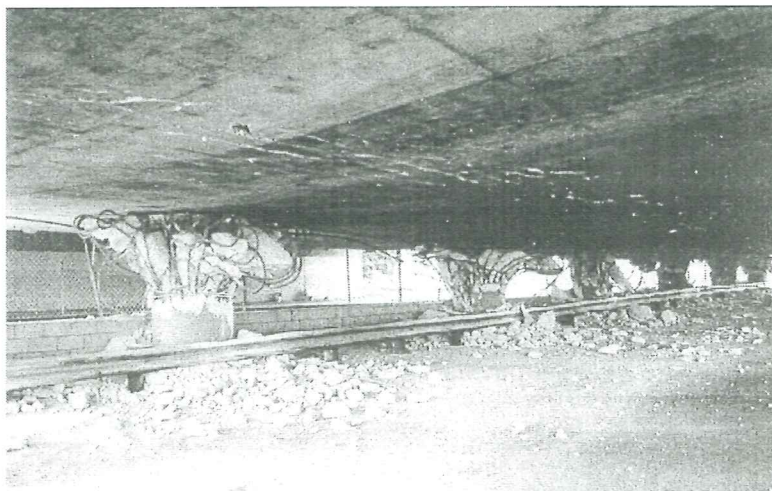


Figura 1.14. Fallo de flexión-cortante en la parte superior de la pila 3, (Priestley *et al.*, 1994).

Paso Inferior La Cienega-Venice. Este paso inferior transporta tanto el extremo Este como Oeste de la interestatal 10 sobre Venice y La Ciénega Boulevard en el Este central de Los Angeles. Esta al Oeste del Fairfax Washington que también colapso parcialmente. El puente fue originalmente construido en 1964 y subsecuentemente reestructurado con cables de restricción en 1978.

La superestructura del puente entre la pila 2 y 9, consiste de sistema viga cajón fundido en sitio, en dos series de 9 celdas, variando en ancho. Los detalles de construcción son representativos de los requisitos de diseño de la mitad de los 60.

El extremo este del Oeste es separado por una junta de expansión longitudinal que corre a lo largo de la mitad de la vía libre. Ambos extremos consisten de losa y vigas. El estribo 1, pila 2 y pila 3 son cercanamente normales a la línea central del puente. De la pila 4 al estribo 10, existe un incremento de sesgamiento que es aproximadamente de 45 grados. Existe una rampa de salida adyacente pero estructuralmente separada del paso inferior en su lado Sur. Existen 2 juntas de expansión, una entre las pilas 3 y 4 y, la otra entre las pilas 6 y 7.

De las pilas 3 a 7 existe una estructura de almacenamiento localizada debajo de la superestructura.

Las pilas 3 y 7 tienen 3 columnas y la pila 8 cuenta con 4 columnas. Todas las columnas son de igual diámetro pero con variaciones significantes en el acero longitudinal. Todas las columnas se soportan sobre cimentaciones piloteadas.



Figura 1.15. Fallo de flexión-cortante seguido por la rotura a compresión, pandeo de barras longitudinales, (Priestley *et al.*, 1994).

Esta estructura sufrió grandes daños. Las columnas en cada pila, de la tercera a la octava, sufrieron agrietamiento por cortante, articulaciones por flexión, aplastamiento del hormigón y pandeo de las barras longitudinales. Las columnas más cortas en el lado Sur sobre la pila 3 fallaron.

La mayoría de las columnas en las pilas 4, 5 y 6 dieron la impresión de haber fallado, pero muchas se encontraban en la parte interior de la fábrica de almacenamiento y no fue posible su inspección.

El daño de las columnas en la pila 7 fue inusual. En esta pila, las articulaciones flexión/cortante se desarrollaron en la parte superior de la primera y de la 3 columna del lado Norte y en la base de la 2 columna.

Las tres columnas sobre el extremo Sur no mostraron haber sido significativamente dañadas, la articulación adyacente a la pila 6 se separó debido al colapso del segmento central del puente.

La columna en la pila 8 (4 columnas) mostraron significativo agrietamiento por cortante.

1.4. SISMO DE KOBE

El 17 de Enero de 1995, el sismo de Hanshin-Awaji, registro una magnitud de 7.2 (JMA), produciendo un inesperado y desbastador sacudimiento en el densamente poblado corredor Kobe-Osaka encerrado entre la Bahía de Osaka y las montañas de Rokko. Este estrecho corredor es de alrededor de un ancho de 3 km y de una longitud de 40 km. Sin ignorar los significantes daños que fueron a su vez observados en muchas ciudades mas allá de este corredor.

Este sismo, también conocido como el sismo de Hyogo-ken Nambu y el Great Hanshin es considerado particularmente alto para una nación que presume de ser tecnológicamente avanzada y preparada para el impacto de sismos futuros.

La región de Hanshin comprende parte de Hyogo, Kyoto y Osaka del Norte y este de la bahía de Osaka. La población de 12.5 millones de personas viviendo y trabajando en la región esta servida por una compleja red de autopistas y carreteras construidas durante los últimos treinta años. Estas líneas de transporte principales generalmente corren paralelas a la línea de la bahía de Osaka, con importante uniones al Este de Nara, al Norestede Kyoto, y al Oeste de Himeji.

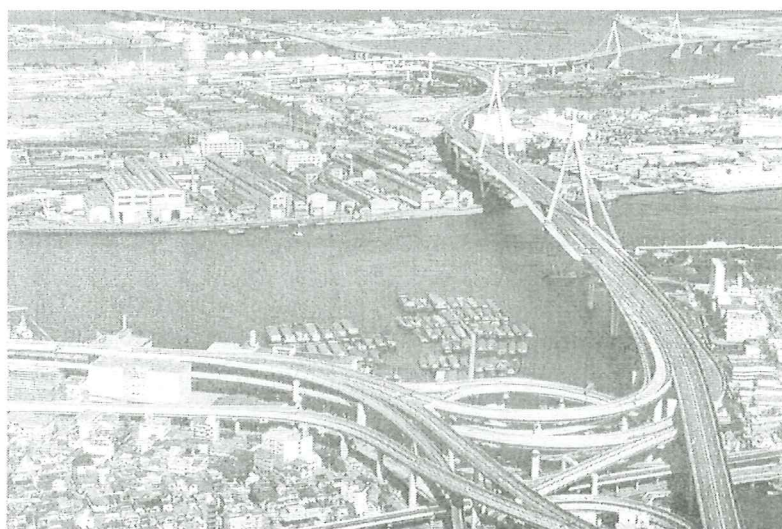


Figura 1.16. Vista de parte del sistema vial afectado por el sismo de Kobe.

Las condiciones de suelo varían a través de la región pero la mayoría de las estructuras de las carreteras y autopistas se encuentran cimentadas sobre terrazas de arenas-gravas (depósitos aluviales) los cuales a su vez descansan sobre depósitos de grava-arena-lodo a profundidades menores de 10 metros. Suelos licuefactables se presentan a lo largo de la línea y en numerosos sitios de puentes y canales. Como

consecuencia, las cimentaciones con pilotes son usados extensivamente y las cimentaciones en caisson son comúnmente utilizadas para los puentes largos que ocupan importantes áreas.

Un gran número de puentes fueron dañados por este sismo y una estimación del número afectado es del orden del 60% del inventario total. Un número exacto se considera difícil de estimar debido al uso de largas secciones elevadas que son decenas de kilómetros en longitud y la línea donde un puente (o segmento) empieza o termina es difícil de determinar. Además, varias estructuras en el mismo intercambiador pueden ser identificadas, en algunos reportes de daño, como un solo puente. Aceptando estas limitaciones, el número de puentes que sufrieron mayor daño es del orden de 27. Muchos más sufrieron daño de moderado a menor tal como machacado, astillamiento de la cubierta de hormigón y asentamiento de los rellenos de acercamiento. Los 27 puentes que fueron severamente dañados por este sismo están listados por ruta en la tabla 1.2 y por nombre en la tabla 1.3.

Tabla 1.2. Localización de puentes con mayores daños, (Shinosuka, 1995).

RUTA NO./EXPRESSWAY	DUEÑO/AGENCIA	NUMERO DE PUENTES CON MAYORES DAÑOS
2 (NH)	MOC	3
3 (Hanshin)	HEPC	11
5 (Hanshin)	HEPC	4
43 (NH)	MOC	1
171 (NH)	MOC	2
Meishin	JHPC	4
Chugoku	JHPC	2

MOC	Ministry of Construction
HEPC	Hanshin Expressway Public Corporation
JHPC	Japan Highway Public Corporation
NH	National Highway

Tabla 1.3. Lista de los puentes de autopista con mayores daño clasificados por ruta y por agencia, (Shinosuka, 1995).

HIGHWAY (RUTA)	NOMBRE	TIPO
Hanshin (3)	Takashio Distric Overpass	Vigas acero / pilas hormigón
	Futaba Distric Overpass	Vigas cajón acero / pilas acero
	Tateishi Distric Overpass	Vigas cajón acero / pilas acero
	Hirata-Fukae Overpass	Vigas hormigón / pilas hormigón
	Fukae Distric Overpass	Vigas cajón acero / pilas hormigón
	Mikage Distric Overpass	Vigas cajón acero / pilas hormigón
	Uosaki Ramps	Vigas acero / pilas hormigón
	Kaigan-dori-Benten Overpass	Vigas acero y hormigón / pilas hormigón
	Hyogo-Nagata Distric Overpass	Vigas acero / pilas hormigón y acero

	Minatogawa Ramps Sanyo Rail Line Overpass	Vigas acero / columnas hormigón Vigas cajón acero / pilas hormigón
Hanshin (5)	Puente Nishinomiya-yo Puente Shukugawa	Arco Nielsen-Lohse/columnas de acero Vigas cajón acero / pila multicolumnas hormigón
	Puente Higashi Kobe Puente Rokko Island	Losa colgante / pilas de acero Arco Lohse/pilas de acero
Meishin	Viaducto Moribe	Vigas cajón acero / pila pantalla hormigón
	Puente Mukogawa Puente Kawaraginishi	Vigas acero / pilas hormigón Vigas cajón hormigón / pila multi-columnas articulada en las puntas
	Intercambiador Nishinomiya	
Chugoku	Viaducto Takarazuka	Vigas cajón hormigón / pilas multi-columnas hormigón
	Toyonaka Overpass	
National Highway (NH 2)	Hamate Bypass Kobe-Port Inland Ohashi	Vigas cajón acero / columnas acero Vigas cajón acero / pilas columnas hormigón- dos niveles
	Shioya Overpass	
National Highway (NH 43)	Iwaya Overpass	Vigas hormigón / pilas hormigón
National Highway (NH 171)	Mondo Overpass Ikeda Overpass	Vigas hormigón / pilas hormigón

Como se ve en la tabla 1 los puentes del HEPC sufrieron las mayores pérdidas, esto se debió tal vez a ser quienes tengan el mayor inventario de estructuras elevadas de cualquier agencia en la región de Hanshi. De acuerdo a la policía de Hyogo, 16 personas murieron en vehículos sobre el Hanshin Expressway y 280 vehículos fueron abandonados por sus dueños. El número de pilas que sufrieron daño de moderado a grande sobre la ruta 3 fue estimado en 637. El número correspondiente para luces y apoyos fue de 552 a 679, respectivamente. Si todas las categorías de daño fueron incluidas, el HEPC estima que el número de luces dañadas sobre la ruta 3 excede de 1.300 (Shinosuka, 1995).

Aproximadamente 700 columnas sobre la ruta 3 fueron temporalmente reparadas y alrededor de 50 luces fueron reemplazadas antes de ser abiertas al tráfico. Eventualmente, alrededor de 200 de estas 700 columnas fueron reemplazadas y reforzadas para resistir los nuevos criterios de los códigos sísmicos. Por contraste, la ruta 5 considerablemente mejor a pesar de estar sobre suelos más pobres y cimentaciones más difíciles sufrió menos daños. De las dos rutas, la ruta 3 es la más vieja, y esta es una de las explicaciones de su mayor cantidad de daños en comparación con la más joven ruta 5; el mejoramiento en los códigos sísmicos durante 30 años y el hecho que una mayor revisión fue complementada para las especificaciones de diseño en 1990.

Los daños típicos sufridos por estas estructuras incluían fallas por cortante y por flexión en columnas de hormigón no dúctiles, y fallas de flexión y de pandeo en columnas de acero, fallas de apoyos de acero bajo carga lateral, y fallas en fundaciones debido a la licuefacción. Además, existió falla de varios acoplamientos sísmicos y asentamientos de muchos rellenos de aproximación. No tan típicos fueron las fallas en puentes esviados sobre columnas articuladas en los extremos. A continuación se expone algunos de los daños mas presentados por este sismo:

1. Daños de la superestructura debido a la falla de los apoyos.

Muchos apoyos de puentes fueron dañados durante este sismo y en general estas fallas pueden ser agrupados dentro de las tres categorías siguientes :

- Fallas de apoyos primarios los cuales causaron desastres en algunos miembros del puente y, en casos extremos llegaron al colapso.
- Fallas de apoyos secundarios los cuales fueron el resultado de fallas estructurales en cualquier parte del puente. Al producirse una redistribución de carga debida a la acción sísmica, los apoyos se vieron sometidos a cargas para las cuales no fueron diseñados, provocando esto en algunos casos el colapso del puente.
- Falla de apoyos de cualquier tipo primario o secundario que aliviaron las estructuras soportantes de carga, protegiéndolas de daños mayores y previniendo así el colapso.

Ejemplos de puentes afectados por el daño de los apoyos son :

Puente Nishinomiya-ko. En la ruta 5 sobre el embarcadero del puerto de Nishinomiya. Este es uno de los más largos puentes en arco Nielsen-Lohse en el mundo con una luz principal de 252 m y una altura de 42 m. Construido en 1993, de acero con un peso de 8000 toneladas y soportado sobre cuatro apoyos : dos apoyos fijos en el extremo Oeste (pila 110) y dos apoyos de expansión en la extremo Este (pila 111). Ambas pilas, las 110 y la 111 son torres de acero que tienen aproximadamente una altura de 25 m desde la parte superior de la cimentación hasta el nivel de los apoyos. Cada cimentación es un caisson en hormigón extendido a una profundidad de 23 m abajo del nivel del terreno. Los suelos incluyen gravas regeneradas sobre capas alternadas de arcillas saturadas, arenas y gravas.

En el extremo este, las dos primeras luces de aproximación (pilas 111-112 y pilas 112-113) son vigas de acero simplemente soportadas sobre pilas de acero y son de 54 m y 62 m de longitud, respectivamente. Las próximas tres luces (pilas 113 a 116) son vigas cajón de acero continuas de una longitud total de 183.5 m ; ellas están también soportadas sobre pilas de acero de alrededor de 23 m de altura. Acoplamientos sísmicos fueron proveídos en la dirección longitudinal en todas las juntas en movimiento. En general, existen un par de platinas de acero de 25 mm que tienen tanto uno o dos huecos para acomodar hasta ± 300 mm antes de encajar (holgura). El tamaño de las placas varían pero están en el orden de 950 x 250 mm.

El daño sufrido durante el sismo incluyó la falla de uno de los apoyos fijos en la luz en arco, explícitamente sobre la pila 110 y colapso de la primera luz sobre la aproximación este, ver figura 1.2. Esta luz soportada simplemente cayó de su apoyo en la pila 111 pero se sostuvo en la pila 112. Medidas del movimiento del terreno después del evento muestran desplazamientos permanentes en la posición de varias

pilas probablemente debido al desprendimiento de los suelos durante la licuefacción. Daños secundarios incluyen falla de los anclajes en uno de los cables entre el arco y la viga, falla de todos los sistemas de restricción en la pila 111, y falla de los apoyos, acoplamientos y juntas de expansión en las pilas 112 y 113.

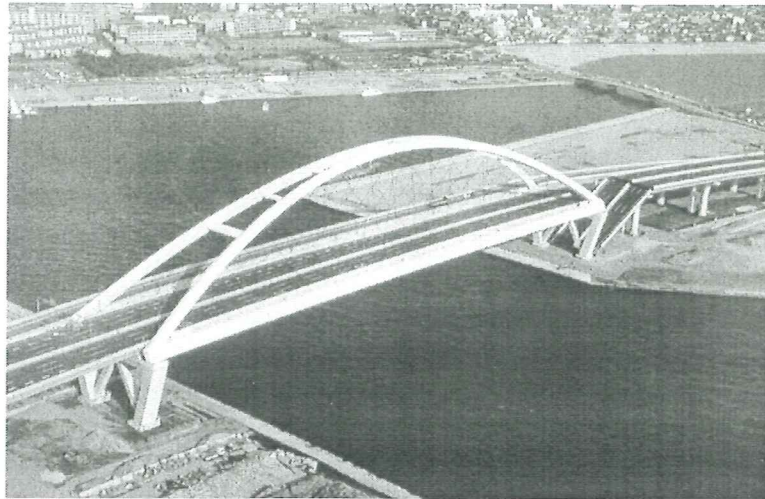


Figura 1.17. Fallo de una de las luces del Nishinomiya-ko, (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).

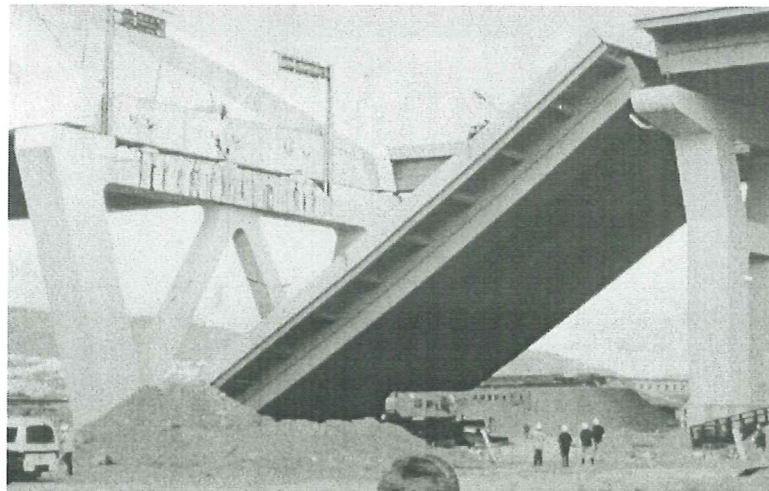


Figura 1.18. Al caer una de las luces, esta araña la pila, (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).

Se puede ver como la falla probablemente se inició con la falla de los apoyos fijos en el extremo Oeste de la luz en arco (pila 110). Estos apoyos tienen una capacidad de carga gravitacional de 4.500 toneladas cada uno. Sus capacidades a carga lateral son de 2.800 toneladas en la dirección longitudinal y 1400 toneladas en la dirección transversal. La capacidad longitudinal del par de los apoyos fijos está alrededor del 70 % del peso. Dada la alta aceleración del terreno en el área, y probable desequilibrio en la distribución de la carga entre el par de los apoyos, es realmente probable que la capacidad de uno de los dos apoyos (el par) fue excedido, llevando esto a la falla. Si esto ocurrió durante un medio ciclo de carga hacia el oeste, luego cargas longitudinales fuertes pudieron haberse transferido al extremo opuesto del arco, rompiendo las restricciones de la trama de vigas en la luz de aproximación. Al mismo tiempo, los apoyos en esta pila (111) pudieron haber sido altamente sobrecargados y pudieron seguidamente haber fallado. En los siguientes ciclos, el movimiento reverso del arco y el movimiento lateral de la pila 111 hacia el centro del canal llevando a la salida del apoyo de la luz de aproximación produjo colapso en la pila 111.

Puente Rokko Inland, ubicado al extremo Oeste de la ruta 5, terminada su construcción en 1992, da acceso a la isla de Rokko en la bahía de Osaka. Su luz simple, de acero, de arco atirantado cuenta con 217 m de longitud y 36 m de altura. Su ancho varía de 16.25 m a 26.5 m en el extremo Norte, en la ciudad de Ashiya, para acomodarse a la rampa de la autopista. Esto hace que la nervadura del arco, en la parte vertical, no sea paralela entre elementos. Ellos están soportados en esta posición mediante vigas transversales de piso a nivel de la losa y por miembros de reforzamiento transversal en el plano de los nervios. El arco está soportado en cada extremo sobre dos pilas multi-columnas de acero las cuales tienen alrededor de 26 m. de altura.

El arco pesa 6450 toneladas y está soportado en cuatro apoyos de acero, dos en cada extremo de la luz. Los apoyos fijos están en el extremo Norte (el extremo ancho) ; los apoyos de expansión están en el extremo Sur. Las cargas de reacciones son grandes en el extremo fijo debido a su gran ancho. La rotación se permite pero las translaciones se impiden (tanto la transversal como la longitudinal) en todos los apoyos excepto en el extremo Sur donde los apoyos de expansión permiten el movimiento longitudinal. Estos apoyos de expansión usan rodillos anidados para acomodar el movimiento en esta dirección y rieles de guía para prevenir movimientos normales a la luz. Los rieles de guía están capacitados para transferir cargas de viento y cargas sísmicas que son normales a la luz del puente.

Durante el sismo, los rieles de guía en los apoyos de expansión fallaron bajo cargas transversales, permitiendo que el extremo Sur de la armadura se desplazara lateralmente una gran distancia hacia el este de la viga capitel. El arco se vino con el

nervado este, volando el extremo de la viga capitel y como consecuencia, forzando la superestructura alrededor de su eje longitudinal.

2. Daño de la subestructura de hormigón

Varios cientos de pilas de hormigón fueron dañadas en este sismo, casi todas diseñadas y construidas en los años setenta y los sesenta sin el beneficio de los modernos códigos y recientes desarrollos en sismología y diseño dúctil. Los daños típicos involucraban fallas por cortante en columnas cortas, con bajo reforzamiento. Las fallas a flexión fueron también evidentes en columnas altas con deficiencias en el acero de confinamiento y en el acero terminal en las zonas de alto momento. Fallas de empalme en su reforzamiento fueron también comunes, especialmente aquellos empalmes cuyos extremos estaban soldados en las regiones de altos momentos. Ejemplos ilustrativos de fallas en pilas de hormigón armado se muestran en las figuras 1.19. a 1.21.

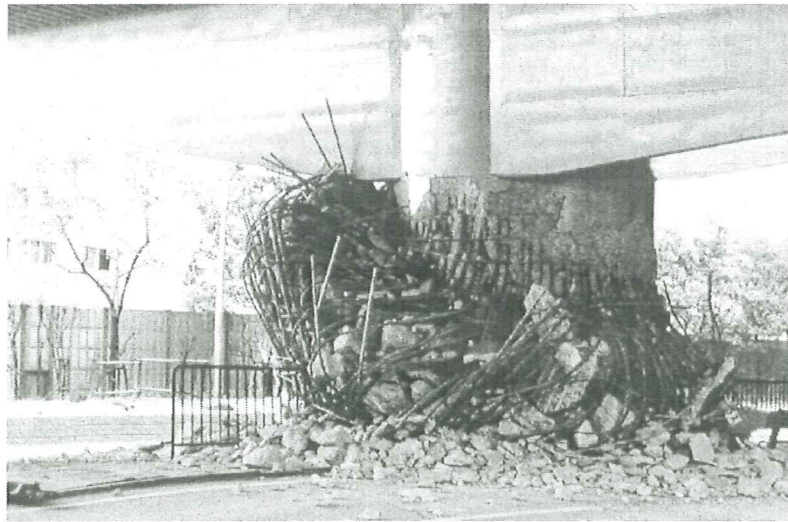


Figura 1.19. Esta foto muestra una falla a compresión de una pila de hormigón armado, Nishinomiya, (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).



Figura 1.20. La parte superior de la columna de hormigón armado fallo por compresión causando la caída de la viga, Nagata Ward, (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).

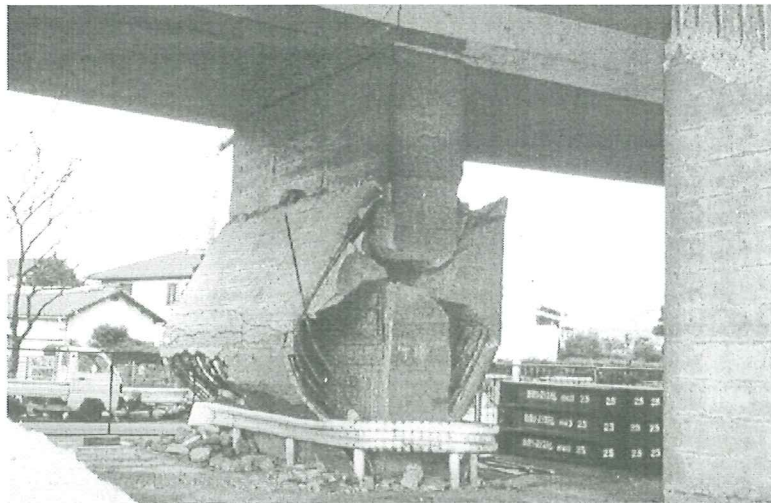


Figura 1.21. Colapso de una pila pantalla de hormigón armado, Nishinomiya, (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).

A continuación se presenta este tipo de daño sufrido en dos secciones del Hanshin Expressway Ruta 3 (Viaducto Higashi-Nada y la pila 240).

Viaducto Higashi-Nada. Construido en 1969, también conocido como el viaducto Hirata-Fukae, es un segmento de 18 luces del Hanshin Expressway sobre la Ruta 3.

Este es el único segmento de esta ruta el cual cuenta tanto con subestructura y superestructura de hormigón. La superestructura es una serie de luces de 35 m de hormigón pretensado con una longitud total de 635 m (13 luces son de 35 m y 5 de 36 m de longitud), ver figura. Cada luz consiste de dos voladizos de 6.5 m que estas monolíticamente con las columnas, una a cada extremo de la luz, este tipo de construcción fue muy popular en Europa en los años sesenta y recibió el nombre de construcción “piltz”. El ancho total de superestructura es de 20.25 m con un ancho efectivo de transito de 15.5 m.

La subestructura son pilas conformadas por columnas simples de 3,3 m de diámetro y variando en altura de 10.5 a 12,5 m, medida desde la parte superior de la cimentación a la parte superior de la viga capitel.

Todas las 17 pilas de columnas simples de este viaducto, desde la 126 a la 142, colapsaron durante el sismo. El modo de falla dio la apariencia de obedecer a una falla por flexión en la base de cada columna bajo la alta carga transversal provocada por el sismo. El colapso se debió a la incontrolada (irreversible) rotación inelástica en la base de cada columna.



Figura 1.22. Colapso de una sección de 635 m de puente de pilas simples (Higashi-Nada Ward, Kobe), (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).

Se estima que alrededor de 700 columnas a lo largo de la Ruta 3 fueron dañadas con cierto grado y de estas 700 columnas, alrededor de 200 necesitaron ser reemplazadas. Típico de este daño es la sección de las pilas 238 a 241 sobre la Ruta 3 cerca a Uozaki. Este segmento de tres luces es continuo, en acero, con superestructura

soportada en pilas de columnas simples y en cimentación en pilotes. Las luces de los tres segmentos son de 55 m, 87 m y 55 m. Dos pares de apoyos de acero apoyan las vigas cajón en las vigas capitel. Estas restringen el movimiento lateral y el levantamiento mientras permiten el movimiento longitudinal y rotacional en todos los puntos excepto en la pila 240 donde el apoyo es fijo contra la expansión longitudinal.

Durante el sismo, la pila 240 fallo catastróficamente a cortante longitudinal, a pesar de haber estado diseñada para resistir grandes cargas laterales. Como existía solamente apoyo fijo en esta pila a lo largo de los tres segmentos, todas las cargas longitudinales fueron soportadas por esta pila y, era de esperar dado el mayor dimensionamiento de está en comparación con las otras pilas. Sin embargo, acero transversal inadecuado fue suministrado en esta pila el cual permitió la ocurrencia de articulaciones a flexión dúctiles ante la falla por cortante. Una vez esta columna se dividió a lo largo de una línea diagonal, la columna se acorto en longitud y el soporte vertical de las vigas cajón perdieron su apoyo. La pila 241 también sufrió daño sustancial pero no tan severo como el catastrófico daño de la columna 240. La diferencia entre los tipos de apoyos en estas dos pilas pudo ser la razón de la diferencia de daño entre ellas.

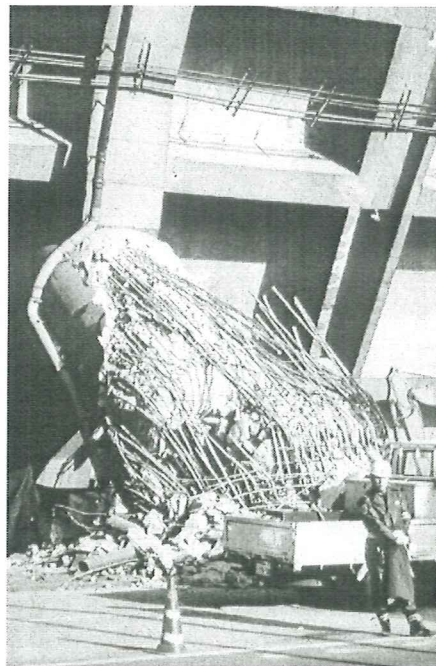


Figura 1.6. Una pila de hormigón armado en sección circular volvo debido a la falla en la zona de empalmes, Higashi - Nada Ward, Kobe.
(Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers)

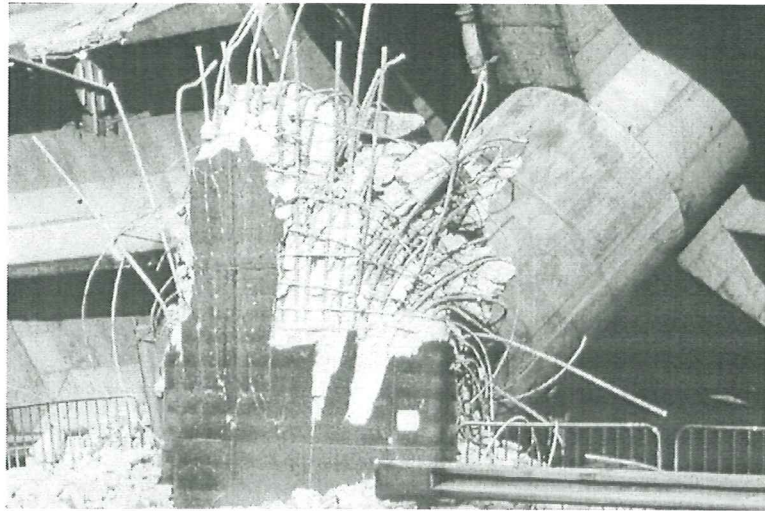


Figura 1.24. Una pila de un puente pila fue completamente destruida cerca a la superficie del terreno presentando rotura en muchas de sus barras de refuerzo de acero, Higashi - Nada, Kobe, (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).



Figura 1.25. Una columna de hormigón armado fallo debido a una fuerte fuerza cortante en el Hanshin Expressway en Mikage, Higashi - Nada Ward, (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).

3. Daño de la subestructura de acero

A diferencia de los Estados Unidos en Japón las subestructuras de acero para puentes son usadas continuamente en el Japón. Aunque no tan frecuente como las columnas de hormigón, las columnas de acero en cajón y circulares se encuentran a lo largo de Japón y por ello su comportamiento durante este sismo fue y es de particular interés. El daño fue sufrido tanto por construcciones viejas como por unas más nuevas incluyendo articulaciones a flexión con pandeo local y, en unos casos, ruptura de la sección.



Figura 1.26. Una pila del puente Rokko,
(Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).

Un ejemplo de estas fallas se resumen en los daños sufridos por dos secciones de Hanshin Expressway Ruta 3 (pilas 55 a 58 cerca a Tateishi y pilas 581 a 586 cerca a Meiji).

La sección de dos luces sobre la Ruta 3 de la pila 54 a la 56 cerca a Tateishi varia en ancho de acuerdo al ancho de la rampa de acceso al puente en Tateishi. De las tres pilas que soportan estas dos luces, dos corresponden a columnas de acero en sección cajón y una es de hormigón armado. Las luces formadas por vigas de acero simplemente apoyadas, cuentan con luces de 70 y 45 metros. La altura promedio libre de estas columnas están alrededor de los 8 m. Cimentado en pilotes. Las dimensiones principales de los elementos del puente se anexan en la tabla 1.4:

Tabla 1.4. Detalles de la subestructura para las pilas 54 a 56, Ruta 3 cerca a Tateishi, (Shinosuka, 1995).

PILA	56	55	54
Tipo de Apoyo	E-F	E-F	E-F
Tipo de Columna	Cajón en acero	Cajón en acero	Hormigón
Tamaño de Columna	3.0x3.3 m	2.8x3.0 m	3.5 m diámetro
Altura libre de Columna	6.96 m	8.23 m	9.07 m
Longitud Viga Cabezal	30.8 m	44.3 m	19.5 m
Tamaño de Cimentación	12x12x3.5 m	12x12x3.5 m	10x12x2.7 m
Tamaño de Pila (LxD)	16x1 m diámetro	16x1 m diámetro	16x1 m diámetro
N. de Pilotes	23	212	17

E : Apoyo de expansión (permite movimiento rotacional y longitudinal)

F : Apoyo fijo (permite solamente rotación)

Durante el sismo, la columna de acero en sección cajón de la pila 55 se agrietó a lo largo de las soldaduras que corren toda la longitud de las esquinas del cajón, haciendo que la columna colapsara por compresión. Sin soporte de la columna central, la viga capitel falló afectando las luces de los tramos. La articulación en la superestructura permitió que esta gran deformación ocurriera sin que la superestructura perdiera apoyo. Otras columnas en sección cajón en acero en pilas adyacentes también evidenciaron incipientes fallas en las esquinas soldadas.

1.5. LECCIONES APRENDIDAS DE LOS SISMOS

Sismo de San Fernando. Los detalles tanto, del diseño como de la construcción para todos los puentes de California, fueron revisados después del sismo de San Fernando, para así corregir las deficiencias.

En resumen, los daños más generalizados, obedecieron a los siguientes aspectos :

- Fallas en las columnas, debido al insuficiente refuerzo transversal e inadecuado espaciamiento de este.
- Fallas en los empalmes columna-cimentación, llegando a convertirse en un punto claro de debilidad ante la acción del sismo.
- Sobre rampas altas y largas, las articulaciones presentaron desplazamientos considerables.
- Los estribos sujetos a grandes fuerzas cortantes, se agrietaron y desplazaron. Adicionándose la formación de planos de debilidad en sus paredes.
- En los puentes curvos, se presentaron en su mayoría, desplazamientos rotacionales, causando graves daños en las columnas.

Sismo de Loma Prieta. Una lección importante ha aprender de este sismo, es como la revisión técnica es esencial para alcanzar una excelente consistencia entre el diseño y la construcción, siendo siempre el diseño en las estructuras quien enfoca las decisiones técnicas. Además algo que deja claro el sismo de Loma Prieta, es la evidencia del mejoramiento del diseño antisísmico, con el transcurrir de los años. Esto como un resultado de las investigaciones, estudio de daño de sismos, revisión de reglamentaciones, mejoramiento en los materiales y otros.

También, la necesidad de seguir trabajando en este campo de investigación, para estar mejor preparados a futuros sismos.

Sismo de Northridge. Las siguientes conclusiones se pueden hacer después de estudiado el comportamiento de los puentes durante el sismo de Northridge⁽³⁾:

- Las fallas en el Gavin Canyon ilustran la dificultades asociadas con el gran sesgamiento y con las múltiples juntas de expansión. La mayor lesión es la importancia de la eliminación y/o minimización del sesgamiento y de las juntas de expansión, especialmente en estructuras altas donde las características de vibración de los pórticos adyacentes son diferentes uno del otro. La extraña respuesta de puentes sesgados ante sismo se ha observado en el pasado. No existe procedimientos de diseño aceptados que adecuadamente calculen todos los efectos del sesgamiento durante el sismo. Investigaciones son necesarias para un mejor entendimiento de este fenómeno y el desarrollo de metodologías para diseñar soportes sesgados.
- Con respecto al comportamiento de las columnas, el puente Gavin Canyon es otro ejemplo de la importancia del relativo esfuerzo a cortante. La ausencia del daño en presencia del movimiento del terreno que mas probablemente excede el “sismo máximo creíble” ilustra la necesidad de investigar más sobre los efectos de la fuerza cortante sobre el comportamiento de las columnas.
- Las fallas en el Gavin Canyon también muestran que justamente el sobrevivir a un sismo, no necesariamente significa que este inmune a daños sísmicos futuros.
- Las fallas de las columnas del Bull Creek Canyon Channel Bridge demuestran el riesgo de intentar optimizar las columnas, tratar de predecir la localización de las articulaciones plásticas, incluso en columnas simples como estas. La ubicación del muro de encause forzó la ocurrencia de articulaciones en los lugares imprevistos por el diseñador. Además, parecen que las columnas no están debidamente reforzadas para cortante. Por consiguiente, se vería prudente colocar menor espaciamiento sobre toda la longitud de la columna. Esto sería relativamente económico y ayudaría a minimizar los efectos de condiciones imprevistas. La falla en este puente origino un cuestionamiento acerca de la interacción entre la demanda de ductilidad aceptable y el relativo resistencia a cortante de las columnas.
- Las lecciones de este sismo aprendidas del Paso Inferior La Cienega-Venice, es que las pilas de múltiples columnas son vulnerables a varios daños bajo un

relativo bajo movimiento del terreno cuando la capacidad a cortante es excedida, la columna se desintegra rápidamente.

- Lesión dejada por los daños del puente Paso Inferior Fairfax-Washington junto con el la Cienega-Venice es que las estructuras con pilas multicolumnas pueden ser vulnerables a severos daños incluso cuando los movimientos del terreno están por debajo de los niveles de diseño actuales. Esta falla de puente también demuestra la importancia de las restricciones en las juntas de expansión en la protección de la vida. Aunque el puente estaba severamente dañado, el colapso total se pudo prevenir . La situación pudo haber sido diferente si las restricciones en la articulación no hubieran sido usadas.

En conclusión se puede decir :

- Las fallas en los cables de restricción se debieron a varias causas, entre ellas, el haber sido diseñados para cargas menores a las presentadas en el momento del sismo. Algunas restricciones pudieron haber fallado debido a la inadecuada instalación. Otras fallaron precisamente después que colapsaron las columnas. Esto deja como enseñanza, la importancia que se le debe dar a los dispositivos que supuestamente van a servir a soportar el sismo.
- Características como el sesgamiento y la sin intención participación de elementos no estructurales como muros o acampanamientos de columnas, necesitan ser estudiados.
- Los programas de evaluación de puentes, deben ser examinados ya que puentes que colapsaron durante el sismo pudieron haber pasado las encuestas de identificación de vulnerables.
- Al calcular la vulnerabilidad de un puente no se deben ignorar la vulnerabilidad de las líneas vitales que pueda transportar la estructura.
- En estructuras flexibles, apoyos en estribos y juntas de articulación deben ser generosamente proporcionados, especialmente para grandes movimientos.
- Las altas aceleraciones del terreno en puentes con alta curvatura puede significativamente decrecer las cargas axiales y adversamente afectar la capacidad a cortante.

Sismo de Kobe. Los ingenieros de puentes del centro y Este de los Estados Unidos, opinan que este sismo en particular es quizás de mayor significado que los recientes sismos de California (por ejemplo el de Loma Prieta ocurrido en 1989 y del Northridge, de 1994). Una de las razones para dar esta opinión es que el predominante tipo de puente en el Japón es de superestructura en vigas de acero, ya sean luces simples y/o continuas. Encontrándose este tipo de puente en el centro y el Este de los Estados Unidos, si bien puentes en California tienden a ser en vigas de hormigón con pilas monolíticas y estribos integrados especialmente en puentes cortos.

Una segunda razón es que un sismo de este tamaño se consideró un evento raro en esta zona de Japón. Aunque los puentes en esta región están diseñados para cargas sísmicas, los coeficientes de diseño son considerablemente más bajos que aquellos registrados por este sismo. La posibilidad de un sismo mayor que el sismo de diseño se consideraba improbable y solamente una atención nominal se le había dado al problema, para estructuras diseñadas desde 1990. Esta diferencia, entre el máximo sismo creíble y el sismo de diseño, es claramente grande en esta región del Japón.

Algunas de las lesiones dejadas por este sismo son :

- Grandes sismos pueden ser muy destructivos en términos de pérdidas humanas, pérdidas económicas, costos de reconstrucción y efectos sociales. El cierre de una arteria de carreteras y de puentes afecta los sistemas de emergencia.
- Grandes daños sísmicos pueden ocurrir en áreas que están consideradas para tener, en promedio, solamente una exposición moderada de amenaza sísmica.
- Procedimientos de diseño de capacidad, detalles de ductilidad y anchos de apoyo generosos son necesariamente para prevenir colapso catastrófico durante grandes sismos.
- Mínimas fuerzas de conexión necesitan ser puestas en vigor para todas las zonas sísmicas a menos que tales conexiones puedan mostrar estar totalmente protegidos mediante fluencia aceptable de la subestructura. Redundancia en el detallamiento de conexiones es particularmente importante para estructuras esenciales.
- Estructuras de importancia crítica deben ser diseñados para niveles altos de comportamiento que provengan de especificaciones actuales. Criterio de comportamiento de multi-niveles y correspondientes estrategias de diseño son necesarias para puentes importantes.
- Medidas de reestructuración reduce el daño pero su inapropiado uso y/o instalación puede frustrar su propósito y quizá producir colapso.
- Desprendimiento lateral debido a la licuefacción pueden llevar al colapso incluso en estructuras moderadas con fundaciones masivas (caissons).
- Fallas prematuras de algunos apoyos parecen reducir las cargas sísmicas en los soportes de la subestructura mediante desacoplamiento de la superestructura de sus soportes. Esta acción puede salvar un número de luces de colapsar y columnas de fallar a cortante y a flexión.
- Aceleraciones en superestructuras aisladas es menor que en estructuras convencionales.
- Puentes sesgados son susceptibles de rotar en el plano produciendo grandes desplazamientos en sus apoyos y posibilitando la pérdida de soporte de las vigas en las esquinas agudas.

Capítulo 2

MODELACIÓN SÍSMICA DE PUENTES

El tipo de idealización que se utilice para determinar el modelo dinámico de un puente, debe caracterizar lo mejor posible el comportamiento real del sismo, y a su vez debe permitir describir su respuesta ante el sismo.

El cálculo de la respuesta dinámica se efectúa utilizando un modelo matemático, que describa cuantitativamente las propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento del modelo dinámico. Si se admite la hipótesis de continuidad del material, y si se tienen en cuenta las diversas formas geométricas complejas que pueden tener la estructura, es obvio que definir las propiedades dinámicas mencionadas resulta complicado. Además, el calcular la respuesta dinámica de una estructura implica establecer dicha respuesta en cada uno de los puntos de la estructura, es decir en una cantidad infinita.

Luego, para facilitar el cálculo numérico de la respuesta se puede preestablecer un número finito de puntos para el cálculo de la respuesta. El número de desplazamientos en las diferentes direcciones en cada uno de los puntos corresponden a los grados de libertad que intervienen en el modelo matemático.

Cada uno de los grados de libertad describe simultáneamente propiedades de masa y propiedades de rigidez. Generalmente las propiedades de rigidez se describen por medio de grados de libertad localizados en los nodos donde se interconectan los elementos o donde existen juntas, no coincidiendo con aquellos donde se concentran la masa. Por esta razón lo importante de realizar una buena idealización de la

estructura, pues se están describiendo con el mismo grado de libertad propiedades totalmente diferentes.

2.1. ECUACIÓN DE MOVIMIENTO

Para analizar del comportamiento sísmico, se inicia con el estudio de la ecuación de movimiento de un sistema muy sencillo, de un grado de libertad, para después ver lo que ha de suceder al modelar la estructura con varios grados de libertad. Este numeral comienza con el desarrollo de las ecuaciones de movimiento para estos dos casos. A manera de ver el estudio en forma sencilla, se analiza la estructura como un modelo en el plano.

2.1.1. Sistemas de un grado de libertad

Un sistema estructural simple se puede idealizar como una estructura de un grado de libertad, siendo un ejemplo el comportamiento longitudinal de un módulo de un puente, el cual se puede idealizar actuando independiente del resto de la estructura, ver figura 2.1.

En esta idealización se asume el diafragma, punto donde se concentra la masa, como un cuerpo rígido, mientras las columnas son flexibles a la deformación lateral pero rígidas en la dirección vertical.

Al existir un movimiento de la estructura de un grado de libertad debida a una excitación dinámica, en este caso producida por el movimiento inducido por un sismo en la base de la estructura, el desplazamiento importante sería el horizontal, u , de la masa respecto a la cimentación. En el momento que este desplazamiento sea diferente de cero, se presentan fuerzas de inercia, fuerzas de amortiguamiento y las fuerzas mecánicas correspondientes a las relaciones esfuerzo-deformación del elemento estructural, en el caso la pila. La fuerza de inercia depende de la aceleración absoluta de la masa, mientras que las fuerzas de amortiguamiento y las fuerzas mecánicas dependen respectivamente de la velocidad y el desplazamiento relativo al apoyo.

Al plantear el equilibrio de estas fuerzas se establece la siguiente ecuación :

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

Donde :

u = Desplazamiento relativo

\dot{u} = Velocidad relativa

\ddot{u} = Aceleración relativa

m = Masa del sistema

c = Coeficiente de amortiguamiento

k = Rigidez lateral de la estructura

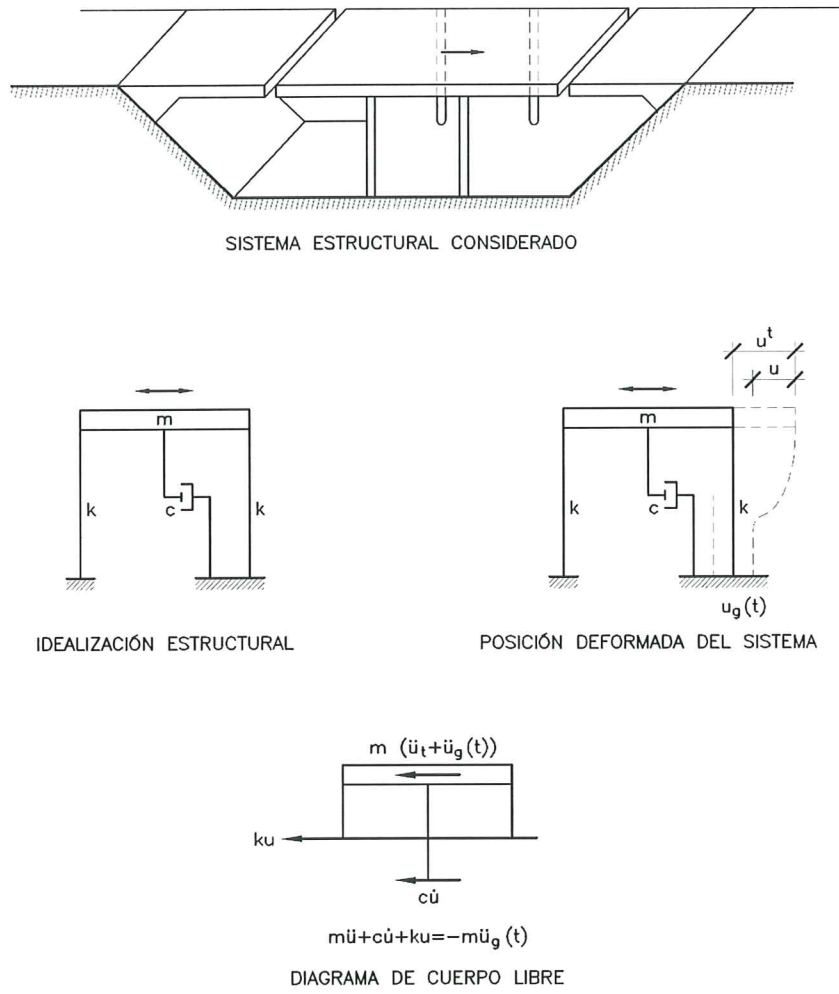


Figura 2.1. Sistema estructural de un grado de libertad

2.1.2. Sistemas de varios grados de libertad

Al estudiar los puentes como un sistema de varios grados de libertad, su idealización, como se muestra en la figura 2.2., se ve mas claramente al analizar la estructura bajo vibración transversal. La masa concentrada a nivel del tablero esta denotada por m_1, m_2, \dots, m_n , donde m_j es la masa correspondiente al nodo j , nodos determinados de acuerdo a la modelización deseada del puente. Las propiedades de rigidez de la estructura se caracterizan por rigideces laterales k_1, k_2, \dots, k_n donde k_j es la rigidez lateral del nodo j (Chopra, 1980).

La excitación en este caso es el movimiento inducido por el sismo en la base de la estructura. Suponiendo que el movimiento en el terreno solo producirá componentes horizontales.

La ecuación de movimiento puede ser escrita en forma matricial :

$$[m][\ddot{u}] + [c][\dot{u}] + [k][u] = -[m][\gamma] [\ddot{u}_g(t)] \quad (2.2)$$

Donde :

$[u]$ = Desplazamiento relativo

$[\dot{u}]$ = Velocidad relativa

$[\ddot{u}]$ = Aceleración relativa

$[m]$ = Masa del sistema

$[c]$ = Coeficiente de amortiguamiento

$[k]$ = Rigidez lateral de la estructura

$[\gamma]$ = Vector de valores unitarios que definen la dirección de aplicación del sismo.

La respuesta de deformación $u(t)$ de la estructura para una aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$ puede ser hallada como la respuesta de una estructura sobre una base fija, sujeta a fuerzas externas iguales a masas discretas del tablero por la aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$, como se puede ver en la figura 2.2.

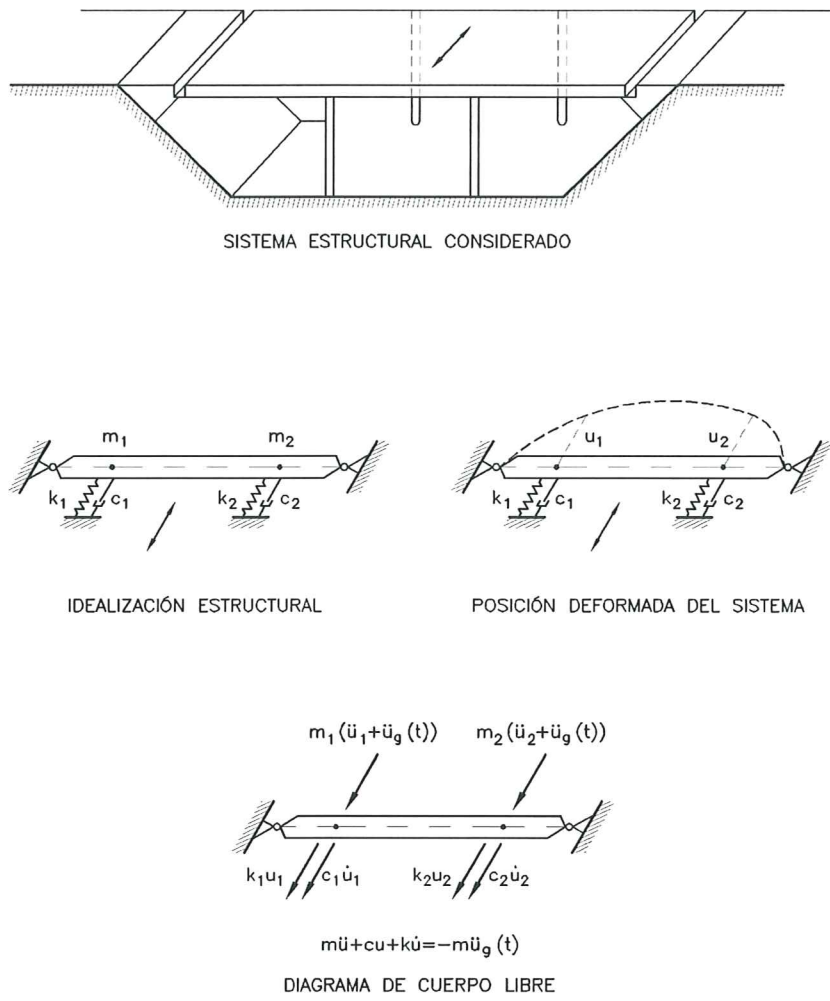


Figura. 2.2. Sistema estructural de varios grados de libertad.

2.2. MODELACIÓN EN EL PLANO

Se debe resaltar, que dada la posible ocurrencia de la excitación sísmica en cualquier dirección respecto a los ejes del puente, es necesario considerar la vibración y sus efectos en las diversas direcciones de éste. Como mínimo deben considerarse la vibración longitudinal y la vibración transversal (García, 1980), las cuales son claramente identificables en puentes rectos y las que se definirían como la dirección de la cuerda que une los estribos, como la longitudinal, y la dirección normal a esta, la transversal en el caso de puentes curvos.

Este caso mínimo ocurre en puentes con geometría y distribución de masa y rigidez regulares, para los cuales se puede esperar un desplazamiento de la vibración en las dos direcciones ortogonales, es decir una independencia que permita vibrar longitudinalmente sin que haya movimiento transversal. Y el caso contrario, ocurre en puentes irregulares, donde la vibración induce acoplamiento entre las diferentes direcciones. Por lo que la vibración en ellas ocurre de una manera dependiente, en este caso se debe utilizar métodos de análisis modal, en los cuales la contribución de varios modos de vibración para establecer la respuesta total de la estructura.

Basados en los conceptos básicos anteriormente expuestos, a continuación se expone el método más sencillo de modelación de un puente, el cual corresponde a una idealización de la estructura en el plano, para el caso, en la dirección longitudinal y en la dirección transversal (Bernal, 1985).

En otros numerales se profundiza en lo referente a la influencia de cada uno de los elementos, e incorporando el efecto de la interacción suelo estructura, la sesgadura de la losa y otros aspectos.

Al describir el comportamiento del modelo en la dirección longitudinal y transversal, se considera la existencia de articulaciones dentro del puente, es así como se habla de sistemas continuos, aquellos donde no hay articulaciones, y los sistemas no continuos, puentes donde existen articulaciones entre las luces.

2.2.1. Comportamiento longitudinal

En puentes rectos y en menor medida en puentes curvos, la vibración longitudinal de la estructura está relacionada con la consideración del tablero como un diafragma que interconecta los elementos estructurales en los apoyos. El comportamiento longitudinal y la distribución de fuerzas depende de la continuidad de la losa del tablero y/o de la ubicación de las juntas determinadas en el diseño. El diafragma se encarga de hacer que los elementos por él conectados operen como un conjunto; pudiéndose plantear para el caso los siguientes sistemas:

. **Sistema Continuo.** En la derecha de la figura 2.3., se ilustra un modelo de sistema de tablero continuo que cuenta con estribo no monolítico. Con columnas empotradas en sus extremos.

. **Sistema no Continuo.** En la misma figura 2.3., a la izquierda, se presenta un modelo donde debido a la existencia de juntas, no existe continuidad longitudinal de la superestructura. La junta se idealiza como una articulación, por lo cual se permite desplazamiento horizontal y vertical iguales y, rotaciones diferentes en cada uno de los extremos de los elementos que conectan al nodo ; impidiéndose la transmisión de momento entre vanos adyacentes. Los grados de libertad del modelo en cada nodo son tres, dos traslacionales y uno rotacional, excepto para los nodos donde hay articulaciones.

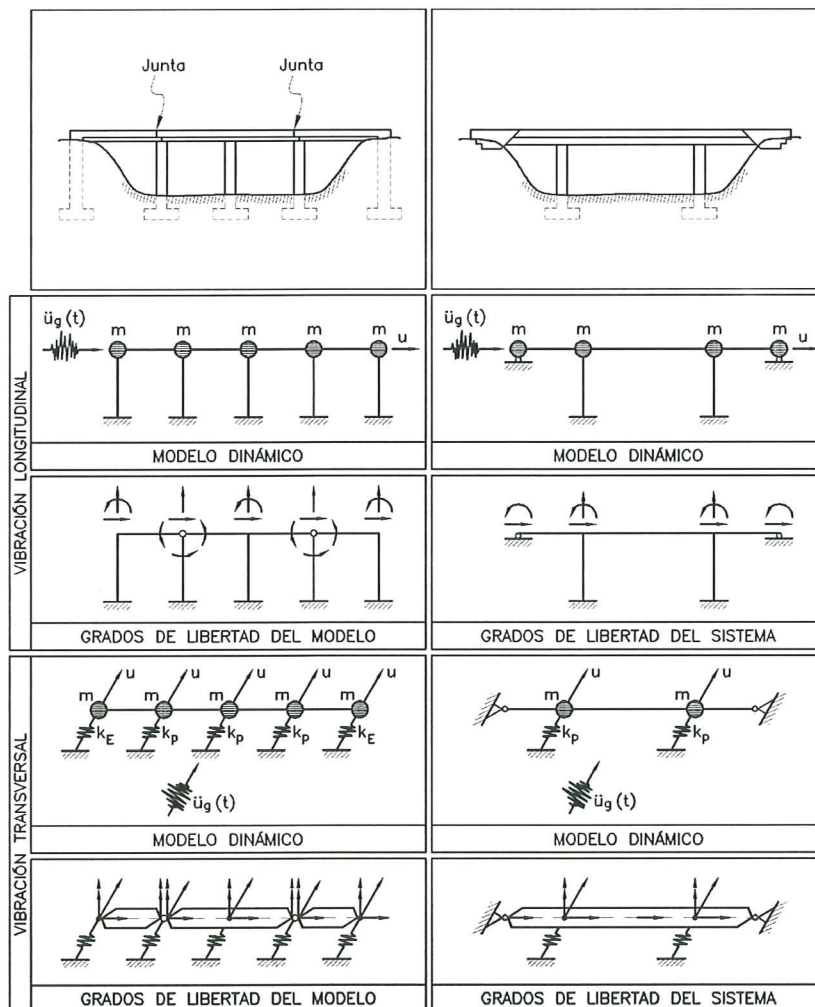


Figura 2.3. Ejemplo de modelación estructural de sistemas de puentes.

Las propiedades dinámicas de cada uno de los dos sistemas de manera muy resumida son presentadas a continuación :

. **Propiedades de Rigidez.** La idealización estructural para el comportamiento longitudinal debe tomar en cuenta la rigidez aplicable de los elementos considerados. El tablero aporta las características de diafragma, por otro lado, de acuerdo a su rigidez relativa respecto a las pilas, puede generar un comportamiento de estructura de cortante, empotrando las pilas, o en el otro extremo no generar ninguna restricción a la rotación de la cabeza de ellas; con lo que éstas se comportan como elementos sin continuidad longitudinal de momentos.

De acuerdo al tipo de restricción que se puede asumir que la losa le hace a las columnas, deberá considerarse para cada una de ellas la rigidez. Para el caso doblemente empotrado ($12EI/L^3$), el caso con apoyo libre de rotar arriba ($3EI/L^3$) o algún intermedio, siendo E el módulo de elasticidad del material, I la inercia y L la longitud del elemento. La rigidez total del conjunto será la suma de las rigideces de los elementos que tienen desplazamientos común a causa del diafragma.

En los casos donde se presentan juntas en la losa del tablero, los tramos que la contienen aportan rigideces correspondientes a su situación de elementos empotrados en un extremo y articulados en el otro.

De existir apoyo continuo en los estribos, su consideración implica tomar en cuenta la rigidez estructural del estribo. Por otro lado una idealización en la que no se considera el aporte del estribo a la rigidez longitudinal puede estar del lado seguro para el diseño de las pilas. En este caso, sin embargo, no puede olvidarse el efecto en el estribo, quien en realidad si va a recibir la carga longitudinal de existir el apoyo.

El empuje del terreno para la idealización longitudinal simple, puede ser ignorada. En numerales posteriores se estudiará el efecto del terreno de aproximación al puente.

. **Propiedad de la Masa.** La masa asociada al movimiento longitudinal es el correspondiente a la carga muerta de la fracción del tablero que ha sido identificada como el diafragma, sumando parte de la masa de la infraestructura correspondiente.

No es común considerar la masa asociada a la carga viva, esto sólo se haría en el caso de grandes proyectos viales en los cuales es común el caso de contar con un uso pleno y continuo de la capacidad del puente (Bernal, 1985).

. **Propiedad de Amortiguamiento.** Las propiedades de masa y de rigidez pueden ser calculadas en función de la forma y tamaño de los elementos

estructurales, siendo imposible calcular de esta misma forma el amortiguamiento. En general al no ser posible el cuantificar la energía local de los mecanismos de disipación, la matriz de amortiguamiento se expresa en función de la relación de amortiguamiento, obtenidas por experiencias en estructuras similares (Paz, 1992).

2.2.2. Comportamiento transversal

En la idealización estructural de un puente sometido a una vibración transversal, el tablero es modelado como una viga apoyada sobre elementos flexibles, modelados como resortes. En estos resortes ubicados en los apoyos, se representa la contribución de la subestructura al desplazamiento transversal. De esta forma, se logra involucrar la continuidad de la superestructura y distribuir la carga sísmica transversal en todos los elementos estructurales del puente de acuerdo con su rigidez. Los ejemplos idealizados para la vibración longitudinal, son también modelados para la vibración transversal como :

. **Sistema Continuo.** Este modelo para el comportamiento transversal es presentado en la figura 2.3, a la derecha. Los resortes se ubican en los puntos de conexión de pilas y estribos, si éstos se están considerando. A cada nodo se le asignan tres grados de libertad, dos traslacionales y uno rotacional. En la idealización se puede eliminar los grados de libertad en la dirección longitudinal, despreciando de esta forma las deformaciones axiales en el tablero.

En la figura 2.4. se muestra un modelo de ejemplo la idealización de elementos de la subestructura. La pila corresponde a un sistema de columnas empotradas a la viga cabezal y el estribo a un muro.

. **Sistema no continuo.** En el modelo de la izquierda en la figura 2.3., en los puntos donde se encuentran ubicadas las juntas, se colocan articulaciones.

Es de escogencia arbitraria el número de nodos al modelar el sistema. Sin embargo, es de uso común el considerar además de los puntos de conexión de los elementos y los puntos de las juntas, el adicionar nodos cada tercio de luz, como mínimo.

Las propiedades dinámicas de cada uno de los dos sistemas de manera muy resumida son presentadas a continuación :

. **Propiedades de Rigidez.** La idealización estructural para la vibración transversal debe estimar la rigidez de todos los elementos, por lo cual la rigidez de los resortes corresponde a la rigidez al desplazamiento en la dirección transversal de las pilas y de los estribos en el caso que se tengan en cuenta.

Esta rigidez puede determinarse empleando cualquier programa general de análisis matricial, que permita evaluar pórticos. En el caso de estribos tipo muro, la rigidez puede ser determinada en la forma presentada en la figura 2.4. (García, 1980).

El tablero contribuye con las características de rigidez de una viga en cada tramo de luz. De existir apoyo continuo en los estribos, su consideración implica tener en cuenta la rigidez estructural del estribo. En los casos donde las juntas están presentes, se deben tomar en consideración para su aporte en la rigidez transversal, la condición de elemento empotrado en un extremo y articulado en el extremo opuesto.

. **Propiedades de Masa.** La masa asociada a la vibración transversal es la correspondiente a la carga muerta del tablero idealizado como viga.

Al igual que en el análisis del movimiento longitudinal, el aporte por carga viva solo ha de tomarse para proyectos que así lo justifiquen.

. **Propiedades de Amortiguamiento.** Se le puede atribuir el mismo tratamiento dado en la dirección longitudinal.

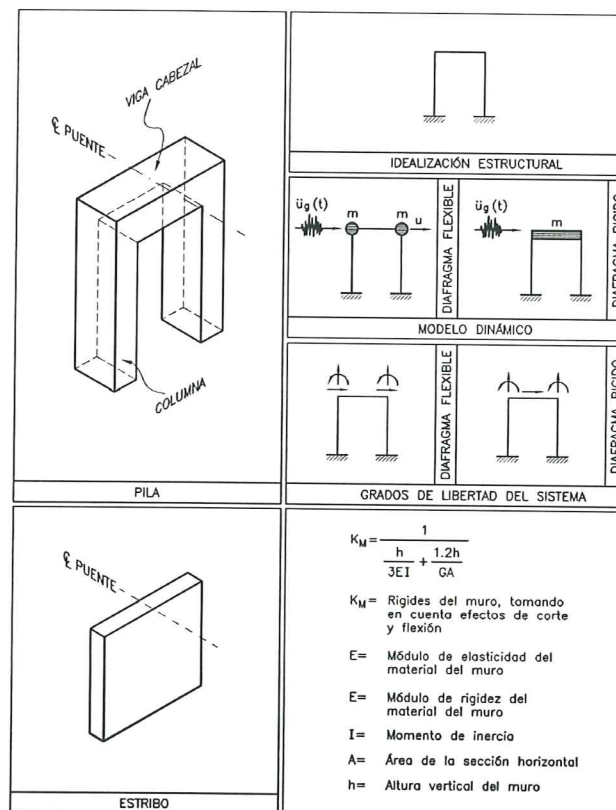


Figura 2.4. Modelación de elementos de la subestructura.

2.2.3. Ejemplos de modelación en el plano

Varios modelos de puentes correspondientes a trabajos realizados por Maldonado (1991a, 1991b, 1995), Goel (1996) son presentados en las figuras 2.5 a 2.9., a continuación se comenta de forma resumida cada uno de ellos :

El primer ejemplo.

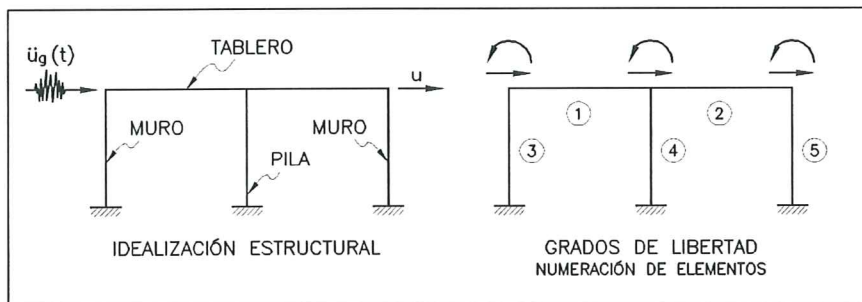
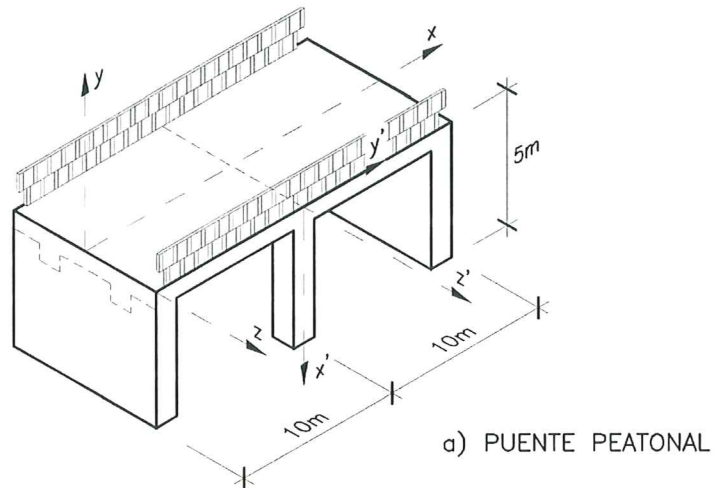
Corresponde a un puente peatonal en hormigón armado (Maldonado, 1991a, 1991b), compuesto de dos luces, con longitudes de diez metros. La superestructura es continua, de alineamiento normal a la línea central del puente, en sistema estructural losa-viga, ver figura 2.5.a.

La subestructura lo constituye una pila central, formada por dos columnas y una viga cabezal. Las columnas se empotran en la viga cabezal y la conexión pila-losa es fija. Los estribos conforman muros configurando un tipo apoyo monolítico con la superestructura.

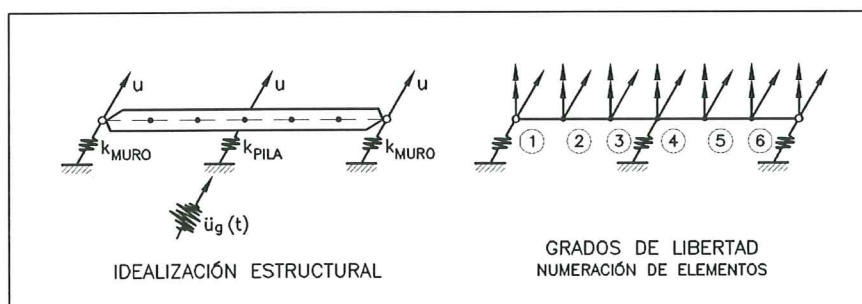
El puente en la dirección longitudinal se modela como un pórtico plano, donde la viga lo constituye el tablero y las columnas, los elementos que conforman las pilas y los estribos. A cada nodo le corresponde tres grados de libertad, de los cuales los verticales son omitidos dado la insignificancia que pueden tener las deformaciones axiales verticales de las columnas. A su vez, los grados de libertad rotacionales pueden ser condensados. Ver la respectiva modelación en la dirección longitudinal en la figura 2.5.b

La modelación del puente para la dirección transversal, el tablero se idealiza como una viga apoyada en elementos flexibles. Estos elementos flexibles se ubican en los puntos de conexión de estribos y pila. Correspondiéndole a cada uno la rigidez equivalente a un desplazamiento horizontal. En el tablero idealizado como una viga, se escogen como nodos además de los puntos de conexión, puntos cada tercio de luz. De esta forma se conforma un modelo el cual se puede ilustrar en la figura 2.5.c. De los tres grados de libertad asociados a cada nodo, se eliminan los longitudinales, despreciándose la deformación axial del tablero. La pila formada por la viga cabezal y las dos columnas son modelada como un pórtico plano, con cinco grados de libertad en total, dos por nodo, uno vertical y otro rotacional, y uno horizontal en la viga, este no es ilustrado en la figura, pero es equivalente al ya mostrado en la figura 2.4.

Algunos resultados en el estudio de este puente son mostrados en los capítulos tres y cinco. Periodos y modos de vibración se muestran en el tercer capítulo y, las fuerzas y deformaciones para el primer modo de vibración son presentadas en el quinto capítulo.



b) IDEALIZACIÓN PARA LA VIBRACIÓN LONGITUDINAL



c) IDEALIZACIÓN PARA LA VIBRACIÓN TRANSVERSAL

Figura 2.5. Ejemplo de modelación de un puente peatonal.

El segundo ejemplo.

Puente carretable en hormigón armado (Maldonado, 1991a, 1991b), compuesto por cuatro luces de veinticinco metros cada una, para una longitud total de cien metros, ver figura 2.6.a.

La superestructura contiene una junta en la mitad de la longitud, en el punto de conexión con la pila intermedia. Estructuralmente esta conformado por placa y vigas preforzadas.

La subestructura, formada por tres pilas, las cuales a su vez las configuran dos columnas de sección transversal circular, alineadas en dirección normal a la línea central del puente. Las columnas se empotran en sus dos extremos, en la parte inferior a la cimentación y en el extremo superior a la viga cabezal de la pila, en las pilas 1 y 3. Las columnas de la pila 2, como ya se menciona, conforman una articulación en la unión con la superestructura y esta empotrada en la parte inferior a la cimentación. Los estribos, de pared vertical, no son monolíticos, ya que la superestructura descansa sobre los estribos no ofreciendo una conexión rígida.

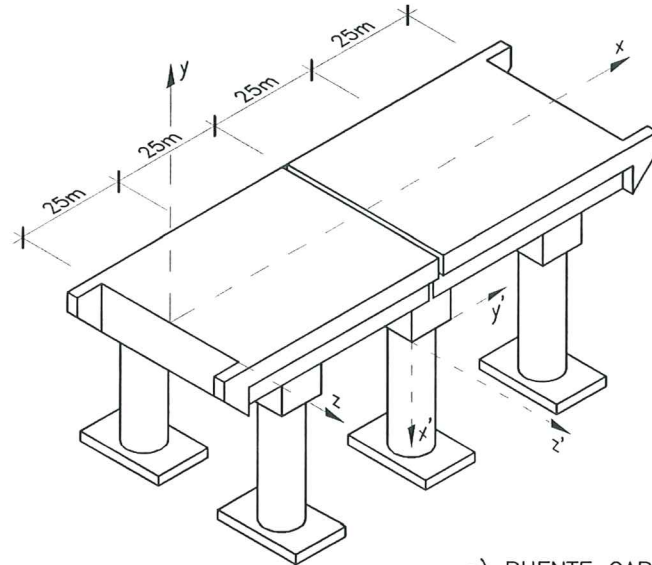
La modelación longitudinal del sistema, conformado por nueve elementos, los tramos del tablero idealizados como vigas y los muros y pilas modelados como columnas, se ilustran en la figura 2.6.b. Los nodos donde se encuentran las juntas son modeladas como articulaciones.

Los vanos de luz de puente adyacentes a la articulación son modelados como elementos con un extremo articulado, sea a la derecha o a la izquierda. De igual manera las columnas de la pila central cuentan con un extremo articulado, nodo donde de igual manera, no existe momento. Los muros de los estribos se modelan como columnas empotradas en su base y articuladas en su conexión con la superestructura. A cada uno de los nodos donde no hay articulaciones se les asocia dos grados de libertad, uno rotacional y otro traslacional, se ignora las deformaciones axiales verticales.

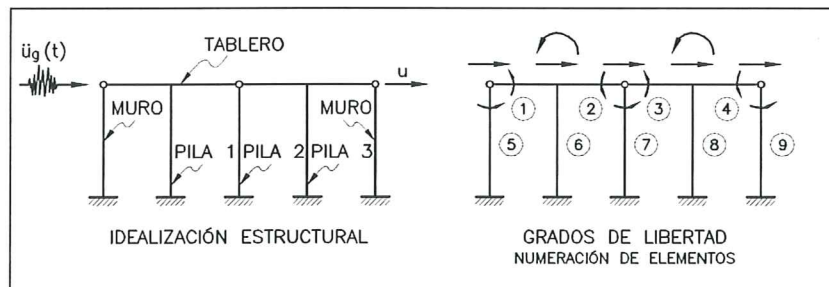
En la modelación transversal se escogen tres nodos intermedios, formando un modelo de diez y seis tramos del tablero idealizado como una viga, soportada en elementos flexibles. Las juntas son idealizadas como articulaciones. El modelo se muestra en la figura 2.6.c.

La rigidez de cada uno de los elementos flexibles corresponden a la rigidez debida a un desplazamiento transversal, sea en la pila o en los muros de los extremos.

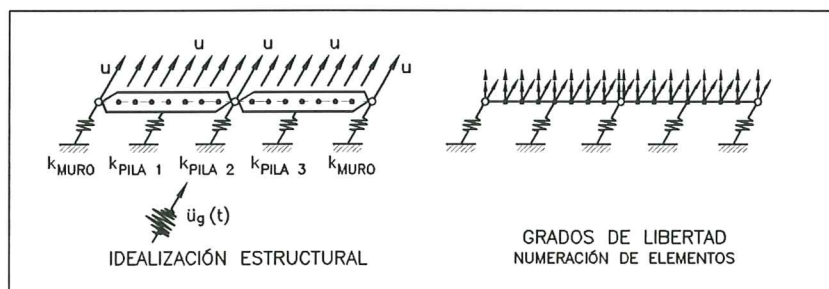
Algunos resultados en el estudio de este puente son mostrados en los capítulos tres y cinco. Periodos y modos de vibración se muestran en el tercer capítulo y, las fuerzas y deformaciones para el primer modo de vibración son presentadas en el quinto capítulo.



a) PUENTE CARRETEABLE



b) IDEALIZACIÓN PARA LA VIBRACIÓN LONGITUDINAL



c) IDEALIZACIÓN PARA LA VIBRACIÓN TRANSVERSAL

Figura 2.6. Ejemplo de modelación de un puente carretable.

El tercer ejemplo.

Puente vehicular localizado sobre el Río Fonce, Colombia (Maldonado, 1995), compuesto de seis pórticos de hormigón armado configurados longitudinalmente, tres al inicio y tres al final, conectados por tres vigas presforzadas de sección transversal en forma de I. Los pórticos transversales se encuentran interconectados por una viga, ver figura 2.8.a.

El sistema estructural corresponde a un puente configurado por pórticos y vigas preforzadas simplemente apoyadas a los extremos voladizos de las vigas de los pórticos. La superestructura conformada por las vigas de los pórticos, las tres vigas presforzadas y la losa. La infraestructura, la constituye las columnas de los pórticos, los estribos en los extremos y sus correspondientes sistemas de cimentación.

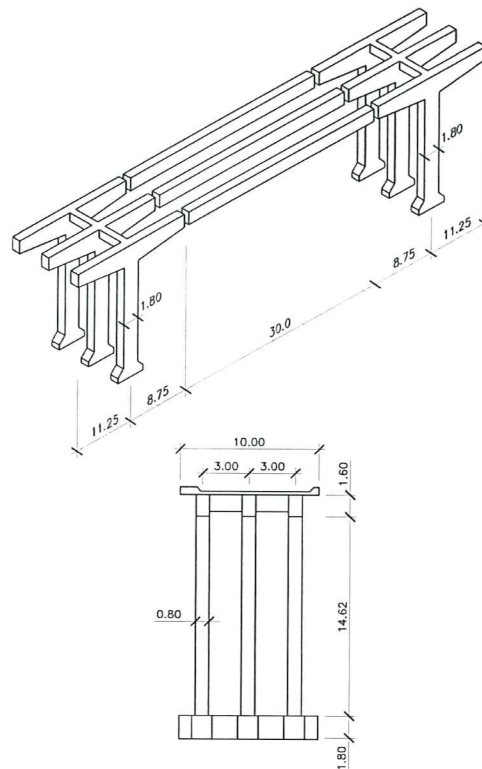


Figura 2.7. Puente en su etapa final de construcción.

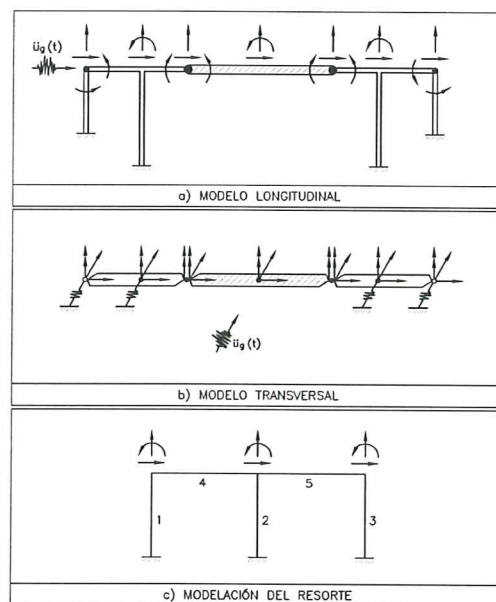
La modelación longitudinal, corresponde a un pórtico plano, donde la viga lo conforman las vigas de los pórticos, el tablero y las vigas presforzadas; y las columnas, los elementos que constituyen las columnas de los pórticos (figura 2.8.b).

Los puntos de conexión del diafragma en los estribos fueron modelados de diferentes maneras, como apoyos fijo-fijo, fijo-articulado, articulado-articulado e incorporando los estribos. Finalmente, los resultados mostraron (Maldonado, 1995) que el puente representaba un comportamiento más real asumiendo la contribución de los estribos y tomando los puntos de conexión como nodos articulados.

El puente, en la modelación transversal, trabaja la superestructura como una viga apoyada en elementos flexibles. Estos elementos flexibles se ubican en los puntos de conexión de estribos y las columnas, ver figura 2.8.b. Los pórticos transversales formados por una viga y las tres columnas es modelada como un pórtico plano, y representan a cada uno de los resortes del modelo transversal, ver figura 2.8.b. La rigidez de los estribos, a su vez, también fue tomada en cuenta en esta dirección. Los resultados de periodos de vibración están dados en el capítulo tres.



b. Esquema del puente.



b. Modelo Longitudinal y Transversal.

Figura. 2.8. Modelación estructural del puente sobre el Río Fonce.

El cuarto ejemplo.

La estructura considerada en el estudio de Goel (1996) es el US/101 Painter Street, localizado sobre el río Dell, California. Este consiste de una estructura de 265 pies de longitud, con superestructura conformada por vigas continuas cajón de hormigón armado. Soportada en estribos integrados al puente en cada uno de sus extremos y a su vez sobre una pila intermedia de hormigón armado conformado por dos columnas, ver figura 2.9.a.

El sistema de pila divide al puente en dos partes desiguales, una con una luz de 119 pies y la otra de 146 pies. Tanto el sistema de pila como los estribos están sesgados un ángulo de 38.9 grados.

El estribo Este es monolítico con la superestructura y esta descansando sobre catorce pilotes a nivel de la cimentación. El otro estribo, el Oeste, descansa sobre un apoyo de neopreno el cual es parte de un diseño de junta de expansión térmica de la losa. La fundación de este estribo consiste de diez y seis pilotes.

En la figura 2.9.b. se muestra el diagrama de cuerpo libre de un modelo idealizado del puente realizado por Goel (1996). El modelo consiste de una losa con tres fuerzas inerciales ubicadas en el centroide, f_{Ix} , f_{Iy} , $f_{I\theta}$, modelados como tres resortes. Además, se cuentan con tres sistemas resorte - amortiguadores, los cuales representan las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los sistemas estribos - suelo. Dos de estos sistemas localizados en el estribo monolítico, uno en la dirección del estribo ($f_{D2} + f_{S2}$) y el otro normal ($f_{D1} + f_{S1}$). El tercer sistema resorte - amortiguador se localiza sobre el estribo apoyado en un sistema de neopreno, en la dirección a lo largo del estribo ($f_{D3} + f_{S3}$).

Cada columna en el centro de la pila está representada por dos resortes lineales elásticos, uno normal (f_{S5} , f_{S7}) y el otro a lo largo de la dirección de la pila (f_{S4} , f_{S6}); el amortiguamiento no se considera debido a que la disipación de energía de la pila puede ser ignorada.

Cada columna en la pila es modelada explícitamente para considerar debidamente la contribución de la rigidez de la pila a la rigidez torsional total alrededor del eje vertical del puente. Además, las columnas son consideradas linealmente elásticas, en razón a no haberse observado agrietamientos una vez pasado el sismo del 25 de abril de 1992.

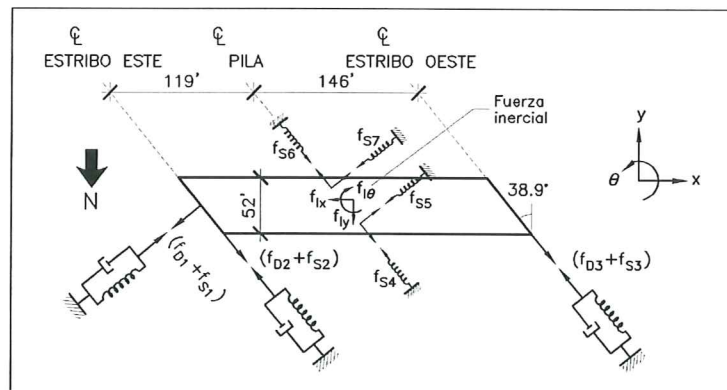
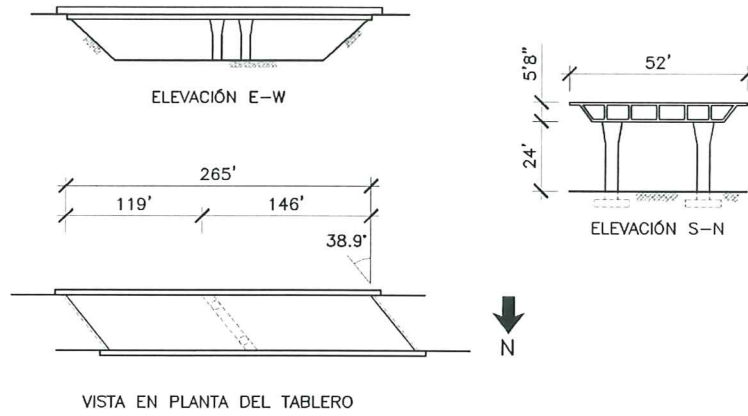


Figura 2.9. Modelación del puente US/101 Painter Street sobre el Río Dell (Goel, 1996).

2.3. MODELACIÓN ESPACIAL

La modelación en el espacio considera la estructura como un todo, no independizando la modelación en la dirección transversal y longitudinal. Los elementos de la idealización son elementos espaciales, los cuales pueden ser modelados como elementos limitados por sus dos nodos extremos y en cada uno de estos nodos asociando seis grados de libertad, tres traslacionales y tres rotacionales.

En los casos donde se cuente con puentes irregulares en geometría, la modelación espacial mas que aconsejable es necesaria, ya que la respuesta no dependerá solamente del acoplamiento entre la respuesta a la vibración longitudinal y a la vibración transversal, sino que será el resultado de un acoplamiento del comportamiento del puente en todas las direcciones.

Además, la posibilidad de utilizar esta modelación esta de la mano de la importancia y continua evolución de los métodos de discretización, unida al desarrollo de los métodos numéricos apropiados. En la modelación dinámica de estructuras pueden utilizarse los siguientes métodos de discretización (Barbat *et al.*, 1994):

- Método de las masas concentradas.
- Método de los desplazamientos generalizados.
- Método de los elementos finitos.

Es de resaltar que el numeral anterior donde se estudio la modelación en el plano, el método de discretización empleado fue el de las masas concentradas.

Un ejemplo de un puente modelado mediante elementos finitos detallados tridimensionalmente es presentando por McCallen y Romstad (1994), el puente corresponde al puente US/101 Painter Street. Elementos cascarón fueron usados para representar el diafragma en viga cajón, elementos de viga modelaron las columnas de la pila central y elementos sólidos tridimensionales fueron usados para la viga capitel y para los muros de los estribos. En este modelo, la estructura en los puntos de apoyo al suelo se asumieron rígidos.

2.4. INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES

Las investigaciones de diferentes autores muestran la sensibilidad de la respuesta del puente a varios parámetros, como son : el comportamiento del diafragma, de las pilas, de los apoyos, la masa y rigidez del suelo de los terraplenes, el valor de amortiguamiento, y la no linealidad del suelo.

El trabajo de McCallen y Romstad (1994), entre otros, presenta los resultados de estudios detallados de simulación numérica de la respuesta dinámica de sistemas de puentes de paso superior con luces cortas. Dos diferentes enfoques de modelación

fueron investigados. El primero utilizando un modelo sencillo reducido como idealización del modelo del puente, el segundo desarrollando el modelo en forma detallada, a gran escala, utilizando un modelo en elementos finitos tridimensional. El modelo detallado incluye una discretización del suelo de los terraplenes de aproximación, considerando un modelo sencillo no lineal del material para el estudio del comportamiento histerético del suelo. La sensibilidad de la respuesta del puente a varios parámetros, como son, el esviaje de la losa, la masa y rigidez del suelo de los terraplenes, el valor de amortiguamiento modal del modelo sencillo, y la no linealidad el suelo fueron investigados en dicho estudio. A continuación se comenta más en detalle los efectos de los diferentes elementos estructurales del puente en su comportamiento global, visto por estudios de varios investigadores :

2.4.1. Diafragma

La falla de los diafragmas debilitan la rigidez transversal y la estabilidad de las vigas principales influyendo en el normal funcionamiento del puente. Los resultados, de la investigación de Xizhu, Chen y Rong (1996), indican que las fuerzas internas y las deformaciones del diafragma son controladas por la vibración a flexión transversal de las vigas principales del puente, y que una parte parcial de diafragma alcanza la plasticidad mientras las pilas están aún en estado elástico cuando se alcanza una intensidad de sismo alto. Además, resalta como los efectos de las pilas sobre las fuerzas del diafragma principalmente pueden ocurrir en la vibración transversal. En este mismo trabajo, se exalta el aporte de la vibración transversal de las vigas principales del puente en las deformaciones del diafragma. Sin embargo, comparando el aporte de la vibración a flexión transversal con el de la deformación torsional, este último resulta insignificante en comparación con el anterior. Otro punto a destacar, es como la fluencia de unos segmentos de diafragma pueden incrementar las fuerzas internas de otros, además estudiando el tiempo de ocurrencia de fluencia de los segmentos de diafragmas, se concluye que la fluencia ocurre a diferentes tiempos.

. **Sesgadura del diafragma.** El modelo de superestructura detallado en el trabajo de McCallen y Romstad (1994) claramente demuestra algunas de las influencias de la sesgadura de la losa. En el modelo no sesgado las formas modales individuales cuentan con la contribución o bien de torsión pura o de flexión pura; las formas modales del modelo sesgado, de otra manera, muestran una combinación de deformaciones flexo-torsionales. Comparando los resultados del modelo detallado, para estructuras sesgadas y no sesgadas, las frecuencias difieren hasta el 15%, ver capítulo 3.

2.4.2. Pilas

Los estudios de Elnashai (1996) indican que las pilas de los puentes son significativamente afectadas por las condiciones de frontera, por ejemplo la rigidez del resorte del suelo o la rigidez de la conexión pila-losa.

Decisiones en cuanto al detallamiento requerido en el análisis del modelo de las pilas individuales afecta muy significativamente no solamente los resultados obtenidos sino también abarcan un esfuerzo computacional.

El modelo más simple para analizar el aporte de ductilidad de una pila de puente de hormigón armado ante la acción sísmica es una estructura en voladizo con base empotrada a la cimentación. Sin embargo, trabajos como el de Elnashai (1996) muestran otros modelos posibles para analizar una pila de hormigón armado, cada modelo se ilustra en la figura 2.10:

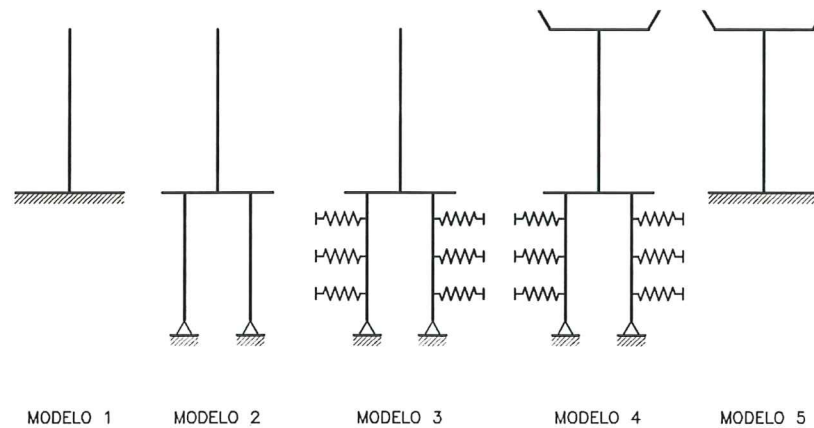


Figura 2.10. Modelos posibles de una pila de hormigón armado (Elnashai, 1996).

- Modelo 1. Pila modelada como un elemento en voladizo empotrado al suelo de cimentación.
- Modelo 2. Pila incorporando la estructura de cimentación, la cual se modela con una rigidez nula .
- Modelo 3. Pila incorporando la estructura de cimentación, sin la rigidez del suelo.
- Modelo 4. Pila incorporando la estructura de cimentación, la rigidez del suelo y el diafragma rígido, como elemento rígido.
- Modelo 5. Pila incorporando diafragma rígido pero sin modelar el suelo.

El modelo 1, como se dijo anteriormente, es el más sencillo al no incorporar la acción del suelo en el sistema, es decir ignora la interacción suelo - estructura. El modelo 2, incorpora el sistema de cimentación, de tal manera que este no aporta rigidez al sistema ; siendo el sistema de conexión de la cimentación al suelo del tipo de soporte articulado con pernos. El tercer modelo, incorpora además del sistema de cimentación, la acción del suelo, representando el suelo con elementos flexibles, resortes, los cuales a su vez sirven como puntos de entrada del sismo a la estructura. Y finalmente, el cuarto modelo, similar al anterior, a diferencia que a este se le incorpora el sistema de losa del puente como un elemento rígido.

El adicionar el sistema pila - suelo, usando una simple representación de resortes, no es adecuado para estudios relativos al suelo, pero es usado frecuentemente en estudios de estructuras. En tal caso, las decisiones tienen que ser tomadas de acuerdo al nivel de detalle requerido en la evaluación de las características del suelo para ser modeladas en la investigación analítica.

Otro detalle ha ser tenido en cuenta en la modelación es la forma de conexión losa - pila. La forma de tal conexión, en caso de existir, tiene una gran influencia o un significativo efecto sobre los resultados obtenidos en la forma de deflexión del sistema.

Los cinco posibles modelos mostrados presentan, a nivel de análisis sísmico, parámetros de respuesta sísmica con un alto grado de variación según Elnashai (1996). En lo referente a las ductilidad, la diferencia entre el modelo con losa rígida y sin modelación de suelo (Modelo 5), y el modelo donde pilas y suelo es modelado mas el sistema de diafragma (Modelo 4), es más del 100 por ciento.

2.4.3. Estribos

La mayoría de las especificaciones y guías de diseño sísmico para puentes requieren que el sistema estribo - suelo incluyan en el modelo estructural, del puente, como mínimo resortes lineales equivalentes discretos (CALTRANS 1988 Y 1989, ATC-6 1981 y AASHTO-83, 94). Generalmente, a nivel de diseño, los valores de rigidez son usualmente determinados sobre reglamentos simples y en la capacidad y deformación esperada del estribo durante la ocurrencia de un sismo. No obstante, la exactitud de estos valores no es completamente cierto ya que el problema representa un comportamiento complejo del sistema estribo - suelo; el cual esta influenciado por la interacción suelo - estructura y por el comportamiento no lineal del suelo.

Tomando los resultados obtenidos del trabajo de Goel (1996), los resultados muestran la siguientes tendencias :

- El estribo tiende a ser rígido para pequeñas deformaciones durante la fase de incremento del sacudimiento.

- La rigidez del estribo decrece tanto como se incrementa la deformación durante grandes sacudimientos.
- El estribo recupera algo de su rigidez con su subsecuente reducción en su deformación tanto como el movimiento llega a ser menos intenso respecto a la parte última del sacudimiento.
- La rigidez recuperada es solamente parcial y gradual sobre el tiempo, la recuperación es especialmente suave después, respecto a los ciclos de mayor deformación.

Basados en las rigideces normalizadas existentes en Norte América, Goel pudo decir que CALTRANS ofrece una buena estimación de la rigidez de los estribos en la dirección de él (es decir transversal a la losa), sin embargo sobrestima la rigidez normal al estribo (a lo largo de la dirección del tablero) por un factor por encima de dos. Los procedimientos AASHTO-83 y ATC-6 presentan una rigidez transversal y longitudinal alta.

2.4.4. Terreno de aproximación al puente

La aplicación del sistema de identificación de los datos de respuesta sísmica medidas en los puentes de luz corta han concluido que la superestructura de un puente, los estribos y el suelo de los terraplenes de aproximación constituyen un sistema fuertemente acoplado. El comportamiento dinámico de la fundación y del suelo de los terraplenes tienen una influencia de primer orden en la respuesta dinámica de la superestructura del puente. Los análisis de las mediciones de movimientos fuertes también han indicado que al considerar el comportamiento no lineal del suelo de los terraplenes puede resultar en un significativo comportamiento global no lineal del sistema entero, aún cuando la superestructura del puente permanezca lineal

La sensibilidad de la rigidez y de la masa del suelo se presenta más en los suelos blandos. De esta manera, esto aparece durante fuertes sacudimientos del terreno, cuando las deformaciones son lo suficientemente grandes, dando como resultado un ablandamiento significativo del suelo. El suelo de los terraplenes juega un papel importante en la respuesta del puente (McCallen *et al.*, 1994).

2.4.5. Apoyos

La modelación de los apoyos juega un papel muy importante en el momento de construir el modelo del puente completo, debido a que son los elementos que precisamente permiten la distribución de las fuerzas, además de ser los causantes, en algunos de los casos, de la falla de los puentes.

Dentro de las causas que se registran como motivo de falla en los puentes, están los significativos desplazamientos relativos originados entre la superestructura y la subestructura (estribos, pilas y columnas). Debiéndose principalmente a la falta de una longitud de apoyo adecuada, o al mal funcionamiento de los sistemas de apoyo.

Por lo anterior, el representar de la mejor manera posible el comportamiento real de los apoyos en cada uno de los puntos de unión en el puente, se reflejará a su vez en una respuesta más real de la estructura ante el sismo y, en consecuencia se podrán plantear mejores soluciones a los tipos de apoyos.

Capítulo 3

CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE PUENTES

Este capítulo tiene como finalidad el discutir algunos de los aspectos mas relevantes en la caracterización dinámica de un puente, de aquí que se presenten algunos comentarios en lo referente a rigidez, amortiguamiento, periodos y, modos de vibración de los puentes.

Es de resaltar que algunos de estos puntos ya han sido estudiados anteriormente y por ello aquí tan solo se presentan conclusiones sacadas de otros autores y algunos ejemplos que complementan de buena manera el estudio del comportamiento sísmico de estructuras como los puentes.

3.1. RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO

Rigidez. En lo referente a la rigidez de los elementos de un puente y de sus aportes a la rigidez total del sistema se ha discutido ya en otros apartados. Sin embargo, en algunos trabajos como los de Barenberg y Foutch (1988), las propiedades de rigidez de la losa se determinaron multiplicando la rigidez en la sección transversal por un factor de modificación, el cual depende del tipo de losa. Los valores han sido determinados con base en estudios de vibraciones ambientales en 57 puentes y en el

análisis de fuerzas en puentes viga-cajón; la rigidez a flexión de la sección transversal se tomó igual al 70% de la rigidez de la sección gruesa, mientras el área cortante se asumió del 25% del área gruesa. Para puentes en los cuales los estribos se encuentran unidos monolíticamente con el tablero, los grados de libertad rotacionales fueron articulados. Para puentes donde la losa descansa sobre apoyos elastoméricos, la rigidez transversal se asumió muy pequeña.

Amortiguamiento. Según el trabajo McCallen, utilizando un amortiguamiento del 5% dio como resultado o bien una respuesta demasiado grande en amplitud o con demasiado contenido frecuencial. Utilizando un amortiguamiento modal del orden de 20% a 30% en los modos, que mostraron significativo potencial para los desplazamientos de los estribos y del suelo en los terraplenes de aproximación al puente, se mejoraron significativamente los resultados del modelo simple (McCallen y Romstad, 1994). Al observar los altos niveles de amortiguamiento que deben ser utilizados en un modelo lineal simple se puede evidenciar la necesidad de utilizar modelos más exactos y que estén de acuerdo con las observaciones experimentales. Basados en experiencias de trabajos de muchos investigadores, es claro que los puentes frecuentemente presentan una respuesta no lineal, aún cuando la superestructura permanezca esencialmente elástica.

3.2. MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS FUNDAMENTALES

La mejor forma de caracterizar dinámicamente una estructura es mediante sus valores de frecuencias naturales y sus correspondientes modos de vibración, no obstante estos valores se determinan mediante el análisis de la estructura en movimiento libre, la cual corresponde a la ecuación de movimiento (3.1.) igualada a cero.

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g(t) \quad (3.1)$$

La solución a la ecuación para movimiento libre corresponde a una forma senoidal, reemplazando la solución y reordenando términos se llega al planteamiento de un problema matemático conocido como problema característico (Paz, 1992):

$$\left[[K] - \omega_n^2 [M] \right] = 0 \quad (3.2)$$

La ecuación anterior termina siendo una ecuación algebraica de grado n de incógnita ω_n^2 , la cual se satisface para n valores de ω^2 . Esta ecuación conocida como

ecuación característica del sistema, una vez resuelta sus valores de solución corresponden a las frecuencias naturales del sistema y a sus correspondientes modos de vibración, .

De donde, el vector de frecuencias naturales corresponde a:

$$[\omega] = \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_i \\ \omega_{ngl} \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

La matriz modal ya normalizada, en la que cada columna corresponde a los valores de cada modo de vibración natural normalizado es:

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1ngl} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2ngl} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \dots & \phi_{3ngl} \\ \phi_{ngl1} & \phi_{ngl2} & \dots & \phi_{ngl\ ngl\ 1} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

El método directo de la solución, basado en el desarrollo del determinante y la solución de la ecuación característica no siempre es una forma práctica de solución, sobre todo en aquellos casos donde la estructura esta modelada con varios grados de libertad, ya que prácticamente se convierte en un imposible hallar la solución del problema característico por la cantidad de cálculos que se llegan a requerir.

Como alternativa para sistemas de muchos grados de libertad, existe la utilización de métodos numéricos que pueden solucionar la ecuación característica, entre ellos se encuentra el método de Jacobi. Este es un método iterativo para calcular los valores característicos y los vectores característicos de un sistema.

En trabajos como los de McCallen y Romstad (1994) del puente Painter Street sobre el Río Dell en California se ilustran los primeros modos de vibración del puente. En la tabla 3.1. se presentan los valores de los primeros periodos considerando la condición de sesgado y no sesgado del puente.

Tabla 3.1. Frecuencias en hz para el puente US/101 Painter Street.

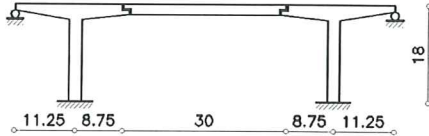
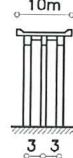
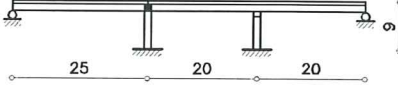

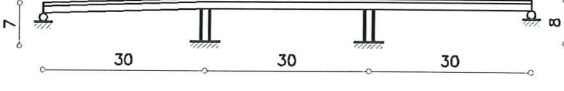

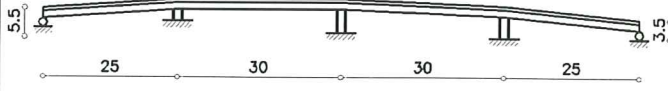

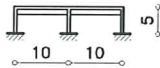



MODO	MODELO SESGADO	MODELO NO SESGADO	DIFERENCIA (%)
Primero Vertical	2.93	2.55	13.0
Segundo Vertical	4.56	4.28	6.1
Transversal	4.77	4.88	2.3
Primero Torsional	5.13	5.38	4.9
Segundo Torsional	6.32	6.76	7.0
Longitudinal	7.95	6.75	15.1

Observando los modos de vibración y los valores de frecuencia para cada uno de ellos se puede concluir (McCallen y Romstad, 1994):

- La influencia del sesgamiento del diafragma es visiblemente clara, ya que se registran diferencias hasta del 15 % para el modo longitudinal. En el modo transversal el ángulo de esviaje marca poca influencia.
- Los modos de vibración del modelo no sesgado, tienen contribución de flexión pura y de torsión para los modos respectivos.
- Luego, las formas de vibración del modelo sesgado consiste de una contribución mas compleja, combinando deformaciones de torsión-flexión.

En la tabla 3.2 se presenta un resumen de los periodos naturales de vibración, tanto de los tres primeros modelos presentados en el capítulo anterior, como de otros tres más, obtenidos de trabajos realizados por Maldonado (1991a,1991b y 1995), modelados para la vibración longitudinal y para la dirección transversal. La última columna equivale al tipo de metodología utilizada para hallar los valores descritos, o bien análisis dinámico o el método simplificado de la fuerza estática equivalente.

Tabla 3.2. Períodos Fundamentales de varios puentes tipo.
(Maldonado, 1995)

SECCION LONGITUDINAL	SECCION TRANSVERSAL	Periodo (seg.)		METODOLOGIA
		Long.	Trans.	
<p>1-PUENTE VEHICULAR</p>  <p>SISTEMA PORTICO-VIGA PRESFORZADA</p>		0.58	2.19	ANALISIS DINAMICO
		0.58	2.20	APROXIMADO F.E.E
<p>2-INTERCAMBIADOR</p>  <p>PRIMER TRAMO CURVO. SEGUNDO TRAMO CONTINUO SOBRE PILA APORTICADA</p>		1.19	0.32	ANALISIS DINAMICO
<p>3-INTERCAMBIADOR</p>  <p>VIGA-CAJON. PILA AISLADA DE SECCION VARIABLE</p>		0.495	0.565	APROXIMADO F.E.E
<p>4-INTERCAMBIADOR</p>  <p>VIGA-CAJON. PILA AISLADA DE SECCION VARIABLE</p>		0.265	0.40	APROXIMADO F.E.E
<p>5-PUENTE PEATONAL</p>  <p>VIGA-LOSA. PILA APORTICADA</p>		0.33	0.16	ANALISIS DINAMICO
		0.38	0.165	APROXIMADO F.E.E
<p>6-PUENTE VEHICULAR</p>  <p>VIGA-LOSA. PILA APORTICADA</p>		0.59	0.34	ANALISIS DINAMICO
		0.59	0.36	APROXIMADO F.E.E

Utilizando análisis dinámico, bajo una modelación en el plano los resultados de los períodos y coeficientes de participación para los puentes 5 y 6 se presentan a continuación, estos tipos de puentes a su vez corresponden a los expuestos en el capítulo dos como modelos uno y dos respectivamente.

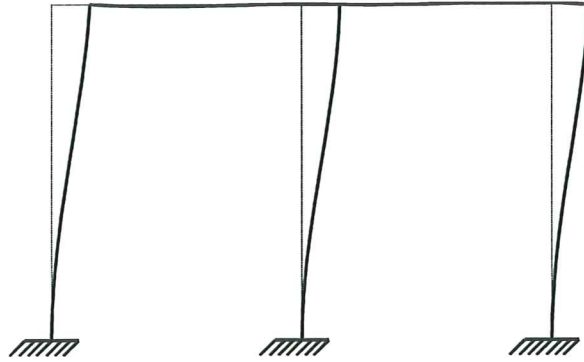
Tabla 3.3. Períodos y Coeficientes de Participación para el puente tipo 5.

MODO	PERIODO (segundos)	COEFICIENTE DE PARTICIPACION
Primer Longitudinal	0.33	- 1.50499
Primer Transversal	0.16	1.40497
Segundo Transversal	0.07	0.1765E-6
Tercero Transversal	0.04	- 0.53401

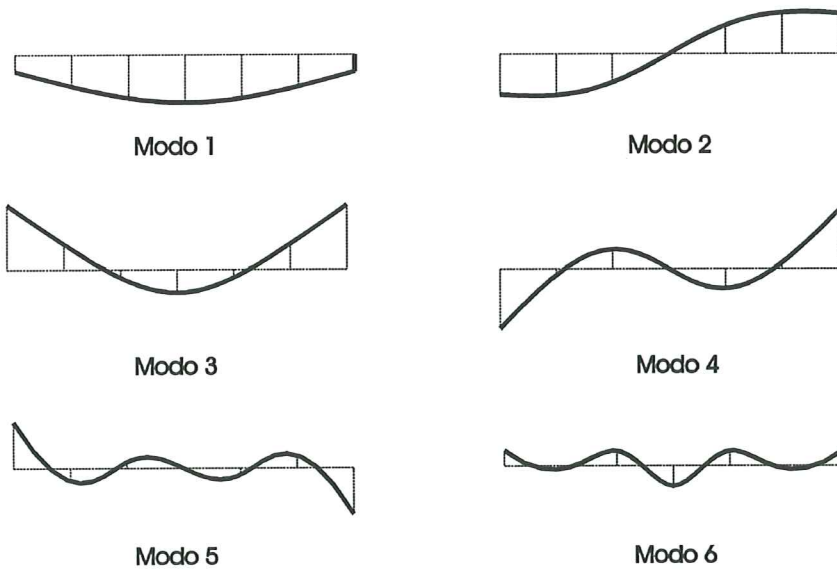
Tabla 3.4. Períodos y Coeficientes de Participación para el puente tipo 6.

MODO	PERIODO (segundos)	COEFICIENTE DE PARTICIPACION
Primer Longitudinal	0.594	- 0.92199
Primer Transversal	0.335	7.9529
Segundo Transversal	0.234	- 0.2782E-4
Tercero Transversal	0.167	2.79737

Las formas de vibración correspondientes a los anteriores valores se presentan en las figuras 3.1. y 3.2.

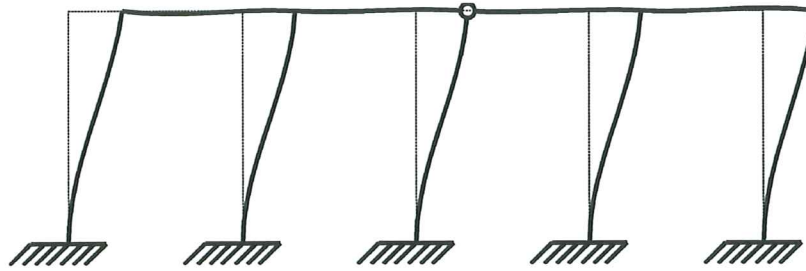


a. Forma modal correspondiente al primer modo longitudinal.

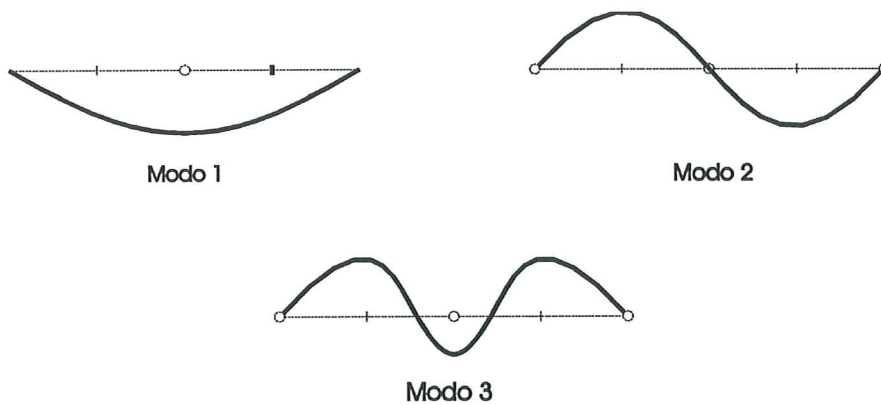


b. Forma modal correspondiente a los seis primeros modos de vibración transversal.

Figura 3.1. Modos de vibración para el puente tipo 5.



a. Forma modal correspondiente al primer modo longitudinal.



b. Forma modal correspondiente al primer, segundo y tercer modo transversal.

Figura 3.2. Modos de vibración para el puente tipo 6.

Las formas de vibración son muy similares para los dos puentes, la diferencia importante se ve en la dirección transversal en los puntos de unión en los extremos, donde en el primer puente se modelaron los estribos y por ellos son nodos con desplazamiento. En el segundo modelo (puente 6) los extremos se articularon y por lo tanto no existe desplazamiento alguno en estos puentes.

3.3. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE PUENTES

Los puentes son estructuras que están frecuentemente sometidas a cargas dinámicas. En los últimos años, modelos estructurales analíticos y métodos numéricos han sido desarrollados con el fin de poder realizar análisis dinámicos. La utilidad de dichas soluciones analíticas están sin embargo, limitadas por el grado de representación realista del modelo matemático formulado, de aquí que sea necesario metodologías para determinar las características dinámicas de los puentes. Uno de estos métodos se describe a continuación.

3.3.1. Sistemas de identificación

El problema de la determinación de modelos lineales de estructuras con base en datos reales de acciones sísmicas de dichas estructuras, puede ser investigado usando la teoría de “*Sistemas de Identificación*”. La exactitud está en el determinar los estimativos óptimos de los parámetros del modelo mediante la minimización de los resultados entre las respuestas reales de la estructura y las del modelo.

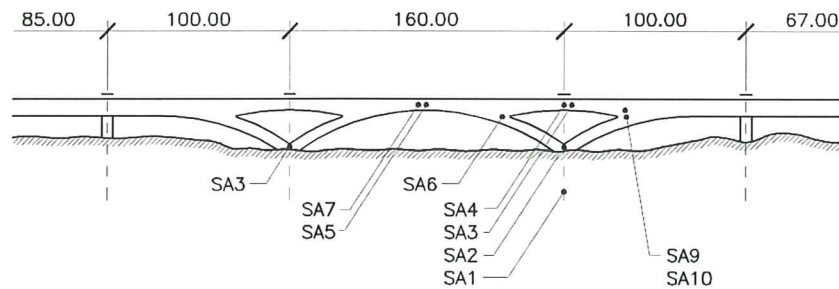
Obviamente, un prelude lógico para determinar las características dinámicas y para evaluar la seguridad de los puentes es el desarrollo de “Sistemas de Identificación” basados en mediciones en campo. Esta alternativa o método es particularmente necesaria en puentes complejos e importantes (Tan y Liu, 1996).

El principal problema al desarrollar dicha identificación proviene del hecho que la respuesta es usualmente medida en pocos puntos de la estructura, esto limita el grado con el cual las propiedades dinámicas de un puente pueden ser resueltas. En vista de la insuficiencia en los datos de respuesta, el procedimiento de identificación modal es considerado como uno de los más populares, en el cual, parámetros de un sistema lineal, por ejemplo, frecuencia modal y relación de amortiguamiento, pueden ser determinados sobre la base de unas simples mediciones (Beck y Jennings, 1980).

Un algoritmo práctico es planteado por Tan y Liu (1996), basado en sistemas de identificación, con la finalidad de determinar sistemáticamente la mejor estimación de los parámetros dinámicos de un puente de gran luz. Este método ha sido realizado con un esquema de trabajo bajo la producción de un error aproximado en el cual los valores paramétricos son calculados mediante la minimización del ajuste entre la respuesta de la estructura filtrada y la respuesta del modelo. A continuación se muestra un ejemplo de aplicación de este algoritmo (Tan y Liu, 1996), resaltando los valores encontrados :

- El puente considerado se muestra en la figura 3.3.; actualmente se encuentra en construcción llegando a ser uno de los más importantes y uno de los puentes especiales en Taiwan. Este corresponde a una estructura de hormigón con una luz total cercana a las 800 metros de longitud y un radio

horizontal de curva alrededor de 750 metros. La luz central del puente en forma de arco cuenta con 160 metros de longitud y en ella se ha usado vigas cajón en hormigón presentado. Las pilas que soportan la luz central son de forma en triángulo invertido con un hueco en el centro.



NOTA: SA# NÚMERO DE LOCALIZACIÓN DEL SENSOR

Figura. 3.3. Ejemplo de un puente de aplicación de sistemas de identificación (Tan y Liu, 1996)

- Ante los datos obtenidos, la respuesta en el puente sometándolo a sismos locales en los que se consideraron tres componentes se calculó y se trató como la respuesta medida. Un total de 207 elementos viga, modelados en tercera dimensión, fueron usados en el análisis (Tan y Liu, 1996). La relación de amortiguamiento usada fue de 5% para cada modo. La respuesta en la luz media del puente se hizo desde varias mediciones instrumentales.
- Para estimar los valores paramétricos en la dirección y (dirección transversal), la respuesta en la competente y en el centro del puente junto con las excitaciones correspondientes a la dirección y en los soportes fueron utilizadas. La tabla 3.5. presenta los valores teóricos y la tabla 3.6. resume el resultado de identificación después de tres barridas, aunque solamente se ilustran los valores de la última, se pudo ver una rápida convergencia en los valores paramétricos.

Tabla 3.5. Valores Teóricos para la dirección y.

MODO	ξ_n	ω_n
1	0.050	4.93
2	0.050	8.15
3	0.050	13.57

ξ_n = Relación de amortiguamiento

ω_n = Frecuencia natural

Tabla 3.6. Parámetros estimados en la dirección y, basados en la entrada del sismo en la dirección y solamente.

MODO	ξ_n	ω_n	γ_n
1	0.0508	4.95	-1.47
2	0.0496	8.15	0.55
3	0.0360	13.48	-0.11

INDICE DE ERROR = 2.419 %

γ_n = Participación del sismo en la dirección y.

Los resultados con múltiples componentes son presentados en la tabla 3.7. Los factores de participación efectiva contribuidos para las direcciones x y z son más pequeñas, como era de esperarse.

Tabla 3.7. Parámetros estimados en la dirección y, basados en la entrada del sismo en las tres direcciones.

MODO	ξ_n	ω_n	γ_{nx}	γ_{ny}	γ_{nz}
1	0.0504	4.93	0.09	-1.48	0.12
2	0.0493	8.15	-0.02	0.56	-0.05
3	0.0352	13.53	0.01	-0.11	0.02

INDICE DE ERROR = 1.988 %

γ_{nx} = Participación del sismo en la dirección x.

γ_{ny} = Participación del sismo en la dirección y.

γ_{nz} = Participación del sismo en la dirección z.

Los parámetros en la dirección x son también identificados, los valores estimados después de tres barridas son listados en tabla 3.8. y 3.9.

Esto muestra que los tres primeros modos están relacionados en la dirección y , solamente el cuarto modo tiene contribución de la dirección z . Por lo tanto, sin la utilización de todos los tres componentes, no es probable la identificación de los valores paramétricos en la dirección vertical.

Tabla 3.8. Parámetros estimados en la dirección x , basados en la entrada del sismo en múltiples direcciones.

MODO	ξ_n	ω_n	γ_{nx}	γ_{ny}	γ_{nz}
1	0.0532	6.38	-0.95	-0.01	0.02
	0.0500 *	6.35*			

INDICE DE ERROR = 3.785 %

* Corresponde a un valor teórico.

Tabla 3.9. Parámetros estimados en la dirección z , basados en la entrada del sismo en múltiples direcciones.

MODO	ξ_n	ω_n	γ_{nx}	γ_{ny}	γ_{nz}
1	0.0514	4.93	-0.02	0.11	0.01
2	0.0514	8.157.32	0.00	-0.45	-0.09
3	0.0467	8.13	0.03	0.28	0.02
4	0.0510	17.98	0.04	0.48	-0.70
	0.0500 *	18.18 *			

INDICE DE ERROR = 1.192 %

* Corresponde a un valor teórico.

Capítulo 4

MODELACIÓN DEL SISMO DE ENTRADA

Generalmente la acción de un sismo se ha venido expresando en función de la aceleración máxima del terreno, aunque las experiencias han demostrado que esta decisión a dado, en algunos casos, resultados inadmisibles. Por ejemplo, se han observado daños relativamente moderados en estructuras sometidas a acciones sísmicas con una aceleración máxima muy alta. Esto tiene su explicación en las otras características de los sismos, tales como la intensidad, el contenido de frecuencias, la duración, etc. Todo esto tiene una influencia importante en el daño sufrido por las estructuras. Por todo ello, el factor más importante a tener en cuenta al elegir un procedimiento de descripción de la fuerza de los terremotos es el modelo en el cual se cuantifica dicho daño.

Debido a lo anterior, además de los registros o valores máximos de aceleración, de velocidad y desplazamiento del terreno, otros índices se han propuesto para caracterizar la acción sísmica como el espectro de amplitudes de Fourier, el espectro de pseudovelocidades, la intensidad espectral propuesta por Housner, el valor medio cuadrático de las aceleraciones correspondientes a la fase fuerte de un acelerograma, etc. (Barbat *et al.* 1994).

Es de gran frecuencia, a nivel práctico, la utilización de los espectros de respuesta como representación de la acción sísmica.

A nivel de normativas en los códigos de diseño sísmico se ha propuesto el espectro de diseño, en la mayoría de ellos se requiere que más de un sismo sea usado y que un grupo de registros debe ser consistente con el espectro de respuesta elástica del código (Elnashai, 1996).

En caso de no hacer uso de espectros de respuesta, la decisión esta entre usar registros naturales o artificiales ; entonces, por un lado están los registros artificiales que son prácticamente invariablemente muy ricos en una banda amplia de frecuencias (Whilst) mientras que algunos registros naturales pueden ser o bien sobre conservadores o no conservadores dependiendo de su contenido de frecuencia predominante (Elnashai, 1996).

En trabajos como el de Elnashai ante el sismo de Kobe, para contribuir al debate sobre este punto, el modelo de pila incorporando cimentación, rigidez del suelo y diafragma rígido, fue seleccionado aplicando la opción mas detallada para análisis dinámico inelástico. Un grupo de seis registros fueron usados para cubrir ampliamente el rango de relaciones de aceleración pico a velocidades pico (Zhu, Heidebrecht y Tso, 1988). Se usaron dos escalas, la primera fue escalada a una aceleración del terreno pico (Whilst), y la segunda utilizó el área bajo el espectro de velocidad correspondiente tanto a registros naturales como a espectros elásticos de los códigos. Diferentes parámetros de respuesta pertinentes al diseño sísmico fueron determinados, los cuales están dados en la tabla N.2 del trabajo de Elnashai (1996), en donde los menores valores de ductilidad representan una respuesta elástica. Varias observaciones interesantes se pueden derivar de dichos resultados, como es, el encontrar un coeficiente menor de variación en los valores del grupo correspondiente a los valores escalados por medio de la intensidad espectral. Es también significativo la variación de los resultados dependientes del sismo.

4.1. REGISTROS REALES

Cuando los registros reales procedentes de una región, son utilizados para el cálculo estructural del puentes, los resultados obtenidos son únicamente cualitativos, ya que se basan en la hipótesis optimista de que en el futuro los terremotos a ocurrir en el área tendrán características similares al registro utilizado en el análisis (Barbat *et al.*, 1994). De aquí la importancia de utilizar una familia de acelerogramas, los cuales representen de la mejor manera posible la actividad sísmica del lugar donde se encuentra ubicado el puente.

Otro problema al desear estudiar la respuesta de una estructura utilizando acelerogramas reales, es el poder obtener registros en la zona de interés. En la mayoría de los casos se termina utilizando los acelerogramas disponibles, los cuales corresponden a registros de lugares con características diferentes a las del lugar donde se realizará el estudio. Sin embargo, grandes avances se han ido logrando al contar cada día con una mejor instrumentación sísmica.

La figura 4.1. muestra el registro de aceleración tomada en el Observatorio Meteorológico de Kobe durante el sismo de Kobe.

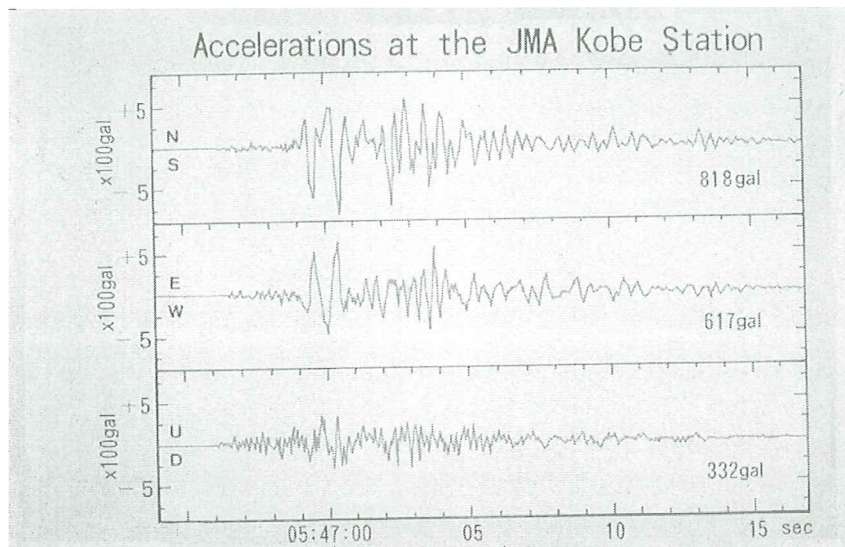


Figura 4.1. Registro de aceleración en la estación de Kobe.

La máxima amplitud de aceleración del movimiento del terreno en el Observatorio Meteorológico de Kobe registro 818 cm/seg².

(Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers)

4.2. REGISTROS SINTÉTICOS

Con acelerogramas sintéticos existe la posibilidad de generar señales artificiales de corta duración, los cuales se espera tengan el mismo efecto sobre las estructuras que el del terremoto real que se quiere simular. En las señales artificiales generadas a partir de los espectros de diseño se consideran, de manera aproximada, las condiciones locales del terreno ya que, generalmente, dichos espectros incorporan cierta información acerca de éstas.

Otro aspecto importante en la utilización de los acelerogramas artificiales, es la posibilidad de considerar el efecto de características de las acciones sísmicas, tales como la magnitud, distancia focal, atenuación, contenido de frecuencia, etc.

Por lo anterior, dado que no se cuenta con una base de datos de acelerogramas lo suficientemente amplia en todas las zonas donde se requiere desarrollar análisis sísmicos, los acelerogramas sintéticos representan una buena alternativa a utilizar, ya que pueden incorporar características propias del lugar donde se desea desarrollar el estudio (Barbat *et al.* 1994).

4.3. ESPECTROS DE RESPUESTA

El *espectro de respuesta* se define como la representación gráfica de una familia de curvas, tal que cada una de ellas representa la máxima respuesta (en desplazamiento, velocidad o aceleración), a las que pueden llegar distintos osciladores con distintas frecuencias y amortiguamiento constante, cuando están bajo una acción sísmica (Barbat *et al.* 1997). Las curvas de los espectros, llegan a no poder ser utilizados como *espectros de diseño*, dado las fuertes discontinuidades que presentan, por ello, se deben utilizar los *espectros medios*, que se obtienen a partir del estudio de varios terremotos ocurridos en una zona determinada, durante un tiempo preestablecido.

De la superposición de varios espectros de respuesta y de su posterior suavizado se llega al *espectro medio*.

El *espectro medio* se determina mediante el suavizado realizado a la superposición de varios espectros de respuesta; garantizando, con cierta probabilidad, que su utilización en el diseño abarca un buen porcentaje de sismos ocurridos en el lugar durante un tiempo determinado.

A continuación se presentan los espectros elásticos de diseño utilizados en el análisis desarrollado en los puentes tipo 5 y 6 del capítulo anterior (corresponden a los ejemplos 1 y 2 del capítulo 2), y cuyos resultados en desplazamientos y fuerzas serán presentados en el capítulo siguiente.

Espectro elástico de diseño del A.T.C. La forma del espectro elástico de aceleraciones del A.T.C. se define por medio de la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{1.20 A_v S}{T^{2/3}} \quad (4.1)$$

Siendo:

S_a = Máxima aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la gravedad, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T .

S = Coeficiente de sitio.

A_v = Coeficiente de aceleración correspondiente a la velocidad pico esperada.

T = Período de vibración del sistema en segundos.

El valor S_a debe limitarse a:

$$S_a = 2.50 A_a \quad (4.2)$$

Siendo:

S_a = Máxima aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la gravedad, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T .

A_a = Coeficiente que representa la aceleración pico esperada.

Espectro elástico de diseño del C.C.C.S.R. La forma del espectro elástico de aceleraciones del C.C.C.S.R. (1984) se define por medio de la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{1.20 A_v S I}{T^{2/3}} \quad (4.3)$$

Siendo:

S_a = Máxima aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la gravedad, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T .

S = Coeficiente de sitio dado en el artículo A.2.4.2., del C.C.C.S.R., 1984.

A_v = Coeficiente de aceleración correspondiente a la velocidad pico esperada, obtenida en la sección A.2.2. del C.C.C.S.R., 1984.

I = Coeficiente de importancia definido en el artículo A.2.5.2., del C.C.C.S.R., 1984.

T = Período de vibración del sistema en segundos.

El valor S_a debe limitarse a:

$$S_a = 2.50 A_a I \quad (4.4)$$

Siendo:

S_a = Máxima aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la gravedad, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T .

A_a = Coeficiente que representa la aceleración pico esperada, obtenida en la sección A.2.2. del C.C.C.S.R., 1984.

4.4. EFECTO DE MÚLTIPLE ENTRADAS DE SISMOS SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA

Las observaciones durante los recientes sismos, primordialmente basadas en el sismo de Loma Prieta de octubre de 1989, han demostrado claramente que los movimientos sísmicos del terreno pueden variar significativamente, en distancia, con el mismo orden de magnitud de las dimensiones en extensión de la estructura, como es el caso de los puentes. Según algunos trabajos como los de Kiureghan y Neuenhofer (1992) se pueden describir tres distintos fenómenos, los cuales probablemente, aumentan la variabilidad espacial del movimiento sísmico del terreno:

- La diferencia en los tiempos de llegada, de las ondas sísmicas, a los diferentes puntos de conexión estructura - suelo, este fenómeno es denotado como "*efecto de paso de la onda*".
- La pérdida de coherencia del movimiento debido a la reflexión y refracción de las ondas en el medio heterogéneo que es el suelo, como también debido a la superposición de llegada de las ondas de una fuente a los diferentes puntos de estación (puntos de conexión estructura - suelo). Este fenómeno, el autor lo denota como "*efecto de incoherencia*".
- La diferencia de las condiciones locales del suelo en cada punto de estación de las ondas y la manera en el cual ello influye en el contenido de frecuencia y de amplitudes de los movimientos de la roca base. Esto es denotado como "*efecto local*".

Un cuarto fenómeno es enunciado por Bayrak (1996):

- Decaimiento gradual de las amplitudes de la onda con la distancia, debido al espaciamiento geométrico y a la disipación de energía en el espacio medio.

Los anteriores efectos han sido estudiado por varios autores, además de los ya mencionados, y hoy en día en la literatura se encuentra un amplio cuestionamiento y manejo matemático del tema, entre otros investigadores y trabajos en el tema se encuentran : Berrah y Kausel (1992), Zerva, Ang y Wen (1988), Somaini (1987) y Venkataramana, Kawano y Tamae (1996).

Capítulo 5

PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES

Una vez estudiado el problema de la idealización del sistema ante el efecto sísmico y definido el sismo de entrada en la modelación, se vuelve a la incertidumbre de la metodología apropiada a utilizar para evaluar el comportamiento dinámico de un puente ante la acción de un terremoto.

Diferentes metodologías se pueden emplear dependiendo de la complejidad de la estructura y del grado de exactitud de la respuesta esperada. Algunas de estas metodologías enunciadas se describen a continuación:

- **Análisis Dinámico con Espectros de Diseño.** En los casos donde no se puedan utilizar las simplificaciones propias de los métodos estáticos equivalentes es necesario recurrir a métodos dinámicos. Está es el caso, cuando se presenta la posibilidad de ocurrencia de dos o más modos de vibración con peso relativo similar o cuando la geometría es tal que existe acoplamiento entre las principales direcciones del movimiento. En estas situaciones es imposible establecer un

desplazamiento único que defina el movimiento de la estructura, lo cual hace necesario el utilizar varios modos.

- **Análisis Dinámico con Sismos Reales o Sintéticos.** Este método difiere del anterior en lo referente al sismo de entrada, ya que la acción sísmica está caracterizada de forma determinista mediante la aceleración del movimiento sísmico del terreno. Tal registro de aceleración bien puede corresponder a una acción real o a un acelerograma sintético.
- **Análisis con Fuerzas Estáticas Equivalentes.** El procedimiento consiste en estimar las propiedades de rigidez y masa de la estructura, con el fin de determinar el período natural de vibración en la dirección longitudinal y transversal del puente. Con estos períodos y utilizando espectros de diseño previamente establecidos, se obtienen los coeficientes de respuesta, con los cuales se fijan las fuerzas sísmicas.

Otros métodos de solución a la ecuación de movimiento de un sistema dinámico, además del análisis modal el cual es el más utilizado en problemas lineales, son (Barbat y Canet, 1994):

- Análisis en el campo complejo de la frecuencia. Los problemas de interacción pueden resolverse utilizando el dominio de la frecuencia.
- La resolución directa de las ecuaciones del movimiento mediante técnicas de integración paso a paso. Son básicamente usados en la resolución de problemas no lineales.

5.1. ANÁLISIS DINÁMICO CON ESPECTROS DE DISEÑO

Definidas las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento de la estructura y la aceleración del terreno debida al sismo, la respuesta del desplazamiento de la estructura puede estar determinada por la solución a la ecuación del movimiento.

Para un sistema de nodos, esta ecuación contiene n ecuaciones diferenciales con n desplazamiento desconocidos $u_j(t)$, $j = 1.2...n$. De aquí que al resolverse simultáneamente se tenga que contar con métodos computacionales.

Sin embargo la solución simultánea se puede omitir utilizando métodos modales o métodos de superposición de modos, "*Análisis Modal*". Estos métodos son aplicables generalmente a análisis de respuesta dinámica en estructuras complejas en el rango elástico, en particular para análisis de fuerzas y desplazamientos de sistemas de varios grados de libertad producidos por vibraciones de intensidad media, los cuales causan respuestas esencialmente lineales. Este método provee resultados exactos cuando se utilizan historias de respuestas

dinámicas durante un sismo y da resultados máximos estimativos al utilizarse espectros de respuesta.

A continuación se describe el método de “*Análisis Modal*” :

Análisis Modal. Una de las formas de desarrollar el tipo de análisis modal de respuesta de la estructura, es por ejemplo efectuar el procedimiento presentado en el trabajo de García (1980), el cual consiste en los siguientes pasos :

- Se recurre a la ecuación de la respuesta de desplazamiento de un sistema de varios grados de libertad :

$$[m][\ddot{u}] + [c][\dot{u}] + [k][u] = -[m][\gamma] [\ddot{u}_g(t)] \quad (5.1)$$

- Se busca una matriz $[\phi]$ de manera que cumpla lo siguiente:

$$[\phi]^T [m][\phi] = [I] \quad (5.2)$$

$$[\phi]^T [k][\phi] = [\omega^2] \quad (5.3)$$

Donde, $[\phi]$ es la matriz de los modos de vibración, $[I]$ es la matriz de identidad y $[\omega^2]$ es la matriz de las frecuencias al cuadrado. La cual se encuentra determinando la ecuación característica, que a su vez es obtenida expandiendo y haciendo igual a cero el siguiente determinante :

$$|[k] - \omega^2 [m]| = 0 \quad (5.4)$$

- Determinada la matriz $[\phi]$ se puede plantear la siguiente transformación de coordenadas :

$$[u] = [\phi][\eta] \quad (5.5)$$

$$[\dot{u}] = [\phi][\dot{\eta}] \quad (5.6)$$

$$[\ddot{u}] = [\phi][\ddot{\eta}] \quad (5.7)$$

Donde, $[\eta]$ es la matriz de forma.

- Reemplazando en la ecuación de movimiento, y al premultiplicar por $[\phi]^T$ se obtiene (es de resaltar que a manera de simplificar la solución se ha omitido el efecto del amortiguamiento el cual posteriormente ha de ser tenido en cuenta):

$$[I][\ddot{\eta}] + [\omega^2][\eta] = -[\phi]^T [m][\gamma][\ddot{u}_g(t)] \quad (5.8)$$

Donde, $[\gamma]$ es la matriz que determina la posición del sismo.

Haciendo :

$$[\alpha] = [\phi]^T [m][\gamma] \quad (5.9)$$

Se obtiene :

$$[I][\ddot{\eta}] + [\omega^2][\eta] = -[\alpha][\ddot{u}_g(t)] \quad (5.10)$$

- Ahora se cuenta con n ecuaciones de un grado de libertad, todas independientes, del tipo :

$$\ddot{\eta}_i + \omega_i^2 \eta_i = -\alpha_i \ddot{u}_g(t) \quad (5.11)$$

- En este momento, contando con ecuaciones ya desacopladas, se puede introducir el amortiguamiento modal, incluyendo el termino :

$$2\zeta \omega \dot{\eta}_i \quad (5.12)$$

Donde, ζ es el coeficiente de amortiguamiento crítico.

- El valor máximo que pueden tener las variables η_i es el valor que se lee del espectro de desplazamiento, para las respectivas frecuencias ω_i , multiplicada por su correspondiente α_i :

$$(\eta_i)_{max} = \alpha_i S_d(\omega_i, \zeta_i) \quad (5.13)$$

Donde, S_d es el valor espectral de desplazamiento correspondiente la frecuencia ω_i .

5.2. ANÁLISIS CON FUERZAS ESTÁTICAS SÍSMICAS EQUIVALENTES

La contribución de los diferentes modos de vibración en los desplazamientos y fuerzas laterales dependen de varios factores, incluyendo la forma del espectro de respuesta, y sus modos de vibración natural. Sin embargo la contribución del primer modo, el fundamental, es mayor en comparación con los otros modos. Razón por la cual una buena aproximación a la respuesta es utilizar las respuestas del primer modo, siendo equivalente esto a el “*Análisis con fuerzas estáticas equivalentes*”. Este método puede ser utilizado para movimientos sísmicos longitudinales y transversales, y desde el punto de vista de dinámica estructural, se reduce a un problema estático después de que se introducen las fuerzas inerciales ; pudiendo ser usado para puentes tanto continuos como discontinuos, que responden predominantemente en el primer modo de vibración, con condiciones de fronteras en estribos y con pilas intermedias.

Una de las formas de calcular el periodo de vibración natural, es por medio de la utilización de la formulación de Rayleigh (ATC-6, 1987), la cual considera los siguientes aspectos :

- Formulación del modelo de parámetros generalizados de un grado de libertad del puente en consideración.
- Obtenida la modelación de la estructura, se aplica una carga distribuida unitaria por unidad de longitud, P_o y la deflexión resultante $v_s(x)$ es determinada.
- Se calculan α, β, γ por las expresiones :

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad (5.14)$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad (5.15)$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx \quad (5.16)$$

Donde, $w(x)$ esta expresado en unidades de peso por longitud, y los factores α, β, γ en unidades de longitud al cuadrado, fuerza por longitud y fuerza por longitud al cuadrado, respectivamente ; de esta manera se llega al valor del periodo T :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o g \alpha}} \quad (5.17)$$

Siendo, g la gravedad.

- Con el periodo así obtenido se evalúa el coeficiente sísmico, C_s , en los espectros de respuesta, y con él se determina la fuerza sísmica estática equivalente $P_0(x)$. La cual representa el primer modo de vibración :

$$P_0(x) = \frac{\beta C_s}{\gamma} w(x) v_s(x) \quad (5.18)$$

- Luego se aplica la carga $P_0(x)$ sobre la estructura y se determinan las fuerzas y desplazamientos en cada miembro.

5.3. ANÁLISIS DE RESPUESTA EN EL TIEMPO

La respuesta en cada modo de vibración a lo largo del tiempo se reduce a la solución de un sistema de un grado de libertad. Cada respuesta modal se puede calcular a partir de conocer el modo de vibración, la forma (vector de modo natural de vibración), su frecuencia de vibración, y su correspondiente coeficiente de amortiguamiento crítico.

Al final del análisis se obtendrá la respuesta del sistema a lo largo del tiempo de igual duración al de la señal, determinando los máximos una vez hecha la comparación de los valores uno a uno.

5.3.1. Métodos de solución de la ecuación de movimiento de un grado de libertad

Dentro de los métodos de solución a la ecuación de movimiento dinámica para un sistema de un grado de libertad esta:

1. Solución exacta de la integración de Duhamel
2. Solución numérica de la integral de Duhamel
3. Integración directa de la ecuación del movimiento
 - 3.1. Solución explícita por diferencias centrada
 - 3.2. Solución implícita de Newmark

5.4. ANÁLISIS NO LINEAL

No es de ignorar como las estructuras bajo movimientos sísmicos presentan comportamientos no lineales, disipando parte de la energía suministrada. Las anteriores metodologías no representan adecuadamente dicho comportamiento, por ello, muchas veces los valores obtenidos son inadecuados, como por ejemplo las deformaciones obtenidas para el estado de degradación de las rótulas plásticas que se forman (Montáns *et al.*, 1998).

La necesidad de estudiar la evolución del puente ante un terremoto resulta en ocasiones crucial, ya que la existencia de apoyos y juntas de dilatación introducen

efectos no lineales de impredecible comportamiento ante la acción sísmica (Montáns *et al.*, 1998).

Los puentes son estructuras que cuentan con características particulares que deber ser consideradas cuidadosamente en su análisis y diseño, entre las mas importantes se pueden mencionar :

- a) Los casos donde los puentes cuentan con alturas diferentes de las columnas pueden llevar a una distribución no uniforme de la rigidez a lo largo del eje de la estructura.
- b) En la mayoría de los casos, el buen número de apoyos, generalmente bien espaciados y no conectados puede llevar a diferencias en las cargas dinámicas de cada pila debido a los cambios en la amplitud y la fase de los movimientos sísmicos en la ubicación de cada apoyo.
- c) La separación o contacto de segmentos adyacentes de la superestructura a cada lado de las juntas de expansión, pueden hacer que las propiedades dinámicas de la estructura cambien brúscamente durante el movimiento sísmico.
- d) Las diferentes rigideces de un puente en las direcciones longitudinal y transversal hacen que las características dinámicas y la capacidad sísmica del sistema pueda ser muy diferente en ambas direcciones.
- e) Los efectos del comportamiento no lineal de los pórticos transversales pueden variar la rigidez a lo largo de la estructura, ya que existe una reducción en la rigidez de las columnas asociada al comportamiento no lineal. Según Mireles *et al.* (1997), lo anterior muestra la necesidad de los análisis no lineales tridimensionales en la determinación de la respuesta sísmica de un puente, sustentando que los modelos en dos dimensiones proporcionan una información limitada, que en muchos casos puede no ser conservadora en la predicción del comportamiento total de la estructura.

5.5. MÉTODO DE LA RÓTULA PLÁSTICA DINÁMICA

En los casos donde se desee estudiar las demandas de ductilidad se puede recurrir al análisis no lineal, pero ello implica cálculos largos y costosos que generalmente no pueden ser utilizados. Como solución a lo anterior se han propuesto procedimientos simplificados entre los que puede citarse el llamado *método de la rótula plástica dinámica* (Alarcón, 1998).

Este método toma como base la construcción de una curva de aceleraciones - desplazamientos correspondiente a las diferentes fases de plastificación de la estructura hasta que ésta se convierta en un mecanismo.

La curva, en cuestión, se denomina curva modal de carga - deformación, y se utiliza para representar las características no lineales del resorte en un sistema de un grado de libertad al que se somete a un acelerograma representativo del sismo de estudio. Permitiendo localizar la respuesta máxima en la curva anterior y, de esta forma, determinar la distribución de rótulas, esfuerzos actuantes, etc.

5.6. COMBINACION DE MAXIMA RESPUESTA MODAL

Como se ha visto anteriormente la respuesta de un sistema estructural esta dado por la superposición de la contribución de las respuestas de los modos de vibración natural, y a su vez, la máxima respuesta para cada ecuación modal puede obtenerse directamente usando el espectro de respuesta del sismo. Sin embargo, estos valores modales máximos no ocurren, en general, simultáneamente, como lo requiere la transformación de las coordenadas; por lo tanto no deben ser sumadas directamente para obtener la máxima combinación de respuesta.

En la practica no es muy usual que se utilice la combinación de los máximos directamente, por lo expuesto anteriormente, sin embargo no deja de ser una manera de estimar una posible respuesta máxima.

Para obviar esta dificultad existen otras formas de estimar la respuesta máxima total, una de ellas es determinar un límite superior para la respuesta máxima sumando los valores absolutos de las contribuciones modales máximas, o sea, hallando el valor máximo en cada modo al solucionar la ecuación de movimiento de un grado de libertad, y con estos valores calculando el valor de respuesta para cada grado de libertad.

$$u_{i \max} = \sum_{j=1}^n \left| \phi_{ij} z_{j \max} \right| \quad (5.19)$$

Siendo i el grado de libertad y j el modo de vibración.

Los resultados con este método suelen sobrevalorar la respuesta máxima, por lo tanto, otro planteamiento consiste en determinar la respuesta máxima total a partir de la raíz cuadrada de la suma de las respuestas modales máximas al cuadrado:

$$u_{i \max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\phi_{ij} z_{j \max})^2} \quad (5.20)$$

Siendo i el grado de libertad y j el modo de vibración.

El anterior método aunque no es muy conservador, si llega a suministrar una buena estimación de la respuesta máxima en sistemas estructurales analizados preferiblemente en el plano.

En casos donde dos o más modos alcanzan valores similares este método suele sobrestimar substancialmente la respuesta total, por lo tanto una combinación

que puede ser más recomendable es la combinación cuadrática completa (CCC) (Paz, 1992).

A su vez, la máxima respuesta en el modo de vibración n puede ser expresada en términos de los valores espectrales, S_a (seudoaceleración) o S_v (seudovelocidad) o S_d (desplazamiento), correspondientes al período de vibración T_n , y al coeficiente de amortiguamiento crítico ζ_n ; presentando, como ya se mencionó, problemas al momento de combinarlos para hallar la máxima respuesta total. Por ello los mismos métodos expuestos de combinación de respuesta máximas pueden ser aplicados en este caso.

La respuesta máxima en términos de los valores espectrales esta dado usando como valor de respuesta la raíz cuadrada de la suma de los máximos al cuadrado:

- El desplazamiento máximo:

$$u_{i \max} = \sqrt{\sum_j^N (\Gamma_i \phi_{ij} S_{d_j})^2} \quad (5.21)$$

- La aceleración máxima como:

$$u_{i \max} = \sqrt{\sum_j^N (\Gamma_i \phi_{ij} S_{a_j})^2} \quad (5.22)$$

Siendo:

- $\ddot{u}_{i \max}$ = Respuesta máxima de aceleración en el grado de libertad i .
- $u_{i \max}$ = Respuesta máxima de desplazamiento en el grado de libertad i .
- ϕ_{ij} = Modos de vibración j el grado de libertad i .
- Γ_i = Coeficiente de participación en el grado de libertad i .
- i = Grado de libertad.
- j = Modo de vibración natural.
- S_{d_j} = Desplazamiento espectral en el modo de vibración j .
- S_{a_j} = Seudoaceleración espectral en el modo de vibración j .

5.7. CALCULO DE FUERZAS

Las fuerzas internas asociadas con las deformaciones pueden ser convenientemente calculadas introduciendo el concepto de fuerza lateral equivalente. De tal manera que en cualquier instante de tiempo la fuerza lateral equivalente asociada con un desplazamiento modal $u_n(t)$, será:

$$\{F\} = [K] \{U\} \tag{5.23}$$

El resultado de las fuerzas en los puentes tipo 5 y 6, para el primer modo de vibración se presentan a continuación en las figuras 5.1. a 5.4.

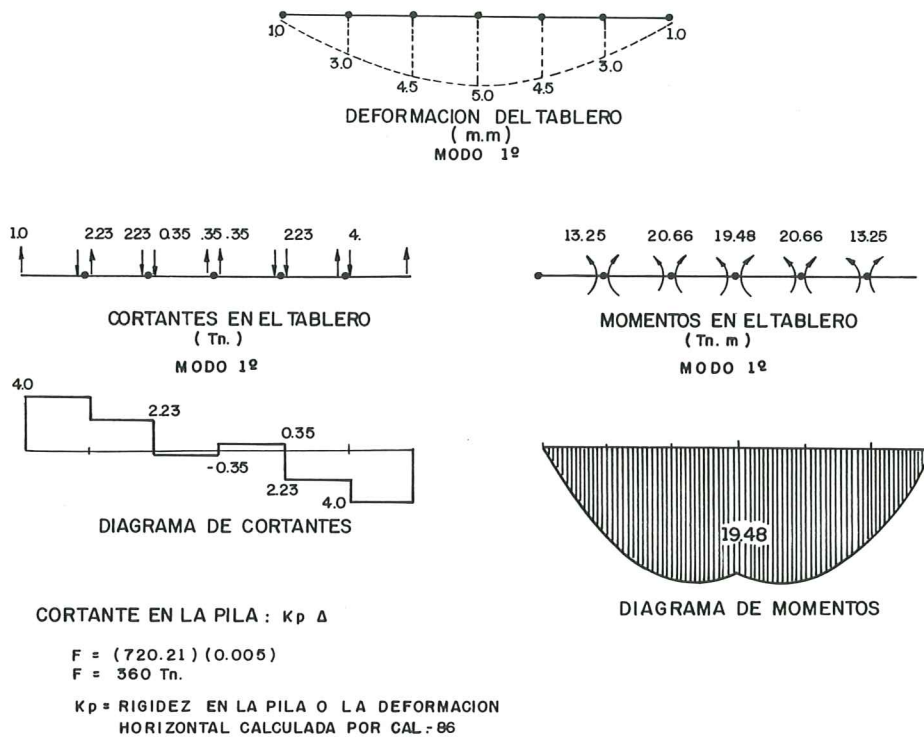


Figura 5.1. Resultados para el primer modo transversal, puente tipo 5. Maldonado, 1991.

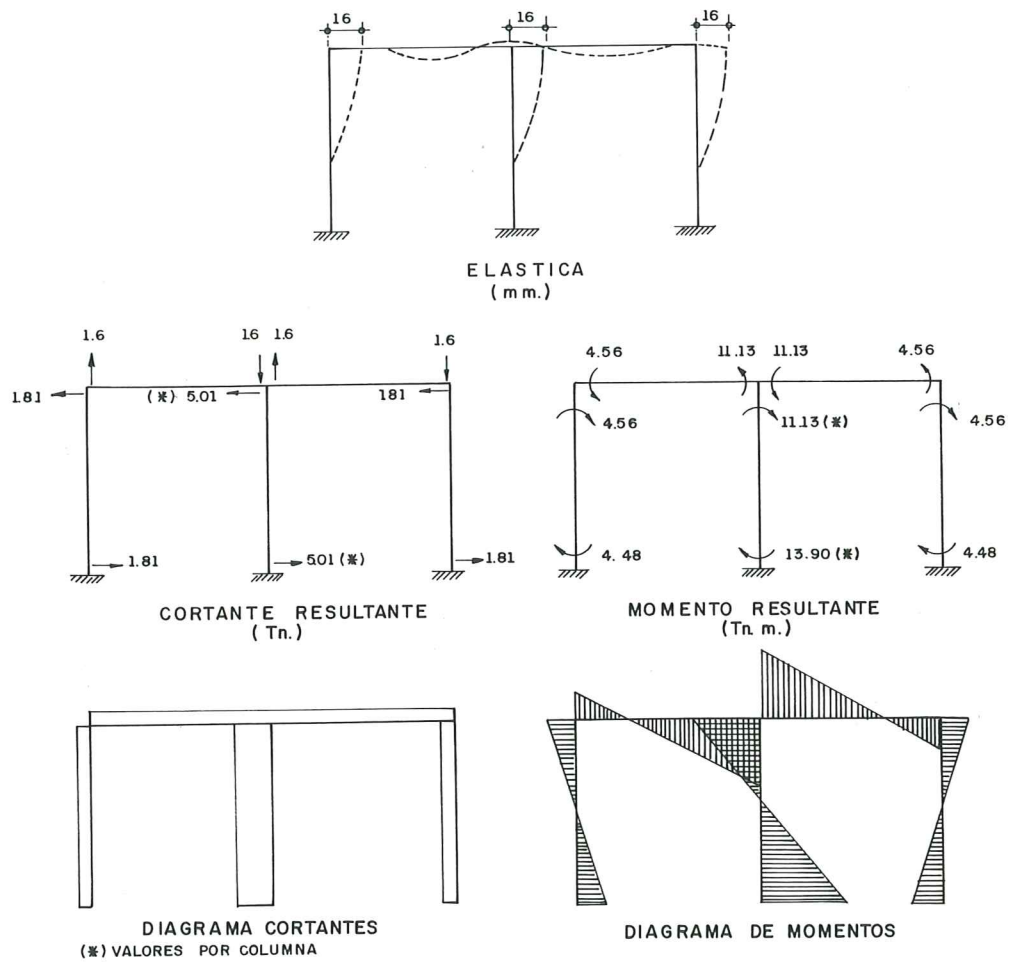
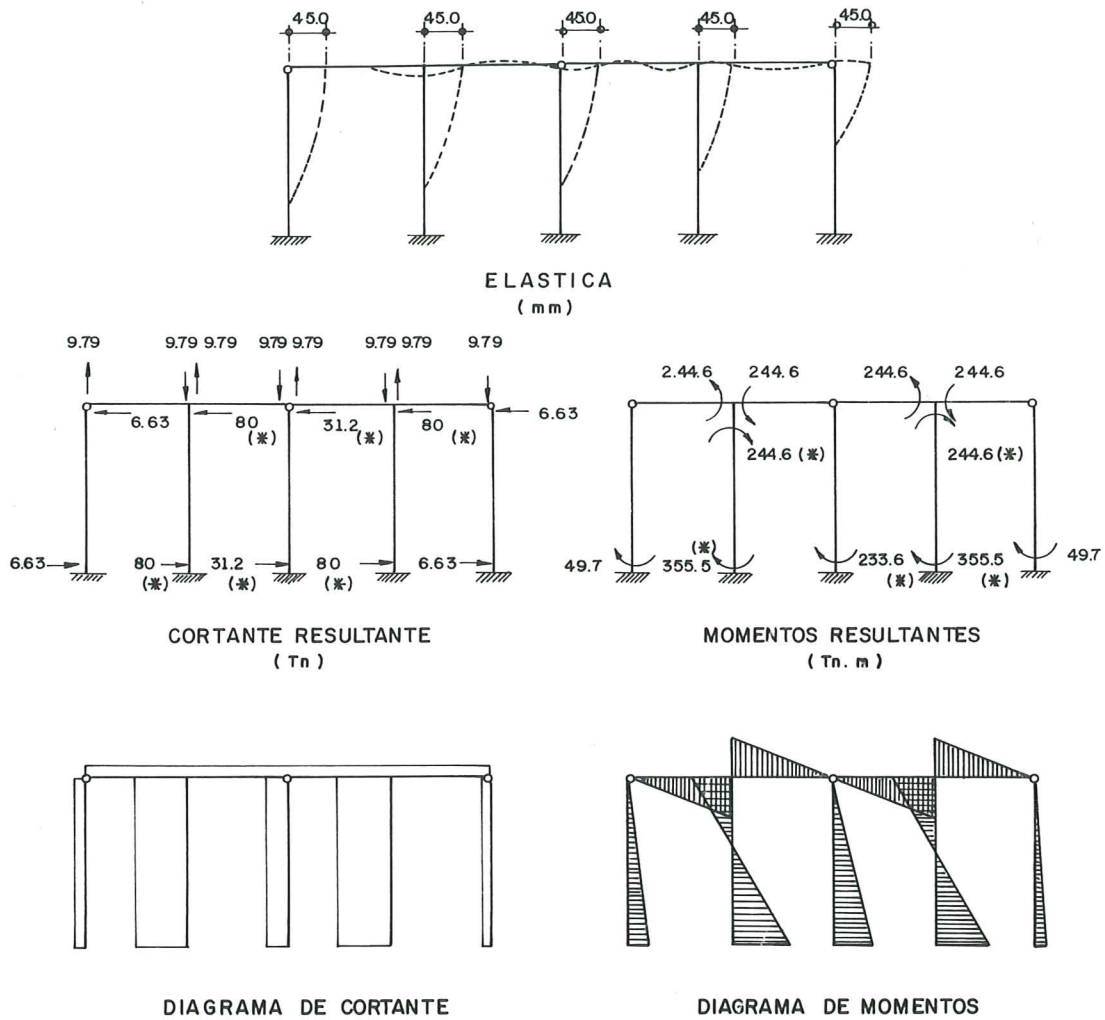


Figura 5.2. Resultados para el primer modo longitudinal, puente tipo 5.
Maldonado, 1991.



(*) CORRESPONDEN A VALORES POR COLUMNA

Figura 5.3. Resultados para el primer modo longitudinal, puente tipo 6. Maldonado, 1991.

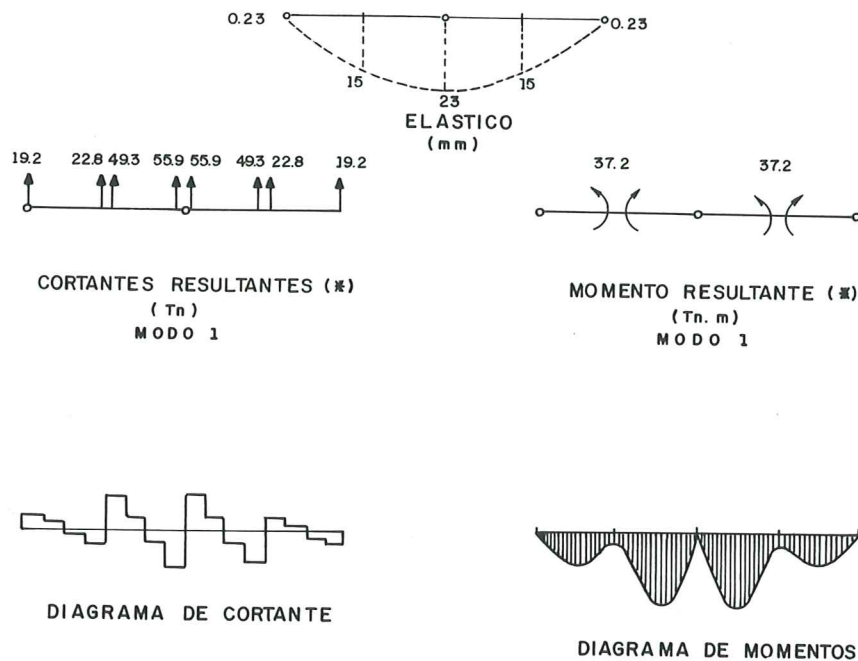


Figura 5.4. Resultados para el primer modo transversal, puente tipo 6. Maldonado, 1991.

5.8. HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES EXISTENTES

Grandes desarrollos se han generado a partir de los daños registrados en los puentes ante los efectos sísmicos, de ello a lo largo del documento se ha resaltado repetidamente, y esto a conllevado en sí el profundizar en el estudio del comportamiento sísmico de los puentes y a su vez el estudiar el desarrollo de herramientas computacionales que permitan aplicar las metodologías cada vez más sofisticadas. Algunos de los programas con los que se cuentan son los siguientes :

SEISAB

SEISAB (Imbsen *et al.* 1988), es un programa específicamente desarrollado para análisis sísmico de puentes, el cual contiene dos metodologías de análisis sísmico, el método espectral de modo simple y el espectral de varios modos, incluidos en la “Seismic Desing Guidelines Highway Bridge”, ATC-6, adoptado como guía de diseño por la AASHTO.

SEISAB, puede ser usado para análisis de puentes tipo viga y losa simplemente apoyado o puentes continuos con limitaciones no usuales en el número de luces y en el número de columnas en las pilas. Además, elementos que suministran restricción ante el sismo pueden ser ubicados entre segmentos adyacentes.

El programa abarca una buena variedad de puentes en lo referente a tipología y su desarrollo computacional es independiente del material de la estructura. Trabaja con puentes tanto rectos como curvos.

SEISAB está capacitado para, dada una mínima cantidad de datos, proveer automáticamente un modelo consistente con el corrientemente usado para análisis de comportamiento sísmico.

En lo referente a la carga sísmica, SEISAB esta en capacidad de recibir un sismo cualquiera incorporado por el usuario, o de lo contrario con espectros de respuesta.

En el programa SEISAB, los puentes son modelados como una estructura espacial o una serie de estructuras espaciales interconectadas, en los cuales se definen nudos en los puntos de unión de vigas y columnas, así como mínimo, cada cuarto de luz en la superestructura y cada tercio para la subestructura. A cada nodo se le asocian seis grados de libertad, tres traslacionales y tres rotacionales.

Las condiciones del suelo pueden ser incluidas a nivel de todos los puntos de apoyo del puente, o bien en el estribo o en las cimentaciones de las pilas. De esta manera, se debe contar con información previa de las condiciones de suelo en cada uno de los puntos de apoyo.

SEISAB, en resumen, cuenta con una gran variedad de elementos estructurales y de tipos de conexiones que permiten realizar una gran variedad de modelaciones de puentes. A su vez el sismo, o bien puede ser incorporado por el usuario, o hacer uso de los datos internos del programa.

SAP-90

El programa de Análisis Estructural SAP90 (Wilson y Habibullah, 1994) provee un Módulo de Análisis de Puentes, el cual cuenta con la capacidad necesaria para analizar estructuras de puentes complejos como

intercambiadores viales. Los efectos de las cargas vivas de los elementos puede combinarse con cargas estáticas y dinámicas, pudiéndose determinar la envolvente por elementos.

PHASE

El programa electrónico "PHASE" (Bayrak, 1995), desarrollado para análisis sísmico de puentes, incluye el efecto del paso de la onda ilustrado en numerales anteriores.

El programa PHASE fue desarrollado para la solución del problema del efecto del paso de la onda. El problema físico se simplifica mediante la adición de algunas ecuaciones de fuerza. El diafragma se asume infinitamente rígido a lo largo del eje axial, y este supuesto es chequeado en cada tiempo comparando las deformaciones en las fisuras del hormigón.

El programa PHASE lee los datos que definen el sistema estructural mediante un archivo realizado por el usuario y dependiendo de la velocidad de propagación de la onda y de los tiempos de retraso en la aplicación del movimiento del terreno, el análisis es desarrollado para diferentes grados de libertad del suelo, después de la generación de vectores aislados de entrada.

En los resultados, la historia de desplazamientos de cada grado de libertad son almacenados en archivos, similarmente las historias de velocidad, aceleración, energía de deformación y energía cinética.

NEABS

El programa NEABS (Penzien *et al.* 1981) fue desarrollado para realizar un análisis no lineal de sistemas de puentes. Este programa utiliza un procedimiento de integración paso a paso por el método de Beta Newmark. Para la integración se emplea bien sea un método de aceleración lineal o un método de aceleración constante, además la excitación puede resultar de la aplicación de cargas dinámicas y/o movimientos en los apoyos.

NEABS cuenta con cinco tipos de elementos los cuales cuentan con características especiales lineales y no lineales que permiten representar de manera adecuada el comportamiento de estructuras reales. Siendo estos elementos :

- Elementos armadura elásticos lineales.
- Elementos viga rectos elásticos y elasto-plásticos tridimensionales.
- Elementos viga curvos elásticos lineales tridimensionales.
- Elementos resorte-frontera elásticos bilineales para cimentaciones.
- Elementos junta de expansión lineales y no lineales.

Para la modelación en el plano propuesta en este capítulo, donde no se incluye el efecto del suelo, aplicable a estructuras regulares cualquier programa de análisis estructural puede utilizarse, tales como : ETAFS (Habibullab,1995). Incluso CAL-86 (Wilson, 1986) que es un programa para uso netamente académico, fácil de emplear tanto para análisis modal como para análisis por fuerza estática equivalente.

REFERENCIAS

- Alarcón, E. (1998). “*Sismos en estructuras (puentes, edificación)*”, Seminario Universidad Politécnica de Madrid y Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales, CÓD :401/97.
- American Concrete Institute (1988). *Analysis and Desing of Reinforced Concrete Bridge Structures*, ACI 343 R.
- Applied Technology Council (1986). *Seismic Desing Guidelines for Highway Bridges*, Report ATC-6.
- Barbat, A. H. y Canet, J. M. (1994). “*Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas. Calculo por ordenador*”, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería , Barcelona.
- Barbat, A. H. y Oller, S. (1997). *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismoresistente*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería , CIMNE, Barcelona, monografía IS-24.
- Barenberg, M. E. y Foutch, D. A. (1988). “Evaluation of seismic design procedures for highway bridges”, *Journal of Structural Division*, ASCE, 114(7), 1588-1605.
- Bayrak, O. (1996). “Effect of Multiple Seismic Input on the Response of Long Multi-Span Bridges”, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 523.
- Bayrak , O. (1995). “PHASE”, Computer Program for Dynamic Analysis of Bridges, Versión 1.

- Beck, J. y Jennings, P.C. (1980). "Structural Identification Using Linear Models and Earthquake Records", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8, 145-160.
- Benuska, L. (editor) (1990). "Loma Prieta Earthquake, Reconnaissance Report" *Earthquake Spectra*, suplemento del volumen 6.
- Bernal, C. (1985). "Consideraciones Sísmicas en el Análisis y Diseño de Estructuras Viales", *Cuarto Seminario Nacional de Ingeniería Sísmica*, Universidad de los Andes, Santafé de Bogotá, 1985.
- Berrah, M. y Kausel, E. (1992). "Response Spectrum Analysis of Structures Subjected to Spatially Varying Motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 491-470.
- Bertero, V., Anderson, H., Krawinkler, H. y Miranda, E. (1991). *Design Guidelines for Ductility and Drift Limits :Buildings*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, UCB/EERC-91/15.
- Buckle, I. G. (editor) (1994). "The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994 : Performance of Highway Bridges", *Technical Report NCEEER-94-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo
- Buckle, I.G. (1995). "Report from the Hansin-Aiwji Earthquake Overview of Performance of Highway Bridges", *Boletín NCEEER*, 9(2), 1-5.
- Calvi, G.M. y Kingley, G.R. (1995). " Displacement Based Seismic Design of Multi-Degree-of-Freedom Bridge Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, 1247-1266.
- Chopra, A. K. (1980). "Dynamics of Structures", *Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley.
- Clough, R. W. y Penzien, J. (1975). "*Dynamics of Structures*", McGraw Hill.
- Elnashai, A.S. (1996). "Inelastic Analysis of RC Bridges and Applications to Recent Earthquake", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 1842.
- EUROCODE 8 (1984), *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, Parte 2 :Bridges, European Prestansdard ENV 1998-2.

- García, L.E. (1980). “*Notas de Análisis Matricial y Análisis Dinámico*”, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de los Andes, Santafé de Bogotá.
- Goel, R. K. (1996). “Bridge Abutment Stiffness during Earthquake”, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 1315.
- Habibullah, A. (1995). “ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems”, User’s Manual, Versión 6, *Computers & Structures Inc.*
- Imbsen, R.A., Lea, J., Kaliakim, V.N., Perano, K. J., Gates, J.H., Perano, S.L. (1988). “SEISAB-I User Manual, versión 1.3.3.”, *Engineering Computer Corporation.*
- Kiureghian, A.D. y Neuenhofer, A. (1992). “Response Spectrum Method for Multi-Support Seismic Excitations”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 713-740.
- Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. y MacRae, G.A. (1995). “Displacement Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 24, 1623-1643.
- Maldonado, E. (1991a). “Análisis Dinámico de Puentes”, *Tesis de Maestría*, Universidad de Los Andes, Santafé de Bogotá.
- Maldonado, E. (1991b) “Análisis Dinámico de Puentes”, *Novenas Jornadas Estructurales*, Sociedad Colombiana de Ingenieros, Santafé de Bogotá.
- Maldonado, E. (1995). “Análisis Sísmico de Puentes : Caso del puente sobre el Río Fonce”, *Jornada de Diseño y Construcción de Puentes*, Sociedad Santandereana de Ingenieros, Bucaramanga.
- Maldonado, E. y Chio, G. (1995). “Dinámica Estructural”. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga.
- McCallen, D. B., Romstad, M. (1994). “Dynamic Analyses of a Skewed Short-span, Box-girder Overpass”, *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Center University of California, 10.

- Mena, H. U. (1995). "Comportamiento Sísmico de Puentes de Concreto con Apoyos Elastoméricos", *Tesis de Maestría en Estructuras*, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Ministerio de Obras Públicas y Transporte (1984). *Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistente*, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santafé de Bogotá.
- Montáns, F. J. y Alarcón, E. (1998). "Métodos simplificados para cálculo de la respuesta sísmica, no lineal, de puentes", *Ingeniería Civil/100*, 117-128.
- MOPU (1991). "I Simposio Nacional sobre Conservación, Rehabilitación y Gestión de Puentes", Dirección General de Carreteras, Asociación Técnica de Carreteras, Comité español de la A.I.P.C.R., Asociación Técnica Española del Pretensado, Madrid, 18-20.
- National Oceanic and Atmospheric Administration Washington (1973). "*San Fernando, California Earthquake of February 9, 1971*", Volumen II.
- Paz, M. (1992). "*Dinámica Estructural, Teoría y Cálculo*", Reverté, S.A., Barcelona.
- Penzien, J., Imbsen, R. A. y Liu, W. D. (1981). "Nonlinear Earthquake Analysis of Bridges Systems", User Instructions, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.
- Priestley, M.J., Seible, F. Y Uang, C-M. (1994). "The Northridge Earthquake of January 17, 1994, Damage Analysis of Selected Freeway Bridges", *Report No. SSRP-94/06*, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project.
- Shinosuka, M. (editor) (1995). "The Hanshin-Awaji Earthquake of January 17, 1995 Performance of Lifelines", *Technical Report NCEER-95-0015*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo
- Shinozuka, M. y Hwang, H. (1995). "Systems Analysis for Memphis, Gas and Water". *Boletín NCEER*, 9(2), 1-6, 1995.
- Somai, D. (1987). "Seismic Behavior of Girder Bridges for Horizontally Propagating Waves", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, 777-793.

- Tan, R.Y. y Liu, H. (1996). "System Identification of a Long-Span Bridge", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 239.
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1994). *Standar Specifications for Highway Bridges*, Washington D.C.
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1983). *Standar Specifications for Highway Bridges*, Washington D.C.
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1983). *Guide Specifications for Seismic Desing of Highway Bridges*, Washington D.C.
- Venkatarama, K. , Kawano, K y Tamae, S. (1996). "Earthquake Response of Multi-Span Continuos Bridges", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 124.
- Wilson, E. L. y Habibullah, A. (1994)., "SAP90, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Strucyures", *Bridge Analysis Users Manual, Computers & Structures INC.*
- Wilson, J.C., Liu, T. (1991). "Ambient Vibration Measurements on a Cable-Stayed Bridge", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20, 723-747.
- Wilson, E. L. (1986). "CAL-86 Computer Assisted Learning Structural Analysis and the CAL/SAP Development System", Universidad de California, Berkeley.
- XiZhu, X., Chen, X. y Rong, Z., "Seismic Bevaivor of Diaphragms in RC Bridges", *Eleven World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, 118, 1996.
- Zerva, A. y Ang, A. y Wen, K. (1988). "Lifeline Response to Spatially Variable Ground Motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 361-379.
- Zhu, T.J., Heidebrecht, A.C. y Tso, W.K. (1988). "Effect of Peak Ground Acceleration to Velocity Ratio on Ductility Demand of Inelastic Systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 16-63.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA

Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numericos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN: 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Análisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estruturas*, A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995
- IS-13 *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995

- IS-15 *Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado*, L. Bozzo, A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 *Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península Ibérica*, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann, ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 *Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado*, R. Aguiar ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 *Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB)*, D. Foti, J.M. Kelly ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996
- IS-19 *Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado*, F. Yépez Moya ISBN: 84-87867-80-4., 96pp., 1996
- IS-20 *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación*, F. Yépez Moya, A.H. Barbat, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-81-2, 1996
- IS-21 *Modelización de la peligrosidad sísmica. Aplicación a Cataluña*, J.A. Canas, J.J. Egozcue, J. Miquel Canet y A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-83-9, 101pp., 1996
- IS-22 *Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado*, R. Aguiar, A.H. Barbat and J. Canas, ISBN: 84-87867-96-0, 173pp., 1997
- IS-23 *Daño sísmico global en edificios con muros de cortante*, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-00-3, 101 pp., 1997
- IS-24 *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, A.H. Barbat y S. Oller, ISBN: 84-89925-10-0, 107pp., 1997
- IS-25 *Stochastic dynamics of hysteretic structures*, J.E. Hurtado, ISBN: 84-89925-09-7, 205pp., 1998
- IS-26 *Análisis de los acelerogramas de la serie de Adra (Almería). Diciembre 1993 a Enero 1994*, R. Blázquez, A. Suárez, E. Carreño y A.J. Martín, 91pp., 1998

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.

