

Cuadernos de investigación

EVALUACIÓN SIMPLIFICADA DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES URBANOS

Darío Rivera Vargas

Dirección de Investigación
SUBDIRECCIÓN DE ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA

Centro Nacional de
Prevención de Desastres

Secretaría de
Gobernación

SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN

Lic. Francisco Javier Ramírez Acuña
Secretario de Gobernación

Lic. Laura Gurza Jaidar
Coordinadora General de Protección Civil

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

M. en I. Roberto Quaas Weppen
Director General

M. en C. Carlos A. Gutiérrez Martínez
Dirección de Investigación

Ing. Enrique Guevara Ortiz
Director de Instrumentación y Cómputo

Lic. Gloria Luz Ortiz Espejel
Directora de Capacitación

M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez
Director de Difusión

Profra. Carmen Pimentel Amador
Directora de Servicios Técnicos

1ª edición, julio 2007

©SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN
Abraham González Núm. 48,
Col. Juárez, Deleg. Cuauhtémoc,
C.P. 06699, México, D.F.

©CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES
Av. Delfín Madrigal Núm. 665,
Col. Pedregal de Santo Domingo,
Deleg. Coyoacán, C.P. 04360, México, D.F.
Teléfonos:
54 24 61 00
56 06 98 37
Fax: 56 06 16 08
e-mail: editor@cenapred.unam.mx
www.cenapred.unam.mx

©Autor: Darío Rivera Vargas

Edición: Violeta Ramos Radilla y Darío Rivera Vargas
Portada: Demetrio Vázquez Sánchez y Cynthia Paola Estrada

ISBN: 978-970-821-004-1

Derechos reservados conforme a la ley
IMPRESO EN MÉXICO. *PRINTED IN MEXICO*
Distribución Nacional e Internacional: Centro Nacional de Prevención de Desastres

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL AUTOR

**Sistema Nacional de Protección Civil
Centro Nacional de Prevención de Desastres**

**EVALUACIÓN SIMPLIFICADA DE LA VULNERABILIDAD
SÍSMICA DE PUENTES URBANOS**

Darío Rivera Vargas

Dirección de Investigación
Subdirección de Estructuras y Geotecnia

CONTENIDO

RESUMEN.....	5
I INTRODUCCIÓN.....	7
1.1 ANTECEDENTES	7
1.2 OBJETIVO.....	8
1.3 ALCANCE.....	8
1.4 CONCEPTOS FUNDAMENTALES	9
II VARIABLES SIGNIFICATIVAS EN LA RESPUESTA SÍSMICA.....	11
2.1 LAS PARTES DE UN PUENTE Y SU INFLUENCIA EN LA RESPUESTA SÍSMICA	11
2.2 OTROS FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS PUENTES.....	13
2.3 VARIABLES A CONSIDERAR EN LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES	13
2.4 RECOPIACIÓN DE ALGUNOS DATOS DE INTERÉS	14
III CRITERIOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN PUENTES URBANOS.....	15
3.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	15
3.2 TIPOS DE DAÑO.....	15
3.3 CRITERIOS PARA EVALUAR EL DAÑO FÍSICO	18
3.4 COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO Y SIMULACIONES NUMÉRICAS	18
3.4.1 Parámetros que afectan el desempeño de las columnas.....	18
3.4.2 Criterios para evaluar la falla del elemento.....	18
3.4.3 Análisis de datos experimentales sobre ensayos de columnas	19
3.4.4 Simulaciones numéricas.....	21
3.5 PREDICCIÓN ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL DE COLUMNAS	23
3.5.1 Generalidades	23
3.5.2 Capacidad de desplazamiento de fluencia	23
3.5.3 Capacidad de desplazamiento último	24
3.5.4 Modelo analítico simplificado	29
3.6 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	30
3.6.1 Periodo natural de vibración.....	30
3.6.2 Respuesta sísmica	31
IV METODOLOGÍA	35
4.1 INFORMACIÓN BÁSICA.....	35
4.2 INFORMACIÓN QUE SE PUEDE SUPONER POR DESCONOCIMIENTO	35
4.3 PROCEDIMIENTO	36

V CATÁLOGO DE ALGUNAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA PUENTES URBANOS.....	41
5.1 DESCRIPCIÓN DEL CATÁLOGO.....	41
5.2 INTERPRETACIÓN DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	46
VI EJEMPLO DE APLICACIÓN	47
6.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	47
6.2 RECOLECCIÓN DE DATOS.....	47
6.3 CÁLCULO DE LA FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD	48
6.4 ACCELERACIÓN SÍSMICA DEMANDADA EN EL PUENTE (S_a)	49
6.5 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD	51
VII CONCLUSIONES	53
REFERENCIAS.....	55
GLOSARIO	57
AGRADECIMIENTOS	61

RESUMEN

Se presenta una metodología para evaluar, de manera simplificada, la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado. Para analizar la vulnerabilidad de este tipo de estructuras se puso especial atención en el mecanismo de daño de las columnas de apoyo, las cuales han mostrado ser altamente vulnerables durante la ocurrencia de grandes eventos sísmicos en diferentes partes del mundo. Se describen las principales variables que repercuten en el comportamiento sísmico de las columnas de puentes y la forma de considerarlas en planteamientos analíticos para poder predecir la respuesta de dichas columnas ante la acción del sismo. Con lo anterior, se propone un procedimiento para obtener funciones de vulnerabilidad, con las cuales se puede relacionar el peligro sísmico y el daño físico en la estructura, con el menor número de datos de campo posibles para, de esta manera, simplificar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de este tipo de estructuras. Al final del trabajo se ilustra la metodología con un ejemplo de aplicación, para su mejor comprensión.

SUMMARY

A methodology to evaluate, in simplified way, the seismic vulnerability of reinforced concrete urban bridges is presented. To analyze the bridges vulnerability it became special attention in the damage mechanism of the support columns, which have shown to be highly vulnerable during the occurrence of strong earthquakes in different parts of the world. The main variables that influence in the seismic behavior of the bridges columns and the form of considering them in analytical procedures to predict the columns response before the action of the earthquake are described. With the above-mentioned, a procedure is proposed to obtain vulnerability functions, which can relate the seismic hazard and the structure physical damage, with the smallest number possible of field data to simplify the evaluation of the bridges seismic vulnerability. At the end of the work the methodology is illustrated with an application example, for its best understanding.

I INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En México no se ha dado prioridad a la investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes como la que se ha dedicado a los edificios, prueba de ello es que no existe una práctica establecida común en el diseño sísmico de puentes, lo que se atribuye a una carencia de normatividad nacional específica que permita justificar los criterios de diseño empleados. Lo anterior representa un riesgo para la población al no poderse definir el nivel de seguridad que guardan estas obras ante la acción del sismo, las cuales son vitales para la comunicación y que su falla o mala operación generan daños colaterales a la población, tales como: problemas de tráfico, pérdidas económicas que repercuten en varios sectores de la sociedad, dificultad del personal de protección civil o de alguna otra institución de auxilio para llegar a sitios donde se requiera atender los siniestros producidos por el sismo.

En otros países los puentes han evidenciado un mal comportamiento sísmico, tal como ocurrió durante los eventos sísmico de Northridge (1994), Kobe (1995), Chi Chi (1999), entre otros (Rivera, 2005). En la mayoría de estos sismos el colapso de los puentes se atribuyó a la falla predominante de sus columnas lo que demuestra que son elementos estructurales altamente vulnerables a la acción del sismo en comparación con otra parte de la estructura.

En la República Mexicana se han reportado daños moderados en puentes durante sismos pasados, como los de Michoacán (1985) y Manzanillo (1995), suficientes para interrumpir el tránsito vehicular. Así, se han podido apreciar daños en muros de contención, daños en juntas de dilatación, falla en la unión de la columna y su cabezal, y fallas en topes de las pilas que impiden el deslizamiento lateral de la superestructura (Román *et al.*, 1999; Orozco J. M. y Hernández I. E., 2005).

De acuerdo a estudios de impacto socio-económico, durante la ocurrencia de sismos relativamente recientes en el país, tales como: Tehuacan (1999), Oaxaca (1999) y Tecomán (2003), el sector comunicaciones y transportes, dentro del cual se involucran los puentes, registra menos costos de daños en comparación con otros sectores en los que son elevados sus montos, como son: vivienda, infraestructura escolar y de salud, principalmente. Sin embargo, dentro del sector de comunicaciones y transportes, los daños en puentes tienen un fuerte impacto socio-económico, pese a que no llegan a colapsarse por la excitación sísmica, por las razones que se comentan a continuación.

Se tienen evidencias que cuando algún puente presenta daños en la estructura, se interrumpe el tráfico carretero por algunos días al quedar pendientes sus reparaciones, lo que genera pérdidas indirectas debido a los costos adicionales en que incurren los transportistas al utilizar rutas alternas y mayor pérdida de tiempo en el transporte, durante el lapso de interrupción (Bitrán, 2000).

En otros casos suele suceder que el mayor monto de las afectaciones en las vías de comunicación se las puede llevar un puente, tal como sucedió en el puente Coahuayana, durante el sismo de Tecomán (2003), en la que la destrucción total de los topes antisísmicos en los 13 apoyos dio lugar a un costo del 56 % del total destinado en materia de vías de comunicación (Dirección de Investigación, 2004).

Lo anterior hacer notar que para un nivel de daño mayor al que han experimentado los puentes del país, como puede ser el colapso de los mismos, se pueden tener escenarios de mayor impacto a los ocurridos hasta el momento, tal como ha sucedido en otras partes del mundo, y más aun, si se toma en consideración que en la actualidad ha crecido el número de puentes, como una solución a los problemas de tráfico que existe en las ciudades de la República Mexicana, más los que se vayan a construir en el futuro en la medida que sigan creciendo las zonas urbanas; además de que no se conoce con toda certeza su desempeño estructural ante sismos de gran intensidad, sobre todo aquellos puentes ubicados en zonas de alto peligro sísmico.

1.2 OBJETIVO

Para subsanar parte del problema que tiene el país en cuanto a establecer el nivel de seguridad que tienen los puentes urbanos contra el sismo, el objetivo de este trabajo radicó en plantear una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado, mediante la construcción de funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías de puentes urbanos. De esta manera el trabajo también servirá para contribuir a la elaboración del Atlas Nacional de Riesgo en lo que concierne a la construcción de mapas de riesgo en puentes, lo que permitirá a las autoridades de Protección Civil e instituciones relacionadas con el diseño y construcción de puentes identificar aquellos de alto riesgo contra la acción del sismo para prever posibles daños a la población.

1.3 ALCANCE

Esta metodología está orientada a puentes urbanos de concreto reforzado de geometría sencilla, es decir, rectos, ligeramente enviajados (ángulo menor a 15°), sin variaciones bruscas de masa y rigidez, y longitud de tramos parecida. El análisis y procedimiento planteado en este documento se enfoca sobre la respuesta sísmica de los puentes en la dirección transversal, por ser la dirección más sensible de la estructura ante la acción del sismo; por esa razón, no se hará referencia a la respuesta en la dirección longitudinal.

El trabajo se limita a alturas de puentes cuya relación de aspecto, altura de columna y dimensión de sección transversal, no sea mayor que 6, ya que las ecuaciones desarrolladas para evaluar la capacidad de deformación inelásticas no están calibradas para columnas con mayor relación de aspecto, además de que los puentes urbanos no se caracterizan por tener columnas con fuerte esbeltez en comparación con las que tienen los puentes carreteros.

De igual forma, para la evaluación de la vulnerabilidad no se toman en cuenta los efectos de movimientos fuera de fase de los distintos apoyos del puente, para el

caso en que éstos se encuentren en suelos con distintas propiedades mecánicas, y tampoco se contemplan los efectos de interacción suelo–estructura.

1.4 CONCEPTOS FUNDAMENTALES

La vulnerabilidad se define como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir el grado de pérdidas esperadas. En términos generales pueden distinguirse dos tipos: la vulnerabilidad física y la vulnerabilidad social. La primera es más factible de cuantificarse, mientras que la segunda puede valorarse cualitativamente y es relativa, ya que está relacionada con aspectos económicos, educativos, culturales, así como el grado de preparación de las personas (CENAPRED, 2004). Para los propósitos de este trabajo se centrará la atención en la vulnerabilidad física, a la cual se hará referencia como vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado.

Al hablar de la vulnerabilidad sísmica de puentes se está haciendo alusión a una probabilidad de daño de la construcción expuesta a la acción del sismo. Es normal expresar la vulnerabilidad sísmica a través de una función matemática o matriz de vulnerabilidad con valores entre cero y uno; cero implica que el daño sufrido ante un evento sísmico de cierta intensidad es nulo, mientras que uno implica que este daño es igual al valor total del bien expuesto (figura 1).

En términos generales, una función de vulnerabilidad sísmica es una expresión que relaciona las consecuencias probables de un sismo sobre una construcción, una obra de ingeniería, o un conjunto de bienes o sistemas expuestos con la intensidad del temblor que podría generarlas (Instituto de Ingeniería, 2003).

La evaluación del daño físico que sufre una construcción se determina por el máximo valor de su distorsión durante su respuesta al movimiento del terreno. Ahora bien, el índice del daño físico $I_{DF}(y)$, se puede calcular mediante una expresión de la forma (Esteva *et al.*, 2002).

$$I_{DF}(y) = 1 - e^{-au^m} \quad (1)$$

$$u = \frac{\gamma_i(y)}{\gamma_c} \quad (2)$$

donde,

- a y m son parámetros que dependen del tipo de arreglo estructural, de los materiales y de los detalles constructivos que determinan la capacidad de deformación,
- $\gamma_i(y)$ distorsión máxima asociada con la respuesta sísmica del sistema y,
- γ_c capacidad de deformación, expresada también como distorsión,
- y intensidad del movimiento sísmico considerado.

Los valores de I_{DF} (y) se pueden transformar en indicadores de daño económico, normalizados con respecto al valor del costo inicial del sistema completo.

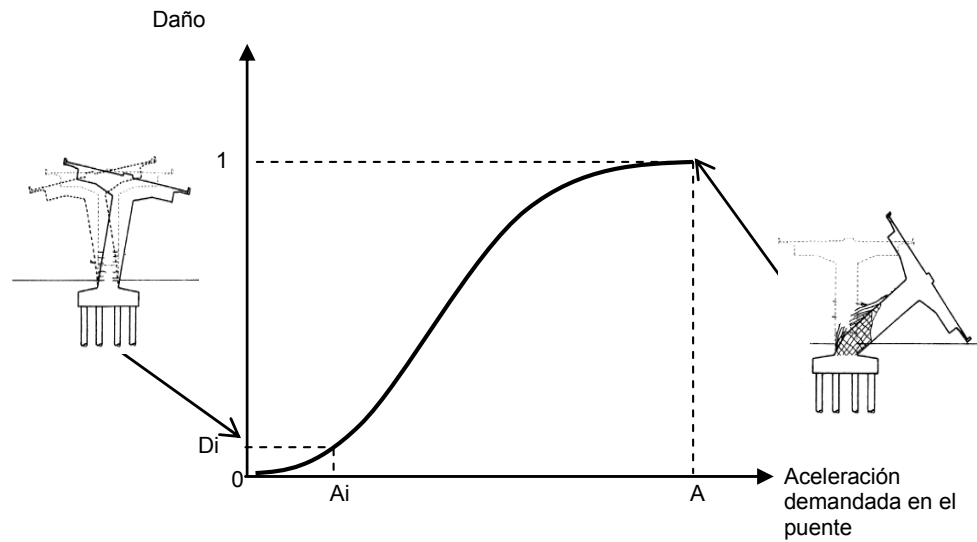


Figura 1 Ejemplo de una función de vulnerabilidad sísmica de un puente

II VARIABLES SIGNIFICATIVAS EN LA RESPUESTA SÍSMICA

2.1 LAS PARTES DE UN PUENTE Y SU INFLUENCIA EN LA RESPUESTA SÍSMICA

En términos generales se puede establecer que los puentes urbanos son estructuras destinadas a salvar obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, y en algunos casos obstáculos naturales, como pequeños ríos o valles, con el fin de unir caminos de viajeros (figura 2). *La infraestructura* de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las columnas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos; estos elementos estructurales son construidos con concreto reforzado, salvo las columnas que en algunas ocasiones suelen tener algún presfuerzo. *La superestructura* consiste en el tablero que soporta directamente las cargas y que a su vez las transmite a las columnas y estribos, dichos tableros son generalmente resueltos con traveses presforzados de sección cajón (figura 3); aunque en algunos casos se utiliza estructura metálica (Hernández, 2005).



Figura 2 Puentes urbanos de la ciudad de México (tomada de Riobóo, 2005)

Las características de las diferentes partes de un puente, miembros estructurales de la infraestructura y la superestructura, son trascendentales en su respuesta dinámica e influyen en el buen o mal comportamiento sísmico.

En el caso de la infraestructura es relevante saber el tipo de apoyo que se está utilizando, y tomando en cuenta que en la mayoría de los casos se utilizan estribos, pilas o columnas de concreto reforzado, es menester saber la forma y dimensiones de la sección, además de la resistencias de los materiales y la cantidad de acero colocado; todos estos parámetros definen la capacidad de deformación y resistencia sísmica. También es relevante el tipo de cimentación y el tipo de suelo sobre el cual se desplantan los apoyos del puente, para el caso de evaluar las demandas sísmicas, así como posibles efectos de interacción suelo-estructura y movimientos fuera de fase de la subestructura.

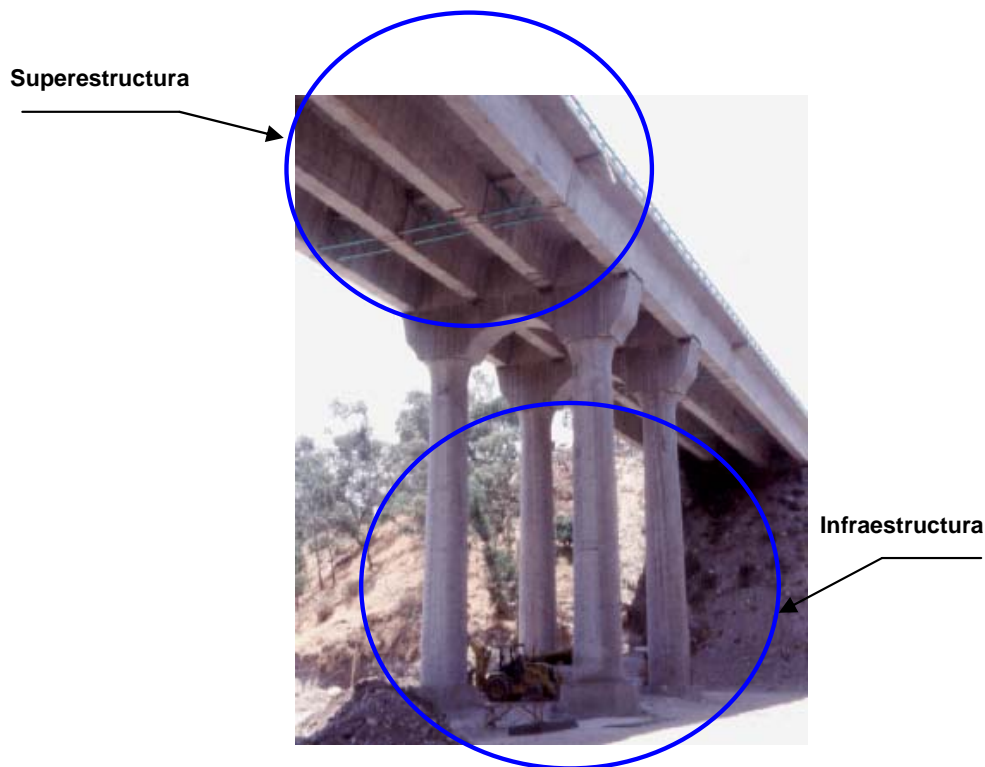


Figura 3 Partes básicas de un puente urbano (tomada de Riobóo, 2005)

En lo que respecta a la superestructura, es importante reunir información básica sobre su geometría, en la cual se pueda discernir si la estructura tendrá posibles movimientos de torsión ante tramos curvos o tramos rectos con un ángulo de esviajamiento fuerte. Además, de saber la altura a la cual se encuentra respecto al terreno con objeto de poder intuir el nivel de amplificación del movimiento de la superestructura. Otros aspectos que también se deben de conocer de la superestructura es el ancho de calzada para poder inferir la magnitud de la carga móvil a la cual está expuesto el puente; la longitud de los tableros también es básica, además de revisar si

dichos tableros son continuos o discontinuos, en el caso de ser discontinuos es importante saber que tipo de junta o apoyo las une, ya que esto repercute en la respuesta dinámica de la estructura, en el momento que se evalúa la masa que se estará excitando.

2.2 OTROS FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS PUENTES

La información descrita en el apartado anterior está enfocada a las características geométricas de la estructura, y a las condiciones de resistencia de los materiales constructivos y del terreno donde se apoya. Sin embargo, también repercuten otros factores que no se puede percibir claramente con los datos anteriormente comentados, como son: ubicación del puente, año de construcción y reglamento de diseño. El sitio donde se ubica la estructura permite inferir el nivel de peligro al que puede estar sujeto, que combinado con la estructuración del mismo se puede tener una estimación del grado de vulnerabilidad del inmueble. El año de construcción y el reglamento de diseño permiten explicar en gran medida la estructuración empleada en el puente, además de tener una idea de los posibles criterios empleados para evaluar las diferentes solicitaciones en el puente, en particular la del sismo; al tomar en cuenta que en el país no existe todavía un reglamento legal para puentes, es interesante saber de que forma evalúan el peligro y cómo diseñan sus elementos estructurales ante el sismo.

Pudiera darse el caso que los puentes urbanos construidos en las grandes ciudades crucen un río, por lo que esta situación posiblemente repercute en la respuesta sísmica de la estructura; aunque este aspecto suele ser más relevante ante la ocurrencia de ciclones tropicales, en la que por las acciones de erosión que se dan en el terreno de apoyo durante el paso de avenidas extraordinarias se corre el riesgo de dejar en condiciones inestables a la estructura ante sismos futuros; sin embargo esta situación amerita un estudio detallado que sale del alcance de este trabajo.

2.3 VARIABLES A CONSIDERAR EN LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

Por lo comentado anteriormente se puede resumir que las variables que afectan la respuesta sísmica de los puentes y que por consiguiente da una idea de su grado de vulnerabilidad, poniendo énfasis en que la falla de las columnas repercute en el desempeño global de la estructura, son las siguientes:

- Tipo de sistemas de apoyo: estribos y columnas.
- Forma y dimensiones de la sección transversal de los elementos de apoyo.
- Cantidad de acero de refuerzo en los elementos de apoyo:
 - A) Refuerzo longitudinal (número de varillas)
 - B) Refuerzo transversal (número de estribos o anillos)
- Resistencia de los materiales:
 - A) Resistencia a compresión del concreto, f'_c
 - B) Esfuerzo nominal a la fluencia del acero de refuerzo, f_y

- Ubicación del puente
- Tipo de suelo en el sitio de interés
- Tipo de cimentación
- Geometría de la superestructura en planta
- Tipo de juntas, en el caso de tener una superestructura discontinua
- Altura del puente
- Longitud del puente
- Ancho de calzada y longitud de la superestructura
- Reglamento y año de construcción

2.4 RECOPIACIÓN DE ALGUNOS DATOS DE INTERÉS

Para tener una idea de algunos datos de las variables descritas en el apartado anterior se revisaron diferentes informes técnicos disponibles en la literatura sobre puentes de todo tipo en el país, tal como se describe ampliamente en el trabajo de Rivera, Bautista y Camacho (2005), con dichos informes se recopiló una muestra de 37 puentes. El análisis de esta información permitió hacer apreciaciones de algunos aspectos que se tomaron en cuenta para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos.

Dentro de este universo de puentes se apreció que se pueden disponer de diferentes edades, así existen todavía puentes contruidos desde antes del año de 1940 hasta los que se han construido en fechas recientes, como los segundos pisos de la ciudad de México. En lo que respecta a la resistencia de los materiales se pudo ver que la resistencia a compresión del concreto (f'_c) en las columnas puede variar entre 175 kg/cm^2 y 500 kg/cm^2 , que para el caso particular de esta muestra predominaron los valores alrededor de 200 kg/cm^2 , en tanto para el refuerzo longitudinal como transversal es común suponer que la resistencia a la fluencia (f_y) es de 4200 kg/cm^2 , no obstante en esta base de datos se detectaron valores de 4000 kg/cm^2 .

El tipo de cimentaciones que pueden tener los puentes del país son los siguientes: pilotes (o cilindros), zapatas, cajones y pilotes, de los cuales el primer tipo suele ser el más empleado. En lo concerniente a la geometría de la sección de sus sistemas de apoyo, columnas y estribos, estas pueden ser: oblonga, circular, rectangular, trapezoidal y rectangular hueca, relativamente las tres primeras son las que más imperan en los puentes del país.

Otro dato que también es relevante en el estudio de la vulnerabilidad sísmica de los puentes es el reglamento empleado para su diseño. Este dato no está disponible en todos los informes técnicos sobre el diseño, lo cual se puede atribuir a que en el país no existe una norma oficial sobre diseño estructural de puentes, por lo que en la mayoría de las veces se emplean requerimientos de diseño de otros países. De lo poco que se pudo explorar en esta base de datos se encontró que los diseñadores usan el reglamento Norteamericano AASHTO y esporádicamente el reglamentos de construcciones del Distrito Federal (RCDF).

III CRITERIOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN PUENTES URBANOS

3.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para algunos tipos de construcciones, las compañías aseguradoras poseen información estadística sobre montos económicos de daños producidos por temblores en el pasado; sin embargo, tal información es limitada, pues cubre unos cuantos de los tipos de sistemas de interés para plantear medidas de prevención y mitigación de desastres. Por otra parte, no está abierta para uso general. Para otros tipos de indicadores, la información estadística es aún más limitada o inexistente. Debido a lo anterior, se hace necesario desarrollar modelos sobre daños físicos y probabilidades de falla que pueden servir para estimar diversos tipos de consecuencias (Instituto de Ingeniería, 2003).

Ahora bien, si se contara con bases suficientemente amplias de datos estadísticos sobre daños ocurridos en puentes, con intervalos amplios de valores de los parámetros que definen sus propiedades básicas (rigideces y resistencias), ante la acción de temblores de diversas intensidades, la manera más confiable de estimar sus funciones de vulnerabilidad sería partiendo de expresiones semi-empíricas basadas en dicha información. A falta de ésta, se tiene que basar las estimaciones en modelos teóricos sobre respuestas dinámicas de sistemas estructurales y en relaciones entre los niveles de daño y las características de dichas respuestas, tal como se comentará en lo que sigue de este capítulo.

3.2 TIPOS DE DAÑO

Los puentes, al igual que cualquier obra de ingeniería, pueden experimentar distintas formas de falla o de daño físico, las que a su vez pueden conducir a consecuencias de diversas clases, entre las que se encuentran los costos directos, como los de reparación, o los indirectos, como los asociados a la interrupción del servicio; de igual manera impacta en la posible pérdida de vidas humanas, la generación de problemas de salud, o diversas formas de impacto socio-económico.

Entre las formas de falla o de daños físicos, los más frecuentes son los siguientes:

- Daños en la subestructura: agrietamientos por flexión y/o cortante, desconchamiento del concreto, falla del refuerzo longitudinal o del estribo (figura 4)
- Daños en la superestructura: golpeteo de tableros contiguos y desplazamiento relativo de tableros contiguos (figura 5)
- Inclinationes remanentes y deformaciones residuales (figura 6)

Para efectos de este trabajo se pondrá especial cuidado en la falla o daño físico que sufran las columnas, por considerarse entre los elementos estructurales más importantes en el comportamiento global de la estructura de los puentes, además de que las observaciones realizadas en puentes dañados en otros países, durante la ocurrencia de sismos de gran intensidad, revelaron que la falla de los puentes se debió a un comportamiento inadecuado de este elemento estructural.



Figura 4 Daños observados en la subestructura o infraestructura (tomadas de Riobóo, 2005)

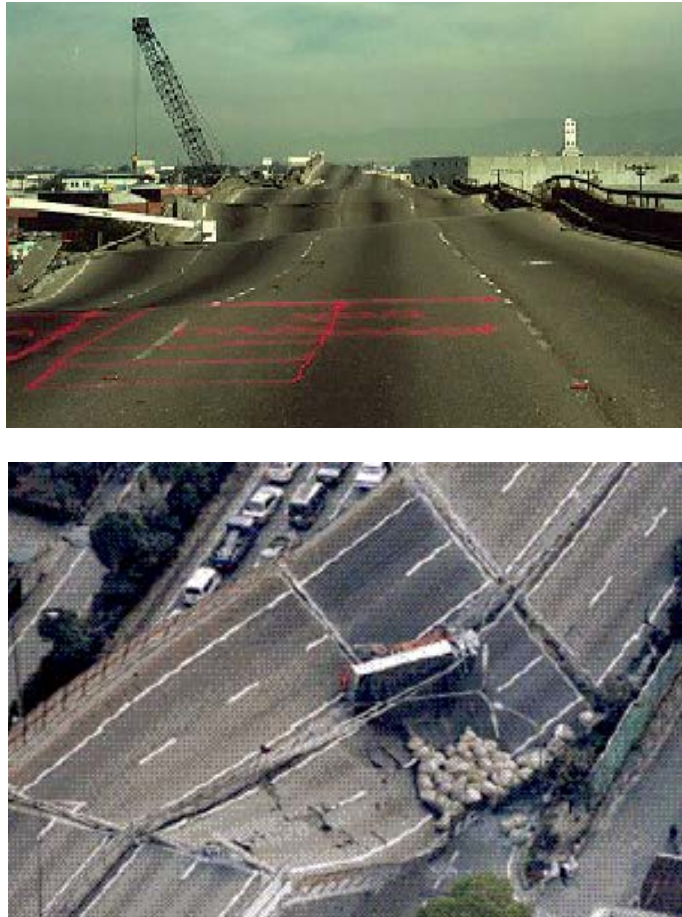


Figura 5 Daños observados en la superestructura (tomadas de Riobóo, 2005)



Figura 6 Apuntalamiento del puente para corregir las inclinaciones remanentes (tomada del NCREE, 2006)

3.3 CRITERIOS PARA EVALUAR EL DAÑO FÍSICO

Existen dos formas de estimar, de manera aproximada, el tipo de daño que puede generar el sismo sobre los puentes:

- Evidencia física. Ésta puede ser obtenida de puentes que fueron dañados ante sismos reales, o bien de resultados experimentales donde se reproduce en el laboratorio el prototipo de una columna de puente sometido a fuerzas laterales que simulan la acción del sismo.
- Modelos analíticos. Con éstos se busca estimar la respuesta dinámica de sistemas estructurales de puentes y relacionarla con ciertos niveles de daño.

Para el desarrollo de este trabajo se utilizó un camino intermedio de las aproximaciones anteriormente comentadas, en donde se combinó la información de resultados de ensayos de laboratorio con modelos teóricos, tal como se comenta a continuación.

3.4 COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO Y SIMULACIONES NUMÉRICAS

3.4.1 Parámetros que afectan el desempeño de las columnas

De acuerdo con la evidencia experimental, existen diferentes parámetros que influyen en el comportamiento sísmico de las columnas de concreto reforzado, lo que se traduce en una buena o mala capacidad para sostener grandes demandas de desplazamiento inelástico. Dentro de las variables más importantes destacan las siguientes: la relación de aspecto, el recubrimiento, el refuerzo longitudinal (número de varillas), el refuerzo transversal (número de estribos o anillos), la magnitud de la carga axial a compresión atribuible al peso propio de la estructura y al tránsito de los vehículos, y la carga lateral debida al sismo.

3.4.2 Criterios para evaluar la falla del elemento

Con base a estudios experimentales se pueden adoptar tres criterios de falla en columnas: pandeo del refuerzo longitudinal, falla por tensión del refuerzo longitudinal y ruptura del estribo (o anillo). Para cada uno de ellos se han propuesto criterios para predecir su falla.

El que mejor predicción tiene con respecto a los resultados experimentales es el correspondiente a la falla de la columna por fractura del estribo, para lo cual se dispone de la ecuación de Mander *et al.*, (1988), que estima la deformación a compresión en el concreto confinado que da lugar a la ruptura del estribo. Una estimación conservadora de la deformación a compresión última ϵ_{cu} , está dada por:

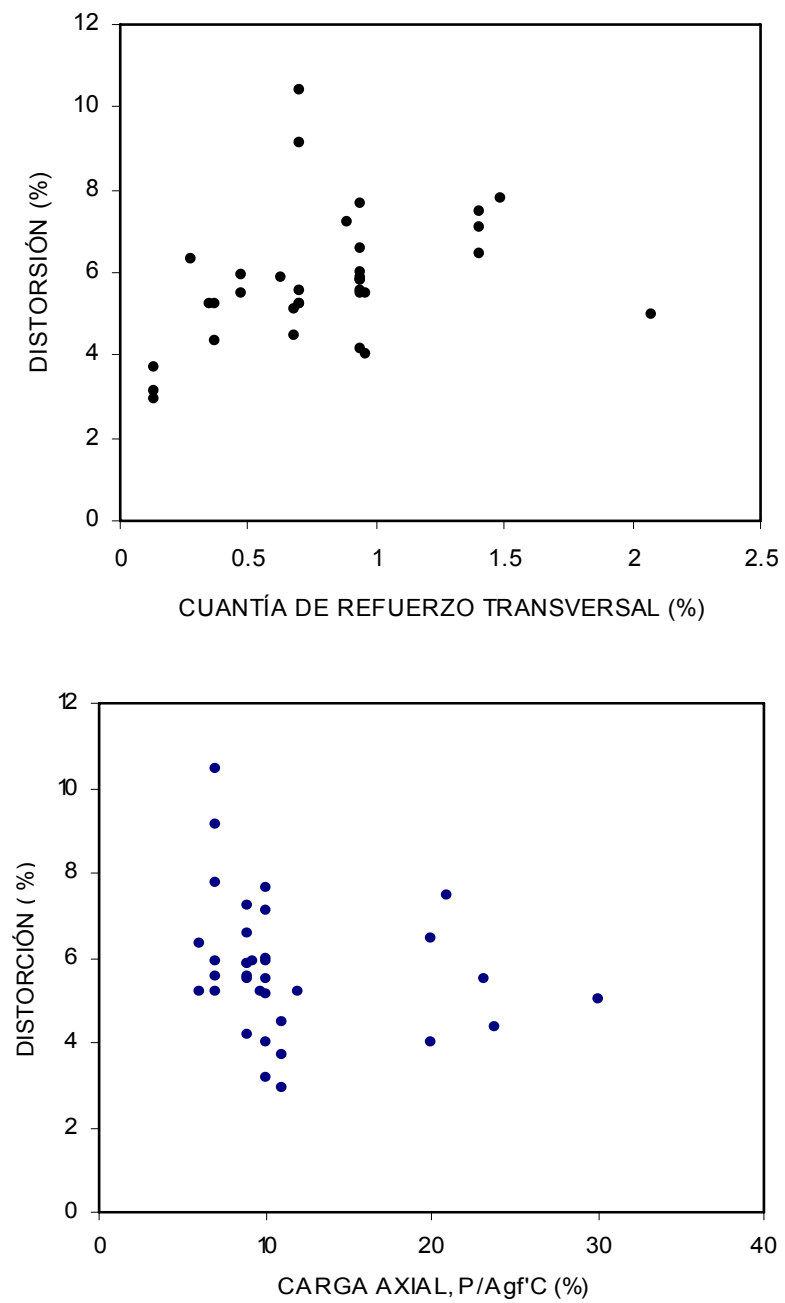
$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (3)$$

donde, ε_{su} es la deformación del acero en el máximo esfuerzo a tensión, f_{yh} representa el esfuerzo nominal a la fluencia del refuerzo transversal (en MPa), ρ_s es la cuantía volumétrica del refuerzo transversal y f'_{cc} es el incremento de la resistencia a compresión del concreto por efecto del confinamiento.

3.4.3 Análisis de datos experimentales sobre ensayos de columnas

Se dispone de una base de datos sobre estudios experimentales de columnas de concreto reforzada, la cual fue organizada por el National Institute of Standards and Technology (NIST). En el trabajo de Rivera y Meli (2004) se realizó un análisis de la base de datos con objeto de establecer posibles relaciones entre la distorsión a la que se produce el daño y diferentes parámetros, tales como: relación volumétrica del refuerzo transversal y nivel de carga axial, entre otros; esto para cada uno de los tres modos de falla mencionados anteriormente.

Este análisis permitió ver la dificultad de establecer un valor único de distorsión para definir la falla del elemento, bajo cualquiera de los tres criterios de falla, ya que al variar los parámetros anteriormente mencionados, el valor de la distorsión cambia para un mismo nivel de daño; en la figura 7 se muestra parte de los resultados obtenidos. Además, fue difícil apreciar una tendencia clara entre la distorsión y alguno de estos parámetros, pese a que se intentó hacer un análisis más detallado; no fue posible disponer de un número importante de columnas en el cual se tuvieran idénticas propiedades para variar algún parámetro, como la carga axial, y a partir de ello poder derivar su efecto.



3.4.4 Simulaciones numéricas

Para establecer una relación clara entre la distorsión que da lugar a un nivel de daño y los parámetros que repercuten en su desempeño, también se puede lograr mediante una simulación numérica, es decir, reproducir analíticamente los ensayos de columnas sometidas a carga axial constante y carga lateral alternada, para obtener una base de datos suficientemente amplia, y con ello determinar expresiones para evaluar la capacidad de deformación en función de diversos parámetros (Rivera, 2005).

En la figura 8 se muestran algunos resultados que se pueden obtener con estas simulaciones numéricas. En dicha figura se ilustra cómo varía la distorsión en columnas de sección rectangular y de sección circular conforme se incrementa la carga axial; ésto para diferentes niveles de confinamiento.

En ambos casos resulta evidente que para niveles de carga axial mayores a 15% de la resistencia a compresión de la sección ($A_g f'_c$), disminuye la capacidad de distorsión última de la columna, aun cuando se aumenta el confinamiento. Sin embargo, hay que notar que para las columnas de sección circular, el incremento del confinamiento da una relativa mayor capacidad de deformación para altos niveles de carga axial en comparación con las de sección rectangular.

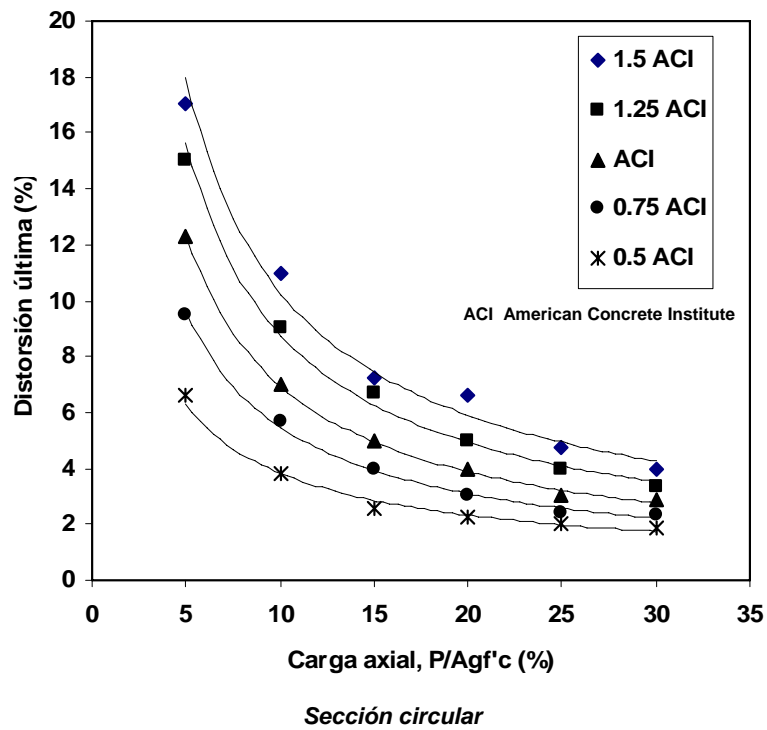
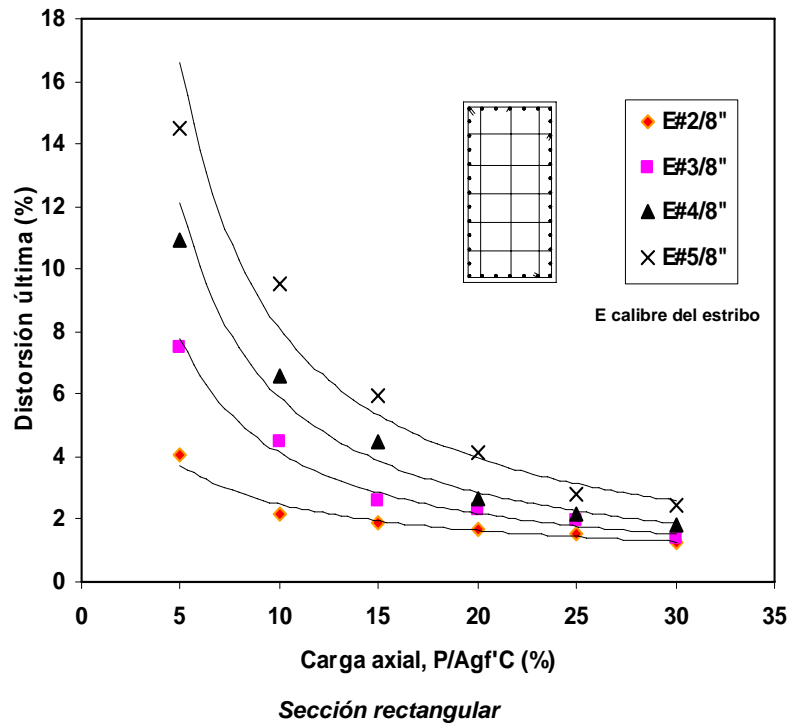


Figura 8 Capacidad de distorsión última de columnas de concreto reforzado

3.5 PREDICCIÓN ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL DE COLUMNAS

3.5.1 Generalidades

En el trabajo de Rivera (2005) se tomó como marco de referencia las simulaciones numéricas y los resultados experimentales de la base de datos del NIST para desarrollar ecuaciones que relacionaran la capacidad de deformación (fluencia y última) con el refuerzo necesario para cubrirla; dentro de estas ecuaciones también se analizó la influencia de la carga axial y la relación de aspecto en la respuesta de las columnas. Cabe señalar, que la predicción de dichas ecuaciones está enfocada para columnas que tienen un mecanismo de daño por flexión. En lo que sigue se hace una descripción de dichas ecuaciones.

3.5.2 Capacidad de desplazamiento de fluencia

Existen diferentes expresiones para evaluar la capacidad de deformación de fluencia de elementos de concreto reforzado, como se describe ampliamente en el trabajo de Panagiotakos y Fardis (2001); de todas ellas, las más difundidas por ser simples de aplicar, son las debidas a Priestley (2000).

Al realizar simulaciones numéricas de columnas de sección rectangular con relación de aspecto de seis y cuantías de refuerzo longitudinal de 1.91% y 2.67%, se encontró que la expresión recomendada por Priestley sobreestima la deformación de fluencia de la columna entre 20% y 50%, por lo que no dan resultados del lado conservador, en consecuencia en el trabajo de Rivera (2005) se dedujeron ecuaciones simples que permiten evaluar el desplazamiento lateral de las columnas cuando el refuerzo longitudinal alcanza la deformación de fluencia.

La capacidad de distorsión de fluencia, γ_u , se define como la capacidad de desplazamiento lateral a la fluencia, Δ_y , normalizado con respecto a la altura de la columna, H .

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{H} \quad (4)$$

Para fines prácticos, el cálculo de γ_y para columnas en cantilever se puede realizar con las expresiones siguientes:

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H \quad (5)$$

$$\text{sección rectangular: } \phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50 \rho_l - 125 \rho_l^2) \quad (6)$$

$$\text{sección circular: } \phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{D} (0.30 + 11.20 \rho_l - 146 \rho_l^2) \quad (7)$$

donde, ρ_l es la cuantía de refuerzo longitudinal, h_c y D es el peralte y el diámetro de la sección, respectivamente, y ϕ_y la curvatura de fluencia de la sección.

De la aplicación de estas ecuaciones se pueden comentar algunos valores de distorsión de fluencia que pueden experimentar columnas de puentes en cantilever, de secciones rectangular y circular. El valor máximo de distorsión que pueden alcanzar estas columnas no supera 0.8 %; tomando en cuenta la máxima cuantía de refuerzo longitudinal ($\rho_l = 0.04$) y una relación de aspecto de seis. Mientras que la mínima distorsión que pueden desarrollar es del orden de 0.3 %; este valor se asocia a la mínima cuantía de refuerzo longitudinal ($\rho_l = 0.0048$) y a una relación de aspecto de cuatro. Para columnas con cuantías de refuerzo longitudinal más comúnmente usadas en el diseño (dos por ciento), la capacidad de distorsión de fluencia puede oscilar entre 0.4 % y 0.7 %, correspondientes a relaciones de aspecto de 4 y 6, respectivamente. Cabe señalar, que para efectos de incrementar la capacidad de distorsión de fluencia, la cuantía de refuerzo longitudinal es fundamental para el intervalo de valores de 0.0048 a 0.025, aproximadamente; cuantías superiores a 0.025 no contribuyen a un incremento significativo de la capacidad de distorsión de fluencia.

3.5.3 Capacidad de desplazamiento último

Se han propuesto expresiones para evaluar la capacidad de deformación lateral última, como se describe en los trabajos de Razvi y Saatcioglu (1999), y Panagiotakos y Fardis (2001). Sin embargo, la mayoría de estos trabajos no se ajustan del todo a las necesidades del diseño sísmico de columnas de puentes, al ser calibradas para niveles de carga axial superiores a un 30% de Agf_c , que son más aplicables para edificios, y que manejan una sola relación de aspecto.

Bajo este escenario, se desarrollaron ecuaciones para evaluar la capacidad de deformación última (Rivera, 2005), tomado como criterio de falla del elemento, la ruptura del estribo, considerando los niveles de carga axial que son aplicables en puentes, y una gama de relaciones de aspecto, y las características de detallado del refuerzo transversal.

A continuación se presentan las ecuaciones que permiten evaluar la capacidad de distorsión última de columnas de puentes de concreto reforzado, en cantilever, tanto para secciones rectangulares como circulares; su aplicación está limitada a columnas sometidas a niveles de carga axial que oscilan entre 5 y 30 por ciento de la resistencia a compresión de la sección bruta ($Ag f_c$); y para relaciones de aspecto entre 3 y 6.

La capacidad de distorsión última, γ_u , se define como la capacidad de desplazamiento lateral último, Δ_u , normalizado con respecto a la altura de la columna, H.

$$\gamma_u = \frac{\Delta_u}{H} \quad (8)$$

Para columnas en cantilever de sección rectangular y circular se propone la siguiente ecuación base

$$\gamma_u (\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (9)$$

$$\text{sección rectangular:} \quad \lambda_e = k_e \rho_s \quad (10)$$

$$\text{sección circular:} \quad \lambda_e = \rho_{st} \quad (11)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (12)$$

donde,

$\gamma_u (\%)$ capacidad de distorsión última, en porcentaje

$P/A_g f'_c$ carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien)

λ_e factor de confinamiento efectivo

k_e factor de eficiencia del confinamiento

f_{yt} esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal

s' separación vertical de los estribos

ρ_{cc} es la relación entre el área del acero longitudinal y el área de la sección confinada ($b_c \times d_c$)

En la figura 9 se muestra el significado de algunas de las variables de la ecuación 12.

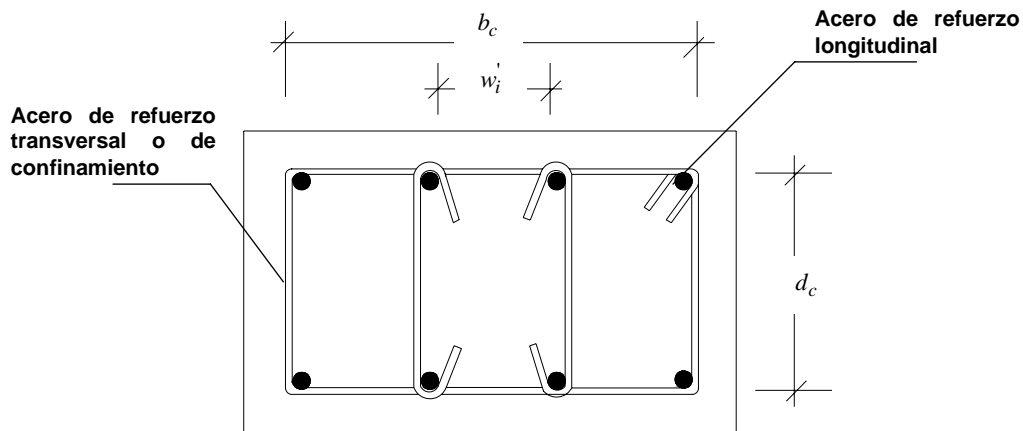


Figura 9 Variables para evaluar el factor de eficiencia del confinamiento (k_e) en columnas de sección rectangular

Las constantes de la ecuación 9 se evalúan en función de la carga axial a la que está sometida la columna y de su relación de aspecto (H/L ó H/D , L representa el lado de la sección rectangular paralelo a la acción del sismo y D es el diámetro de la sección circular) mediante las expresiones que se muestran en las tablas 1 y 2. Pese a que las ecuaciones están calibradas para niveles de carga axial de hasta 30 % de la resistencia a compresión de la sección, en dichas tablas solamente se pone el valor de los coeficientes para valores máximos de carga axial de 20 %, por considerar que los puentes urbanos construidos en el país están por debajo de este valor de carga axial.

Tabla1 Valores de beta para sección rectangular

Coeficientes	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'c \leq 20\%$
β_0	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$
β_3	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$

Nota: L es la altura de la sección

Tabla 2 Valores de beta para sección circular

Coeficientes	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'c \leq 20\%$
β_0	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-\left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D}\right)$
β_3	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$

Nota: D es el diámetro de la sección

Resulta difícil obtener una buena predicción de la capacidad de deformación inelástica de elementos estructurales de concreto reforzado, a partir de expresiones matemáticas relativamente simples. Para establecer el grado de confiabilidad de las ecuaciones propuestas para calcular la capacidad de distorsión última, su predicción analítica se comparó con los resultados experimentales de 60 columnas, entre sección rectangular y sección circular, cuyo rango de propiedades es el que se enlista en la tabla 3.

En la figura 10 se compara la distorsión experimental con la calculada mediante la ecuación (9). Al calcular la relación entre la capacidad de distorsión última medida y calculada, se obtuvo una relación promedio de 1.20, con un coeficiente de variación de 0.31. Estos resultados muestran que la ecuación propuesta no reproduce del todo el fenómeno, sin embargo el grado de aproximación es aceptable, si se toma en cuenta que otras expresiones que han sido desarrolladas para tal fin alcanzan coeficientes de variación entre 0.40 y 0.90, tal como se comenta en el trabajo de Panagiotakos y Fardis (2001).

Las ecuaciones derivadas para calcular la capacidad de desplazamiento último de columnas de puentes de sección rectangular y circular, se tornan complicadas para su uso práctico. Sin embargo, para simplificar el uso de estas ecuaciones se recomienda emplear una hoja de cálculo.

Tabla 3 Rango de propiedades de las columnas ensayadas

Parámetro	Variable	Mínimo	Máximo
Resistencia a la compresión del Concreto. MPa	f'_c	23.10	48.26
Cuantía volumétrica de refuerzo transversal, %	ρ_t	0.32	2.65
Esfuerzo a la fluencia del estribo o zuncho, MPa	f_{yt}	255	606.76
Relación de aspecto	H/L	2.80	6.00
Relación de carga axial, %	$P/A_g f'_c$	3.00	30.00
Cuantía de refuerzo longitudinal, %	ρ_l	0.75	2.90

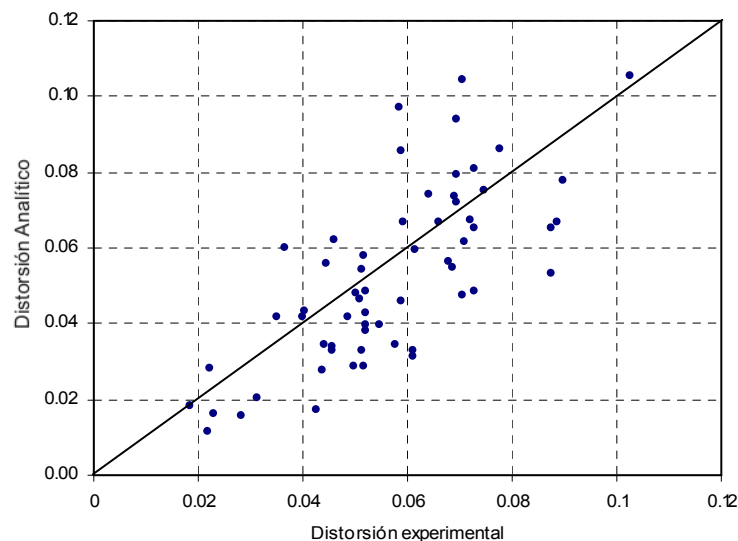


Figura 10 Comparación de la distorsión experimental y la distorsión analítica

3.5.4 Modelo analítico simplificado

Con base en las ecuaciones anteriormente descritas es posible proponer un modelo analítico simplificado que permita estimar el desempeño de una columna sometida simultáneamente a carga lateral y axial, bajo ciertas características geométricas de la sección, así como propiedades mecánicas de los materiales. En este modelo se pueden predecir dos puntos básicos del desempeño de la columna: fluencia del elemento y falla de la columna, con los cuales se puede construir una curva idealizada de comportamiento como la que se muestra en la figura 11.

Para calcular la fuerza de fluencia (V_y) se utiliza la expresión siguiente

$$V_y = K_{cr} \gamma_y H \quad (13)$$

donde, K_{cr} es la rigidez agrietada a flexión hasta el punto de fluencia del elemento (figura 11), por lo que en el cálculo del momento de inercia de la sección se considera a ésta como agrietada. Para obtener el momento de inercia agrietado de la sección (I_{cr}) se pueden utilizar las siguientes expresiones:

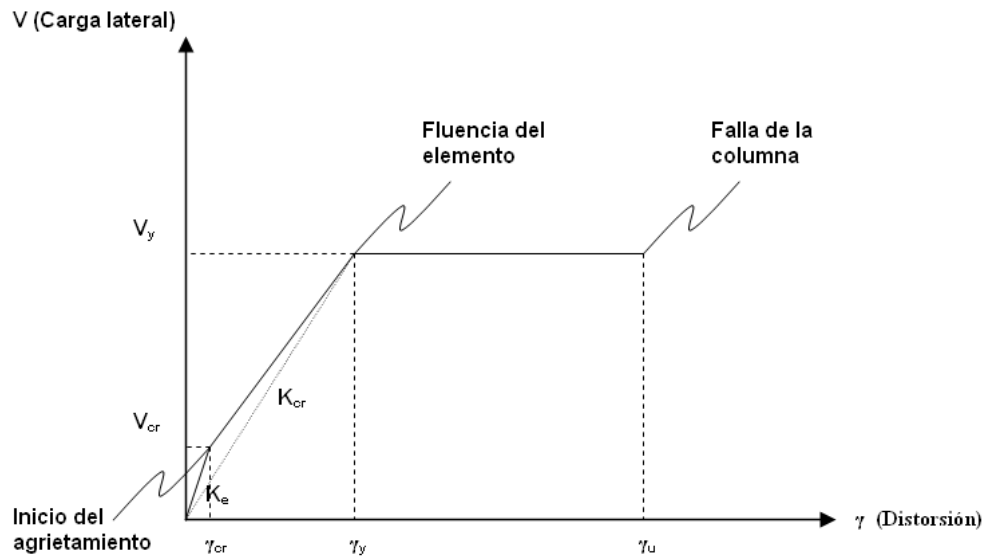


Figura 11 Curva idealizada del comportamiento de una columna de concreto reforzado sometida a carga lateral y axial simultánea

$$\text{Sección rectangular: } \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \quad (14)$$

$$\text{Sección circular: } \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.16\rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \quad (15)$$

donde, I_g representa el momento de inercia de la sección bruta no transformada y $P/A_g f'_c$ es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien).

Cabe recordar que el modelo anteriormente expuesto es solamente aplicable a columnas que fallan por flexión, por las consideraciones hechas en la deducción de las ecuaciones para evaluar la capacidad de deformación lateral.

3.6 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

3.6.1 Periodo natural de vibración

El periodo natural de vibración es un parámetro fundamental para obtener la respuesta sísmica de las estructuras con base en espectros de respuesta, ya sean calculados a partir de un registro sísmico en el sitio o bien a través de uno de diseño que especifican los reglamentos. Para el caso de los puentes urbanos, es posible evaluar de manera simplificada este parámetro (T_{cr}), al considerarlo como un oscilador de un grado de libertad, cuando una masa tributaria (m) del puente vibra en la dirección transversal (figura 12), por lo que se puede emplear la siguiente expresión

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{cr}}} \quad (16)$$

donde, K_{cr} es la rigidez lateral del sistema.

La utilización de este criterio de análisis implica que las columnas aisladas o marcos del puente vibran de manera independiente, como se ilustra en la figura 12, y que la rigidez de la superestructura no contribuye a la rigidez de la estructura, aunque su masa sí influye en el cálculo de las fuerzas de inercia (CFE, 1993). En la estimación del parámetro m , no solamente se debe contemplar la masa tributaria que se concentra del sistema de cubierta, sino adicionalmente se contempla una porción de la masa de la columna, que de acuerdo con Priestley *et al.* (1996) se debe considerar la que resulte de un tercio de la altura de la columna o de las columnas, si es que se trata de un marco (figura 13).

3.6.2 Respuesta sísmica

En la construcción de las funciones de vulnerabilidad es común emplear la aceleración como un parámetro de la intensidad de la excitación sísmica que se le demanda a la estructura y por medio del cual se busca relacionarla con el nivel de daño de la construcción, de tal forma que se tiene que obtener las aceleraciones que dan lugar al inicio del daño o fluencia del elemento y la falla del mismo. Los dos primeros se pueden evaluar de manera directa del espectro elástico, con la salvedad de considerar la rigidez agrietada de la sección en el cálculo del periodo de vibración del sistema para el caso de evaluar la aceleración que propicia la fluencia de la columna, en tanto, que para el otro nivel de daño en el que la estructura incurre en el rango inelástico, es pertinente emplear métodos aproximados que tomen en consideración este efecto en la respuesta sísmica de la estructura.

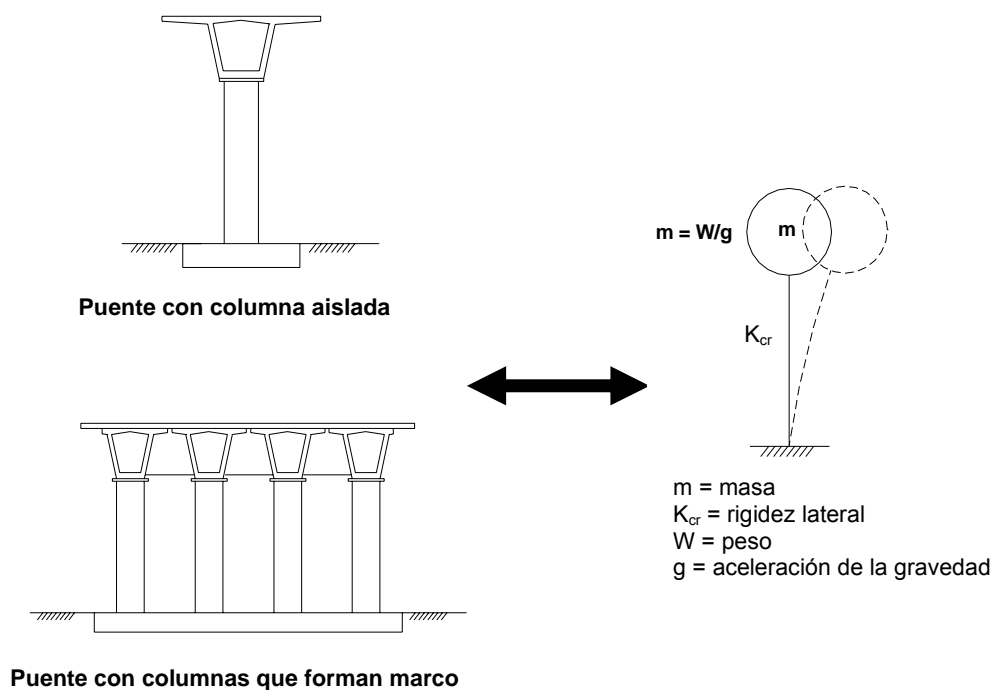


Figura 12 Modelo simplificado del puente para evaluar su respuesta dinámica en la dirección transversal

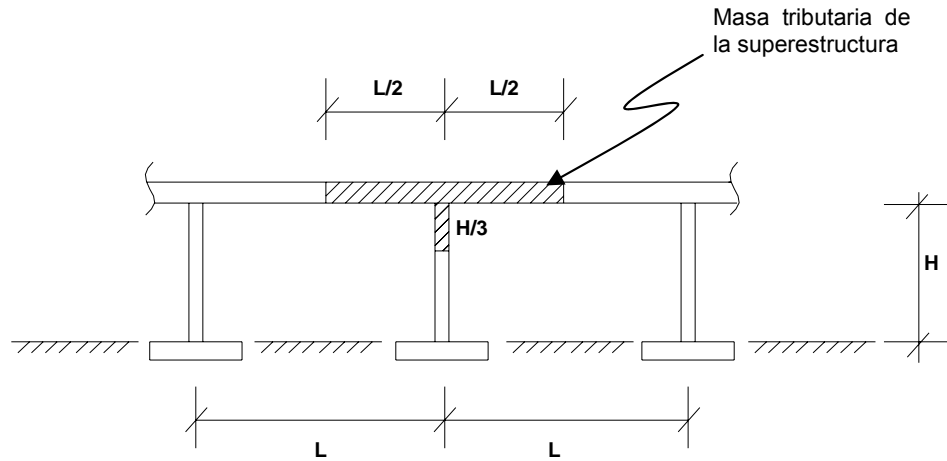


Figura 13 Criterio simplificado para evaluar la masa tributaria

Dentro de los métodos aproximados para estimar la respuesta sísmica no lineal, están los basados en el factor de resistencia R_μ , que representa la reducción de resistencia lateral de la estructura (o aceleración) debida al comportamiento no lineal, el cual está definido como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica (Miranda, 1993).

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (19)$$

donde, $F_y(\mu=1)$ es la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener el sistema elástico en un determinado movimiento de terreno y $F_y(\mu=\mu_i)$ es la resistencia lateral requerida para mantener la demanda de ductilidad μ del sistema menor o igual que el límite de ductilidad preestablecido μ_i durante el mismo movimiento de terreno.

El factor R_μ , se ha estudiado ampliamente, por lo que existen varios procedimientos para estimarlo. En la gran mayoría de ellos se utiliza el modelo elastoplástico para tener en cuenta el comportamiento inelástico; dicho modelo no es del todo representativo del comportamiento histerético de las columnas, sin embargo tiene cierta similitud para columnas que fallan por flexión, de ahí que se haya propuesto el modelo simplificado descrito en el apartado 3.5.4.

A continuación se recomiendan expresiones simples para calcular R_μ para diferentes tipos de suelo, con base en el trabajo de Arroyo y Terán (2002).

Suelo firme

$$R_\mu = \phi \left(\frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1 \quad (20)$$

$$\phi = \mu(2.2\zeta + 1) - 0.75\zeta^{-0.1} \quad (21)$$

donde, μ es la ductilidad de desplazamiento esperada, T el periodo de vibración natural de la estructura y ζ es el coeficiente equivalente de amortiguamiento.

Suelo blando

$$R_{\mu\zeta} = \frac{\left(\frac{T}{T_g} \right)^\theta}{0.175 + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|} \left(0.92\mu\zeta^{0.17} + \zeta - 0.6 \right) + 1 \quad (22)$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad (23)$$

donde, T_g es el periodo del terreno donde se ubique el puente.

IV METODOLOGÍA

4.1 INFORMACIÓN BÁSICA

Durante una inspección de campo sería deseable obtener información detallada sobre las variables que influyen en el comportamiento sísmico de los puentes, sin embargo en la mayoría de las veces resulta difícil llevar a cabo tal labor, por lo que se puede partir de cierta información básica para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de los puentes urbanos, tal como se describe a continuación.

- H altura de las columnas del puente
- n número de columnas, si es que forman marco en la dirección transversal
- D, b x L diámetro de la sección circular, base y altura de la sección rectangular, respectivamente
- Reglamento utilizado en su diseño y/o año de construcción

4.2 INFORMACIÓN QUE SE PUEDE SUPONER POR DESCONOCIMIENTO

Dada la dificultad que se pueda tener en conocer información específica, como es: f'_c , f_y , el peso que cargan las columnas (W_c), entre otros, se pueden suponer los valores con base en lo que se comenta a continuación.

- Resistencia a compresión del concreto (f'_c). Al principio de este trabajo se comentó que de una muestra de datos de 37 puentes se pudo ver que el f'_c de columnas puede variar entre 175 kg/cm² hasta 500 kg/cm², siendo predominantes valores alrededor de 200 kg/cm², por lo que ante la incertidumbre de la variabilidad de este parámetro y siendo conservadores ante su desconocimiento se recomienda suponer un valor de 200 kg/cm².
- Esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo (f_y). Tanto para el refuerzo longitudinal como transversal es común suponer que f_y es de 4200 kg/cm², no obstante de la base de datos anteriormente descrita se reportaron valores de 4000 kg/cm², por lo que ante la duda se puede asumir dicho valor, con una deformación de fluencia (ϵ_y) de 0.0019.
- Peso que cargan las columnas (W_c). Lo recomendable para estimar este valor sería realizar la bajada de cargas correspondiente por concepto de carga muerta y carga móvil o bien rescatar el dato de memorias de cálculo. Sin embargo, puede resultar una labor muy elaborada y difícil. Por lo que si se toma en consideración que en la literatura se reportan valores promedio de

W_c del orden del 10 % de la resistencia a compresión de la sección bruta de la columna, es decir, $0.1f'_cA_g$ (Wehbe *et al.*, 1996), aunque en el caso de puentes con columnas aisladas pueden alcanzar $0.15f'_cA_g$, se puede proponer de manera simple los siguientes valores de W_c :

Puentes con columnas aisladas

$$W_c = 0.15f'_cA_g$$

Puentes con columnas que forman marco

$$W_c = 0.10f'_cA_g$$

- Cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_l) y cuantía de refuerzo transversal (ρ_t , λ_e). En lo que respecta a ρ_l , se puede suponer de 0.02, ya que regularmente se utilizan cuantías alrededor de este valor, aunque pueden llegar a ser superiores a dicho valor. Mientras que para ρ_t y λ_e , se pueden suponer con base en el año en que se construyó, tal como se muestra en la tabla 4.

Tabla 4. Cuantías de refuerzo transversal o de confinamiento que se pueden suponer para diferentes años de construcción

Año de construcción	Refuerzo de confinamiento	
	Sección circular	Sección rectangular
Antes de 1972	$\rho_t = 0.0015$	$\rho_t = 0.0015$ $\lambda_e = 0.0007$
Entre 1972 y 1992	$\rho_t = 0.005$	$\rho_t = 0.005$ $\lambda_e = 0.003$
Después de 1992	$\rho_t = 0.007$	$\rho_t = 0.007$ $\lambda_e = 0.005$

4.3 PROCEDIMIENTO

Para la construcción de funciones de vulnerabilidad con base en la información descrita en el capítulo 3, se deriva el procedimiento que a continuación se presenta.

1. Cálculo de la distorsión de fluencia (γ_y)

Columna aislada o en voladizo

$$\gamma_y = \frac{1}{3}\phi_y H$$

Columnas que forman marco (suponiendo que la cubierta se comporta como diafragma rígido), se puede calcular de manera aproximada de la siguiente manera:

$$\gamma_y = \frac{1}{6} \phi_y H$$

La estimación de ϕ_y se hace con las ecuaciones 6 y 7, correspondientes a sección rectangular y circular, respectivamente.

2. Evaluación de la distorsión última (γ_u)

$$\gamma_u(\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right)$$

Los valores de β_0 , β_1 , β_2 y β_3 se calculan de acuerdo con las tablas 1 y 2. Debido a la incertidumbre que guarda la ecuación respecto a la predicción de la capacidad de deformación, según se puede apreciar en la figura 10 puede sobrestimarla hasta en un 20 %, se recomienda que el valor de la distorsión obtenida se multiplique por un factor de 0.8 para estar del lado conservador dada la importancia que tiene esta estimación en la seguridad de estas edificaciones.

3. Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral (μ)

$$\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_y}$$

4. Cálculo del periodo de vibración de la estructura (T_{cr})

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{cr}}}$$

Fórmulas simplificadas para el cálculo de la masa (m)

Sistema con columnas aisladas

$$m = \frac{1}{g} \left(0.15 A_g f'_c + \frac{1}{3} W_{columna} \right)$$

Sistema con columnas que forman marco

$$m = \frac{n}{g} \left(0.10 A_g f'_c + \frac{1}{3} W_{columna} \right)$$

donde,

n número de columnas

$W_{columna}$ peso propio de una columna de sección uniforme

g aceleración de la gravedad

Fórmulas para calcular la rigidez (K_{cr})

Sistema con columnas aisladas

$$K_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{H^3}$$

Sistema con columnas que forman marco

$$K_{cr} = n \frac{3EI_{cr}}{H^3} \quad \text{Si las columnas se deforman en curvatura simple, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es menor que la de sus columnas.}$$

$$K_{cr} = n \frac{12EI_{cr}}{H^3} \quad \text{Si las columnas se deforman en curvatura doble, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es mayor que la de sus columnas}$$

I_{cr} se calcula con base en las ecuaciones 14 y 15, que son para secciones rectangular y circular, respectivamente.

Para calcular el módulo de elasticidad del concreto (E), se puede usar la expresión siguiente:

$$E = 0.1357 W^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

donde,

W peso volumétrico del concreto endurecido en kg/m³ (puede ser del orden de 2200 kg/m³)
 f'c en kg/cm²

5. Estimación de la fuerza lateral de fluencia (V_y)

$$V_y = K_{cr} \gamma_y H$$

6. Evaluación de R_μ

Si se considera un amortiguamiento de 0.05 del crítico, por ser el valor normalmente empleado en las construcciones, se tienen las ecuaciones siguientes:

Suelo firme

$$R_\mu = (1.11\mu - 1.0119) \left(\frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1$$

Suelo blando

$$R_\mu = \frac{\left(\frac{T}{T_g} \right)^\theta}{0.175 + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|} (0.5529\mu - 0.55) + 1$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4}$$

7. Cálculo de las aceleraciones espectrales (S_a)

Inicio del daño (ligero agrietamiento cuando empieza a fluir el refuerzo longitudinal)

$$S_{a_y} = \frac{V_y}{W_T} g$$

Falla de la columna

$$S_{a_u} = \frac{V_y}{W_T} R_\mu g$$

Peso total del sistema (W_T)

Sistema con columnas aisladas

$$W_T = 0.15A_g f'_c + W_{columna}$$

Sistema con columnas que forman marco

$$W_T = n(0.10A_g f'_c + W_{columna})$$

8. Deducción de la función de vulnerabilidad

En la deducción de la función de índice de daño físico (I_{DF}), denominada en este trabajo como función de vulnerabilidad, se parte de dos puntos básicos de la curva de la función, que son los correspondientes al inicio del daño y un punto previo a la falla, a los cuales se asocia un porcentaje del daño de las columnas, tal como se muestra a continuación.

$$I_{DF}(Sa_y) = 0.05 \quad \text{contempla un 5 \% del daño total}$$

$$I_{DF}(Sa_{pu}) = 0.99 \quad \text{contempla un 99 \% del daño total}$$

$$\text{donde, } Sa_{pu} = 0.95Sa_u$$

Con dichos puntos se hacen los ajustes pertinentes para obtener los parámetros a y m , correspondientes a la función de vulnerabilidad (ecuación 1), en términos de aceleraciones, se emplean las expresiones siguientes:

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{Sa_y}{Sa_{pu}}\right)}$$

$$a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{Sa_y}{Sa_u}\right)^m}$$

Finalmente, la función de vulnerabilidad toma la forma siguiente:

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-au^m} \tag{24}$$

$$u = \frac{Sa_i}{Sa_u} \tag{25}$$

donde, Sa_i es la aceleración demandada en el puente y para el cual se quiere saber su grado de vulnerabilidad.

V CATÁLOGO DE ALGUNAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA PUENTES URBANOS

5.1 DESCRIPCIÓN DEL CATÁLOGO

Se elaboró un catálogo de funciones de vulnerabilidad para algunos tipos de puentes urbanos. Los casos no contemplados en este catálogo se pueden evaluar con base en el procedimiento descrito anteriormente. En este catálogo se proporcionan los valores de m , a y Sa_{max}/g para evaluar el índice de daño físico de diferentes casos de puentes, tal como se reporta en las tablas 5 y 6 que, como se podrá ver, son valores que se obtienen a partir de datos que se pueden obtener de una inspección de campo, como son:

- Conformación estructural del puente, es decir, si es un puente a base de columnas aisladas o columnas que forman marco en la dirección transversal.
- Tipo y dimensiones de la sección de las columnas, así como la altura de las mismas, los cuales se contemplan en la relación H/D ó H/L .
- Año de construcción del puente.

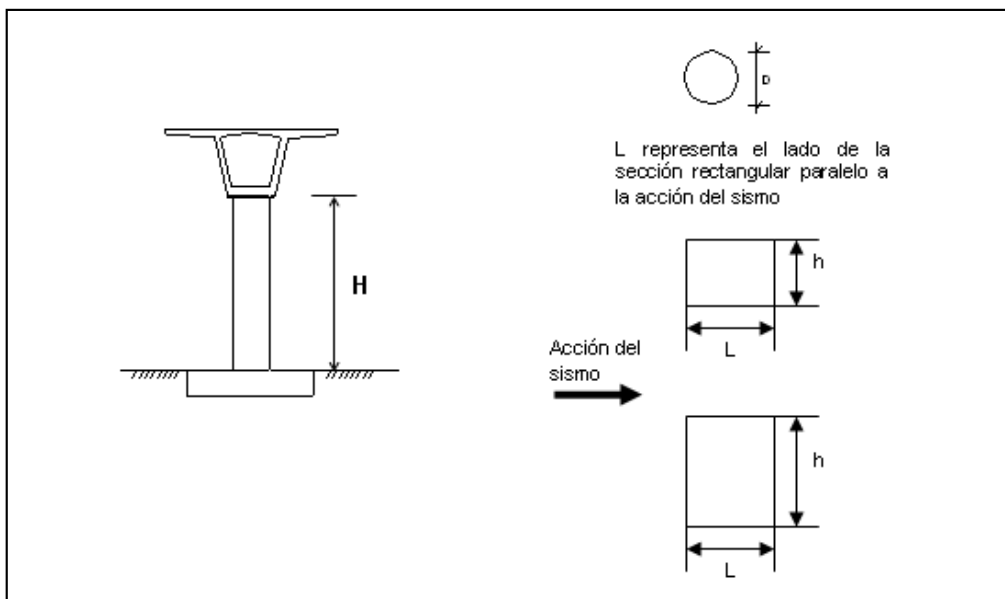
Los datos adicionales requeridos para la construcción de estas funciones de vulnerabilidad fueron propuestos con base en lo comentado en el apartado 4.2.

De igual forma, en estas tablas (5 y 6) se reporta el periodo de vibración que puede tener la estructura del puente (T_{cr}), atendiendo a las características indicadas en dicha tabla. Este parámetro será fundamental para evaluar la aceleración demandada en el puente cuando se consulte algún espectro de sitio o de diseño.

En las figuras 14 y 15 se muestran algunas curvas de funciones de vulnerabilidad correspondientes a dos tipos de configuración estructural y a diferentes años de construcción. Una forma de interpretar dichas curvas puede ser el comparar en una misma gráfica varias de éstas por el grado de inclinación que presentan, así se puede decir que los puentes construidos antes de 1972, los cuales tienen curvas poco inclinadas respecto a las demás, tienden a ser más vulnerables a la acción del sismo puesto que existe poca diferencia entre el nivel de aceleración que se requiere para iniciar el daño en la estructura y el que se requiere para producirle la falla, situación que no se da en las curvas correspondientes a los puentes construidos después de 1972, en la que las curvas presentan más inclinación respecto a la anterior en virtud de que hay mayor diferencia entre las aceleraciones que inicia el daño y la falla del puente, por lo que se puede establecer que estos puentes son menos vulnerables al sismo en comparación con los primeros.

Tabla 5 Puente con columnas aisladas en voladizo cimentados en suelo firme

Sección de la columna	Año de construcción del puente	H/D (ó H/L)	m	a	$S_{a_{max}}/g$	T_{cr} (s)
Circular	Antes de 1972	3	554.516	669.91	0.31	0.38
		4	26.618	11.734	0.30	0.59
		5	10.105	5.030	0.30	0.83
		6	7.661	4.438	0.30	1.09
	Entre 1972 y 1992	3	3.031	3.499	2.13	0.38
		4	3.027	3.498	1.59	0.59
		5	3.025	3.498	1.26	0.83
		6	3.024	3.498	1.04	1.09
	Después de 1992	3	2.465	3.399	3.28	0.38
		4	2.517	3.408	2.33	0.59
		5	2.551	3.414	1.79	0.83
		6	2.575	3.418	1.45	1.09
Rectangular $1 < L/b \leq 1.25$	Antes de 1972	3	12.994	5.834	0.35	0.49
		4	13.422	5.963	0.26	0.75
		5	13.699	6.049	0.20	1.05
		6	13.893	6.109	0.17	1.38
	Entre 1972 y 1992	3	3.277	3.544	1.30	0.49
		4	3.736	3.628	0.78	0.75
		5	4.158	3.707	0.53	1.05
		6	4.552	3.783	0.39	1.38
	Después de 1992	3	2.556	3.415	2.12	0.49
		4	2.873	3.471	1.23	0.75
		5	3.167	3.524	0.81	1.05
		6	3.445	3.574	0.58	1.38
Cuadrado	Antes de 1972	3	13.022	5.842	0.555	0.35
		4	13.439	5.969	0.408	0.54
		5	13.711	6.052	0.321	0.75
		6	13.902	6.112	0.264	0.99
	Entre 1972 y 1992	3	3.281	3.545	2.036	0.35
		4	3.739	3.629	1.225	0.54
		5	4.160	3.708	0.833	0.75
		6	4.554	3.784	0.612	0.99
	Después de 1992	3	2.559	3.416	3.323	0.35
		4	2.876	3.472	1.935	0.54
		5	3.169	3.525	1.278	0.75
		6	3.447	3.575	0.915	0.99



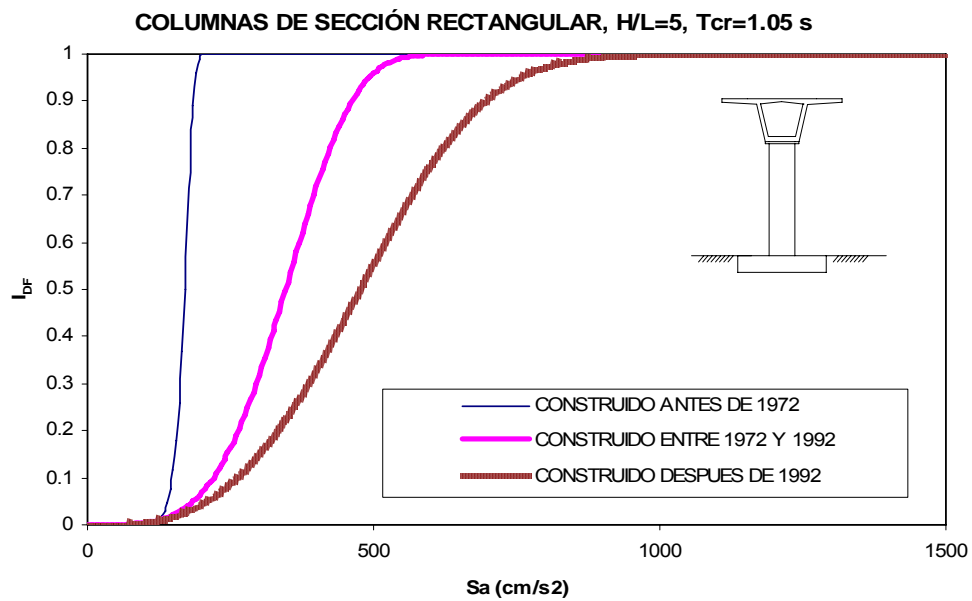
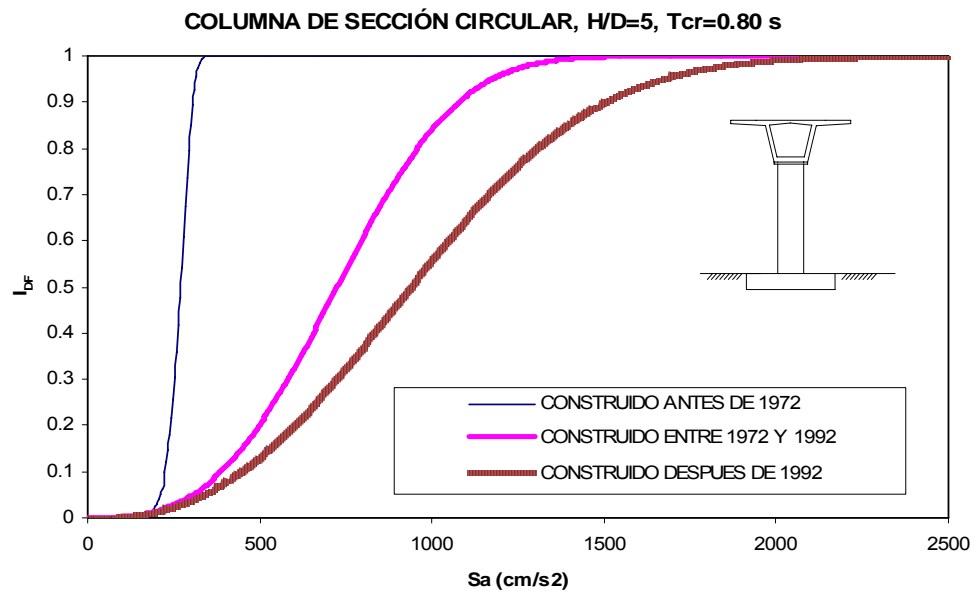
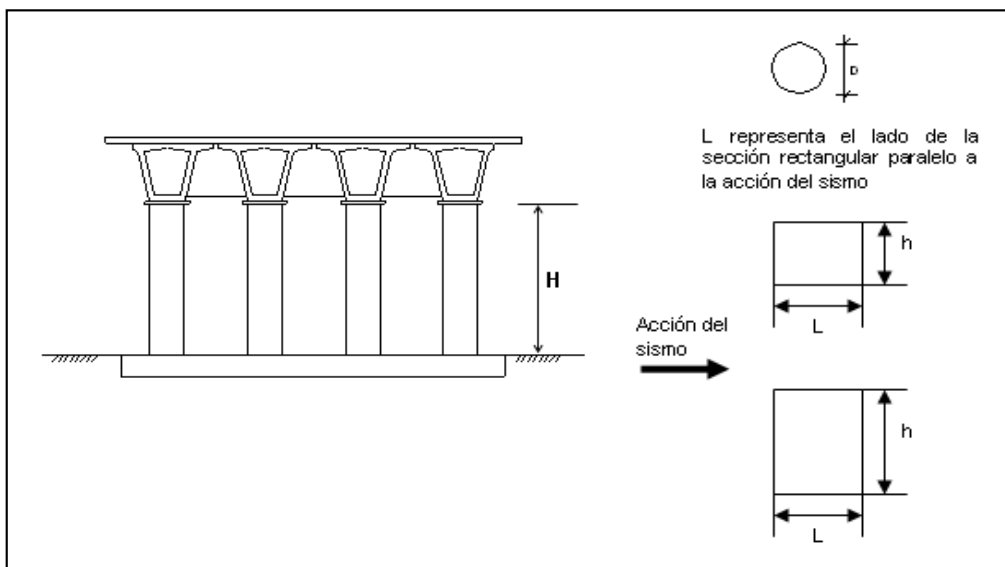


Figura 14 Puentes con columnas aisladas en voladizo, cimentados sobre suelo firme

Tabla 6 Puentes a base de marcos, cimentados sobre suelo firme

Sección de la columna	Año de construcción del puente	H/2D (ó H/2L)	m	a	Sa _{max} /g	T _{cr} (s)
Circular	Antes de 1972	3	5.517	3.975	1.22	0.46
		4	6.763	4.238	0.74	0.71
		5	8.053	4.527	0.51	1.00
		6	9.401	4.852	0.37	1.32
	Entre 1972 y 1992	3	2.581	3.419	3.96	0.46
		4	2.938	3.482	2.22	0.71
		5	3.284	3.545	1.42	1.00
		6	3.628	3.608	0.98	1.32
	Después de 1992	3	2.243	3.361	5.52	0.46
		4	2.519	3.408	3.07	0.71
		5	2.783	3.455	1.94	1.00
		6	3.042	3.501	1.33	1.32
Rectangular 1<L/b≤1.25	Antes de 1972	3	4.132	3.703	1.18	0.59
		4	5.131	3.897	0.66	0.91
		5	6.291	4.136	0.42	1.28
		6	7.686	4.444	0.29	1.69
	Entre 1972 Y 1992	3	2.661	3.433	2.54	0.59
		4	3.073	3.507	1.39	0.91
		5	3.495	3.584	0.87	1.28
		6	3.938	3.666	0.58	1.69
	Después de 1992	3	2.258	3.363	3.71	0.59
		4	2.555	3.415	2.02	0.91
		5	2.848	3.467	1.25	1.28
		6	3.145	3.520	0.84	1.69
Cuadrado	Antes de 1972	3	4.137	3.704	1.88	0.42
		4	5.135	3.898	1.05	0.65
		5	6.294	4.137	0.67	0.91
		6	7.690	4.444	0.47	1.20
	Entre 1972 Y 1992	3	2.663	3.434	4.02	0.42
		4	3.075	3.508	2.22	0.65
		5	3.497	3.584	1.39	0.91
		6	3.940	3.667	0.94	1.20
	Después de 1992	3	2.260	3.363	5.89	0.42
		4	2.557	3.416	3.23	0.65
		5	2.849	3.467	2.01	0.91
		6	3.147	3.520	1.36	1.20



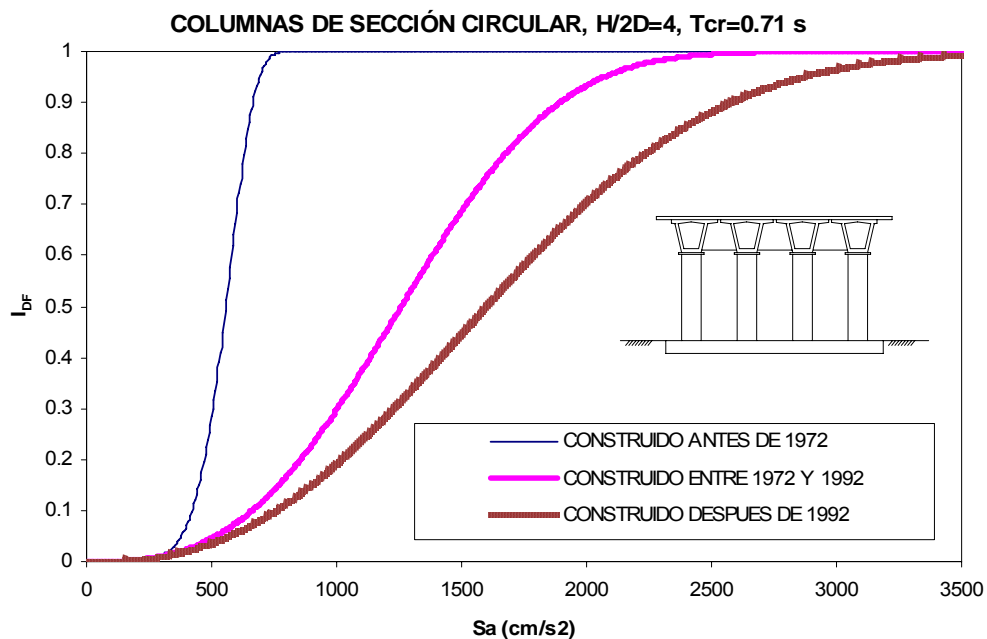
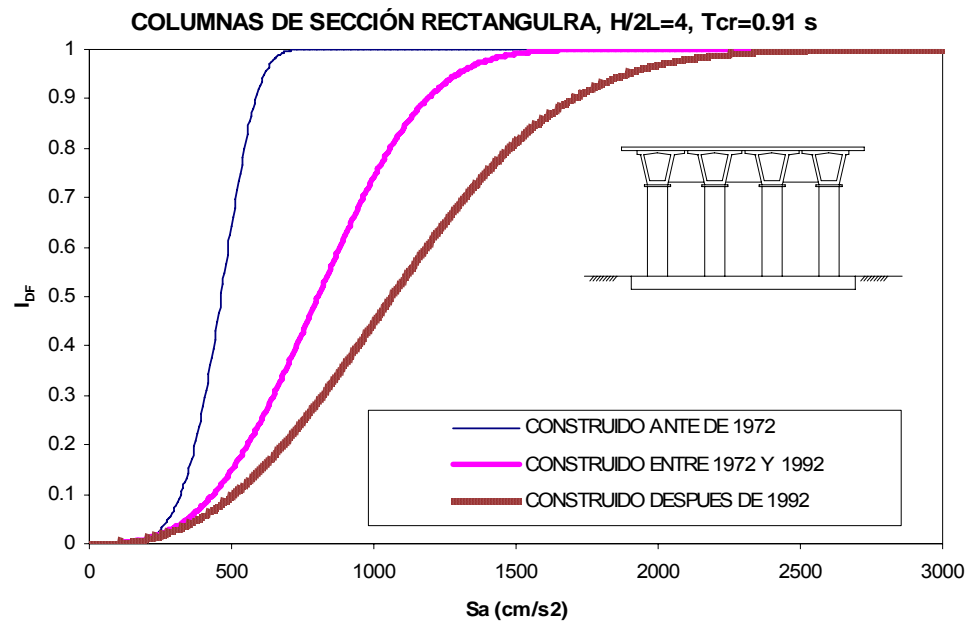


Figura 15 Puentes con columnas que forman marco, cimentados sobre suelo firme

5.2 INTERPRETACIÓN DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

Es fácil interpretar los valores extremos del índice de daño físico (I_{DF}), cero y uno, pero no así los valores intermedios, para los cuales sería deseable contar con información completa de puentes dañados por sismos, para con ello hacer una interpretación más acertada. Sin embargo, en este trabajo se propuso hacer dicha interpretación con base en trabajos que han estudiado la relación entre la respuesta de la estructura y el nivel de daño de la misma (Rivera, 2005; Karim y Yamazaki, 2001), así en la tabla 7 se presenta un rango de valores de I_{DF} asociado a un nivel de daño y a un grado de vulnerabilidad, con lo cual se tiene una interpretación aproximada de las curvas de vulnerabilidad de puentes urbanos.

Tabla 7 Interpretación del I_{DF}

I_{DF}	Nivel de daño	Vulnerabilidad
$0 < I_{DF} < 0.05$	Nulo	Muy bajo
$0.05 \leq I_{DF} \leq 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < I_{DF} \leq 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < I_{DF} < 0.95$	Severo	Alto
$0.95 \leq I_{DF}$	Completo	Muy alto

VI EJEMPLO DE APLICACIÓN

6.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se pretende evaluar el grado de vulnerabilidad sísmica de dos puentes urbanos ficticios, suponiendo que se ubican en Colima. La configuración estructural de ambos puentes es similar en la dirección longitudinal, pero no así en la dirección transversal, tal como se muestra en la figura 16.

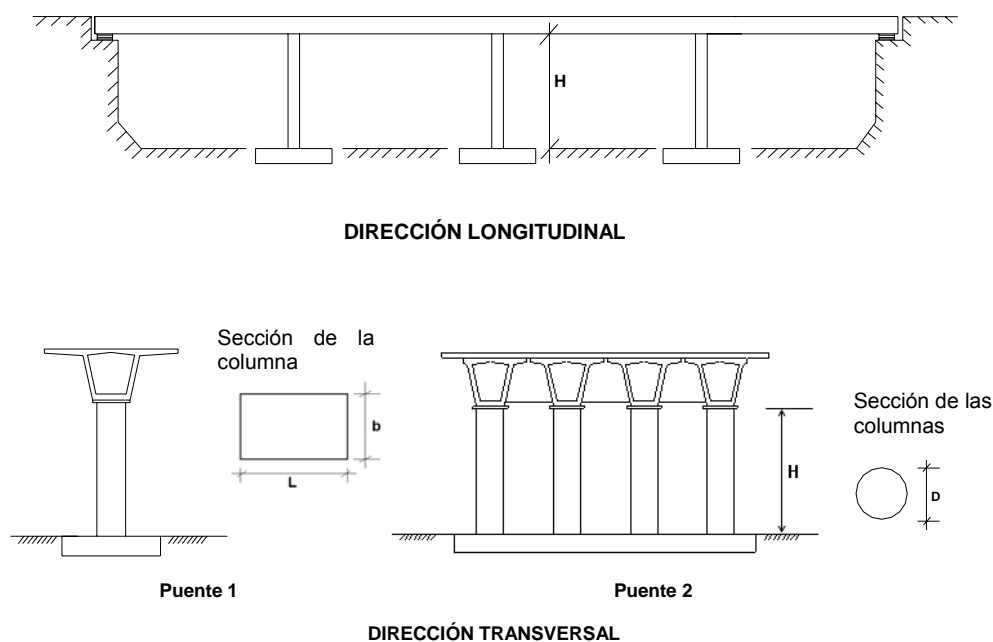


Figura 16 Configuración estructural de los puentes

6.2 RECOLECCIÓN DE DATOS

Si en la realidad se hiciera una visita al sitio donde se ubican los puentes, sería posible obtener la información siguiente:

Puente	Sección de la columna	Dimensiones de la sección (cm)	Altura de la columna, H (cm)	Año de construcción
1	rectangular	b=100 L=125	625	Entre 1972 y 1992
2	Circular	D=100	800	Después de 1992

Además, se considera que el puente está cimentado sobre suelo macizo o firme.

6.3 CÁLCULO DE LA FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD

De la información recolectada anteriormente falta por estimar las relaciones siguientes:

Puente 1

Columna en voladizo: $H/L = 625/125 = 5$

Además, como se trata de una sección rectangular se calcula la siguiente relación:

$$L/b = 125/100 = 1.25$$

Puente 2

Marco de columnas: $H/2D = 800/(2 \times 100) = 4$

Con la información anterior se consulta el catálogo de funciones de vulnerabilidad reportados en las tablas 5 y 6, puentes con columna en voladizo y que forman marco, respectivamente, en las cuales se identifican los parámetros m , a y $S_{a_{\max}}/g$ asociados a las características del puente en estudio. Los valores de los parámetros de cada puente son los siguientes:

Puente	m	a	$S_{a_{\max}}/g$	$T_{cr} (s)$
1	4.158	3.707	0.53	1.05
2	2.519	3.408	3.07	0.71

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación 24, se obtiene la función de vulnerabilidad para cada puente.

Puente 1
$$I_{DF} = 1 - e^{-3.707 \left(\frac{Sa}{519.93} \right)^{4.158}}$$

$S_{a_{\max}} = S_{a_u} = 0.53 \times g$; g aceleración de la gravedad

$$S_{a_{\max}} = 0.53 \times 981 = 519.93 \text{ cm/s}^2$$

Puente 2
$$I_{DF} = 1 - e^{-3.408 \left(\frac{Sa}{3011.67} \right)^{2.519}}$$

$$S_{a_{\max}} = 3.07 \times 981 = 3011.67 \text{ cm/s}^2$$

En la figura 17 se muestra las curvas correspondientes a las ecuaciones anteriores.

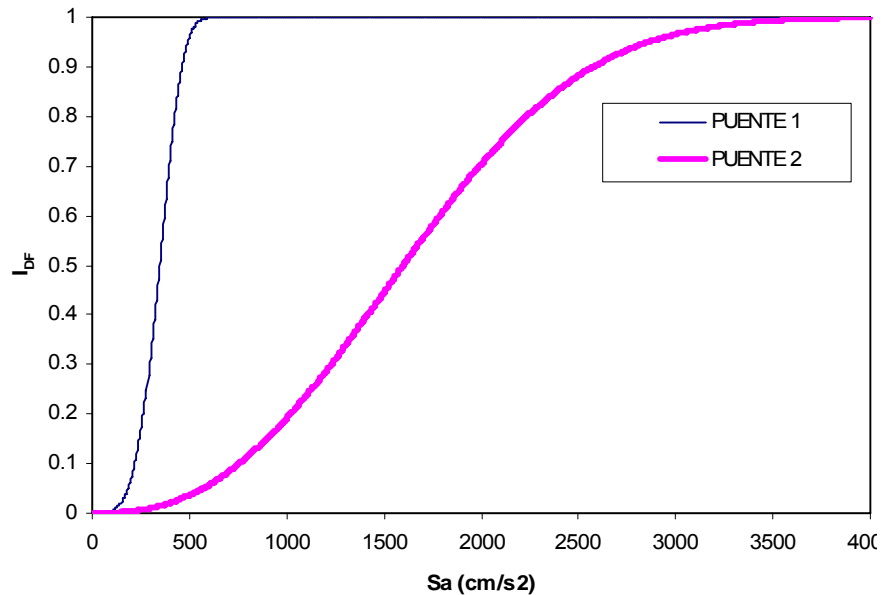


Figura 17 Funciones de vulnerabilidad de los puentes en estudio

6.4 ACELERACIÓN SÍSMICA DEMANDADA EN EL PUENTE (S_a)

Para obtener la S_a demandada en el puente sería deseable contar con espectros de respuesta del sitio en donde se ubican estas estructuras, sin embargo a falta de ellos se pueden emplear los espectros de diseño que recomienda el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad, Manual CFE (CFE, 1993).

Si se emplean los criterios del Manual CFE para este ejemplo de aplicación, se tiene que de acuerdo con su mapa de regionalización sísmica, Colima se ubica en la zona sísmica D, y tomando en cuenta que los puentes están cimentados sobre terreno firme, para lo cual este Manual lo contempla como tipo de suelo I, los parámetros para la construcción del espectro de diseño para esta zona son:

- Coeficiente de aceleración del terreno, $a_0 = 0.50$
- Coeficiente sísmico, $c = 0.50$
- Periodos característicos que delimitan la meseta del espectro, $T_a = 0$ s
 $T_b = 0.6$ s
- Exponente que define la parte curva del espectro de diseño, $r = 1/2$

En la figura 18 se muestra el espectro de diseño que resulta de la aplicación de los parámetros anteriores, el cual corresponde a estructuras del grupo B, estructuras que requieren un grado de seguridad intermedio. Sin embargo, los puentes son considerados estructuras del grupo A por requerir un grado de seguridad alto, por lo que para calcular su espectro de diseño se multiplican los valores de las ordenadas espectrales (a) por 1.5 (figura 18).

Con base en el espectro de diseño correspondiente a estructuras del grupo A, se obtiene el valor de a al entrar al espectro con el correspondiente valor del periodo natural del puente (T_{cr}), para posteriormente calcular S_a de la forma siguiente:

Puente 1

Para $T_{cr} = 1.05$ s se obtiene $a = 0.57$

$$S_a = a \times g = 0.57 \times 981 \text{ cm/s}^2$$

$$S_a = 559.17 \text{ cm/s}^2$$

Puente 2

Para $T_{cr} = 0.71$ s se obtiene $a = 0.69$

$$S_a = 0.69 \times 981 \text{ cm/s}^2$$

$$S_a = 676.89 \text{ cm/s}^2$$

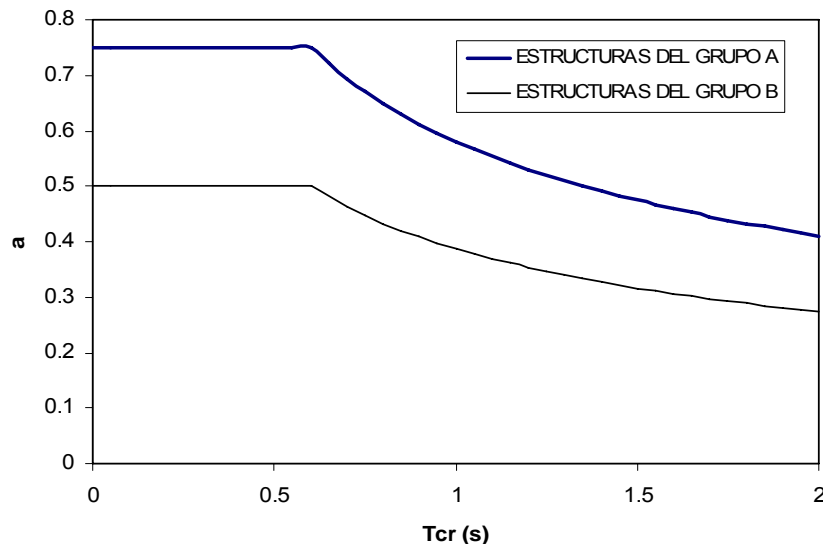


Figura 18 Espectros de diseño correspondiente a la zona sísmica D con tipo de suelo I (Manual CFE)

6.5 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

Sustituyendo los valores de S_a en las respectivas funciones de vulnerabilidad de los puentes 1 y 2 se obtiene:

Puente 1

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.707 \left(\frac{559.17}{519.93} \right)^{4.158}}$$

$$I_{DF} = 0.99$$

$I_{DF} > 0.95$, por lo tanto el puente tiene muy alta vulnerabilidad al predecirse daño completo

Puente 2

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.408 \left(\frac{676.89}{3011.67} \right)^{2.519}}$$

$$I_{DF} = 0.076$$

$0.05 \leq I_{DF} \leq 0.15$, por lo tanto el puente tiene baja vulnerabilidad al predecirse daño ligero

Cabe aclarar que la evaluación del grado de vulnerabilidad de los puentes anteriores, utilizando los espectros de diseño del Manual CFE, corresponden al caso en que se presentaran sismos de intensidad extraordinaria, los cuales tienen poca probabilidad de ocurrencia.

Para el caso en que se quisiera conocer el escenario de daños ante sismos de frecuente recurrencia, como los que llegan a ocurrir comúnmente por año y que se caracterizan por tener una menor intensidad de movimiento en el terreno en comparación con los sismos extraordinarios, se tendrían que utilizar espectros que contemplen menor periodo de retorno, con los cuales posiblemente la mayoría de los puentes no lleguen a tener fallas cerca del colapso de la estructura, pero sería interesante revisar si los puentes pueden seguir operando de manera normal ante este tipo de sismos.

VII CONCLUSIONES

En este trabajo se plantearon los criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes, combinación de procedimientos analíticos con resultados experimentales, de tal forma que se desarrolló una metodología para evaluar su grado de vulnerabilidad por sismo, poniendo especial atención, por el momento, en el daño físico o falla de las columnas, ya que dichos elementos estructurales son parte fundamental de la estabilidad global de la estructura.

El procedimiento que aquí se describe para elaborar funciones de vulnerabilidad de puentes se considera adecuado para satisfacer necesidades básicas actuales, como es la evaluación del grado de seguridad de las vías de comunicación ante la acción del sismo, sin embargo, en el futuro habrá que afinar algunos aspectos como los relacionados con las ecuaciones para predecir la capacidad de deformación lateral de las columnas, así como el factor R_{μ} para distintos tipos de terreno, con objeto de mejorar la estimación del escenario de daños que puedan experimentar las columnas de puentes ante eventuales movimientos sísmicos. Para lograr lo anterior, se requiere del desarrollo o consulta de ensayos de laboratorio sobre prototipos de puentes.

Se presenta un catálogo de funciones de vulnerabilidad con el menor número de datos posibles para simplificar su aplicación. Dichas funciones fueron elaboradas bajo consideraciones conservadoras ante el desconocimiento de las variables que realmente pueden predominar en un puente. No obstante, se considera que pese a esta consideración se puede tener una estimación aproximada sobre el grado de vulnerabilidad de los puentes urbanos. Para el caso de desarrollar una función de vulnerabilidad de un puente urbano no contemplado en el catálogo presentado, para el cual se tenga información precisa, se puede elaborar con base en el procedimiento descrito en este informe.

En lo que concierne a la evaluación del peligro sísmico, es importante comentar que cuando se utilizan los espectros de diseño del Manual CFE, se está estimando el grado de vulnerabilidad de los puentes cuando ocurren sismos de intensidad extraordinaria, los cuales son poco probable que se presenten durante su vida útil. Por consiguiente, sería conveniente utilizar espectros de diseño que sean representativos de sismos de frecuente recurrencia (baja intensidad sísmica) a fin de revisar si los puentes pueden brindar servicio después de ocurrido el sismo, ya que si bien es cierto que probablemente no los lleven al colapso, los pueden someter a un nivel de daño que atente contra su operación completa; esta situación se puede resolver con el uso de espectros de respuesta asociados a diferentes periodos de retorno. Es importante vigilar este aspecto si se toma en consideración que las vías de comunicación son vitales para atender emergencias derivadas de un fenómeno de esta naturaleza.

Finalmente, con el propósito de buscar herramientas que permitan simplificar la aplicación de los criterios aquí expuestos, sobre todo para personal de protección

civil que no está familiarizado con el área de la ingeniería estructural, podría ser factible que a futuro se desarrollen programas de cómputo que realicen de manera automática los cálculos descritos en este trabajo, a partir de la información básica recolectada en campo.

REFERENCIAS

Arroyo D. y Terán A. (2002), “Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía”, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 66.

Bazán E. y Meli R. (2000), “Diseño sísmico de edificios”, Editorial Limusa.

Bitrán D. (2000), “Evaluación del impacto socioeconómico de los principales desastres naturales ocurridos en la República Mexicana, durante 1999”, Cuaderno de Investigación 50.

CENAPRED y JICA (1999), “Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras”, México.

CENAPRED (2004), “Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos”, Serie: Atlas Nacional de Riesgos, Sistema Nacional de Protección Civil y CENAPRED, México.

CFE (1993), “Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Dirección de Investigación (2004), “Impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la República Mexicana en el año 2003”, Serie Impacto Socioeconómico de los Desastres en México, No. 5, CENAPRED.

Esteva L., Díaz-López O. y García J. (2002), “Reliability Functions for Earthquake Resistant Design”, Reliability Engineering and Seismic Safety, Vol. 73, 239-262.

Hernández O. (2005), “Efectos de los sismos en puentes, aspectos básicos”, Tesis de licenciatura para obtener el título de Ingeniero Civil, FES-Acatlán, UNAM.

Instituto de Ingeniería (2003), “Guía Metodológica para el Análisis del Peligro, Vulnerabilidad, Riesgo y Pérdidas Causadas por Desastres Naturales o Antropogénicos y su Reducción y Prevención”, Informe preparado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la Secretaría de Gobernación, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Karim K. R. y Yamazaki F. (2001), “Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers base on numerical simulation”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30.

Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R. (1988), “Observed stress strain behavior of confined concrete”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1827-1849.

- Miranda E. (1993), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12.
- NCREC (2006), "The International Training Program for Seismic Design of Structures and Hazard Mitigation", National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
- Orozco J. M. y Hernández I. E. (2005), "Daños en puentes a cargo de la SCT, durante los sismos de septiembre de 1985", Coloquio conmemorativo: La ingeniería Geotécnica a 20 años de El Sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Panagiotakos T. y Fardis M. (2001), "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 2.
- Priestley M. J. N. (2000), "Performance based seismic design", 12 WCEE, Nueva Zelanda.
- Priestley M. J. N., Seible F. y Calvi G. M. (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons.
- Razvi y Saatcioglu (1999), "Analysis and design of columns for confinement", *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 4.
- Rivera D. y Meli R. (2004), "Capacidad de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Gro.
- Rivera D. (2005), "Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México", Tesis de doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- Rivera D., Bautista P. y Camacho J. (2005), "Conformación de una base de datos sobre puentes construidos en la República Mexicana para el estudio de su vulnerabilidad sísmica", Informe Interno de la Subdirección de Estructuras y Geotecnia, CENAPRED.
- Riobóo J. M. (2005), "Aspectos estructurales del segundo piso del Periférico del D. F.", Conferencia Magistral, *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Gro.
- Román U., Gómez R. y Escobar J. A. (1999), "Revisión del diseño sísmico de topes laterales de puentes", XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán.
- Wehbe N., Saiidi M., Sanders D. y Douglas B. (1996), "Ductility of rectangular reinforced concrete bridge columns with moderate confinement", Technical Report NCEER-96-003.

GLOSARIO

Amortiguamiento: Propiedad de las estructuras que permite reducir sus movimientos ante una excitación en su base, gracias a la fricción interna de los materiales y al rozamiento entre los componentes de la construcción.

Carga móvil: Es la carga que obra sobre los puentes y que no tiene un carácter permanente, la cual es producida por el tránsito de vehículos y de personas.

Concreto confinado: Se caracteriza por el incremento en su resistencia a compresión, así como en su capacidad de deformación inelástica respecto al concreto simple, en virtud de que se limita la expansión del concreto mediante la incorporación del acero de refuerzo transversal (anillos o estribos).

Cuantía volumétrica del refuerzo transversal (ρ_t): Es una medida de la cantidad de acero transversal (o de confinamiento) a colocar en la columna, y se define como la relación entre el volumen del acero transversal y el volumen del concreto a confinar por dicho acero.

Cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_l): Es una medida de la cantidad de acero longitudinal a colocar en la columna, y se define como el cociente entre el área del acero longitudinal contenido en la sección de la columna y el área total de dicha sección.

Desconchamiento del concreto: Se refiere a la pérdida del recubrimiento del concreto que rodea al anillo de refuerzo (o estribo) de la columna.

Desplazamiento de fluencia: Es aquel que las estructuras alcanzan en el límite de proporcionalidad de desplazamiento, es decir, que la estructura regresa a su posición inicial, sin daños apreciables, después de que desaparece la carga aplicada previamente sobre ésta.

Desplazamiento inelástico: Es un nivel de desplazamiento superior al de fluencia, bajo el cual las estructuras sufren daños que, dependiendo de la intensidad del mismo, pueden ser de diferente grado, de ligeros a severos.

Desplazamiento último: Representa el máximo desplazamiento inelástico que puede desarrollar la estructura de acuerdo a la capacidad de resistencia de sus materiales.

Deformación residual: Es aquella deformación que sufre una estructura después de la aplicación de una carga (sísmica, peso propio, carga vehicular, etc.), que por su gran magnitud hace que la estructura no recupere su forma original después de la aplicación de la misma.

Distorsión: Es la deformación o desplazamiento lateral que sufre el puente por efecto de la carga sísmica, y se evalúa como el cociente entre dicho desplazamiento y la altura de la estructura.

Ductilidad: Es una medida de la capacidad que poseen las estructuras de presentar grandes deformaciones inelásticas manteniendo la carga, y se define como el cociente entre el desplazamiento último y el de fluencia.

Espectro de respuesta: Es la representación gráfica de la respuesta sísmica máxima en función del periodo natural de vibración del sistema (edificación). Esto es, el espectro de respuesta nos da información de la respuesta sísmica máxima para toda una familia de sistemas de un grado de libertad (CENAPRED y JICA, 1999).

Estribos o pilares: Elementos estructurales de apoyo de un puente, que reciben la carga y a su vez la transmiten a la cimentación; sus secciones suelen ser de dimensiones generosas en comparación con otros elementos de soporte, como las columnas.

Esviajamiento: Es cuando el eje longitudinal de la cubierta del puente presenta un ángulo diferente a 90° con respecto a los ejes de los apoyos.

Inclinación remanente: Es la inclinación que no se recupera en una edificación después de verse sometido a acciones como el sismo.

Interacción suelo-estructura: Se conoce como interacción suelo-estructura a la modificación del movimiento de terreno (en la base de la estructura) provocada por la presencia de la estructura (CENAPRED y JICA, 1999).

Modelos: Es la idealización matemática de una estructura real para poder predecir de manera analítica su respuesta ante el sistema de cargas al que se vea sometida.

Modelo elastoplástico: Modelo que idealiza el comportamiento de elementos estructurales con una fase elástica lineal hasta el desplazamiento de fluencia seguido del comportamiento inelástico con grandes desplazamientos sin aumentar la carga.

Peligro sísmico: Se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse (Bazán y Meli, 2000).

Periodo natural de vibración: Es el tiempo que la estructura toma para completar un ciclo completo de vibración. Las construcciones con periodos inferiores a un segundo significan que son relativamente rígidas, con poca amplificación de movimiento, mientras que aquellas con periodos superiores a la unidad tienden a ser flexibles.

Rigidez: Para efectos de análisis estructural se define como la fuerza que se necesita aplicar a la estructura para que se produzca un desplazamiento unitario.

Topes laterales: Elementos que forman parte de la superestructura del puente y que restringen el desplazamiento lateral de los tableros en la dirección transversal.

Zuncho: Es el refuerzo transversal que confina el concreto de las columnas de sección circular, que tiene la forma de espiral a lo largo de la columna, también es conocido en el medio como helicoides.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo del M. en C. Carlos Gutiérrez Martínez y del M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez por la revisión preliminar del presente trabajo, que dio lugar a valiosas sugerencias para que éste se desarrollara como cuaderno de investigación.

De igual manera, el autor quiere agradecer a los revisores de este escrito: Dr. Roberto Meli Piralla y Dr. Oscar Alberto López Bátiz, por el tiempo dedicado en la lectura de dicho trabajo y por sus opiniones y comentarios al mismo, que sirvieron de sustento para su publicación y a la mejora de aquellos aspectos que así lo requirieron.



Coordinación General de Protección Civil
Centro Nacional de Prevención de Desastres
Av. Delfín Madrigal No.665,
Col. Pedregal de Sto. Domingo,
Del. Coyoacán,
México D.F., C.P. 04360
www.cenapred.unam.mx