

Efectos sísmicos en puentes: el terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994

ANTONIO R. MARÍ BERNAT (*)

RESUMEN Durante el terremoto de Northridge (Los Ángeles, California), ocurrido el 17 de enero de 1994 colapsaron o quedaron gravemente dañados siete grandes viaductos. En este artículo, tras un breve repaso a unos cuantos conceptos básicos sobre comportamiento sísmico y forma de rotura de elementos de hormigón armado, se describen y justifican estructuralmente los daños más importantes originados por el terremoto en los puentes.

Cuatro de los viaductos colapsaron por falta de resistencia a esfuerzo cortante de las pilas más rígidas y/o con mayor resistencia a flexión, dando lugar en ellas a mayores esfuerzos cortantes. Otro puente, con gran esvaje, colapsó por pérdida de apoyo del dintel ante grandes desplazamientos horizontales relativos en las juntas a media madera. Los dos restantes, proyectados más recientemente, colapsaron por la existencia de detalles inadecuados que dieron lugar a una insuficiente ductilidad a flexión en zonas localizadas. Uno de ellos presentaba sección variable sin armadura adecuada y en el otro algunas pilas se empotraban al cajero de un canal, lo que provocó un acortamiento de su longitud efectiva.

Por último se describen, de forma muy breve, las soluciones de refuerzo frente al sismo que actualmente se están utilizando con éxito en California.

SEISMIC EFFECTS ON BRIDGES: THE NORTHRIDGE EARTHQUAKE OF JANUARY 17, 1994

ABSTRACT Seven bridges were severely damaged by the January 17, 1994 Northridge earthquake. In this paper the observed failures are described and conceptually justified. Previously some important concepts related to seismic behavior and types of failure of reinforced concrete structures are summarized.

In four of the bridges failure resulted from inadequate shear strength of columns, generally in bents where the column or columns were stiffer and/or flexurally stronger than in other bents, resulting in higher shear forces. Other failed by unseating on highly internal superstructure movement joints as a result of transverse response displacements. The final two bridges failed in plastic hinges as a result of lack of flexural ductility capacity, located where the effective column length was shortened by either architectural flares or channel wall built integral with the columns.

Finally, a brief description of the current seismic retrofit schemes, successfully used in California, is also made.

Palabras clave: Ingeniería sísmica; Terremoto; Efectos sísmicos; Puentes; Estructuras; Hormigón armado.

1. INTRODUCCIÓN

El día 17 de enero de 1994, a las 4:30 de la madrugada, tuvo lugar un terremoto de magnitud 6,6 que sacudió el norte y oeste del área de Los Ángeles, que costó varias decenas de vidas humanas, un gran número de personas heridas o dañadas en sus casas y enormes daños en viviendas e infraestructuras viarias.

Inmediatamente se puso en marcha un plan de emergencia a todos los niveles: sanitario, de acogida y apoyo a los afectados, de seguridad, de recogida de información y de demolición de las estructuras colapsadas para evitar daños adicionales por los movimientos secundarios o "after shocks" o por accidentes de circulación. Numerosas instituciones de carácter científico y tecnológico organizaron equipos que se trasladaron a las zonas afectadas para identificar los daños, tomar cuantos datos se pudiese y tratar de analizar las causas de los fallos estructurales.

Un equipo de la Universidad de California en San Diego (UCSD) formado por un nutrido grupo de profesores e investigadores del que formó parte el autor de este artículo, se dedicó casi exclusivamente al estudio de los puentes que habían colapsado, aspecto en el que se centran desde hace años las investigaciones teórico-experimentales de dicho grupo, por encargo del Departamento de Transportes de California, CALTRANS. Otras Instituciones como CALTECH (Instituto Tecnológico de Pasadena), UCLA (Universidad de California, Los Ángeles) o el Servicio de Minas y Geología abarcaron otros aspectos, como los relativos a análisis de los registros, daños en edificios, etc.

El epicentro del terremoto se localizó en Northridge, a 30 km al norte del centro de Los Ángeles, tal como indica la figura 1. La zona más afectada fue la del norte y oeste de la ciudad. Los daños más llamativos y fácilmente identificables ocurrieron en los puentes de las autopistas, si bien, cerca de una decena de edificios de reducido tamaño también colapsaron.

El área metropolitana de Los Ángeles está dotada de una tupida red de autopistas, cuyos numerosos enlaces, por razones de geometría en planta, suelen dar lugar a estructuras bastante irregulares cuya respuesta sísmica me-

(*) Dr. Ingeniero de Carreteras Canales y Puertos, Catedrático, Universidad Politécnica de Cataluña, E.T.S. Ingenieros de Carreteras de Barcelona.

rece especial atención. Por otra parte, dado el escaso o nulo sistema de transporte público y las dimensiones del área metropolitana, la utilización de vehículo es indispensable para la supervivencia, lo cual, en una ciudad tan habitada, da lugar a frecuentes embotellamientos de la red viaria. La autopista Interestatal I-10, conocida como la Autopista de Santa Mónica, que es una de las que colapsó, tiene la intensidad media diaria más alta de todas las autopistas de los Estados Unidos. Afortunadamente el terremoto se produjo en la madrugada de un domingo a un lunes festivo. La magnitud de la tragedia hubiese sido muy superior si el movimiento sísmico se hubiera producido un día laborable.

Tras las visitas y conseguidos los planos de construcción "as built" de las estructuras afectadas se llevaron a cabo una serie de estudios para encontrar explicaciones a las causas de las roturas observadas y obtener las respuestas en aceleraciones necesarias para causar aquellas. En una primera aproximación se llevaron a cabo análisis estructurales simples pero realistas basados en los conocimientos adquiridos en investigaciones previas sobre comportamiento sísmico y en el análisis de los efectos estructurales de sismos anteriores en puentes.

La duración de la sacudida fuerte fue de unos 9 segundos, con aceleraciones de pico alrededor de 0,5 g y ligera tendencia a la componente norte-sur. Llamó la atención que la



FIGURA 1. Mapa de Los Ángeles con la situación del epicentro y de los puentes dañados.

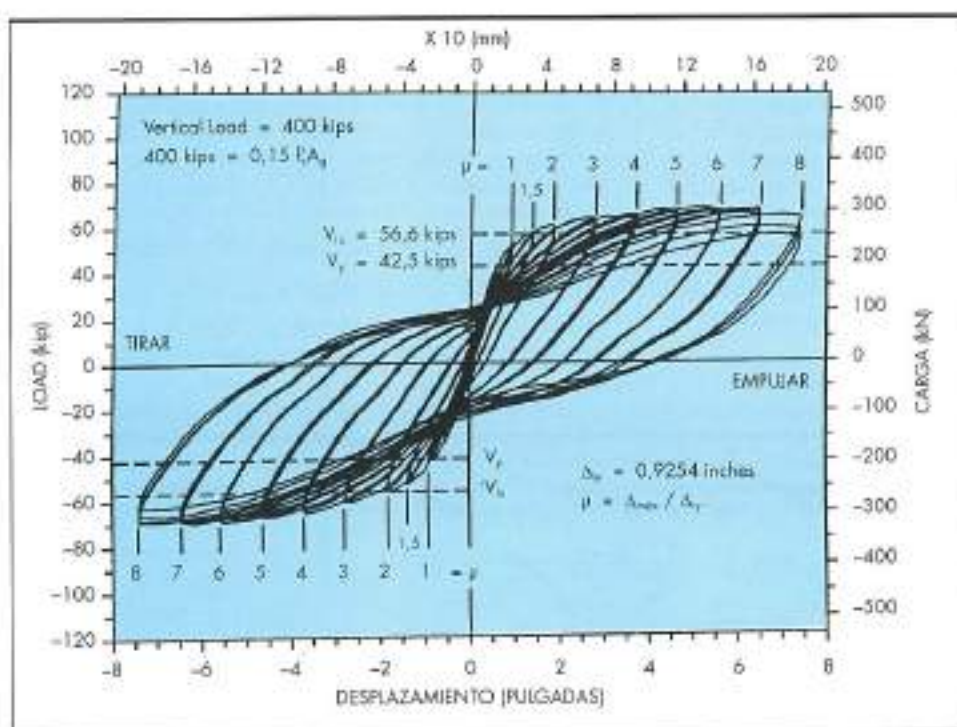


FIGURA 2. Comportamiento histérico estable.

componente vertical, que suele ser bastante menor que la horizontal, es comparable (alrededor de 0,4 g).

Para los estudios preliminares se elaboró, siguiendo procedimientos estándar, un gráfico de atenuaciones de la aceleración de pico del terreno (PGA) en función de la distancia al epicentro, aunque en algunos casos circunstancias geológicas o topográficas, dieron lugar a aceleraciones superiores en zonas concretas. Ello fue lo que ocurrió en una de las estaciones, la de Tarzana, donde se registraron 8 segundos de sacudida muy fuerte, con aceleraciones de pica de alrededor de 1 g. Por ello, inicialmente se difundió a través de los medios de comunicación que los registros indicaban sacudidas mucho más fuertes de las usuales.

En este artículo se describen, de forma resumida, los daños más importantes ocasionados por el terremoto de Northridge en los puentes, explicando en cada caso el porqué de los mismos. Una información más detallada y documentada gráficamente puede encontrarse en el informe preliminar redactado con carácter de urgencia en UCSD [1], en el que se justifican con cálculos las respuestas sísmicas de los puentes y los tipos de roturas ocurridos.

Antes de iniciar un repaso más detenido de los viaductos dañados, plantearemos algunos conceptos básicos sobre comportamiento sísmico y formas más comunes de rotura en estructuras de hormigón que ayudarán a interpretar los colapsos y daños ocurridos.

2. ASPECTOS BÁSICOS RELATIVOS AL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y FORMAS DE ROTURA EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

EFFECTOS ESTRUCTURALES DEL SISMO

Los movimientos y aceleraciones del terreno excitan las estructuras que entran en vibración según diversos modos naturales propios, existiendo una frecuencia fundamental con su correspondiente modo de vibración que resulta ser la más

importante. La respuesta de las estructuras a esta excitación depende de sus características dinámicas (valor y distribución de las masas y de las rigideces, amortiguamiento), de la interacción suelo-estructura e incluso del daño que la estructura sufre debido a la acción sísmica.

La aceleración horizontal de la estructura puede alcanzar valores varias veces superiores a la aceleración del terreno en la base de aquella. Las aceleraciones inducidas producen fuerzas de inercia que pueden ser de gran magnitud, de forma que allí donde las tensiones en los materiales alcanzan el límite elástico se producen deformaciones inelásticas.

DUCTILIDAD

En el caso de estructuras de hormigón, el comportamiento bajo cargas extraordinarias suele presentar varias fases: La fase elástica, previa a la fisuración, la fase fisurada, previa a la plastificación y la fase de prerrotura. La rotura puede producirse, básicamente, de dos formas: por agotamiento del hormigón en compresión, previamente a la plastificación de las armaduras (rotura frágil), o por deformación excesiva del acero plastificado de las armaduras previo al agotamiento del hormigón en compresión (rotura dúctil).

El comportamiento frágil es, a todas luces, indeseable, ya que de producirse la rotura ésta es brusca, sin aviso, con una enorme liberación de energía y provoca daños estructurales de consecuencias frecuentemente gravísimas, como colapsos.

El comportamiento dúctil, por el contrario, da lugar a grandes deformaciones de la estructura antes de la rotura. Suponiendo que las zonas más solicitadas disponen de ductilidad suficiente, se generan rótulas plásticas, capaces de deformarse bajo la acción cíclica durante el terremoto. Si las rótulas plásticas están correctamente proyectadas, puede obtenerse un comportamiento histérico estable, tal como el indicado por la curva carga-desplazamiento de la figura 2. La ductilidad se define a nivel del material, a nivel seccional

a nivel de elemento estructural. En cualquiera de los niveles se mide como el cociente entre la deformación (unitaria, curvatura o desplazamiento) última y la deformación en el momento en que la fibra, sección o elemento alcanzan la rama plástica.

La forma de rotura depende de muchos factores; entre los que se encuentran el tipo de sollicitación (flexión, compresión, cortante), la resistencia y capacidad de deformación del hormigón, la calidad del acero, las cuantías de armaduras, la forma de la sección y otros. Sin embargo hay algunos de ellos que, por su gran influencia en el comportamiento frente al sismo, se destacan a continuación.

CONFINAMIENTO

El hormigón sin armaduras, sometido a un estado uniaxial de tensiones tiene un comportamiento marcadamente frágil. La conocida curva tensión-deformación del hormigón en compresión presenta un valor máximo para una deformación unitaria alrededor del 0,2 %. A partir de este valor, la tensión máxima, en un ensayo de deformación controlada, se reduce. La probeta colapsa para una deformación entre el 0,3 % y 0,5 %, dependiendo de la resistencia del hormigón.

Sin embargo, si se impide la deformación transversal del hormigón, al proceder a la carga longitudinal, se produce un estado multiaxial de tensiones de compresión que aumenta enormemente la resistencia frente a aquella carga y sobre todo aumenta la deformación última del hormigón, pudiendo llegar a ser tres o cuatro veces superior a la del hormigón no confinado, como indica la figura 3.

Este efecto, que es esencial para conseguir evitar roturas frágiles, puede conseguirse en vigas y pilares zunchando el hormigón con armadura transversal, en forma de espirales o cercos cuya proximidad aumentará el efecto de confinamiento. Un estudio detallado de este aspecto puede encontrarse en el texto de Paulay y Priestley [3]. Otros procedimientos, empleados para reforzar frente al sismo estructuras existentes, consisten en disponer camisas de

chapa o de otros materiales altamente resistentes alrededor de las columnas.

ROTURAS POR CORTANTE EN COLUMNAS

Las columnas en general y las pilas de puentes en particular, se ven sometidas bajo la acción sísmica a importantes esfuerzos cortantes combinados con momentos flectores, como resultado de la imposición de movimientos transversales relativos entre los extremos de las mismas. El conocido mecanismo resistente post-fisuración de la celosía, consistente en la formación de bielas comprimidas de hormigón y tirantes traccionados constituidos por la armadura transversal explica muy claramente la posibilidad de los dos tipos de rotura antes citados. La rotura frágil, por agotamiento de las bielas de hormigón, se ve favorecida por la presencia de esfuerzos axiales de compresión. La disposición de armadura transversal en cuantía importante ayudará a confinar el hormigón del núcleo y a evitar este tipo de rotura.

Por otra parte la rotura de los cercos provoca un desastre todavía mayor, deja las armaduras longitudinales sin atado transversal, dando lugar a un inmediato pandeo de las barras comprimidas, a una pérdida total de capacidad portante axial de la columna y muy probablemente al colapso estructural. La figura 12 muestra una rotura frágil de cortante.

SOBRERRESISTENCIA. DISEÑO POR CAPACIDAD

En el proyecto sismorresistente de estructuras de hormigón conviene, como se ha mencionado, evitar el riesgo de roturas frágiles y, en general de roturas no deseadas. Si se logra que se formen rótulas plásticas en los extremos de los pilares, el cortante en los mismos está limitado por la capacidad a flexión de las secciones extremas. La rotura a cortante puede evitarse entonces diseñando la pieza frente a un esfuerzo cortante superior al originado por la máxima capacidad a flexión de los extremos. La rotura por flexión se evitará dotando las zonas críticas de suficiente ductilidad. Por otra parte, en el caso de los puentes es preferible que las rótulas

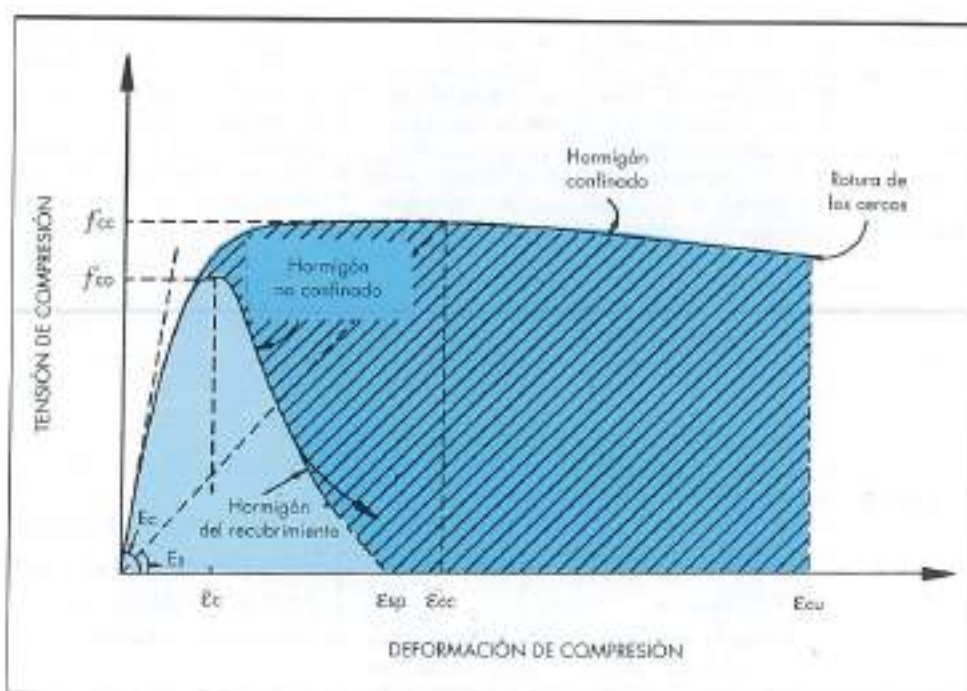


FIGURA 3. Curva tensión-deformación del hormigón con y sin confinamiento.

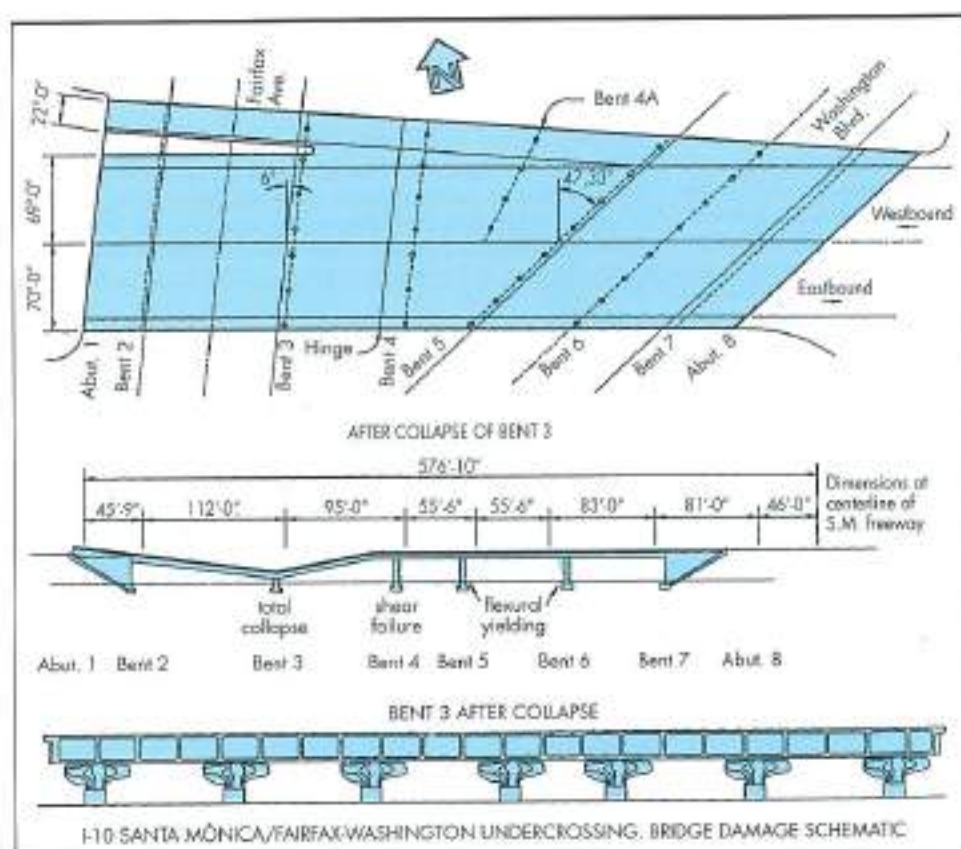


FIGURA 4. Paso inferior Fairfax/Washington. Planta y alzado con indicación de la zona colapsada.

plásticas se localicen en los extremos de las pilas quedando el tablero, bajo la acción sísmica, en estado elástico o sin daño, por razones de seguridad. Ello podrá conseguirse proporcionando al tablero una sobrerresistencia en relación a las pilas, y a ésta resistencia a cortante y ductilidad a flexión suficientes.

Todo ello conlleva a una metodología conocida en inglés como el "Capacity Design Method", desarrollado fundamentalmente por T. Paulay [3] que consiste básicamente en proyectar la estructura obligando a la formación de rótulas plásticas con suficiente ductilidad en determinadas zonas y dejando el resto de la estructura en régimen elástico. Para ello se requiere la elección de la posición de las rótulas plásticas de forma conveniente tratando de evitar la formación de mecanismos de colapso, diseño con gran detalle de las zonas que potencialmente puedan ser rótulas plásticas, determinación de la sobrerresistencia de las zonas y elementos junto a las rótulas plásticas y diseño del resto de la estructura mediante criterios convencionales, de forma que permanezca en régimen elástico. Dado que se acepta la formación de rótulas plásticas con suficiente ductilidad, debe aceptarse la redistribución de esfuerzos obtenidos de un análisis dinámico elástico. En cuanto a criterios de armado, en aspectos tales como cuantías mínimas, tensiones de adherencia, anclajes, empalmes, etc., debe tenerse muy en cuenta la existencia de acciones sísmicas.

JUNTAS Y OTROS DETALLES

La correcta distribución de masas y rigideces de una estructura es esencial en la respuesta sísmica de ésta. Variaciones bruscas de la rigidez en un elemento o parte de la estructura,

acortamiento de la luz por presencia de muros ligados a las columnas o detalles de armado inadecuados en nudos o apoyos dan lugar, frecuentemente, a esfuerzos que sobrepasan la capacidad resistente y pueden conducir a daños muy graves.

En relación a las estructuras objeto de este artículo, hay que destacar que en California la gran mayoría de los puentes se construyen conectando monolíticamente las pilas a los tableros. Ello se hace, fundamentalmente, para dar mayor grado de redundancia o hiperestatismo al sistema, para evitar caídas o pérdidas de apoyo de los tableros ante los grandes movimientos horizontales que pueden producirse y evitar a la vez costes de mantenimiento y sustitución de aparatos de apoyo. Sin embargo obliga a veces a articular las bases de las columnas y casi siempre a disponer juntas intermedias, que generalmente son a media madera, cada tres o cuatro vanos, para evitar la introducción de desplazamientos impuestos excesivos en las cabezas de pilas, fruto de deformaciones de retracción, térmicas, pretensado o debidas a fluencia del tablero. Estas juntas originan problemas específicos tales como impactos, posibles pérdidas de apoyo, roturas locales o punzonamiento de las riostras bajo el tiro de los cables de atado o roturas de éstos, que requieren ser tratados conceptualmente con la filosofía del diseño por capacidad.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES DAÑADOS

PASO INFERIOR FAIRFAX / WASHINGTON BAJO LA I-10 (AUTOPISTA DE SANTA MÓNICA)

Este puente se encuentra situado a 11,5 km al oeste del centro de Los Ángeles y a 25 km al sureste del epicentro. Consiste en dos estructuras paralelas separadas (figura 4), ali-

neadas en la dirección este-oeste. La longitud media del puente es de 176 m y su anchura es casi constante de 22 m. Parece ser que estos puentes están ubicados sobre antiguos lechos fluviales, lo que puede dar lugar a un suelo más blando que en otras partes de la autopista de Santa Mónica. Las superestructuras consistían en tableros en cajón multicelular de hormigón armado de 1,68 m de canto máximo. Entre los pórticos 3 y 4 existe una rótula.

Los pórticos estaban constituidos por columnas de sección circular de 1,22 m de diámetro y vigas riostras embebidas en el canto del tablero de 1,40 m de ancho. Como orden de magnitud la armadura longitudinal de las columnas era de 36 barras de acero corrugado de 35 mm de diámetro, de calidad semejante a nuestro ABH-400 (4100 kp/cm² de resistencia). Transversalmente se disponían cercos de 12 mm de diámetro separados 30 cm. Eso ya dice mucho de la poca cuantía de armadura transversal existente. Algunas de las columnas estaban empotradas a la base y otras articuladas con un esquema que, de hecho, es capaz de absorber momentos no despreciables.

La misma figura 4 muestra un esquema de los daños causados por el terremoto. La parte superior de las columnas del pórtico 3 colapsó. Como consecuencia de ello y de la incapacidad del tablero para resistir su peso propio entre el estribo y la rótula, se formó una rótula plástica debida a momentos positivos sobre el pórtico 3. Además ello provocó que el tablero pivotase sobre el apoyo más próximo al estribo 1 produciéndose una elevación sobre éste. La fotografía de la figura 5 muestra el aspecto en que quedó el viaducto.



FIGURA 5. Paso inferior Fairfax-Washington. Vista general del estado del viaducto.

Las pilas de la alineación 3 colapsaron con fractura o abertura de los cercos y severo agrietamiento del hormigón del núcleo seguido del pandeo de la armadura longitudinal, y acortamiento axial de alrededor de 1,80 m (figura 6). Del estado de estas columnas se deduce que la rotura se produjo por cortante, posiblemente tras desarrollar una cierta ductilidad en el extremo superior de la columna, que dio lugar a que la zona inferior se mantuviera intacta, lo que no hubiera ocurrido en una rotura frágil. En la figura 7 se observa el levantamiento del tablero sobre el estribo.

PASO INFERIOR LA CIENEGA / VENICE BAJO LA I-10 (AUTOPISTA DE SANTA MÓNICA)

Está situado 1 km al oeste del paso Fairfax/Washington y está a la misma distancia del epicentro que el anterior. El



FIGURA 6. Paso inferior Fairfax-Washington. Columnas colapsadas en la alineación 3.

esquema estructural es similar aunque más complejo, con cajones multicelulares de hormigón armado de 1,90 m de canto, con luces de 36 m aproximadamente y columnas circulares de 1,20 m de diámetro. Existen diferencias sustanciales de altura entre las columnas de los pórticos 3 y 4. Por otra parte habían diversos tipos de vinculaciones inferiores de las columnas, tales como empotramientos y articulaciones no perfectas. La figura 8 muestra una planta del conjunto, indicando la zona que colapsó.



FIGURA 7. Paso inferior Fairfax-Washington. Levantamiento del tablero en un estribo.

Las tres estructuras paralelas que constituyen este paso colapsaron en una zona longitudinal considerable, aplastando garajes y apoyando sobre muros perimetrales de almacenes que habían sido construidos bajo la estructura (figura 9).

Todas las columnas de los pórticos 4, 5 y 6 colapsaron, algunas en su parte superior, y otras en la inferior, como se indica en las figuras 10, 11 y 12, en las que pueden observarse las extrañas formas que adquieren las columnas, y que evocan algunas esculturas modernas. La figura 13 muestra la rotura del tablero por flexión.

I-118 SIMI VALLEY / AUTOPISTA DE SAN FERNANDO: PASO INFERIOR DE MISSION Y GOTHIC

Se trata de dos puentes paralelos que elevan la autopista interestatal I-118 en el Valle de Simi sobre los Boulevares de

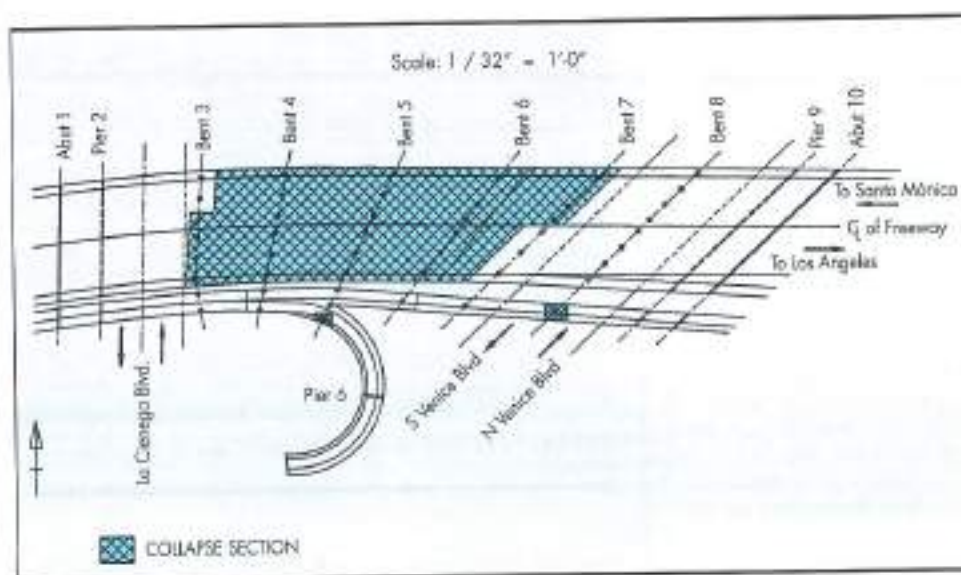


FIGURA 8. Viaducto La Cienega-Venice. Planta y zonas dañadas.



FIGURA 9. Viaducto La Cienega-Venice. Vista general. Rotura de columnas y tablero.

Mission y Gethic, que intersectan en ángulo recto un poco al norte del puente. Está situado a unos 6 km al norte del epicentro, al oeste de la autopista interestatal I-5. Este puente se proyectó en 1973 y se construyó en 1976.

En la figura 14 se muestra el esquema en planta y alzado, donde se observa el esvaje del puente así como el esquema de rotura. Las superestructuras consisten en cajones multicelulares de 2,30 m de canto postensados en sentido longitudinal y transversal. Debido al fuerte postensado en ambas direcciones, se diseñaron apoyos que permitieran deslizar la columna respecto de la zapata. Se hormigonaron en las zapatas unos collarines dejando un cierto margen de movimiento a las pilas.

La característica distintiva de este puente es la geometría de las columnas, con una mitad inferior de canto constante y la superior con variación parabólica del canto. Por razones estéticas este tipo de columna se ha venido utilizando en un gran número de puentes recientemente construidos en California, aunque presenta una respuesta sísmica muy diferente a las columnas de sección constante. En efecto, en sus extremos se genera bajo la acción sísmica el máximo momento flector, pero también hay mayor capaci-

dad resistente a flexión y cortante que en puntos intermedios. El núcleo ranchado permanece constante aunque la sección aumenta, quedando una parte exterior al mismo con poco confinamiento. La sección más débil puede localizarse, al contrario que en otros casos, en puntos intermedios. Así lo corrobora la rotura que se muestra en la figura 15.



FIGURA 10. Viaducto La Cienega-Venice. Rotura flexión-cortante seguida de agotamiento en compresión.



FIGURA 11. Viaducto La Cienega-Venice. Columna 4-A. Obsérvese la rotación de la base.



FIGURA 12. Viaducto La Cienega-Venice. Rotura frágil por cortante. Columna 6-A.



FIGURA 13. Viaducto La Cienega-Venice. Rotura cortante-flexión columna 7 y por flexión del tablero.

Uno de los dos puentes paralelos (el de la derecha, R) colapsó y el otro (izquierda, L) descendió entre 15 y 30 cm. Los tipos de daños fueron diferentes según la situación de las columnas y la orientación del pórtico, como se ve en la figura 16.

Algunas columnas rompieron por flexión tras agotar la armadura transversal en espiral, y posteriormente pandear la armadura longitudinal. Otras sufrieron saltos del recubrimiento en toda la zona de canto variable, iniciándose al principio de la misma, allí donde la armadura paralela al paramento deja de estar abrazada por los cerros o espirales del núcleo.

También se observaron movimientos a nivel del suelo, con unos espacios huecos entre estructura y terreno, de 30 a 60 cm. Posteriores excavaciones permitieron observar la rotura del collarín que debía evitar los movimientos horizontales y resistir el cortante. Se observaron grandes movimientos (0,5 m) paralelos a los estribos que indicaron rotura de las llaves de cortante en los mismos.

En conclusión, estos puentes colapsaron, para desplazamientos muy pequeños (del orden de 10 cm), por la rotura por flexión de las rótulas plásticas en la zona donde se inicia el aumento de sección. Ello fue provocado por el aumento de sección que permitió resistir en los extremos un momento considerable, unido a la existencia de momentos no previstos en la base (articulación imperfecta), que originaron en la zona central un momento superior al que podía resistir.

ENLACE DE LA AUTOPISTA INTERESTATAL I-5 CON LA CARRETERA SR-14: ANTELOPE VALLEY

Este es quizás uno de los colapsos más espectaculares, cuyas imágenes han dado la vuelta al mundo. El enlace está situado a 14 km al NO del epicentro, en donde se produjo una aceleración máxima de aproximadamente 0,47 g.

Las estructuras consistían básicamente en puentes continuos en viga cajón de hormigón armado o pretensado, de muchos vanos con rótulas intermedias, ya que la complicada geometría obligaba a disponer muchas pilas intermedias, como se ve en la figura 17, donde también se indican las zonas que colapsaron.

Este enlace era conocido por los severos daños que ya sufrió en el terremoto de San Fernando en 1971, en la conexión del ramal sur de la I-5 con el Este de la SR 14. En aquel momento, estaba todavía en construcción. Las partes

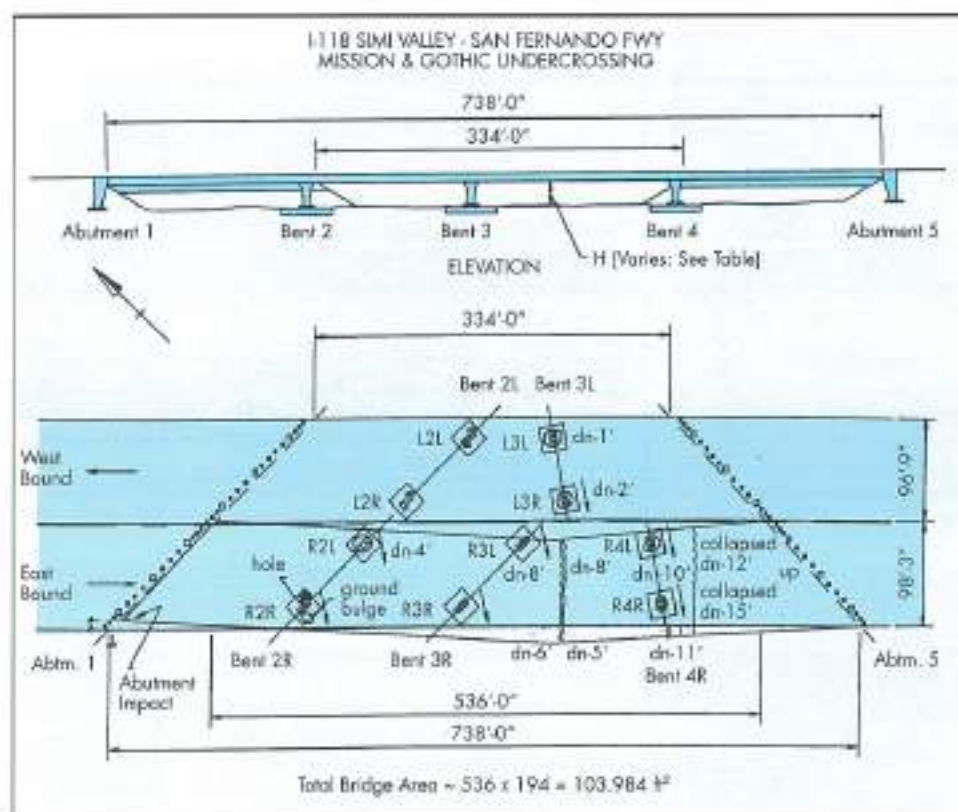


FIGURA 14. I-118. Mission & Gothic. Alzado, planta y esquema de rotura.



FIGURA 15. I-118. Mission & Gothic. Rotura de una rótula plástica al inicio de cambio de secciones.



FIGURA 16. I-118. Mission & Gothic. Colapso de un puente y daños en el otro paralelo.

del puente que no quedaron dañadas, no fueron demolidas, por ello existen, especialmente en algunas pilas, detalles constructivos propios de épocas previas al terremoto de San Fernando. Por ejemplo estribos de 12 mm de diámetro separados 30 cm o apoyos a media madera demasiado cortos (35 cm).

Ramal I-5 Sur / SR-14. El tramo completo, desde el estribo 1 hasta la rótula en el tramo 3-4 colapsó con desintegración total de la columna 2 y una rotura que aparentaba ser de punzonamiento del tablero sobre la columna 3. El puente perdió su apoyo en el estribo 1, donde se movió alrededor de

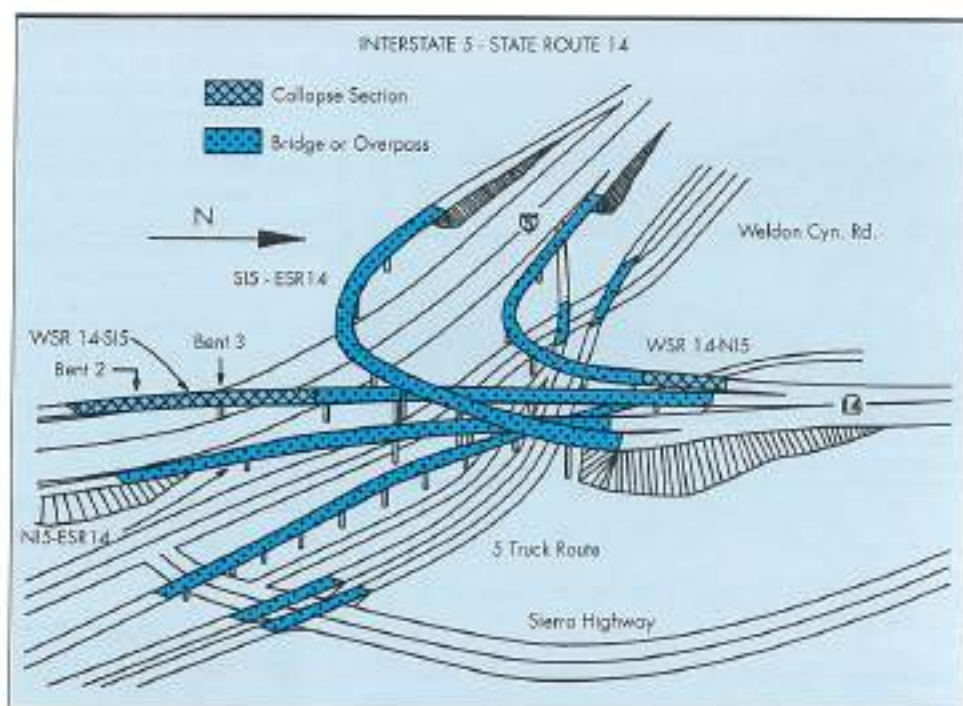


FIGURA 17. Enlace I-5/SR-14. Esquema general y zonas de colapso.



FIGURA 18. Enlace I-5/SR-14 Sur. Columna 4 aislada tras el colapso.



FIGURA 19. Enlace I-5/SR-14 Sur. Rotura de la columna 2 por cortante-flexión en respuesta longitudinal.

1,60 m, y también en la rótula próxima al apoyo 4, como puede verse en las figuras 18, 19 y 20.

Hubo polémica sobre la forma de rotura de este puente. Algunos defendían que las aceleraciones verticales producidas, superiores a las normales habían provocado el punzonamiento de la pila 3 y que ello arrastró al colapso del resto del tramo. Otros opinaban que la pérdida de apoyo en la junta a media madera fue la causa inicial del colapso.

Las evidencias de las visitas in situ y algunos cálculos relativamente simples no apoyaban ninguna de las dos teorías, ya que no satisfacían algunos aspectos importantes. Sin entrar en más detalles, las conclusiones a las que se llegó quedan resumidas en la siguiente secuencia del colapso:

1. Bajo las severas aceleraciones del terreno, la estructura respondió con considerables desplazamientos en sentido

longitudinal y transversal. La pila 2, más corta y rígida que la 3 rompió frágilmente por cortante.

2. Perdió entonces toda capacidad de carga vertical y colapsó, dejando el puente sin apoyo entre el estribo y la pila 3.
3. Sobre el apoyo 2 la capacidad de resistencia a momentos positivos era muy reducida y se formó una rótula plástica.
4. El momento negativo en el apoyo 3 creció desmesuradamente al transformarse el tramo 2-3 en un voladizo.
5. Se alcanzó la deformación última de los tendones de pretensado y éstos se fracturaron con gran pérdida de energía debido a que no estaban inyectados.
6. La sección sobre el apoyo 3 rompió por flexión, y además la viga riostra fue volada por el impacto de los tendones de pretensado. El tramo 2-3 cayó al suelo y el extremo del tramo 3-4 también.



FIGURA 20. Enlace I-5/SR-14. Se. tablero caído desde apoyo a media mañana dañado en su parte inferior.

7. Se perdió el apoyo sobre la rótula móvil cayendo todo el tramo al suelo.

Ramal norte I-5 / SR-14. Los daños observados consistieron en el colapso de los tramos 1 y 2, como se muestran en la figura 21. La pila 2 colapsó totalmente por cortante de forma frágil debido a que era muy corta y rígida, y el tramo 1-2 se movió respecto del estribo rompiendo los pernos de conexión al mismo. La superestructura rompió frente a momentos negativos sobre la pila 3. El tablero de este puente había sido reforzado mediante un postensado recto no adherente interior al cajón que poco hizo para evitar el colapso del tablero al perder el apoyo de la pila 2.

En la figura 22 se observa la rotura del tablero por momento negativo sobre el apoyo 3. La figura 23 muestra lo que quedó de la pila 2, rota violentamente por rotura frágil de cortante. Se observa, en el dintel caído, la vaina del postensado de refuerzo.

PASO INFERIOR DE GAVIN CANYON

Situado a 4 km del enlace I-5-SR-14, su construcción tuvo lugar al inicio de los años 60. Los tableros son cajones multicelulares de hormigón armado y/o pretensado. Tras el terremoto de San Fernando fue reforzado colocando cables de atado a través de las rótulas para evitar la pérdida de apoyo.

No obstante se trata de un puente con gran esviaje en el que los apoyos eran insuficientes, con cables de atado paralelos al eje y no perpendiculares a la junta que fallaron ante excitaciones transversales, como se ve en la figura 24.

Las causas del colapso se debieron, en este caso sí, a la pérdida de apoyo ante movimientos transversales debido a la ineficacia de los cables de atado y al punzonamiento de los diafragmas en las juntas. Las columnas no llegaron a colapsar pero llegaron a factores de ductilidad en desplazamientos del orden de 2,2 estando próximas a la rotura por cortante.

CANAL DE BULL CREEK CANYON

Se trata de un puente esviado compuesto por dos estructuras paralelas que cruzan un canal. Las superestructuras con-



FIGURA 22. Enlace I-5/SR-14 Norte. Rotura del tablero.

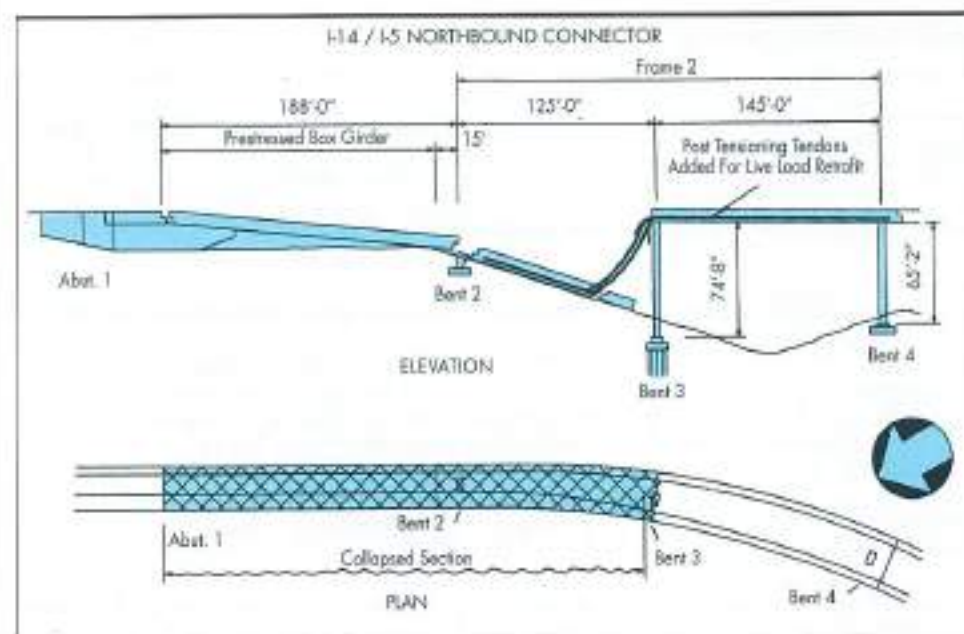


FIGURA 21. Enlace I-5/SR-14 Norte. Esquema de daños.



FIGURA 23. Enlace I-5/SR-14 Norte. Rotura de la columna 2.

sisten en puentes cajón postensados de tres células con pódicos compuestos por pilas octogonales.

La característica diferenciadora es que en la alineación 3 las pilas se empotran inferiormente a uno de los cajeros del canal, dando lugar a columnas más cortas que en otros pódicos.

La construcción se realizó en 1973. Los daños observados consistieron en el agotamiento de todas las columnas de la alineación 3 y en dos de las pilas restantes, tal como indica la foto de la figura 25.

Las roturas justo sobre el cajero del canal proceden del acortamiento de la luz de cortante y la rigidez proporcionada por el muro, unido, además a la falta de confinamiento.



FIGURA 24. Gavin Canyon. Vista general del colapso por pérdida de apoyo. Obsérvese el esvaje.

4. CONCLUSIONES DERIVADAS DE LOS DAÑOS OBSERVADOS

Las conclusiones extraídas de los colapsos observados en este terremoto, se pueden resumir en las siguientes:

- Las roturas por cortante son las más frecuentes. Para evitarlas es necesario aumentar la capacidad resistente a

cortante y la ductilidad a flexión, confinando el hormigón y aumentando la cuantía de acero transversal.

- Las variaciones de rigidez y/o resistencia en columnas tales como paso de canto constante a variable, o el acortamiento de la luz por hormigonado monolítico de muros, contribuyen definitivamente a producir colapsos, si no se estudian detenidamente y se disponen los refuerzos adecuados.
- Las aceleraciones verticales no jugaron un papel significativo en las roturas. Los cálculos demostraron que eran necesarios valores muy superiores a los ocurridos para producir roturas por flexión o por punzonamiento en los tableros.
- Sólo uno de los puentes colapsó por pérdida de apoyo al moverse transversalmente. En el resto, la pérdida de apoyo fue consecuencia del colapso por otras razones.

Por otra parte cabe destacar que los procedimientos analíticos utilizados, simples pero basados en el comportamiento observado experimentalmente, resultaron adecuados para tener una primera estimación de la capacidad resistente y/o de las causas de los colapsos observados.



FIGURA 25. Bull Creek Canyon. Vista general de las columnas rotas. Obsérvese el cajero del canal.

De la observación de los efectos devastadores de un sismo como el ocurrido en Los Ángeles resulta obvia la imperiosa necesidad que tienen los países de alta actividad sísmica de plantear adecuadamente sus construcciones y minimizar en lo posible los efectos del sismo, con soluciones que estén al alcance de su capacidad económica.

Existen todavía multitud de preguntas sin respuesta de cuya solución pueden depender muchas vidas humanas. En presencia del sismo como acción dominante los problemas estructurales tienen otra dimensión y hay que resolverlos con finura. La disposición indiscriminada de un exceso de hormigón o de armaduras pueden dar lugar a mayores fuerzas de inercia o a sobrerresistencias y formas de rotura no deseadas. Hay que conocer a fondo los mecanismos de respuesta estructural. En este sentido es en el que se orienta el "Capacity Design Method".

5. COMPORTAMIENTO DE PUENTES PREVIAMENTE REFORZADOS: SISTEMAS DE REFUERZO DE COLUMNAS FRENTE AL SISMO

Una parte importante de los trabajos que en este momento se están desarrollando en relación al comportamiento sísmico



FIGURA 26. Enlace I-10/405. Columnas reforzadas con camisa metálica, en estado intacto tras el sismo.

mico de puentes, están orientados al desarrollo de sistemas de refuerzo frente al sismo. Los métodos de refuerzo más usuales consisten en:

1. Diseñar sistemas para evitar la pérdida de apoyo en las juntas intermedias, tales como cables pasantes, estudiando no sólo la respuesta global del puente sino la capacidad resistente de todos los elementos que intervienen (el cable, la viga riostra, etc.).
2. Disponer elementos estructurales para reforzar la capacidad resistente de pórticos frente a acciones laterales (por ejemplo vigas de atado), reduciendo a su vez la flexibilidad lateral.
3. Y más importante de todas, aumentar la ductilidad a flexión y la resistencia a cortante en las columnas mediante disposición de zunchos de acero en espiral y/o cerros más hormigón exterior, encamisado con chapa de acero o con materiales compuestos que confine el hormigón y aumente su resistencia, su ductilidad y la capacidad a cortante.

En la actualidad están desarrollándose prototipos de pilas consistentes en una capa exterior de fibra de carbono que sirve de encofrado al hormigón, sin existencia de armaduras en el interior del mismo y con diversos grados de conexión entre el hormigón y la camisa. Por otra parte ya existen en el mercado sistemas automatizados de zunchado de columnas con fibra de carbono.

Los materiales compuestos de fibra de vidrio, fibra de carbono, aramidas, etc., pueden jugar un papel relevante sustituyendo a los materiales convencionales de construcción en zonas sísmicas, gracias a su elevadísima relación resistencia/peso. No obstante queda un gran camino por recorrer en este campo ya que todos los procesos de producción, hasta ahora desarrollados en la industria aeroespacial para ser manufacturados en taller, deben ser adaptados a la industria de la construcción civil no sólo prefabricada sino para construcción in situ.

En el área de Los Ángeles existen más de 120 puentes que habían sido reforzados frente al sismo, con algunos de los sistemas antes expuestos, si bien en la mayoría de ellos el refuerzo consistió en un encamisado de chapa de acero. Unos cuantos de ellos se encontraban dentro del área directamente afectada por el terremoto del 17 de enero y fueron, por lo tanto, sometidos a fuertes aceleraciones del terreno. En ninguno de ellos se descubrieron daños importantes, siendo los únicos daños observados el salto del recubrimiento en las juntas debido a impactos. La figura 26 muestra las columnas intactas, reforzadas con camisa de chapa de acero, en el enlace I-10/405.

No cabe duda de la enorme rentabilidad de la inversión en investigación realizada. Sólo con los puentes que no colapsaron ya quedó suficientemente justificada e incluso superada la inversión, sin contar las vidas humanas que pudieron salvarse.

AGRADECIMIENTOS

Este artículo forma parte de los trabajos realizados por el autor durante su estancia como profesor visitante en la Universidad de California, San Diego, durante el curso académico 1993-94, gracias a una ayuda concedida a tal fin por el Ministerio de Educación y Ciencia español. El autor desea expresar su agradecimiento a los profesores Seible, Priestley y Uang por su acogida en el equipo de trabajo de UCSD así como al Dr. Greg McRae y al ingeniero R. Burguño por la documentación suministrada para la elaboración de este artículo.

REFERENCIAS

1. PRIESTLEY, M. N. J.; SEIBLE, F.; UANG, C.M. "The Northridge Earthquake of January 17, 1994. Damage Analysis of Selected Bridges". Report No. SSRP94/06. Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences. University of California, San Diego, febrero de 1994.
2. MARÍ, A. "Efectos estructurales del terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994". Conferencia organizada por la ATEP, pronunciada en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid, el 27 de febrero de 1995.
3. PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. N. J., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, Inc., 1992.
4. SEIBLE, F.; MARÍ, A.; SÁNCHEZ, T., "Seismic Response Assessment of Flared Bridge Columns", 10 th. Japan-US Bridge Engineering Workshop, Lake Tahoe, Nevada, Págs. 133-143. Mayo 10-11, 1994.
5. PRIESTLEY, M. N. J.; SEIBLE, F.; CHAI, Y. H. "Design Guidelines for Assessment Retrofit and Repair of Bridges for Seismic Performance", Report No. SSRP92/01. Dept. of Applied Mechanics and Engineering Sciences. University of California, San Diego, agosto 1992.
6. BACHMANN, H. "Earthquake Actions on Structures", Bericht n2 195, Institut für Baustatik und Konstruktion, Swiss Institute of Technology (ETH), Zürich, Soiza, mayo 1993.