

Figura 4.6.2.6.2-4 – Anchos de ala efectivos, b_n , para fuerzas normales

4.6.2.6.3 Superestructuras de Múltiples Células Hormigonadas In Situ

El ancho efectivo de una superestructura celular de múltiples almas hormigonada in situ se puede tomar como se especifica en el Artículo 4.6.2.6.1, considerando cada alma como una viga, o bien se puede tomar como el ancho total de la losa de tablero. En este último caso se deberán investigar los efectos del retraso del corte en las regiones de los extremos.

4.6.2.6.4 Tableros Ortótropos de Acero

El ancho efectivo de la placa de tablero que actúa como ala superior de un rigidizador longitudinal, o de un nervio, será como se especifica en la Tabla 1.

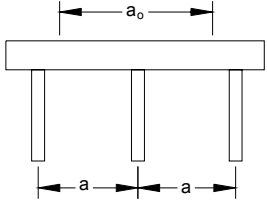
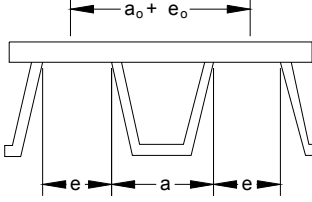
C4.6.2.6.4

La hipótesis de ancho efectivo igual a separación real entre nervios es admisible para calcular la relación de rigidez relativa mediante el método Pelikan-Esslinger y para efectos flexionales de cargas uniformemente distribuidas. Ver la discusión en el trabajo de Wolchuk (1963).

El ancho efectivo de la placa de tablero para efectos flexionales debidos a las cargas de rueda se basa en cargas desiguales sobre los nervios individuales. El valor especificado es un promedio determinado en base a cálculos más precisos.

Observar que la variación del ancho efectivo de la placa de tablero no afecta significativamente la rigidez del nervio ni el módulo seccional del fondo del nervio.

Tabla 4.6.2.6.4-1 – Ancho efectivo de una placa de tablero actuando con un nervio

Cálculo de		
Propiedades seccionales del nervio para el cálculo de la rigidez del tablero y efectos flexionales debidos a sobrecargas	$a_o = a$	$a_o + e_o = a + e$
Propiedades seccionales del nervio para el cálculo de efectos flexionales debidos a cargas de rueda	$a_o = 1,1 a$	$a_o + e_o = 1,3 (a + e)$

El ancho efectivo del tablero, incluyendo la placa y los nervios, que actúa como ala superior de un componente longitudinal de la superestructura o viga transversal se puede determinar mediante un método de análisis aceptable, o bien se puede tomar como se especifica en la Figura 1.

La longitud efectiva, indicada en la Figura 1 como L_1 y L_2 , se deberá tomar como la longitud real en el caso de tramos simples y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a la carga permanente en el caso de tramos continuos.

El desarrollo de esta figura se explica en el trabajo de Moffatt y Dowling (1975 y 1976); esta adaptación en particular es de Wolchuk (1990).

La Figura 1 originalmente fue desarrollada con el objetivo de determinar el ancho efectivo de tablero a ser considerado activo con cada una de las almas de una viga cajón, pero se cree que es adecuado para otros tipos de vigas.

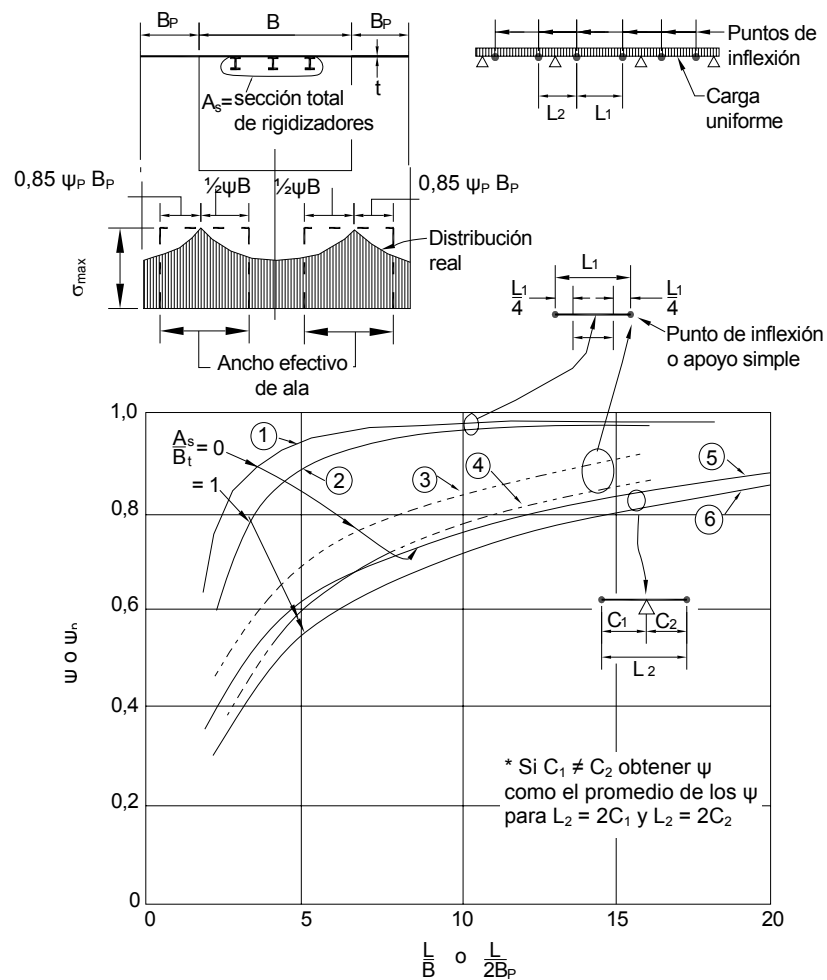


Figura 4.6.2.6.4-1 – Ancho de tablero efectivo

Cuando se utiliza la Figura 1 para determinar el ancho efectivo de placa de tablero que actúa con una viga transversal se aplica la siguiente simbología:

B = separación ilustrada en la Figura 1 (mm)

L_1, L_2 = distancias entre puntos de inflexión como se ilustra en la Figura 1 (mm)

A_s = sección total de rigidizadores (mm^2)

t = espesor de la placa de ala (mm)

Para las porciones de las vigas transversales en voladizo, L se deberá tomar igual a 2,0 veces la longitud del voladizo.

4.6.2.7 Distribución de la Carga de Viento Lateral en Puentes Multiviga

4.6.2.7.1 Secciones Doble Te

C4.6.2.7.1

En puentes con tableros compuestos, tableros no compuestos con cartelas de hormigón y otros tableros que pueden actuar como diafragmas horizontales, se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, los vehículos, las barreras y los accesorios se transmite directamente al tablero, que actúa como un diafragma lateral que transmite esta carga a los apoyos. Se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad inferior de la viga exterior se aplica lateralmente al ala inferior.

Para puentes con tableros que no pueden actuar como diafragmas horizontales, se deberá aplicar la ley de momentos para distribuir la carga de viento a las alas superiores e inferiores.

Se deberá asumir que las alas inferiores y superiores sometidas a carga de viento lateral transmiten dicha carga a puntos de arriostramiento adyacentes mediante flexión. Estos puntos de arriostramiento ocurren en los nodos de arriostramiento contra el viento o en ubicaciones sobre marcos transversales y diafragmas.

Las fuerzas laterales aplicadas por las alas en los puntos de arriostramiento se deberá transferir a los apoyos mediante uno de los siguientes recorridos de las cargas:

- Acción de pórtico del arriostramiento horizontal contra el viento en el plano del ala;
- Acción de pórtico de los marcos transversales o diafragmas que transmiten las fuerzas hacia el tablero o el arriostramiento contra el viento en el plano de la otra ala, y luego mediante acción de diafragma del tablero, o acción de pórtico del arriostramiento contra el viento, hacia los apoyos;
- Flexión lateral del ala sometida a las fuerzas laterales y de todas las demás alas en el mismo plano, transmitiendo las fuerzas a los extremos del tramo, por ejemplo, cuando el tablero no puede proveer acción de diafragma horizontal y no hay arriostramiento contra el viento en el plano de ninguna de las alas.

Los tableros de planchas de hormigón prefabricado y los tableros de madera no constituyen diafragmas rígidos y no se debería asumir que estos tableros actúan como diafragmas horizontales a menos que exista evidencia que demuestre lo contrario.

A menos que se efectúe un análisis más refinado, la fuerza de viento, el momento de viento, la fuerza horizontal a ser transmitida por los diafragmas y marcos transversales, y la fuerza horizontal a ser transmitida por el arriostramiento lateral se pueden calcular como se indica a continuación. Este procedimiento se presenta para puentes tipo viga, pero se puede adaptar para otros tipos de puentes.

La fuerza de viento, W , se puede aplicar a las alas de los elementos exteriores. En el caso de elementos compuestos y no compuestos con tableros de hormigón colado in situ o tableros de acero ortótropos, no es necesario aplicar W al ala superior.

$$W = \frac{\eta_i \gamma P_D d}{2} \quad (\text{C4.6.2.7.1-1})$$

donde:

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud aplicada al ala (N/mm)

P_D = presión horizontal de viento de diseño especificada en el Artículo 3.8.1 (MPa)

d = profundidad del elemento (mm)

γ = factor de carga especificado en la Tabla 3.4.1-1 para la combinación de cargas correspondiente

η_i = factor de modificación de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa según lo especificado en el Artículo 1.3.2.1

Para los primeros dos recorridos de las cargas, el máximo momento de viento sobre el ala cargada se puede determinar como:

$$M_w = \frac{WL_b^2}{10} \quad (\text{C4.6.2.7.1-2})$$

donde:

M = máximo momento lateral en el ala debido a la carga de viento mayorada (N·mm)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud aplicada al ala (N/mm)

L_b = separación de los puntos de arriostramiento (mm)

Para el tercer recorrido de las cargas, el máximo momento de viento sobre el ala cargada se puede calcular como:

$$M_w = \frac{WL_b^2}{10} + \frac{WL^2}{8N_b} \quad (\text{C4.6.2.7.1-3})$$

donde:

M_w = momento lateral total en el ala debido a la carga de viento mayorada (N·mm)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud aplicada al ala (N/mm)

L_b = separación de los marcos transversales o diafragmas (mm)

N_b = número de elementos longitudinales

L = longitud de tramo (mm)

La Ecuación C3 se basa en la hipótesis que los marcos transversales y diafragmas actúan como bielas, distribuyendo la fuerza de viento en el ala exterior hacia las alas adyacentes. Si no hay marcos transversales ni diafragmas, el primer término se debería tomar igual a 0,0 y N_b se debería tomar igual a 1,0.

La fuerza de viento horizontal aplicada a cada punto de arriostramiento se puede calcular como:

$$P_w = WL_b \quad (\text{C4.6.2.7.1-4})$$

donde:

P_w = fuerza de viento lateral aplicada al punto de arriostramiento (N)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud calculada mediante la Ecuación C1 (N/mm)

L_b = separación de los marcos transversales o diafragmas (mm)

Los sistemas de arriostramiento lateral requeridos para soportar ambas alas debido a la transmisión de cargas de viento a través de diafragmas o marcos transversales se

deberán diseñar para una fuerza horizontal igual a $2P_w$ en cada punto de arriostramiento.

4.6.2.7.2 Secciones Tipo Cajón

Un cuarto de la fuerza de viento que actúa en una sección tipo cajón se deberá aplicar al ala inferior de la viga cajón exterior. La sección que se asume resistirá la fuerza de viento consistirá en el ala inferior y una parte del alma según lo determinado en las Secciones 5 y 6. Se deberá asumir que los tres cuartos restantes de la fuerza de viento que actúa en una sección tipo cajón, más la fuerza de viento que actúa sobre los vehículos, barreras y accesorios, se transmiten a los apoyos mediante acción de diafragma del tablero.

Se deberá proveer arriostramiento lateral entre cajones si la sección que se asume resistirá la fuerza de viento no es adecuada.

4.6.2.7.3 Construcción

Se deberá investigar si es necesario disponer arriostramientos temporarios contra el viento durante la construcción de puentes de sección doble Te y cajón.

4.6.2.8 Distribución de las Cargas Sísmicas Laterales

4.6.2.8.1 Aplicabilidad

Estos requisitos se deberán aplicar a los diafragmas, marcos transversales y arriostramientos laterales que formen parte del sistema resistente a las fuerzas sísmicas laterales en puentes de losa sobre vigas ubicados en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4. Para los puentes ubicados en Zona Sísmica 1 se deberán aplicar los requisitos del Artículo 3.10.9.2.

4.6.2.8.2 Criterios de Diseño

El Ingeniero deberá demostrar que existe un recorrido de cargas claro y directo hacia la subestructura, y que todos los componentes y conexiones son capaces de resistir todas las solicitaciones consistentes con el recorrido de cargas elegido.

El flujo de fuerzas en el recorrido de cargas elegido se debe poder transmitir a través de todos los componentes afectados, incluyendo pero sin limitarse a las alas y almas de las vigas principales, marcos transversales, conexiones, interfases losa-viga y todos los componentes del conjunto portante desde la interfase del ala superior hasta el confinamiento de los bulones de anclaje o dispositivos similares de la subestructura.

C4.6.2.8.2

Los diafragmas, marcos transversales, arriostramientos laterales, apoyos y elementos de la subestructura forman parte de un sistema resistente a las cargas sísmicas en el cual las cargas laterales y el comportamiento de cada elemento se ven afectados por las características de resistencia y rigidez de los demás. Los sismos ocurridos en el pasado muestran que cuando uno de estos elementos responde de manera dúctil o permite algo de movimiento los daños son limitados. La estrategia adoptada en este documento asume que la rotulación plástica dúctil que ocurre en la subestructura es la fuente principal de disipación de energía. Sin embargo, si el Propietario así lo autoriza, se pueden considerar estrategias de diseño

El análisis y diseño de los diafragmas y marcos transversales extremos deberá considerar un número adecuado de apoyos horizontales. La esbeltez y requisitos de conexión de los elementos de arriostramiento que forman parte del sistema resistente a las fuerzas laterales deberán satisfacer los requisitos aplicables especificados para el diseño de los elementos principales.

Los elementos de diafragmas y marcos transversales identificados por el Diseñador como parte del recorrido de cargas que lleva las fuerzas sísmicas desde la superestructura a los apoyos se deberán diseñar y detallar de manera que permanezcan elásticos, en base a los criterios aplicables sobre sección bruta, bajo todos los sismos de diseño, independientemente del tipo de apoyos utilizados. Se deberán aplicar todos los requisitos aplicables al diseño de elementos principales.

4.6.2.8.3 Distribución de las Cargas

Se deberá establecer un recorrido de cargas viable para transmitir las cargas laterales a la fundación en base a las características de rigidez del tablero, diafragmas, marcos transversales y arriostramientos laterales. A menos que se efectúe un análisis más refinado, se deberá asumir un recorrido de cargas aproximado como se indica a continuación.

- En puentes que poseen:
 - Un tablero de hormigón que puede actuar como diafragma horizontal, o
 - Un sistema de arriostramiento horizontal en el plano del ala superior,

se deberá asumir que las cargas laterales aplicadas al tablero se transmiten directamente a los apoyos a través de los diafragmas o marcos transversales extremos. Para el desarrollo y análisis del recorrido de cargas a través del tablero o a través del arriostramiento lateral superior, si corresponde, se deberán utilizar acciones estructurales supuestas análogas a las utilizadas para el análisis de las cargas de viento.

- En puentes que poseen:
 - Tableros que no pueden actuar como diafragma horizontal, o
 - Ningún arriostramiento lateral en el plano del ala superior,

alternativas.

C4.6.2.8.3

Es necesario que exista un recorrido continuo para transmitir las fuerzas inerciales de la superestructura a la fundación. Los tableros de hormigón poseen una rigidez significativa en su plano horizontal, y en tramos cortos y de mediana longitud de tableros de losa sobre vigas, su respuesta se aproxima a la del movimiento de un cuerpo rígido. Por lo tanto, la carga lateral sobre los diafragmas y marcos transversales intermedios es mínima.

Los apoyos generalmente no resisten cargas simultáneamente, y es frecuente que resulten dañados sólo algunos de los apoyos en uno de los extremos de un tramo. En estos casos pueden haber mayores concentraciones de cargas en los demás apoyos, las cuales se deberían tomar en cuenta al diseñar los marcos transversales o diafragmas extremos. Además, puede haber una importante modificación de la distribución de cargas entre los elementos de los marcos transversales extremos. Aunque estudios sobre el comportamiento de los sistemas de arriostramiento frente a cargas cíclicas han demostrado que, si están adecuadamente detallados, los sistemas de arriostramiento pueden permitir un comportamiento dúctil, estos requisitos de diseño exigen que los diagramas extremos se comporten elásticamente (*Astaneh-Asl y Goel 1984; Astaneh-Asl et al. 1985; Haroun y Sheperd 1986; Goel y El-Tayem 1986*).

las cargas laterales aplicadas al tablero se deberán distribuir a través de los diafragmas y marcos transversales intermedios hacia el arriostramiento lateral inferior o el ala inferior, y luego a los apoyos, y a través de los diafragmas y marcos transversales extremos, proporcionalmente a sus rigideces relativas y a la respectiva masa tributaria del tablero.

- Si no hay un sistema de arriostramiento lateral inferior y el ala inferior no es adecuada para soportar las solicitaciones impuestas, se deberá utilizar el primer procedimiento indicado, y el tablero se deberá diseñar y detallar de manera que provea la acción de diafragma horizontal necesaria.

4.6.2.9 Análisis de Puentes Segmentales de Hormigón

4.6.2.9.1 Requisitos Generales

Para determinar los momentos, cortes y deformaciones de diseño se pueden utilizar análisis elásticos y la teoría de vigas. Además de los efectos del retraso del corte también se deberán considerar los efectos de la fluencia lenta, contracción y diferenciales de temperatura. El retraso del corte se deberá considerar de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.6.2.9.3.

Para tramos de más de 75.000 mm de longitud, los resultados de los análisis elásticos se deberían evaluar considerando posibles variaciones del módulo de elasticidad del hormigón, variaciones en las propiedades de fluencia lenta y contracción del hormigón, y el impacto de las variaciones del cronograma de construcción sobre estos y otros parámetros de diseño.

4.6.2.9.2 Modelos de Bielas y Tirantes

Para analizar las áreas de discontinuidad geométrica o de cargas se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes

4.6.2.9.3 Ancho de Ala Efectivo

El ancho de ala efectivo para el cálculo de las tensiones bajo cargas de servicio se puede determinar utilizando los requisitos del Artículo 4.6.2.6.2

Las propiedades de la sección para fuerzas normales se pueden basar en la Figura 4.6.2.6.2-4 o bien se pueden determinar mediante análisis más rigurosos.

La flexión, el corte y las fuerzas normales se pueden evaluar utilizando las correspondientes resistencias mayores.

La capacidad de una sección transversal en el estado límite de resistencia se puede determinar considerando el

Debido a que como parte del recorrido de cargas identificado se exige que el diafragma extremo se mantenga elástico, no es necesario considerar el aumento de tensión de los marcos transversales intermedios.

C4.6.2.9.1

En el análisis de un puente segmental de hormigón es necesario considerar cómo varían los parámetros de diseño en función del tiempo, así como un cronograma de construcción y un método de instalación específicos. A su vez, esto requiere el uso de un software desarrollado para trazar la respuesta en función del tiempo de puentes de hormigón pretensado instalados por segmentos bajo cargas constructivas y de servicio. Entre los numerosos programas desarrollados para este propósito hay varios que son de dominio público y se pueden adquirir por un monto nominal, por ejemplo, Ketchum (1986), Sushkewich (1986) y Danon y Gamble (1977).

C4.6.2.9.2

En las referencias se pueden encontrar antecedentes sobre el análisis transversal de puentes tipo viga cajón.

efecto de la totalidad del ancho de ala comprimido.

4.6.2.9.4 Análisis Transversal

El diseño transversal a flexión de los segmentos de una viga cajón deberá considerar el segmento como un marco rígido tipo cajón. Las alas se deberán analizar como secciones de altura variable, considerando los chaflanes o esquinas redondeadas entre las alas y las almas. Las cargas de rueda se deberán posicionar de manera que produzcan los máximos momentos, y se deberá utilizar un análisis elástico para determinar la distribución longitudinal efectiva de las cargas de rueda para cada posición. Se deberá considerar el aumento del corte del alma y otros efectos sobre la sección transversal debidos a la presencia de cargas excéntricas o la falta de simetría de la estructura.

Para evaluar los momentos debidos a la sobrecarga más las cargas de impacto en el ala superior de la sección tipo cajón se pueden utilizar los requisitos de los Artículos 4.6.2.1 y 4.6.3.2, superficies de influencia tales como las presentadas por Homberg (1968) y Pucher (1964), u otros procedimientos de análisis elástico

En el análisis transversal se deberá considerar el acortamiento elástico y la fluencia lenta transversales debidos al pretensado y la contracción.

El efecto de los momentos secundarios debidos al pretensado se deberá incluir en el cálculo de tensiones correspondientes al estado límite de servicio y al evaluar la construcción. En el estado límite de resistencia las solicitaciones secundarias inducidas por el pretensado – con un factor de carga igual a 1,0 – se deberán sumar algebraicamente a las solicitaciones debidas a las cargas permanentes y sobrecargas mayoradas y demás cargas aplicables.

El diseño transversal de un tablero de puente tipo viga segmental se puede realizar de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.6.2.

4.6.2.9.5 Análisis Longitudinal

4.6.2.9.5a Requisitos Generales

El análisis longitudinal de los puentes segmentales de hormigón deberá considerar un método constructivo específico y un cronograma determinado, como así también los efectos dependientes del tiempo, es decir la fluencia lenta, contracción y pérdidas de pretensado del hormigón.

El efecto de los momentos secundarios inducidos por el pretensado se deberá incluir en el cálculo de tensiones correspondientes al estado límite de servicio. En el estado límite de resistencia las solicitaciones secundarias inducidas por el pretensado – con un factor de carga igual

a 1,0 – se deberán sumar algebraicamente a las de las demás cargas mayoradas aplicables.

4.6.2.9.5b *Análisis del Montaje*

Los análisis estructurales realizados en cualquiera de las etapas de la construcción deberán considerar las combinaciones de cargas que se producen durante la construcción, tensiones y consideraciones sobre estabilidad especificadas en el Artículo 5.14.2.3.

4.6.2.9.5c *Análisis del Sistema Estructural Definitivo*

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.14.2.2.3.

4.6.3 Métodos de Análisis Refinados

4.6.3.1 Requisitos Generales

Los puentes se pueden analizar utilizando métodos refinados, listados en el Artículo 4.4. En estos análisis se deberán considerar las relaciones de aspecto de los elementos, la posición y número de nodos, y las demás características topológicas que pudieran afectar la precisión de la solución analítica.

Se puede considerar que una baranda, barrera o divisoria estructuralmente continua que actúa juntamente con los componentes portantes es estructuralmente activa en los estados límite de servicio y fatiga.

Si se utiliza un método de análisis refinado, junto con la documentación técnica se deberá proveer una tabla de coeficientes de distribución de sobrecarga para las solicitaciones extremas en cada tramo a fin de facilitar la emisión de los permisos y la clasificación del puente.

C4.6.3.1

Si la solicitación extrema que actúa en un elemento se determina utilizando un método de análisis refinado, el número de posibles ubicaciones de la sobrecarga vehicular de diseño será elevado. Los siguientes factores son variables:

- La ubicación de los carriles de diseño, si el ancho de tablero disponible contiene una fracción del ancho de carril de diseño,
- Cuáles de los carriles de diseño realmente se utilizan,
- La ubicación longitudinal de la sobrecarga vehicular de diseño en cada carril,
- La separación longitudinal entre ejes de la sobrecarga vehicular de diseño,
- La ubicación transversal de la sobrecarga vehicular de diseño en cada carril.

Este requisito refleja las respuestas que se han observado experimentalmente. Tradicionalmente esta fuente de rigidez ha sido despreciada, a pesar de lo cual existe y puede ser incluida, siempre que se asegure plenamente la acción compuesta.

Se deberán proveer coeficientes de distribución de sobrecarga para cada combinación de componente y carril.

4.6.3.2 Tableros

4.6.3.2.1 Requisitos Generales

A menos que se especifique lo contrario, en el análisis se deberá considerar la deformación flexional y torsional del tablero, pero se puede despreciar la deformación por corte vertical.

Los puntos de discontinuidad flexional a través de los cuales se puede transmitir corte se deberían modelar como rótulas.

En el análisis de tableros que bajo carga se pueden fisurar y/o separar a lo largo de los bordes entre elementos se puede despreciar el coeficiente de Poisson. Las cargas de rueda se deberán modelar como cargas distribuidas sobre un área, tal como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.5, consideradas en la superficie de contacto. Los cuatro lados de esta área se pueden prolongar una longitud igual al espesor de la superficie de rodamiento integral o no integral. Si se utiliza esta área extendida, el espesor de la superficie de rodamiento se deberá reducir para considerar cualquier posible desgaste en el momento de interés. Si el Propietario así lo autoriza, para distribuir las cargas de rueda se podrán utilizar otras áreas extendidas, siempre y cuando dichas áreas sean consistentes con las hipótesis y aplicación de un método de análisis refinado en particular.

4.6.3.2.2 Modelo de Placa Isótropa

A los fines de la presente sección, los tableros de puentes que son macizos, tienen una altura uniforme o prácticamente uniforme, y cuyas rigideces en el plano son aproximadamente iguales en todas las direcciones se deberán considerar isótropos.

4.6.3.2.3 Modelo de Placa Ortótropa

Cuando se utiliza el modelo de placa ortótropa, la rigidez flexional de los elementos se puede distribuir uniformemente en toda la sección transversal del tablero. Si la rigidez torsional del tablero no es atribuible exclusivamente a una placa maciza de espesor uniforme, la rigidez torsional se debería establecer mediante ensayos físicos, análisis tridimensionales o aproximaciones comprobadas y de aceptación generalizada.

4.6.3.3 Puentes de Viga y Losa

C4.6.3.2.1

En muchos tableros macizos la torsión contribuye a soportar las cargas de rueda de manera comparable a la flexión. Existen grandes momentos torsores en las zonas extremas de los puentes de viga oblicuos, provocados por la presencia de deflexiones diferenciales. En la mayoría de los tipos de tableros las tensiones de corte son bastante bajas, y su contribución a la deflexión vertical no es significativa. No se deberían despreciar las deformaciones por corte en el plano, las cuales dieron origen al concepto de ancho efectivo para tableros compuestos.

C4.6.3.2.2

El análisis es bastante insensible a las altura constante, tales como las provocadas por el peralte. En los tableros de hormigón ligeramente fisurados incluso una gran diferencia en la cuantía de armadura no modificará significativamente la distribución de cargas.

La rigidez torsional del tablero se puede estimar utilizando la Ecuación C4.6.2.2.1-1, utilizando b igual a 1,0.

C4.6.3.2.3

La precisión de un análisis que utiliza el modelo de placa ortótropa disminuye fuertemente para sistemas compuestos por un pequeño número de elementos sometidos a cargas concentradas.

C4.6.3.3

La relación de aspecto de los elementos finitos y paneles de un emparrillado no debería ser mayor que 5,0. Se deberían evitar los cambios abruptos de tamaño o geometría de los elementos finitos y paneles de emparrillados.

Las cargas nodales deberán ser estáticamente equivalentes a las cargas reales aplicadas.

Es posible que el software elegido especifique límites más estrictos para la relación de aspecto.

En ausencia de otro tipo de información, el Ingeniero puede utilizar los siguientes lineamientos a su discreción:

- Se debería utilizar como mínimo cinco nodos por cada tramo de viga, y preferentemente se deberían utilizar nueve.
- Para los análisis por elementos finitos que involucran elementos tipo placa y tipo viga, es preferible mantener las distancias verticales relativas entre los diferentes elementos. Si esto no fuera posible, los elementos longitudinales y transversales se pueden ubicar a la mitad del espesor de los elementos tipo placa, siempre que las excentricidades se incluyan en las propiedades equivalentes de las secciones que sean compuestas.
- Para los análisis por emparrillado o análisis por elementos finitos y por diferencias finitas de la sobrecarga, se deberá asumir que la losa es efectiva para proveer rigidez tanto en flexión positiva como en flexión negativa. En los sistemas de emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos se deberían utilizar las propiedades de la sección compuesta.
- En los análisis por elementos finitos, un elemento debería tener capacidad membranial con discretización suficiente para considerar adecuadamente el retraso del corte. Para el cálculo de resistencias, las solicitaciones así calculadas se deberían aplicar a las correspondientes secciones compuestas o no compuestas.
- Para los elementos longitudinales compuestos en un análisis por emparrillado, la rigidez se debería calcular asumiendo un ancho de losa efectivo, pero no es necesario que este ancho sea menor que lo especificado en el Artículo 4.6.2.6.
- Para los diafragmas con marcos tipo K y marcos tipo X, se deberían calcular rigideces de viga equivalentes para flexión y corte. Para los puentes con diafragmas muy separados puede ser deseable utilizar elementos transversales ideales tipo viga para modelar el tablero. El número de dichas vigas queda a criterio del Ingeniero. La importancia del retraso del corte respecto del ancho viga-losa transversal en función de la distribución de la carga lateral se puede evaluar cualitativamente variando la rigidez de los elementos viga-losa dentro de límites razonables y observando los resultados. Estos

estudios de sensibilidad a menudo demuestran que este efecto no es significativo.

- Las solicitaciones en los diafragmas debidas a la sobrecarga se deberían calcular mediante análisis por emparrillado o elementos finitos. La manera más simple de establecer las solicitaciones consiste en utilizar superficies de influencia análogas a las desarrolladas para los elementos longitudinales principales.
- La constante torsional de St. Venant se puede determinar utilizando la ecuación del Artículo C4.6.2.2.1. La transformación del hormigón y el acero en un único material se debería hacer en base al módulo de corte, G , el cual se puede tomar como $G = 0,5E/(1+\mu)$. Se recomienda que la rigidez de St. Venant de las secciones compuestas utilice solamente la mitad del ancho efectivo de la sección flexional, como se describió anteriormente, antes de la transformación.

4.6.3.4 Puentes Celulares y Tipo Cajón

Se puede realizar un análisis refinado de los puentes celulares aplicando cualquiera de los métodos analíticos especificados en el Artículo 4.4, a excepción del método de las líneas de fluencia, que tome en cuenta las dos dimensiones que se ven en planta y el modelado de las condiciones de borde. Los modelos cuya intención sea cuantificar el alabeo torsional y/o la acción de marco transversal deberían ser totalmente tridimensionales.

En el caso de las secciones transversales tipo cajón individual, la superestructura se puede analizar como si fuera una viga tanto para flexión como para torsión. Las vigas cajón de acero no se deberán considerar rígidas a la torsión a menos que se disponga arriostramiento interior para mantener la geometría de la sección. Se deberá modelar la posición transversal de los apoyos.

4.6.3.5 Puentes de Cercha

Un análisis refinado de pórtico plano o pórtico espacial deberá considerar lo siguiente:

- Acción compuesta con el tablero o sistema de tablero;
- Continuidad entre los componentes;
- Solicitaciones debidas al peso propio de los componentes, cambios de geometría provocados por la deformación, y excentricidad axial en los nudos;

C4.6.3.5

Si la carga se aplicara al tablero o a las vigas de tablero y no a las uniones del reticulado se obtendrán resultados que cuantifican mejor las acciones fuera del plano.

La experiencia demuestra que las solicitaciones debidas a las cargas permanentes calculadas utilizando ya sea un análisis de pórtico plano o bien un análisis de pórtico espacial en una cercha con elementos primarios y secundarios adecuadamente contraflechados y detallados para minimizar la excentricidad en las uniones serán bastante similares a las que se obtienen usando las aproximaciones convencionales. En muchos casos la única

- Pandeo en el plano y fuera del plano de los componentes, incluyendo la falta de linealidad geométrica original, continuidad entre los componentes y efecto de las fuerzas axiales presentes en dichos componentes.

Se deberá investigar el pandeo fuera del plano de los cordones superiores de los puentes de cercha rebajada. Si la cercha deriva su estabilidad lateral de marcos transversales de los cuales forman parte las vigas de tablero, se deberá considerar la deformación de las vigas de tablero provocada por las cargas vehiculares.

4.6.3.6 Puentes de Arco

Cuando corresponda se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.3.5.

En el análisis de un tirante de arco se deberá considerar el efecto de la extensión de los cables suspensores.

Si no se lo controla a través de un detallado adecuado, se debería investigar el acortamiento de la nervadura.

Para analizar arcos de mayor longitud de tramo se debería considerar la aplicación de análisis de grandes deformaciones, en lugar de aplicar la amplificación de momentos especificada en el Artículo 4.5.3.2.2c.

Si la distribución de tensiones entre el cordón superior y el cordón inferior de un arco reticulado depende del procedimiento de montaje, la documentación técnica deberá especificar el procedimiento de montaje.

4.6.3.7 Puentes Atirantados

La distribución de las solicitaciones entre los componentes de un puente atirantado se puede determinar mediante análisis estructurales espaciales o planos si así lo justifica la consideración de la geometría de las torres, el número de planos de tirantes y la rigidez torsional de la superestructura del tablero.

En los puentes atirantados se deberán investigar los efectos no lineales que pueden ser producidos por:

- La variación de la flecha del cable en todos los

manera de calcular con precisión las fuerzas en los elementos secundarios, particularmente las solicitaciones debidas a las sobrecargas, es realizar un análisis tridimensional completo.

C4.6.3.6

En Nettleton (1977) se discute el acortamiento de la nervadura y el diseño y la construcción de arcos.

No se puede esperar que un factor de corrección aplicado en un solo paso modele adecuadamente los efectos de la deformación para un amplio rango de rigideces.

Si además de las articulaciones en los estribos se dispone una articulación en el coronamiento de la nervadura, el arco se vuelve estáticamente determinado y básicamente se eliminan las tensiones debidas a los cambios de temperatura y acortamiento de la nervadura.

Los arcos se pueden analizar, diseñar y construir como articulados bajo carga permanente o porciones de carga permanente y como fijos en algunos puntos articulados para el resto de las cargas de diseño.

En los arcos reticulados la distribución de las tensiones entre el cordón superior y el inferior depende fuertemente del modo como se erige el arco. En estos casos el procedimiento de montaje debería estar claramente especificado en la documentación técnica.

C4.6.3.7

Numerosos libros de texto analizan los efectos no lineales en puentes atirantados, por ejemplo, Podolny y Scalzi (1976), Troitsky (1977), y un informe del Comité ASCE sobre Puentes Atirantados (ASCE, 1991). De este último documento se tomaron las formas particulares de las Ecuaciones 1 y 2.

estados límites,

- La deformación de la superestructura del tablero y las torres en todos los estados límites, y
- La no linealidad de los materiales en los estados límites correspondientes a eventos extremos.

La flecha del cable se puede investigar utilizando un elemento equivalente modelado como un cordón con el módulo de elasticidad modificado dado por la Ecuación 1 para rigidez instantánea y la Ecuación 2, aplicada en forma iterativa, para cargas variables en el cable.

$$E_{MOD} = E \left[1 + \frac{EAW^2 (\cos \alpha)^5}{12H^3} \right]^{-1} \quad (C4.6.3.7-1)$$

$$E_{MOD} = E \left[1 + \frac{(H_1 + H_2)EAW^2 (\cos \alpha)^5}{24H_1^2 H_2^2} \right]^{-1} \quad (C4.6.3.7-2)$$

donde:

E = módulo de elasticidad del cable (MPa)

W = peso total del cable (N)

A = área de la sección transversal del cable (mm²)

α = ángulo entre el cable y la horizontal (°)

H, H_1, H_2 = componente horizontal de la fuerza en el cable (N)

La variación de las solicitaciones debida a la flecha se puede investigar utilizando cualquier método que satisfaga los requisitos del Artículo 4.5.3.2.1 y que considere el cambio de orientación de los extremos de los tirantes.

En los puentes atirantados se deberá investigar la pérdida de cualquier tirante individual.

4.6.3.8 Puentes Suspendidos

En los puentes suspendidos las solicitaciones se deberán analizar mediante la teoría de grandes deformaciones para las cargas verticales. Se deberán analizar las solicitaciones provocadas por las cargas de viento, considerando la rigidización por tracción de los cables. Al asignar fuerzas a los cables, sus pensores y componentes de las cerchas de rigidización se podrá depreciar la rigidez torsional del tablero.

C4.6.3.8

En el pasado los puentes suspendidos cortos se analizaban mediante teorías de pequeñas deformaciones convencionales. Para los puentes cortos y de longitud moderada se han utilizado métodos con factores de corrección para tomar en cuenta el efecto de la deformación, el cual es particularmente significativo para el cálculo de los momentos en los sistemas de tablero. Cualquiera de los puentes suspendidos contemporáneos

tiene una longitud de tramo tal que se debería utilizar la teoría de las grandes deformaciones. Hay programas y software adecuados disponibles en el mercado. Por lo tanto, no resulta lógico no utilizar soluciones basadas en la teoría de las grandes deformaciones.

Por los mismos motivos de orden económico, el tramo probablemente tendrá una longitud suficiente como para que la influencia de la rigidez torsional del tablero, combinada con el efecto relativamente pequeño de la sobrecarga en relación con la carga permanente, haga que la simple técnica de la sumatoria de momentos sea adecuada para asignar cargas a los cables y suspensores y habitualmente aún al sistema de tablero, por ejemplo, una cercha de rigidización.

4.6.4 Redistribución de Momentos Negativos en Puentes de Vigas Continuas

4.6.4.1 Requisitos Generales

El Propietario puede permitir la redistribución de las solicitaciones en superestructuras multitramo o multiviga. El comportamiento inelástico se deberá restringir a la flexión de las vigas; no estará permitido el comportamiento inelástico provocado por corte y/o pandeo no controlado. No se deberá considerar redistribución de las cargas en la dirección transversal.

La reducción de los momentos negativos sobre los apoyos internos que genera la redistribución deberá estar acompañada por un aumento correlativo de los momentos positivos en los tramos.

4.6.4.2 Método Refinado

Los momentos negativos sobre el apoyo, según fueron establecidos mediante un análisis elástico lineal, se pueden disminuir mediante un proceso de redistribución que considere las características de la relación momento-rotación de la sección transversal o bien mediante un método basado en un mecanismo reconocido. La relación momento-rotación se deberá establecer en base a las características de los materiales, como se especifica en el presente documento, y/o verificar mediante ensayos físicos.

4.6.4.3 Procedimiento Aproximado

En lugar del análisis descrito en el Artículo 4.6.4.2, para las vigas de hormigón y acero se pueden utilizar procedimientos de redistribución simplificados, según se especifica en las Secciones 5 y 6, respectivamente.

4.6.5 Estabilidad

El estudio de la estabilidad se deberá realizar en base a la teoría de las grandes deformaciones.

4.6.6 Análisis para Gradiente de Temperatura

Si se requiere determinar las solicitaciones debidas al gradiente de temperatura vertical, el análisis debería considerar el alargamiento axial, la deformación por flexión y las tensiones internas.

Los gradientes deberán ser como se especifica en el Artículo 3.12.3.

C4.6.6

La respuesta de una estructura frente un gradiente de temperatura se puede dividir en tres efectos, de la siguiente manera:

- **EXPANSIÓN AXIAL** – Este efecto se debe a la componente uniforme de la distribución de la temperatura que se debería considerar simultáneamente con la temperatura uniforme especificada en el Artículo 3.12.2. Se puede calcular como:

$$T_{UG} = \frac{1}{A_c} \iint T_G dw dz \quad (C4.6.6-1)$$

La correspondiente deformación unitaria axial uniforme es:

$$\varepsilon_u = \alpha [T_{UG} + T_u] \quad (C4.6.6-2)$$

- **DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN** – Debido a que las secciones planas permanecen planas, la superestructura sufre una curvatura para acomodar la componente linealmente variable del gradiente de temperatura. La rotación por unidad de longitud correspondiente a esta curvatura se puede determinar como:

$$\phi = \frac{\alpha}{I_c} \iint T_G z dw dz = \frac{1}{R} \quad (C4.6.6-3)$$

Si la estructura no tiene restricciones externas, es decir, si está simplemente apoyada o en voladizo, la deformación superpuesta no desarrolla solicitaciones externas.

La deformación axial y la curvatura se pueden utilizar en formulaciones tanto de flexibilidad como de rigidez. En el primer caso se puede utilizar ε_u en lugar de P/AE , y en los cálculos de desplazamientos tradicionales se puede utilizar ϕ en lugar de M/EI . En el segundo caso, las solicitaciones en el extremo fijo para un elemento prismático de un marco se puede determinar como:

$$N = EA_c \varepsilon_u \quad (C4.6.6-4)$$

$$M = EI_c \phi \quad (C4.6.6-5)$$

En el trabajo de Ghali y Neville (1989) el lector encontrará una discusión más profunda de este tema, además de numerosos ejemplos.

Las deformaciones inducidas por otros efectos, tales como la contracción y la fluencia lenta, se pueden tratar de manera similar.

- TENSIONES INTERNAS – Utilizando la convención de signos según la cual la compresión se considera positiva, las tensiones internas adicionales a las correspondientes a un alargamiento axial y/o rotación restringidos se pueden calcular como:

$$\sigma_E = E [\alpha T_G - \alpha T_{UG} - \phi z] \quad (C4.6.6-6)$$

donde:

T_G = gradiente de temperatura ($^{\circ}\text{C}$)

T_{UG} = temperatura promediada a lo largo de la sección transversal ($^{\circ}\text{C}$)

T_u = temperatura uniforme especificada ($^{\circ}\text{C}$)

A_c = área de la sección transversal – transformada para vigas de acero (mm^2)

I_c = momento de inercia de la sección transversal – transformada para vigas de acero (mm^4)

α = coeficiente de expansión térmica ($\text{mm}/\text{mm}/^{\circ}\text{C}$)

E = módulo de elasticidad (MPa)

R = radio de curvatura (mm)

w = ancho de la sección transversal del elemento (mm)

z = distancia vertical a partir del centro de gravedad de la sección transversal (mm)

Por ejemplo, la parte del gradiente correspondiente a deformación por flexión flexiona una superestructura prismática generando un segmento de círculo en el plano vertical. Para una estructura de dos tramos con una longitud de tramo L , en mm, la viga no restringida se levantaría del apoyo central una distancia $\Delta = L^2 / 2R$ mm. Al forzar la viga hacia abajo para eliminar Δ se

desarrollaría un momento cuyo valor en el pilar sería:

$$M_c = \frac{3}{2} EI_c \phi \quad (\text{C4.6.6-7})$$

Por lo tanto, el momento es función de la rigidez de la viga y de la flexión impuesta. A medida que la rigidez tiende a cero en el estado límite de resistencia M_c tiende a desaparecer. Este comportamiento también indica la necesidad que haya ductilidad para asegurar la integridad de la estructura a medida que disminuye la rigidez.

4.7 ANÁLISIS DINÁMICO

4.7.1 Requisitos Básicos de la Dinámica Estructural

4.7.1.1 Requisitos Generales

Para analizar el comportamiento dinámico de un puente se deberán modelar las características de rigidez, masa y amortiguamiento de los componentes estructurales.

El número mínimo de grados de libertad incluido en el análisis se deberá basar en el número de frecuencias naturales a obtener y en la confiabilidad de las formas modales supuestas. El modelo deberá ser compatible con la precisión del método utilizado para resolverlo. Los modelos dinámicos deberán incluir los aspectos relevantes de la estructura y la excitación. Los aspectos relevantes de la estructura pueden incluir:

- La distribución de la masa,
- La distribución de la rigidez, y
- Las características de amortiguamiento.

Los aspectos relevantes de la excitación pueden incluir:

- La frecuencia de la función excitatriz,
- La duración de la aplicación, y
- La dirección de aplicación.

C4.7.1.1

Típicamente en el diseño de un puente no es necesario considerar un análisis de las vibraciones inducidas por los vehículos ni por el viento. Aunque un vehículo cruzando sobre el puente no constituye una situación estática, el puente se analiza colocando el vehículo de forma estática en diferentes ubicaciones a lo largo del puente y aplicando un incremento por carga dinámica, como se especifica en el Artículo 3.6.2, para considerar las respuestas dinámicas provocadas por el vehículo en movimiento. Sin embargo, en los puentes flexibles y en los componentes largos y esbeltos de puentes que pueden ser excitados por el movimiento del puente, las solicitaciones dinámicas pueden ser mayores que el incremento por carga dinámica especificado en el Artículo 3.6.2. En la mayoría de los puentes en los cuales se han observado problemas de vibración el amortiguamiento natural de la estructura era muy bajo. Los puentes continuos flexibles pueden ser particularmente susceptibles a las vibraciones. Estos casos pueden requerir un análisis para sobrecarga móvil.

Si el número de grados de libertad del modelo es mayor que el número de grados de libertad dinámicos utilizado, se puede emplear un procedimiento de condensación estándar.

Se pueden utilizar procedimientos de condensación para reducir el número de grados de libertad antes de efectuar el análisis dinámico. Sin embargo, la condensación puede comprometer la precisión de los modos más elevados. Por lo tanto, si se requieren modos más elevados, tales procedimientos se deberían aplicar con precaución.

El número de frecuencias y formas modales necesarios para completar el análisis dinámico se deberían estimar de antemano, o bien se deberían determinar como uno de los primeros pasos de un enfoque de múltiples pasos. Habiendo determinado este número, el modelo se debería

desarrollar de manera que posea un mayor número de grados de libertad aplicables.

Se deberían incluir suficientes grados de libertad para representar las formas modales relevantes para la respuesta que se desea obtener. Una regla práctica es que el número de grados de libertad debería ser igual al doble del número de frecuencias requeridas.

El número de grados de libertad y las masas asociadas se deberían seleccionar de manera de aproximar la verdadera naturaleza distributiva de la masa. El número de frecuencias requeridas también depende del contenido de frecuencias de la función excitatriz.

4.7.1.2 Distribución de Masas

La masa se deberá modelar considerando el grado de discretización en el modelo y los movimientos anticipados.

C4.7.1.2

La distribución de la rigidez y la masa se debería modelar en un análisis dinámico. La discretización del modelo debería tomar en cuenta las variaciones geométricas y las variaciones de la rigidez y masa de los materiales.

Elegir entre un modelo de masa continua y un modelo de cuentas (*lumped-mass model*) depende del sistema y de la respuesta investigada, y por lo tanto resulta difícil de generalizar. Para los sistemas de masa distributiva modelados con funciones de formas polinómicas en las cuales la masa está asociada con la rigidez distributiva, como por ejemplo una viga, se recomienda utilizar un modelo de masa continua (Paz 1985). En lugar de una formulación continua, se puede utilizar un modelo de cuentas en los grados de libertad traslacionales, de manera de aproximar la naturaleza distributiva de la masa (Clough y Penzian 1975).

Para sistemas con masa distributiva asociada con mayor rigidez, como por ejemplo la rigidez en el plano del tablero de un puente, la masa se puede modelar adecuadamente mediante un modelo de cuentas. Si fueran significativos, se deberán incluir los efectos de la inercia rotacional.

En el análisis sísmico se deberían considerar los efectos no lineales, tales como la deformación inelástica y la fisuración, ya que estos efectos disminuyen la rigidez.

4.7.1.3 Rigidez

El puente se deberá modelar de manera consistente con los grados de libertad seleccionados para representar los modos y frecuencias de vibración naturales. La rigidez de los elementos del modelo se deberá definir de manera que sea consistente con el puente modelado.

4.7.1.4 Amortiguamiento

Se puede utilizar amortiguamiento viscoso equivalente para representar la disipación de energía.

C4.7.1.4

El amortiguamiento se puede despreciar en el cálculo de las frecuencias naturales y desplazamientos nodales

asociados. Los efectos del amortiguamiento se deberían considerar si se busca una respuesta transitoria.

Se pueden obtener valores de amortiguamiento adecuados midiendo vibraciones libres inducidas in situ o bien realizando ensayos de vibración forzada. En lugar de realizar mediciones, para el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente se pueden utilizar los siguientes valores:

- Construcciones de hormigón: 2 por ciento
- Construcciones de acero soldadas y abulonadas: 1 por ciento
- Madera: 5 por ciento

4.7.1.5 Frecuencias Naturales

Para los propósitos del Artículo 4.7.2, y a menos que el Propietario especifique lo contrario, se deberán utilizar modos y frecuencias de vibración naturales elásticos no amortiguados. Para los propósitos de los Artículos 4.7.4 y 4.7.5 se deberán considerar todos los modos y frecuencias amortiguados relevantes.

4.7.2 Respuestas Dinámicas Elásticas

4.7.2.1 Vibración Inducida por los Vehículos

Si se requiere un análisis de la interacción dinámica entre un puente y la sobrecarga, el Propietario deberá especificar y/o aprobar la rugosidad superficial, velocidad y características dinámicas de los vehículos a emplear en el análisis. El impacto se deberá determinar como una relación entre la sollicitación dinámica extrema y la sollicitación estática equivalente.

En ningún caso el incremento por carga dinámica utilizado en el diseño deberá ser menor que 50 por ciento del incremento por carga dinámica especificado en la Tabla 3.6.2.1-1, excepto que no se permitirá ninguna reducción para las juntas del tablero.

C4.7.2.1

La limitación impuesta al incremento por carga dinámica refleja el hecho de que la rugosidad superficial es un factor que afecta fuertemente la interacción vehículo/puente, y que durante la etapa de diseño resulta difícil estimar cómo el deterioro del tablero a largo plazo afectará dicha rugosidad.

La correcta aplicación del requisito sobre reducción del incremento por carga dinámica es la siguientes:

$$IM_{CALC} \geq 0,5 IM_{Tabla\ 3.6} \quad (C4.7.2.1-1)$$

y no:

$$\left(1 + \frac{IM}{100}\right)_{CALC} \geq 0,5 \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \quad (C4.7.2.1-2)$$

4.7.2.2 Vibración Inducida por el Viento

4.7.2.2.1 Velocidades del Viento

Para estructuras importantes, las cuales se puede anticipar serán sensibles a los efectos del viento, la ubicación y magnitud de los valores extremos de presión y succión se deberán establecer mediante ensayos de simulación en túnel de viento.

4.7.2.2.2 Efectos Dinámicos

En las estructuras sensibles al viento se deberán analizar los efectos dinámicos, tales como los provocados por vientos turbulentos o ráfagas, además de las interacciones viento-estructura inestables, tales como los fenómenos de “galloping” y “flutter.” En las estructuras esbeltas o torsionalmente flexibles se deberá analizar el pandeo lateral, empuje excesivo y divergencia.

4.7.2.2.3 Consideraciones de Diseño

Se deberán evitar deformaciones oscilatorias bajo carga de viento que pudieran provocar niveles de tensión excesivos, fatiga estructural e inconvenientes o incomodidad para los usuarios. Los tableros de puentes, tirantes y suspensores deberán estar protegidos contra oscilaciones excesivas provocadas por vórtices, lluvia o viento. Siempre que resulte factible, se deberá considerar el uso de amortiguadores para controlar las respuestas dinámicas excesivas. Si no resulta posible disponer amortiguadores ni modificar la geometría, se deberá modificar el sistema estructural para lograr este control.

C4.7.2.2.3

AASHTO (1985); Scanlan (1975); Simiu y Scanlan (1978); Basu y Chi (1981a); Basu y Chi (1981b); ASCE (1961) y ASCE (1991) contienen información adicional sobre el diseño para las cargas de viento.

4.7.3 Respuestas Dinámicas Inelásticas

4.7.3.1 Requisitos Generales

Durante un sismo mayor o colisión de una embarcación se puede disipar energía mediante uno o más de los siguientes mecanismos:

- Deformación elástica e inelástica del objeto que impacta contra la estructura,
- Deformación inelástica de la estructura y sus accesorios,
- Desplazamiento permanente de las masas de la estructura y sus accesorios, y
- Deformación inelástica de disipadores mecánicos de energía especialmente dispuestos para tal fin.

4.7.3.2 Rótulas Plásticas y Líneas de Fluencia

Para los propósitos del análisis, se puede asumir que la energía absorbida por deformación inelástica en un componente estructural se concentra en rótulas plásticas y líneas de fluencia. La ubicación de estas secciones se puede establecer mediante aproximaciones sucesivas que permitan obtener una solución de límite inferior para la energía absorbida. Para estas secciones las curvas de histéresis momento-rotación se pueden determinar o verificar utilizando modelos analíticos verificados.

4.7.4 Análisis para Cargas Sísmicas

4.7.4.1 Requisitos Generales

Los requisitos mínimos de análisis para los efectos sísmicos serán como se especifica en la Tabla 4.7.4.3.1-1.

Para los métodos de análisis modales, especificados en los Artículos 4.7.4.3.2 y 4.7.4.3.3, el espectro de diseño elástico será el dado por la Ecuación 3.10.6.1-1.

No es necesario analizar los puentes ubicados en Zona Sísmica 1 para cargas sísmicas, independientemente de su importancia y geometría. Sin embargo, para estos puentes se deberán aplicar los requisitos mínimos especificados en los Artículos 4.7.4.4 y 3.10.9.

4.7.4.2 Puentes de Un Solo Tramo

Para los puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén ubicados.

Las conexiones entre la superestructura del puente y los estribos se deberán diseñar para las sollicitaciones mínimas especificadas en el Artículo 3.10.9.

Los requisitos sobre mínimo ancho de apoyo se deberán satisfacer en cada estribo como se especifica en el Artículo 4.7.4.4.

4.7.4.3 Puentes de Múltiples Tramos

4.7.4.3.1 Selección del Método de Análisis

Para las estructuras de múltiples tramos los requisitos de análisis mínimos serán como se especifica en la Tabla 1, en la cual se utiliza la siguiente simbología:

* = no se requiere análisis sísmico

UL = método elástico de carga uniforme

SM = método elástico unimodal

C4.7.4.2

Un puente de un solo tramo está compuesto por una unidad de superestructura soportada por dos estribos, sin pilas intermedias.

C4.7.4.3.1

La selección del método de análisis depende de la zona sísmica, la regularidad y la importancia del puente.

La regularidad depende del número de tramos y de la distribución del peso y la rigidez. Los puentes regulares tienen menos de siete tramos, ningún cambio abrupto de peso, rigidez o geometría, y ninguna variación importante de estos parámetros entre tramo y tramo ni entre apoyo y apoyo, excluyendo los estribos. En lugar del mínimo recomendado se puede utilizar un procedimiento de

análisis riguroso.

MM = método elástico multimodal

TH = método de historia de tiempo

Tabla 4.7.4.3.1-1 – Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos

Zona Sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros Puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Salvo lo especificado a continuación, los puentes que satisfacen los requisitos definidos en la Tabla 2 se puede considerar como un puente "regular." Los puentes que no satisfacen los requisitos de la Tabla 2 se pueden considerar como puentes "irregulares."

Tabla 4.7.4.3.1-2 – Requisitos para que un puente sea considerado regular

Parámetro	Valor				
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1,5	1,5
Máxima relación de rigidez caballete/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos	---	4	4	3	2

Los puentes curvos compuestos por múltiples tramos simples se deberán considerar "irregulares" si el ángulo subtendido en planta es mayor que 20°. Estos puentes se deberán analizar ya sea mediante el método elástico multimodal o bien mediante el método de historia de tiempo.

Un puente curvo de vigas continuas se puede analizar como si fuera recto, siempre y cuando se satisfagan todos los requisitos siguientes:

- El puente es regular de acuerdo con lo definido en la Tabla 2, excepto que para un puente de dos tramos la máxima relación de longitudes entre tramo y tramo no debe ser mayor que 2;

- El ángulo subtendido en planta no es mayor que 90° ; y
- Las longitudes de tramo del puente recto equivalente son iguales a las longitudes de arco del puente curvo.

Si estos requisitos no se satisfacen el puente curvo de vigas continuas se deberá analizar utilizando su geometría curva real.

4.7.4.3.2 Métodos de Análisis Unimodales

4.7.4.3.2a Requisitos Generales

Cuando resulte apropiado se podrán utilizar cualquiera de los dos métodos de análisis unimodales aquí especificados.

4.7.4.3.2b Método Espectral Unimodal

El método de análisis espectral unimodal se deberá basar en el modo fundamental de vibración ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. La forma modal se puede hallar aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando la geometría deformada correspondiente. El período natural se puede calcular igualando las máximas energías potencial y cinética asociadas con la forma del modo fundamental. La amplitud de la forma desplazada se puede determinar a partir del coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , especificado en el Artículo 3.10.6, y el correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud se deberá utilizar para determinar las solicitaciones.

C4.7.4.3.2b

El método de análisis espectral unimodal descrito en los siguientes párrafos se puede utilizar tanto para movimientos sísmicos transversales como para movimientos sísmicos longitudinales. AASHTO (1983) y ATC (1981) contienen ejemplos que ilustran la aplicación de este método.

- Calcular los desplazamientos estáticos $v_s(x)$ provocados por una carga uniforme supuesta, p_o , como se ilustra en la Figura C1:

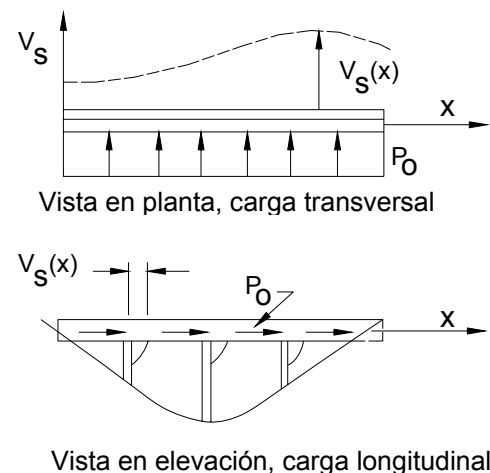


Figura C4.7.4.3.2b-1 – Tablero de puente sometido a cargas transversales y longitudinales supuestas

- Calcular los factores α , β y γ de la siguiente manera:

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad (C4.7.4.3.2b-1)$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad (C4.7.4.3.2b-2)$$

$$\gamma = \int w(x) v_s^2(x) dx \quad (C4.7.4.3.2b-3)$$

donde:

p_o = carga uniforme arbitrariamente fijada igual a 1,0 (N/mm)

$V_s(x)$ = deformación correspondiente a p_o (mm)

$w(x)$ = carga permanente nominal no mayorada de la superestructura del puente y la subestructura tributaria (N/mm)

Las unidades de los factores α , β y γ calculados son (mm^2), ($\text{N}\cdot\text{mm}$) y ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$), respectivamente.

- Calcular el período del puente:

$$T_m = \frac{2\pi}{31,623} \sqrt{\frac{\gamma}{P_o g \alpha}} \quad (C4.7.4.3.2b-4)$$

donde:

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

- Usando T_m y la Ecuación 3.10.6.1-1 calcular C_{sm}
- Calcular la carga sísmica estática equivalente $p_e(x)$:

$$p_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x) v_s(x) \quad (C4.7.4.3.2b-5)$$

donde:

C_{sm} = coeficiente adimensional de respuesta sísmica elástica dado por la Ecuación 3.10.6.1-1

$p_e(x)$ = intensidad de la carga sísmica estática equivalente aplicada para representar el modo de vibración primario (N/mm)

- Aplicar la carga $p_e(x)$ a la estructura, y determinar las solicitaciones resultantes en los elementos.

4.7.4.3.2c Método de la Carga Uniforme

El método de la carga uniforme se deberá basar en el modo de vibración fundamental ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. El período de este modo de vibración se deberá tomar como el de un oscilador masa-resorte equivalente. La rigidez de este resorte equivalente se deberá calcular utilizando el máximo desplazamiento que ocurre cuando al puente se aplica una carga lateral arbitraria uniforme. Para calcular la carga sísmica uniforme equivalente a partir de la cual se han de hallar las solicitaciones sísmicas se deberá utilizar el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , especificado en el Artículo 3.10.6.

C4.7.4.3.2c

El método de la carga uniforme descrito en los siguientes párrafos se puede utilizar tanto para movimiento sísmico transversal como para movimiento sísmico longitudinal. Se trata esencialmente de un método de análisis estático equivalente que emplea una carga lateral uniforme para aproximar el efecto de las cargas sísmicas. El método es adecuado para puentes regulares que responden principalmente en su modo de vibración fundamental. Aunque permite calcular todos los desplazamientos y la mayor parte de las fuerzas en los elementos con una precisión aceptable, se sabe que este método sobrestima los cortes transversales en los estribos hasta en un 100 por ciento. Si se desea evitar este grado de conservadurismo, se recomienda utilizar el método de análisis espectral unimodal especificado en el Artículo 4.7.4.3.2b.

- Calcular los desplazamientos estáticos $v_s(x)$ provocados por una carga uniforme supuesta, p_o , como se ilustra en la Figura C4.7.4.3.2b-1. La carga uniforme p_o se aplica en la totalidad de la longitud del puente; sus unidades corresponden a fuerza por unidad de longitud, y se puede fijar arbitrariamente igual a 1,0. El desplazamiento estático $v_s(x)$ se expresa en unidades de longitud.
- Calcular la rigidez lateral del puente, K , y el peso total, W , usando las siguientes expresiones:

$$K = \frac{p_o L}{v_{s,MAX}} \quad (C4.7.4.3.2c-1)$$

$$W = \int w(x) dx \quad (C4.7.4.3.2c-2)$$

donde:

L = longitud total del puente (mm)

$v_{s,MAX}$ = valor máximo de $v_s(x)$ (mm)

$w(x)$ = carga permanente nominal no mayorada de la superestructura del puente y la subestructura tributaria (N/mm)

La carga permanente debería considerar los elementos estructurales y demás cargas relevantes, incluyendo pero sin limitarse a los cabezales de pilotes, estribos, columnas y zapatas. Se pueden incluir otras cargas, como por ejemplo las sobrecargas. Generalmente los efectos inerciales de las sobrecargas no se incluyen en el análisis.

Sin embargo, se debería considerar la probabilidad de que durante un sismo haya una sobrecarga importante sobre el puente si se diseñan puentes con relaciones sobrecarga-carga permanente elevadas ubicados en áreas metropolitanas donde es probable que haya congestión de tráfico.

- Calcular el período del puente, T_m , utilizando la siguiente expresión:

$$T_m = \frac{2\pi}{31,623} \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (\text{C4.7.4.3.2c-3})$$

donde:

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

- Calcular la carga sísmica estática equivalente p_e utilizando la siguiente expresión:

$$p_e = \frac{C_{sm} W}{L} \quad (\text{C4.7.4.3.2c-4})$$

donde:

C_{sm} = coeficiente adimensional de respuesta sísmica elástica dado por la Ecuación 3.10.6.1-1

p_e = carga sísmica estática equivalente uniforme por unidad de longitud de puente aplicada para representar el modo de vibración primario (N/mm)

- Calcular los desplazamientos y solicitaciones en los elementos a utilizar en el diseño ya sea aplicando p_e a la estructura y efectuando un segundo análisis estático o bien multiplicando los resultados obtenidos en el primer paso por la relación p_e/p_o .

4.7.4.3.3 Método Espectral Multimodal

El método de análisis espectral multimodal se deberá utilizar para puentes en los cuales hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones coordenadas dentro de cada modo de vibración. Como mínimo, para representar la estructura se deberá utilizar un análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional.

El número de modos incluidos en el análisis debería ser como mínimo tres veces el número de tramos del modelo. Para cada modo se deberá utilizar el espectro de respuesta sísmica elástica como se especifica en el Artículo 3.10.6.

Los desplazamientos y solicitaciones en los elementos se pueden estimar combinando los respectivos valores de

C4.7.4.3.3

Los desplazamientos y solicitaciones que se obtienen usando el método de Combinación Cuadrática Completa

las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento o desplazamiento relativo) obtenidos de los modos individuales mediante el método de Combinación Cuadrática Completa (método CQC).

generalmente son adecuados para la mayoría de los sistemas de puentes (*Wilson et al.* 1981).

Si no se puede aplicar el método de Combinación Cuadrática Completa, algunos métodos alternativos incluyen el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (método SRSS), pero este método se adapta mejor para combinar respuestas de modos bien separados. Para modos poco separados se debería utilizar la sumatoria absoluta de las respuestas modales.

4.7.4.3.4 Método de Historia de Tiempo

C4.7.4.3.4

Cualquier método de análisis de historia de tiempo paso a paso usado ya sea para realizar análisis elásticos o bien para realizar análisis inelásticos deberá satisfacer los requisitos del Artículo 4.7.

Se deberá determinar la sensibilidad de la solución numérica frente al tamaño del intervalo de tiempo usado para el análisis. También se deberá realizar un estudio de sensibilidad para investigar los efectos de las variaciones respecto de las propiedades histeréticas supuestas para los materiales.

Para las estructuras críticas, definidas en el Artículo 3.10.3, y/o para aquellas que son complejas desde el punto de vista geométrico o que están próximas a fallas sísmicas activas, se requieren métodos de análisis rigurosos. Para estos casos se recomiendan los métodos de análisis de historia de tiempo, siempre que el modelado de la estructura y la elección de las historias de aceleración del suelo se hagan cuidadosamente.

Siempre que sea posible es preferible utilizar un espectro específico del sitio de emplazamiento.

Las historias de aceleración empleadas para describir las cargas sísmicas se deberán seleccionar conjuntamente con el Propietario. A menos que se especifique lo contrario, si no es posible contar con historias de tiempo específicas del sitio de emplazamiento, se deberán utilizar cinco historias de tiempo de espectro compatible. El espectro utilizado para generar estas cinco historias de tiempo deberá ser el mismo utilizado para los métodos modales, tal como se especifica en el Artículo 3.10.6, modificado para el perfil de suelo que corresponda.

4.7.4.4 Requisitos Mínimos para el Desplazamiento

Los anchos de asiento del puente en los apoyos de expansión que no poseen sujetadores, unidades de transmisión de impacto ni amortiguadores deberán permitir el máximo desplazamiento calculado de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.4.3, excepto en el caso de puentes en Zona Sísmica 1, o bien un porcentaje del ancho de asiento empírico, N , especificado por la Ecuación 1, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Caso contrario se deberán proveer sujetadores longitudinales que satisfagan el Artículo 3.10.9.5. Los apoyos restringidos contra el movimiento longitudinal se deberán diseñar de conformidad con el Artículo 3.10.9. Los porcentajes de N aplicables a cada zona sísmica deberán ser como se especifica en la Tabla 1.

El ancho de asiento empírico se deberá tomar como:

$$N = (200 + 0,0017L + 0,0067H) (1 + 0,000125 S^2) \quad (4.7.4.4-1)$$

donde:

N = mínima longitud de apoyo medida en forma normal al eje del apoyo (mm)

L = longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el extremo del tablero; si hay articulaciones dentro de un tramo L deberá ser la sumatoria de las distancias a cada lado de la articulación; para los puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero (mm)

H = para los estribos, altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente hasta la siguiente junta de expansión (mm)

para las columnas y/o pilares, altura de la columna o altura del pilar (mm)

si hay articulaciones dentro de un tramo, altura promedio de las dos columnas o pilares adyacentes (mm)

0,0 para puentes de un solo tramo (mm)

S = oblicuidad del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo (°)

Tabla 4.7.4.4.1 – Porcentaje N de acuerdo con la zona sísmica y el coeficiente de aceleración

Zona Sísmica	Coeficiente de aceleración	Tipo de suelo	Porcentaje de N
1	< 0,025	I ó II	≥ 50
1	< 0,025	III ó IV	100
1	> 0,025	Todos	100
2	Todos los aplicables	Todos	100
3	Todos los aplicables	Todos	150
4	Todos los aplicables	Todos	150

4.7.5 Análisis para Cargas de Colisión

Cuando los requisitos de la Sección 3 así lo permitan, el análisis dinámico para colisión de una embarcación se puede reemplazar por un análisis elástico estático equivalente. Si se especifica un análisis inelástico, se deberá considerar el efecto de otras cargas que también

pudieran estar presentes.

4.8 ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS

4.8.1 Ensayo de Modelos a Escala

Para establecer y/o verificar el comportamiento estructural el Propietario puede requerir que se ensayen modelos a escala de la estructura o de partes de la misma. Las propiedades dimensionales y materiales de la estructura, así como sus condiciones de borde y cargas, se deberán modelar de la manera más precisa posible. Para los análisis dinámicos se deberán utilizar funciones para escalar los efectos inerciales, la relación carga/excitación y el amortiguamiento, según corresponda. Para los ensayos en estado límite de resistencia se deberán simular las cargas permanentes mayoradas. Los instrumentos y aparatos de medición utilizados no deberán afectar significativamente la respuesta del modelo.

4.8.2 Ensayo de Puentes Existentes

Los puentes existentes se pueden equipar con instrumentos de medición para obtener resultados correspondientes a diferentes condiciones de tráfico, y/o se pueden someter a diferentes cargas ambientales o vehículos especiales a fin de establecer las solicitaciones y/o la capacidad portante del puente.

C4.8.2

Las solicitaciones así medidas se pueden utilizar para proyectar la fatiga, pueden servir como base para diseños similares, se pueden utilizar para establecer límites de peso admisibles, determinar los requisitos a satisfacer para obtener una autorización para la circulación de determinados vehículos, o establecer las prioridades de rehabilitación o refacción.

REFERENCIAS

AASHTO. 1983. *Guide Specification for Seismic Design of Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC.

_____. 1985. *Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaries, and Traffic Signals*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC.

ACI Committee 435. 1986. *State-of-Art Report on Temperature-Induced Deflections of Reinforced Concrete Members*. SP-86-1. ACI 435.7R-85. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

AISC. 1993. "Load and Resistance Factor Design." *Specification for Structural Steel Buildings and Commentary*. 2^o Edición. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Aristizabal, J.D. 1987. "Tapered Beam and Column Elements in Unbraced Frame Structures." *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 1, No. 1, Enero 1987, pp. 35-49.

ASCE. 1961. "Wind Forces on Structures." *Transactions of the ASCE*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 126, No. 3269.

ASCE Committee on Cable-Suspended Bridges. 1991. *Guidelines for Design of Cable-Stayed Bridges*. Committee on Cable-Suspended Bridges, American Society of Civil Engineers, New York, NY.

Astaneh-Asl, A., y S. C. Goel. 1984. "Cyclic In-Plane Buckling of Double Angle Bracing." *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 110, No. 9, Setiembre 1984, pp. 2036-2055.

Astaneh-Asl, A., S.C. Goel, y R.D. Hanson. 1985. "Cyclic Out-of-Plane Buckling of Double Angle Bracing." *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 111, No. 5, Mayo 1985, pp. 1135-1153.

ATC. 1981. *Seismic Design Guidelines for Highway Bridges*. ATC-6. Applied Technology Council, Berkeley, CA.

Basu, S., y M. Chi. 1981a. "Analytic Study for Fatigue of Highway Bridge Cables," *Informe No. FHWA-RD-81-090*, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

_____. 1981b. "Design Manual for Bridge Structural Members under Wind-Induced Excitation." *Informe No. FHWA-TS-81-206*. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Chen, W.F., y E. M. Lui. 1991. "Stability Design of Steel Frames." Structural Stability Research Council, Boca Raton, FL.

Clough, R.W., y J. Penzian. 1975. *Dynamics of Structures*. McGraw Hill, New York, NY.

Danon, J.R. y W.L. Gamble. 1977. "Time-Dependent Deformations and Losses in Concrete Bridges Built by the Cantilever Method." *Civil Engineering Studies, Structural Research Series*. University of Illinois at Urbana – Champaign, Department of Civil Engineering, No. 437, Enero 1977, p. 169.

Davis, R., J. Kozak, y C. Scheffey. 1965. "Structural Behavior of a Box Girder Bridge." State of California Highway Transportation Agency, Department of Public Works, Division of Highways, Bridge Department, en colaboración con el U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, y la University of California, Berkeley, CA, Mayo 1965.

Disque, R.O. 1973. "Inelastic K-Factor in Design." *AISC Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 10, 2^o Qtr., p. 33.

- Duan, L., y W. F. Chen. 1989. "Effective Length Factor for Columns in Unbraced Frames." *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 115, No. 1, Enero 1989, pp. 149-165.
- Eby, C.C., J.M. Kulicki, C.N. Kostem, y M. A. Zellin. 1973. "The Evaluation of St. Venant Torsional Constants for Prestressed Concrete I-Beams." *Fritz Laboratory Report No. 400.12*. Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Galambos, T.V., ed. 1988. *Guide to Stability Design for Metal Structures*. 4º Ed. Structural Stability Research Council. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Ghali, A., y A.M. Neville. 1989. *Structural Analysis: A Unified Classical and Matrix Approach*. 3º Ed. Chapman Hall, New York, NY.
- Goel, S.C., y A.A. El-Tayem. 1986. "Cyclic Load Behavior of Angle X-Bracing." *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. 11, Nov. 1986, pp. 2528-2539.
- Guyan, R.J. 1965. "Reduction of Stiffness and Mass Matrices." *AIAA Journal*, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Reston, VA, Vol. 3, No. 2, Feb. 1965, p. 380.
- Haroun, N.M., y R. Sheperd. 1986. "Inelastic Behavior of X-Bracing in Plane Frames." *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol 112, No. 4, Abril 1986, pp. 764-780.
- Higgins, C. 2003. "LRFD Orthotropic Plate Model for Determining Live Load Moments in Concrete Filled Grid Bridge Decks." *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Enero/Feb. 2003, pp. 20-28.
- Highway Engineering Division. 1991. *Ontario Highway Bridge Design Code*. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, Canadá.
- Homberg, H. 1968. *Fahrbahnplatten mit Verandlicher Dicke*. Springer-Verlag, New York, NY.
- Johnston, S.B., y A.H. Mattock. 1967. *Lateral Distribution of Load in Composite Box Girder Bridges*. Highway Research Record No. 167, Highway Research Board, Washington, DC.
- Karabalis, D.L. 1983. "Static, Dynamic and Stability Analysis of Structures Composed of Tapered Beams." *Computers and Structures*, Vol. 16, No. 6, pp. 731-748.
- Ketchum, M.S. 1986. "Short Cuts for Calculating Deflections." *Structural Engineering Practice: Analysis, Design, Management*, Vol 3, No. 2, pp. 83-91.
- King, Csagoly P.F., y J.W. Fisher .1975. *Field Testing of the Aquasabon River Bridge*. Ontario, Canadá.
- Liu, H. 1991. *Wind Engineering: A Handbook for Structural Engineers*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Modjeski and Masters, Inc. 1994. *Report to Pennsylvania Department of Transportation*. Harrisburg, PA.
- Moffatt, K.R., y F.J. Doeling. 1975. "Shear Lag in Steel Box Girder Bridges." *The Structural Engineer*, Oct. 1975, pp. 439-447.
- _____. 1976. "Discussion." *The Structural Engineer*, Agosto 1976, pp. 285-297.
- Nettleton, D.A, 1977. *Arch Bridges*. Bridge Division, Office of Engineering, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

- Paz, M. 1984. "Dynamic Condensation." *AIAA Journal*, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Reston, VA, Vol. 22, No. 5, Mayo 1984, pp. 724-727.
- _____. 1985. *Structural Dynamics*. 2° Ed. Van Nosstrand Reinhold Company, New York, NY.
- Peck, R.B., W.E. Hanson, y T.H. Thornburn. 1974. *Foundation Engineering*. 2° Ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 514.
- Podolny, W., y J. B. Scalzi. 1916. *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*. 2° Ed. Wiley-Interscience, New York, NY.
- Przemieniecki, J.S. 1968. *Theory of Matrix Structural Analysts*. McGraw Hill, New York, NY.
- Pucher, A. 1964. *Influence Surfaces of Elastic Plates*. 4° Ed. Springer-Verlag, New York, NY.
- Salmon, C.G., y J.E. Johnson. 1990. *Steel Structures: Design and Behavior, Emphasizing Load, and Resistance Factor Design*. 3° Ed. Harper and Row, New York, NY.
- Scanlan, R.H. 1975. "Recent Methods in the Application of Test Results to the Wind Design of Long Suspended-Span Bridges." *Informe No. FHWA-RD-75-115*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Shushkewich, K.W. 1986. "Time-Dependent Analysis of Segmental Bridges," *Computers and Structures*, Vol. 23, No. 1, pp. 95-118.
- Simiu, E. 1973. "Logarithmic Profiles and Design Wind Speeds." *Journal of the Mechanics Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 99, No. EM5, Oct. 1973, pp. 1073-1083.
- _____. 1976. "Equivalent Static Wind Loads for Tall Building Design." *Journal of the Structures Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 102, No. ST4, Abril 1976, pp. 719-737.
- Simiu, E., y R.H. Scanlan. 1978. *Wind Effects on Structures*. Wiley-Interscience, New York, NY.
- Smith, Jr., C.V. 1976. "On Inelastic Column Buckling." *AISC Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 13, 3° Qtr., pp. 86-88.
- Song, S.T., Y.H. Chai, y S.E. Hida. 2001. "Live Load Distribution in Multi-Cell Box-Girder Bridges and its Comparisons with AASHTO LRFD Bridge Design Specifications." *Informe No. UOD-STR-01-I*, University of California, Davis, CA, Julio 2001.
- Troitsky, M.S. 1977. *Cable-Stayed Bridges*. Crosby Lockwood Staples, Londres, Inglaterra, p. 385.
- White, D.W., y J.F. Hajjar. 1991. "Application of Second-Order Elastic Analysis in LRFD: Research to Practice." *AISC Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 28, No. 4, pp. 133-148.
- Wilson, H.L., A. Der Kiureghian, y E.P. Bayo. 1981. "A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis." *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, pp. 187-194.
- Wolchuk, R. 1963. *Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- _____. 1990. "Steel-Plate-Deck Bridges." *Structural Engineering Handbook*. 3° Ed. E.H. Gaylord and C. N. Gaylord, Eds. McGraw-Hill, New York, NY, pp. 19-1-19-28.

Yura, J.A. 1971. "The Effective Length of Columns in Unbraced Frames." *AISC Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 8, No. 2., Abril 1971, pp. 37-42.

Zokaie, T. 1998, 1999, 2000. *Correspondencia Privada*..

Zokaie, T., T.A. Osterkamp, R.A. Imbsen. 1991. "Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges." *NCHRP Informe 12-2611*. TRB, National Research Council, Washington, DC.

APÉNDICE

A4 TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO

La Tabla 1 se puede utilizar para determinar los momentos de diseño para diferentes configuraciones de vigas. Al utilizar los valores listados para el diseño se deberían considerar las siguientes hipótesis y limitaciones en base a las cuales se desarrolló esta tabla:

- Los momentos se calculan usando el método de la faja equivalente como se aplica a losas de hormigón apoyadas en vigas paralelas.
- Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.
- Ver el Artículo 4.6.2.1.6 para la distancia entre el centro de las vigas y la ubicación de las secciones de diseño para momentos negativos en el tablero. Para distancias diferentes a las listadas en la Tabla 1 se puede interpolar.
- Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores es mayor o igual que 4200 mm.
- Los momentos representan el límite superior para los momentos en las regiones interiores de la losa y, para cualquier separación específica entre vigas, se tomaron como el máximo valor calculado, asumiendo diferente número de vigas en la sección transversal del puente. Para cada combinación de separación entre vigas y número de vigas se consideraron los dos casos de vuelo siguientes:
 - (a) Mínimo ancho de vuelo total igual a 530 mm medido a partir del centro de la viga exterior, y
 - (b) Máximo ancho de vuelo total igual al menor valor entre 0,625 veces la separación de las vigas y 1800 mm

Para determinar el ancho libre de vuelo se utilizó un sistema de baranda de 530 mm de ancho. Para sistemas de baranda de diferente ancho se anticipa que la diferencia en los momentos en las regiones interiores del tablero estará dentro de los límites aceptables para el diseño práctico.

- Los momentos no se aplican a los vuelos del tablero ni a las regiones adyacentes del tablero que se deben diseñar considerando los requisitos del Artículo A13.4.1.

Tabla A4-1 – Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N·mm/mm

S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080
2200	24 040	27 670	24 020	20 370	16 740	13 490	7360	6730
2300	24 750	28 450	24 760	21 070	17 380	14 570	9080	8050
2400	25 500	29 140	25 420	21 700	17 980	15 410	10 870	9340
2500	26 310	29 720	25 990	22 250	18 510	16 050	12 400	10 630
2600	27 220	30 220	26 470	22 730	18 980	16 480	13 660	11 880
2700	28 120	30 680	26 920	23 170	19 420	16 760	14 710	13 110
2800	29 020	31 050	27 300	23 550	19 990	17 410	15 540	14 310
2900	29 910	32 490	28 720	24 940	21 260	18 410	16 800	15 480
3000	30 800	34 630	30 790	26 960	23 120	19 460	18 030	16 620
3100	31 660	36 630	32 770	28 890	23 970	21 150	19 230	17 780
3200	32 500	38 570	34 670	30 770	26 880	22 980	20 380	18 910
3300	33 360	40 440	36 520	32 600	28 680	24 770	21 500	20 010
3400	34 210	42 250	38 340	34 430	30 520	26 610	22 600	21 090
3500	35 050	43 970	40 030	36 090	32 150	28 210	23 670	22 130
3600	35 870	45 650	41 700	37 760	33 810	29 870	24 700	23 150
3700	36 670	47 250	43 310	39 370	35 430	31 490	25 790	24 140
3800	37 450	48 820	44 880	40 940	37 010	33 070	27 080	25 100
3900	38 230	50 320	46 390	42 460	38 540	34 600	28 330	25 550
4000	38 970	51 790	47 870	43 950	40 030	36 110	29 570	26 410
4100	39 710	53 190	49 280	45 370	41 470	37 570	30 770	27 850
4200	40 420	54 560	50 670	46 770	42 880	38 990	31 960	28 730
4300	41 120	55 880	52 000	48 130	44 250	40 380	33 130	29 570
4400	41 800	57 150	53 290	49 440	45 580	41 720	34 250	30 400
4500	42 460	58 420	54 580	50 740	46 900	43 060	35 380	31 290
4600	43 110	59 620	55 800	51 980	48 160	44 340	36 700	32 360