



Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica
Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica

Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica
Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica

Colaboró en contenido, diagramación e impresión:

Laboratorio Nacional de Materiales y
Modelos Estructurales

CP 11501 - 2060, San José, Costa Rica

Tel: (506) 2511 - 2500

Fax: (506) 2511 - 4440

E-mail: dirección.lanamme@ucr.ac.cr

web: <http://lanamme.ucr.ac.cr>



Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica

Comité de Puentes

Roy Acuña Prado, coordinador

Eduardo Bonilla Haddad

Javier Cartín Carranza

Rolando Castillo Barahona

Miguel Cruz Azofeifa

Manuel Cruz Torres

Carlos Fernández Chaves

Jorge Gutiérrez Gutiérrez

María Laporte Pirie

Mario Loría Galagarza

Adriana Monge Chaves

Álvaro Poveda Vargas

María José Rodríguez Roblero

Guillermo Santana Barboza

Página intencionalmente dejada en blanco



Contenidos

Presentación	vii
--------------------	-----

Capítulo 1

Filosofía y objetivos

1.1 Filosofía	9
1.2 Alcance	10
1.3 Objetivos	11
1.4 Especificaciones y publicaciones a utilizar	12
1.5 Suposiciones generales	14

Capítulo 2

Determinación de la demanda sísmica

2.1 Generalidades	15
2.2 Influencia del sitio de cimentación	20
2.3 Tipos de sitio de cimentación	22
2.3.1 Generalidades	22
2.3.2 Definición de los parámetros geotécnicos	25
2.4 Determinación del espectro de diseño - procedimiento general	26
2.5 Determinación del espectro de diseño - procedimiento específico	28

2.5.1	Análisis de amenaza sísmica de sitio específico	29
2.5.2	Análisis de respuesta dinámica para el sitio	30
2.6	Efectos de amplificación espectral por presencia cercana de una falla	30
2.7	Historia de aceleraciones para la evaluación de la respuesta dinámica del sitio	34

Capítulo 3

Clasificación y métodos de diseño estructural

3.1	Clasificación operacional	37
3.2	Estrategias para el diseño de sistemas sismorresistentes	37
3.3	Categorías de diseño sísmico y zonas de desempeño sísmico	40
3.4	Factores de modificación de la respuesta	42
3.5	Métodos de diseño estructural	42
3.5.1	Método de fuerzas	42
3.5.2	Método de desplazamientos	43
3.6	Puentes temporales	43

Capítulo 4

Puentes simples de un solo tramo

4.1	Generalidades	45
4.2	Características de un puente simple de un solo tramo	46
4.3	Cargas y combinaciones de cargas	47
4.3.1	Cargas permanentes y temporales	47
4.3.2	Cargas de sismo	47
4.3.3	Factores y combinaciones de cargas	49

4.4	Diseño de los bastiones	49
4.5	Diseño de los apoyos	50
4.6	Diseño de las llaves de cortante	50
4.7	Longitud de asiento mínima	51

Capítulo 5

Rehabilitación de puentes existentes

5.1	Generalidades	53
5.2	Proceso para el diseño estructural de una rehabilitación sísmica	53
5.3	Niveles de desempeño para rehabilitación sísmica	56
5.4	Niveles de sismo	57
5.5	Clasificación por importancia operacional	57
5.6	Vida de servicio remanente	58
5.7	Selección del nivel de desempeño	59
5.8	Puentes exentos	59
5.9	Determinación del nivel de riesgo sísmico	60
5.10	Categorías de rehabilitación sísmica (CRS)	60
5.11	Proceso de rehabilitación para un sismo de nivel inferior y un sismo de nivel superior	62
5.12	Requisitos mínimos	62
5.13	Diagnóstico preliminar y priorización	63
5.14	Evaluación detallada	64
5.14.1	Generalidades	64
5.14.2	Nivel de sismo para una evaluación detallada y el diseño de la rehabilitación	64
5.14.3	Vida de servicio remanente requerida	65

5.14.4	Nivel de desempeño	65
5.14.5	Métodos de evaluación	65

Referencias	69
--------------------	-------	----

Anexo 1	71
----------------	-------	----

Diagrama de flujo para el diseño sismorresistente según las especificaciones AASHTO LRFD 2012

Anexo 2	75
----------------	-------	----

Diagrama de flujo para el diseño sismorresistente según la guía AASHTO LRFD 2011



Presentación

La Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica, creada en 1974 en el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos, a través de su Comité de Puentes, trabaja actualmente en la redacción del Código Sísmico de Puentes de Costa Rica. La elaboración de este código responde a la necesidad de contar con una normativa adecuada para el diseño sismorresistente de los puentes en el país y representa una tarea extensa debido a que es el primer código de puentes con que va a contar Costa Rica y se pretende que esté actualizado con los criterios más modernos de diseño por desplazamientos.

En vista de la urgencia que tiene el país de disponer de reglas claras para los próximos procesos de licitación, para el diseño y rehabilitación de numerosos puentes, la Comisión ha considerado pertinente establecer los lineamientos para el diseño y la rehabilitación sismorresistente de puentes a través de este documento, mientras se completa y publica el Código Sísmico de Puentes de Costa Rica. El contenido de este documento ha sido adaptado de los capítulos que se han estado preparando para el código de puentes.

El Comité de Puentes ha sido integrado por la mayoría de los miembros de la Comisión y por otros profesionales relacionados con las actividades de diseño y construcción de puentes, tanto de instituciones públicas como privadas. El trabajo del Comité se organizó a través de subcomités técnicos que recopilaron y analizaron la información técnica y científica disponible para preparar los informes que fueron presentados al Comité, donde fueron estudiados, discutidos y aprobados.

Es importante reconocer el apoyo técnico y logístico brindado por el Lanamme a través de los profesionales de la Unidad de Puentes del Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA), quienes tuvieron una importante participación y brindaron todas las facilidades para que este documento se completara oportunamente. También el aporte que los profesionales del MOPT y del CONAVI han dado ha sido fundamental para que este documento tenga una efectiva utilización.

Confiamos en que este documento va a colaborar para que mejore la calidad de los diseños de los puentes nuevos y de las rehabilitaciones de puentes existentes, lo que sin duda aumentará la seguridad de los usuarios de las vías de comunicación de nuestro país.

La Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica agradece el apoyo y la confianza que ha recibido ininterrumpidamente de parte de la Junta Directiva General del CFIA, así como a la Asamblea de Representantes que dio su aprobación a este documento.

Roy Acuña Prado

Presidente CPCSCR

Marzo, 2013



Filosofía y objetivos

1.1 Filosofía

Los lineamientos presentados en este documento establecen los requisitos mínimos para el análisis, diseño y rehabilitación sismorresistente de puentes que se construyan en el territorio de la República de Costa Rica, según el alcance definido en el artículo 1.2.

Todos los demás aspectos requeridos para el diseño estructural de puentes se rigen por lo establecido en los documentos indicados en el artículo 1.4.

Los requisitos de diseño sísmico incluidos en este documento emplean la metodología del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés). Los factores se basan en el conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras según recomendaciones de los documentos indicados en el artículo 1.4.

Independientemente del grado de refinamiento en el análisis y diseño estructural o de la calidad de la construcción, es necesario procurar que todos los puentes estén concebidos en cuanto a su sistema resistente a cargas laterales y verticales, proyectados en el aspecto estructural con adecuadas condiciones de simetría y regularidad, así como con una selección cuidadosa de materiales, detalles y métodos constructivos.

El diseño sismorresistente es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas, pues ese es el efecto que induce la acción sísmica sobre la estructura. Se toleran deformaciones internas que excedan el rango elástico de los materiales, siempre que en el diseño de los elementos y componentes se tomen las medidas necesarias para evitar pérdidas sensibles en su resistencia que puedan afectar la integridad y estabilidad de la estructura, así como su capacidad de resistir cargas como sistema.

Las disposiciones contenidas en este documento representan requisitos mínimos en procura de un adecuado desempeño de los puentes ante el efecto de los sismos. No obstante, la responsabilidad del profesional a cargo del diseño no debe limitarse al cumplimiento acrítico de estas disposiciones, sino a procurar la satisfacción de los objetivos definidos en el artículo 1.3, adoptando, de ser preciso, criterios alternativos más rigurosos que los que se establecen en este documento.

Es tácitamente aceptado que, por la naturaleza aleatoria del fenómeno sísmico y las limitaciones inherentes al conocimiento del comportamiento de materiales y estructuras durante estos fenómenos, el cumplimiento de los objetivos definidos en el artículo 1.3 solo es alcanzable en términos probabilísticos.

Se prohíbe para cualquier tipo de puente, el uso de bastiones formados por gaviones.

1.2 Alcance

Los lineamientos establecidos en este documento son aplicables al diseño y rehabilitación sismorresistente de puentes vehiculares, puentes ferroviarios, puentes peatonales según se establece en las especificaciones y publicaciones que se indican en el artículo 1.4 de este lineamiento.

Los puentes colgantes, atirantados, tipo cercha, tipo arco, móviles y aquellos proyectados específicamente para soportar servicios generales tales como agua, electricidad, fibra óptica y otros no están cubiertos por las especificaciones y publicaciones indicadas en el artículo 1.4. Por lo tanto, es responsabilidad del profesional a cargo del diseño determinar si se pueden aplicar las disposiciones incluidas en dichos documentos y en este lineamiento y debe considerar otros criterios de diseño específicos para este tipo de puentes.

Aquellos puentes vehiculares que cuentan con al menos un tramo con una luz libre mayor que 150 m y que son de gran importancia o que tienen un elevado costo, deben ser objeto de estudios específicos de amenaza sísmica para sus sitios de ubicación y de un análisis riguroso. Para estos puentes se deben definir criterios de diseño adicionales a los establecidos en este documento de acuerdo con su importancia, vida económica útil y consecuencias de posibles daños para la sociedad.

El uso de dispositivos especiales tales como sistemas de aislamiento sísmico o sistemas para el incremento del amortiguamiento estructural, utilizados con el fin de modificar y mejorar la respuesta sísmica de la estructura no están prohibidos; sin embargo, es responsabilidad del profesional a cargo del diseño estructural

establecer y aplicar los criterios y las normativas de diseño pertinentes aplicables para cada caso particular. Adicionalmente, debe en cada caso considerar y prever los requisitos de mantenimiento futuro y la calidad de estos dispositivos que garanticen un buen desempeño a lo largo de su vida útil, de tal manera que no se comprometa el comportamiento previsto en el diseño.

Las disposiciones contenidas en este documento buscan salvaguardar los puentes de los efectos de las vibraciones del terreno producidas por los sismos. No se consideran otros efectos nocivos de los sismos tales como asentamientos excesivos, deslizamientos, licuación de suelos o ruptura del terreno por fallamiento superficial. El profesional responsable del diseño debe verificar que el sitio elegido no presenta este tipo de riesgos o, en su defecto, debe tomar las provisiones para controlar sus posibles daños.

1.3 Objetivos

Los objetivos de este documento son proteger la vida humana y la integridad física de las personas, reducir los daños materiales y las pérdidas económicas ocasionadas por los sismos y minimizar el impacto social y económico de los terremotos.

Para lograr estos objetivos el profesional responsable del diseño debe elegir un sistema estructural capaz de tolerar los desplazamientos laterales y verticales y resistir las sollicitaciones inducidas por los sismos, procurando que exista, donde sea posible, redundancia en el sistema y que en todo momento se mantenga la integridad estructural de todos los elementos y componentes del puente. Asimismo, debe garantizar que las fuerzas, desplazamientos y deformaciones inducidos por las acciones sísmicas sean soportados en forma segura por el adecuado dimensionamiento de los componentes estructurales.

El profesional responsable del diseño debe procurar que toda la estructura y cada una de sus partes sea proyectada, diseñada y construida para que alcance objetivos de desempeño específicos, acordes con su importancia, tanto durante las condiciones de emergencia inmediata al evento como durante el posterior proceso de recuperación social y económica. En consecuencia, se definen los siguientes objetivos de desempeño según la clasificación de su importancia en la tabla 3.1:

- a. En puentes convencionales, y ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 1000 años ($I=1.0$ según tabla 3.1), se protege la vida de quienes circulan o están a punto de circular por el puente en el momento del sismo, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales (rótulos, iluminación, etc.) capaces de causar

- daño. El puente debe mantener su integridad estructural durante y después del sismo y permitir una segura evacuación, pero podría sufrir daños graves en su estructura o en sus componentes no estructurales.
- b. En puentes críticos y ante un sismo máximo creíble con un período de retorno de 2500 años (o alternativamente para un sismo con un período de retorno de 1000 años multiplicado por un factor de importancia $I=1.25$ según tabla 3.1), se protege la vida y se permite una segura evacuación de quienes circulan o están a punto de circular por el puente en el momento del sismo. Adicionalmente, ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 1000 años ($I=1.0$ según tabla 3.1), el puente debe permitir su uso inmediato para vehículos de emergencia y seguridad y permitir todo tipo de tráfico en un período máximo de 7 días después del sismo, aunque podría requerir reparaciones mayores para adecuar su estructura, las cuales se harían sin interrumpir de manera total el tráfico de vehículos o personas,
 - c. En puentes esenciales y ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 1000 años ($I=1.0$ según tabla 3.1), se protege la vida y se permite una segura evacuación de quienes circulan o están a punto de circular por el puente en el momento del sismo. Adicionalmente, y ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 500 años ($I = 0.80$ según tabla 3.1), el puente debe permitir su uso inmediato para vehículos de emergencia y de seguridad y permitir todo tipo de tráfico en un período máximo de 7 días después del sismo, aunque podría requerir reparaciones mayores para adecuar su estructura, las cuales se harían sin interrumpir de manera total el tráfico de vehículos o personas,
 - d. En otros puentes y ante sismos con un período de retorno de aproximadamente 500 años (o alternativamente para un sismo con un período de retorno de 1000 años multiplicado por un factor de importancia $I = 0.80$ según tabla 3.1), se protege la vida de quienes circulan o están a punto de circular por el puente en el momento del sismo, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales (rótulos, iluminación, etc.) capaces de causar daño. El puente debe mantener su integridad estructural durante y después del sismo y permitir una segura evacuación, pero podría sufrir daños graves en su estructura o en sus componentes no estructurales.

Adicionalmente, el diseño sísmico se debe basar en la selección de un sistema sismorresistente que desarrolle uno de los mecanismos plásticos que se describen en el artículo 3.2.

1.4 Especificaciones y publicaciones a utilizar

El diseño y la rehabilitación sismorresistente de puentes en Costa Rica deben satisfacer los requisitos incluidos en las especificaciones, la guía o los manuales que se

indican a continuación, excepto donde sean modificados por disposiciones incluidas en este documento:

Para el diseño de puentes vehiculares nuevos:

- a. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2012.
- b. AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2011.

Para el diseño de puentes ferroviarios:

- c. AREMA Seismic Design for Railway Structures. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2012.

Para el diseño de puentes peatonales:

- d. AASHTO LRFD Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges, 2nd Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2009.

Para el diseño de la rehabilitación de puentes existentes:

- e. Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 - Bridges (Publication N° FHWA-HRT-06-032). Federal Highway Administration (FHWA), 2006.

En lo que corresponda a los aspectos constructivos:

- f. Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 2010.
- g. AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 3rd Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2010. (Esta especificación se aplica en aquellos aspectos que no contradigan el manual de especificaciones CR-2010)

Este documento hace referencia a disposiciones incluidas en códigos y normas nacionales e internacionales. Se entiende que este documento se refiere específicamente a las versiones recién citadas. No obstante, el profesional responsable del diseño estructural debe tener presentes las reformas y cambios a dichos documentos posteriores a esta fecha de emisión en estricto apego a su mejor criterio profesional y a las reglas de ética establecidas por el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica.

El diseño de puentes se debe realizar utilizando el método de fuerzas o el método de desplazamientos establecidos en la especificación AASHTO LRFD y en la guía AASHTO LRFD, respectivamente.

De aquí en adelante se hace referencia a los documentos indicados, respectivamente, según se indica a continuación:

- h. Especificación AASHTO LRFD
- i. Guía AASHTO LRFD
- ij. Especificación AREMA
- k. Especificaciones para puentes peatonales AASHTO LRFD
- l. Manual de rehabilitación sísmica FHWA
- m. CR-2010
- n. Especificaciones de construcción AASHTO LRFD

1.5 Suposiciones generales

En la redacción de este documento se ha tenido por cierto que:

- a. La estructura es diseñada por profesionales responsables, poseedores de criterios y conceptos adecuados de estructuración y diseño sismorresistente, con conocimientos y experiencia acordes con la importancia del puente.
- b. Durante el proceso constructivo existe una inspección eficaz que garantiza un adecuado control de la calidad y el seguimiento de las disposiciones contempladas en el diseño original, así como las adecuadas modificaciones que se requieran.
- c. La construcción es ejecutada por personal debidamente calificado y experimentado.
- d. Los materiales estructurales cumplen con todos los requisitos especificados previamente, tanto en los planos como en las especificaciones técnicas del proyecto.
- e. La estructura recibe un mantenimiento adecuado durante toda su vida útil.
- f. En caso de daños durante un sismo, la estructura es debidamente reparada para restituir y, de ser necesario, incrementar su capacidad resistente a sismos y adecuarla sísmicamente para que satisfaga los objetivos de desempeño.



2

Determinación de la demanda sísmica

2.1 Generalidades

Los procedimientos para el cálculo de la demanda sísmica que se presenta en las especificaciones AASHTO LRFD en su artículo 3.10.2 y en la guía AASHTO LRFD en su artículo 3.4 se sustituyen por el procedimiento que se presenta a continuación.

La demanda sísmica en un sitio se debe caracterizar mediante un espectro de respuesta de aceleraciones. El procedimiento general para la determinación de este espectro de diseño se describe en el artículo 2.4 y en el artículo 2.5 se describen los requisitos generales para la determinación de la demanda sísmica utilizando procedimientos específicos para el sitio. El espectro depende de la amenaza sísmica y de las características geotécnicas donde se encuentra emplazado el sitio.

La zonificación sísmica de la figura 2.1 divide el territorio costarricense en tres zonas de amenaza sísmica ascendente denominadas zonas II, III y IV, caracterizadas por aceleración pico efectiva en roca (sitio de cimentación S_1 , artículo 2.3) de 0.24, 0.36 y 0.48, respectivamente y expresadas como fracción de la gravedad. El parámetro de aceleración pico efectiva, en vez de la aceleración pico, es el parámetro del movimiento del terreno utilizado para designar la sacudida sísmica. Estos valores representan una sacudida sísmica con una probabilidad de excedencia del siete por ciento en 75 años, lo que equivale a un período de retorno de aproximadamente 1000 años.

Los valores anteriormente mencionados de aceleración pico efectiva en roca se modifican tomando en cuenta las características geotécnicas del sitio de cimentación donde se ubica el puente.

Como alternativa para definir la demanda sísmica de un sitio, se pueden utilizar procedimientos de sitio específico, a saber, metodologías para evaluar la

amenaza sísmica, para evaluar la respuesta dinámica del sitio o ambas, conforme se establece en el artículo 2.5.

Las zonas de amenaza sísmica mostradas en la figura 2.1 fueron definidas mediante estudios de amenaza sísmica regionales y de sitio específico y además respetando la división política y administrativa vigente. En la tabla 2.1-1 se presenta la zona sísmica asignada a cada cantón o, cuando es necesario, a cada distrito del país. En el caso de que un puente se ubique en el límite de dos zonas sísmicas se debe considerar la zona de mayor amenaza sísmica.

TABLA 2.1-1. Zonas de amenaza sísmica por provincia, cantón y distrito

Provincia	Cantón	Distrito	Amenaza sísmica	
1. San José	1. San José	Todos	III	
	2. Escazú	Todos	III	
	3. Desamparados	Todos	III	
	4. Puriscal	1. Santiago		III
		2. Mercedes Sur		III
		3. Barbacoas		III
		4. Grifo Alto		III
		5. San Rafael		III
		6. Candelarita		III
		7. Desamparaditos		III
		8. San Antonio		III
		9. Chires		IV
	5. Tarrazú	Todos	III	
	6. Aserri	Todos	III	
	7. Mora	Todos	III	
	8. Goicoechea	Todos	III	
	9. Santa Ana	Todos	III	
	10. Alajuelita	Todos	III	
	11. Vázquez de Coronado	Todos	III	
	12. Acosta	Todos	III	
	13. Tibás	Todos	III	
	14. Moravia	Todos	III	
	15. Montes de Oca	Todos	III	
	16. Turribares	1. San Pablo		III
		2. San Pedro		III
		3. San Juan de Mata		IV
		4. San Luis		III
		5. Carara		IV
	17. Dota	Todos	III	
	18. Curridabat	Todos	III	
19. Pérez Zeledón	1. San Isidro de El General		IV	
	2. General		III	
	3. Daniel Flores		IV	
	4. Rivas		III	
	5. San Pedro		III	
	6. Platanares		IV	
	7. Pejibaye		IV	
	8. Cajón		III	
	9. Barú		IV	
	10. Río Nuevo		III	
	11. Páramo		III	
20. León Cortés Castro	Todos	III		

2. Alajuela	1. Alajuela	Todos	III	
	2. San Ramón	Todos	III	
	3. Grecia	Todos	III	
	4. San Mateo	Todos	III	
	5. Atenas	Todos	III	
	6. Naranjo	Todos	III	
	7. Palmares	Todos	III	
	8. Poás	Todos	III	
	9. Orotina	Todos	III	
	10. San Carlos	1. Quesada		III
		2. Florencia		III
		3. Buenavista		III
		4. Aguas Zarcas		III
		5. Venecia		III
		6. Pital		II
7. Fortuna			III	
8. Tigra			III	
9. Palmera			III	
10. Venado			II	
11. Cutris			II	
12. Monterrey			II	
13. Pocosol			II	
11. Alfaro Ruiz	Todos	III		
12. Valverde Vega	Todos	III		
13. Upala	Todos	II		
14. Los Chiles	Todos	II		
15. Guatuso	Todos	II		
3. Cartago	1. Cartago	Todos	III	
	2. Paraíso	Todos	III	
	3. La Unión	Todos	III	
	4. Jiménez	Todos	III	
	5. Turrialba	Todos	III	
	6. Alvarado	Todos	III	
	7. Oreamuno	Todos	III	
	8. El Guarco	Todos	III	
4. Heredia	1. Heredia	Todos	III	
	2. Barva	Todos	III	
	3. Santo Domingo	Todos	III	
	4. Santa Bárbara	Todos	III	
	5. San Rafael	Todos	III	
	6. San Isidro	Todos	III	
	7. Belén	Todos	III	
	8. Flores	Todos	III	
	9. San Pablo	Todos	III	
	10. Sarapiquí	1. Puerto Viejo		II
		2. La Virgen		III
		3. Horquetas		III
		4. Llanuras del Gaspar		II
5. Cureña			II	

5. Guanacaste	1. Liberia	Todos	III	
	2. Nicoya	Todos	IV	
	3. Santa Cruz	Todos	IV	
	4. Bagaces	Todos	III	
	5. Carrillo	Todos	IV	
	6. Cañas	Todos	III	
	7. Abangares	Todos	III	
	8. Tilarán	Todos	III	
	9. Nandayure	Todos	IV	
	10. La Cruz	1. La Cruz		III
		2. Santa Cecilia		II
3. Garita			II	
4. Santa Elena			III	
11. Hojancha	Todos	IV		
6. Puntarenas	1. Puntarenas	1. Puntarenas	III	
		2. Pítahaya	III	
		3. Chomes	III	
		4. Lepanto	IV	
		5. Paquera	IV	
		6. Manzanillo	III	
		7. Guacimal	III	
		8. Barranca	III	
		9. Monte Verde	III	
		10. Isla del Coco	IV	
		11. Cóbano	IV	
		12. Chacarita	III	
		13. Chira	IV	
		14. Acapulco	III	
		15. El Roble	III	
		16. Arancibia	III	
	2. Esparza	Todos	III	
	3. Buenos Aires	1. Buenos Aires		III
		2. Volcán		III
		3. Potrero Grande		III
		4. Boruca		IV
		5. Pilas		IV
		6. Colinas o Bajo de Maíz		IV
		7. Chánguena		IV
		8. Bioley		III
		9. Brunka		III
	4. Montes de Oro	Todos	III	
5. Osa	Todos	IV		
6. Aguirre	Todos	IV		
7. Golfito	Todos	IV		

6. Puntarenas	8. Coto Brus	1. San Vito	III
		2. Sabalito	III
		3. Aguabuena	IV
		4. Limoncito	III
		5. Pittier	III
	9. Parrita	Todos	IV
	10. Corredores	Todos	IV
	11. Garabito	Todos	IV
7. Limón	1. Limón	Todos	III
	2. Pococí	1. Guápiles	III
		2. Jiménez	III
		3. Rita	II
		4. Roxana	II
		5. Cariari	II
		6. Colorado	II
	3. Siquirres	Todos	III
	4. Talamanca	Todos	III
	5. Matina	Todos	III
	6. Guácimo	1. Guácimo	III
		2. Mercedes	III
		3. Pocora	III
4. Río Jiménez		III	
5. Duacaré		II	

Fuente: División territorial administrativa de la República de Costa Rica. Instituto Geográfico Nacional. MOPT, 2009.

2.2 Influencia del sitio de cimentación

El sitio de cimentación es el lugar de emplazamiento de un puente cuyas características geotécnicas generan modificaciones específicas en la demanda sísmica. Los diferentes tipos de suelo y los espesores de cada estrato pueden modificar la sacudida sísmica, específicamente las amplitudes y contenido de frecuencias, a partir del basamento rocoso. El comportamiento sísmico del puente está fuertemente relacionado con las características de la sacudida sísmica y por tanto, con los diferentes tipos de sitios de cimentación.

En este documento se definen y caracterizan cuatro tipos de sitios geotécnicos (S_1 , S_2 , S_3 y S_4) que se describen en el artículo 2.3. Un quinto tipo se reserva para los casos en que se requiera un estudio de respuesta dinámica (S_5). Los valores de la aceleración pico efectiva de las tres zonas de amenaza sísmica y los factores de respuesta C_a y C_v (tabla 2.4-1), de los cuatro sitios de cimentación que se describen

en el artículo 2.3 se utilizan para construir los espectros elásticos como se describe en el artículo 2.4.

En el caso en que se deba realizar un análisis de respuesta dinámica del sitio, la construcción de espectros se realiza según lo estipulado en el artículo 2.5.

Si las condiciones geotécnicas en los estribos o las pilas intermedias del puente implican diferentes tipos de sitios de cimentación, entonces los factores geotécnicos pueden ser definidos en un estudio de respuesta de sitio específico para los diferentes perfiles geotécnicos, según lo estipulado en el artículo 2.4. En caso de que no se realice un estudio de sitio específico, bajo la guía del profesional responsable del diseño, se puede generar un único espectro “envolvente” tomando los máximos valores espectrales de cada uno de los espectros generados para las diferentes condiciones geotécnicas detectadas en los sitios de estribos, bastiones y pilas.

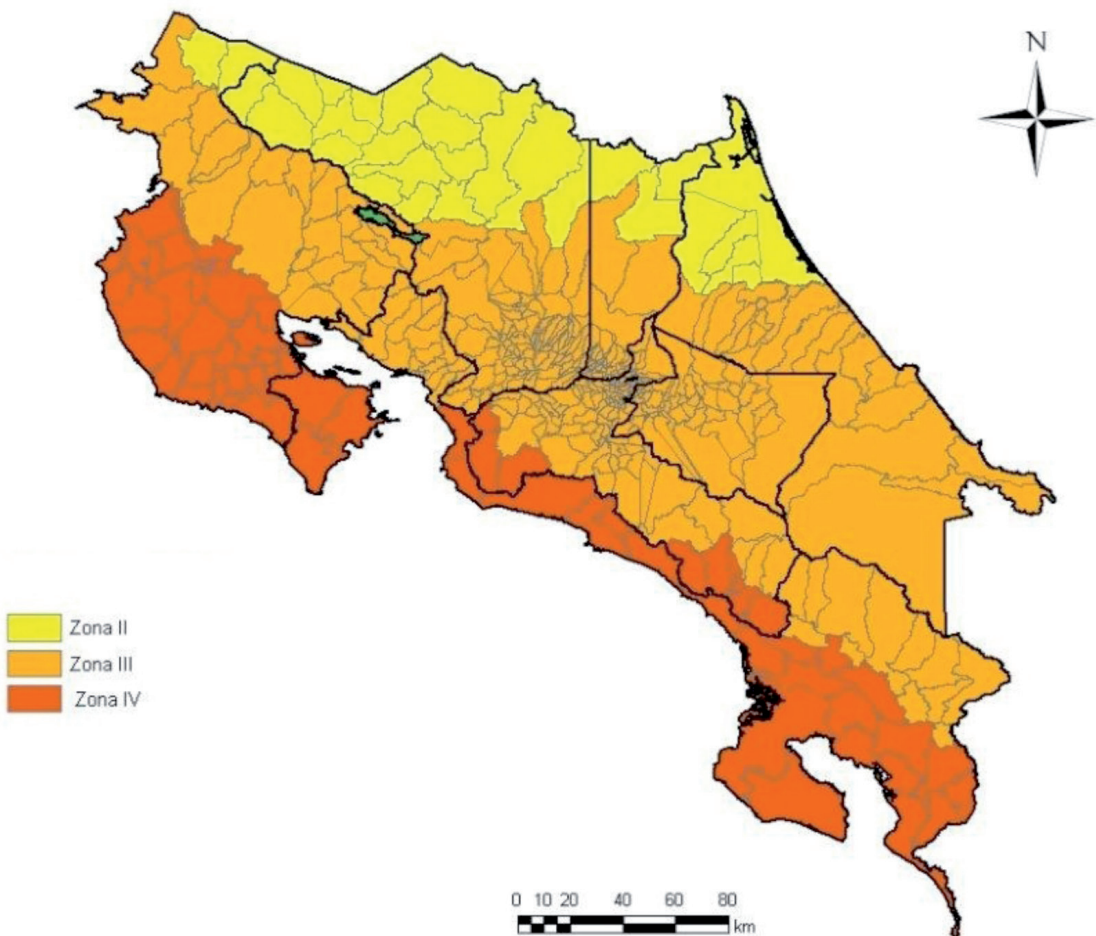


Figura 2.1. Zonas de amenaza sísmica

2.3 Tipos de sitio de cimentación

2.3.1 Generalidades

La clasificación de un sitio de cimentación debe basarse en la rigidez del medio soportante, caracterizada por el valor promedio de la velocidad de onda cortante de los 30 metros superficiales del perfil estratigráfico (\bar{v}_s). El sitio debe clasificarse como uno de los cuatro tipos, S_1 , S_2 , S_3 y S_4 o, en su defecto, como el tipo de sitio S_5 que requiere una evaluación de la respuesta dinámica.

La clasificación de un sitio de cimentación debe estar basada en una investigación geotécnica que determine como mínimo la estratigrafía del perfil de suelo y los parámetros necesarios de los materiales listados en las tablas 2.3-1 y 2.3-2, según sea la importancia del puente y las características del sitio.

El estudio geotécnico debe apegarse a los requisitos para la investigación geotécnica usual para un sitio de cimentación según el Código de Cimentaciones (ACG, 2009) y las referencias del artículo 1.4. Se deben analizar los potenciales problemas tales como licuación de suelos, asentamientos inducidos por sismos, desplazamiento lateral del terreno, inestabilidad de laderas y taludes. En caso de ser necesario, se deben proponer las soluciones respectivas. Este estudio, que incluye ensayos de campo y de laboratorio, debe realizarse para proveer la información pertinente y suficiente para determinar el sitio de cimentación. A fin de proporcionar los datos y la caracterización del sitio requerida para completar todos los aspectos geotécnicos necesarios para el diseño sísmico, la exploración subsuperficial, los ensayos de laboratorio, las pruebas en sitio y las pruebas geofísicas de los materiales subsuperficiales deben efectuarse conforme a las secciones 10.4.2, 10.4.3, 10.4.4 y 10.4.5 de la especificación AASHTO LRFD 2010.

La definición de los parámetros y los procedimientos utilizados en la clasificación de los sitios de cimentación se encuentra en el inciso 2.3.2. Los ensayos de campo o laboratorio utilizados para determinar los parámetros de la clasificación de un sitio deben cumplir las normas ASTM aplicables en cada caso, según se indica en el inciso 2.3.2.

La clasificación del sitio de cimentación para puentes críticos y esenciales debe estar basada primordialmente en mediciones de la velocidad de onda cortante con ensayos de propagación de ondas in situ o de la rigidez al cortante con muestras inalteradas en el laboratorio. La investigación debe incluir como mínimo los primeros 30 m de profundidad del sitio.

La clasificación del sitio de cimentación para puentes convencionales y otros puentes puede basarse en la resistencia de los materiales presentes en el perfil estratigráfico, salvo los sitios tipo S_1 , que requieren mediciones de velocidad de ondas in situ. Los sitios de cimentación clasificados por medio de la resistencia solo pueden ser clasificados como tipo S_2 , S_3 o S_4 . Los criterios de clasificación de sitios geotécnicos de cimentación basados en la resistencia se presentan en la tabla 2.3-2.

La clasificación de un sitio de cimentación como tipo S_1 no es aplicable si existen más de 30 m de suelo entre el nivel de desplante de la placa o losa de cimentación y la profundidad de la roca.

La clasificación de un sitio de cimentación como tipo S_1 debe estar respaldada por mediciones directas de la velocidad de onda cortante en la ubicación del proyecto o en otro punto de afloramiento del mismo tipo de roca dentro de la misma formación geológica, con igual o mayor grado de meteorización y fracturamiento.

Se deben utilizar los procedimientos matemáticos presentados en el inciso 2.3.2 para determinar el valor promedio ponderado de los parámetros de clasificación en los sitios con un perfil estratigráfico que presenta condiciones heterogéneas o variables con la profundidad.

Para un sitio de cimentación que no clasifica como tipo S_1 , se debe además utilizar la resistencia de los materiales presentes en el perfil del suelo para complementar la clasificación del sitio. Esa resistencia puede ser medida en el sitio con el ensayo de penetración estándar (SPT) o un equivalente, y en el laboratorio con muestras inalteradas, mediante el ensayo de compresión triaxial, corte directo o equivalentes.

La clasificación de un sitio de cimentación como S_5 , que requiere estudios de respuesta dinámica, se debe aplicar donde la investigación geotécnica indique que el perfil de suelo contenga estratos de turba o suelo altamente orgánico con espesor mayor que 3.0 m, arcilla de plasticidad muy alta ($IP > 75$) con espesor mayor de 7.5 m o arcilla suave o de mediana rigidez con espesor mayor que 30 m. El estudio debe determinar las características de amplificación de la sacudida sísmica, la forma recomendada para el espectro y otros requisitos de diseño.

Para realizar un diseño estructural preliminar no es necesario suponer un sitio de cimentación tipo S_4 o S_5 , salvo que la información geológica y geotécnica disponible confirme la existencia de este tipo de sitio de cimentación. Para la elaboración del diseño definitivo, la clasificación del sitio debe estar basada en una investigación geotécnica que determine la estratigrafía y los parámetros necesarios del perfil de suelo indicados en las tablas 2.3-1 y 2.3-2, según sea la importancia del puente.

TABLA 2.3-1. Clasificación del sitio geotécnico de cimentación con base en la velocidad de onda cortante

Sitio geotécnico de cimentación	Perfil estratigráfico	Velocidad de onda cortante promedio ponderada en los 30 m superficiales (\bar{v}_s)
S ₁	Roca	760 m/s < (\bar{v}_s)
S ₂	Suelo muy denso y roca suave	360 m/s < (\bar{v}_s) ≤ 760 m/s
S ₃	Suelo rígido	180 m/s < (\bar{v}_s) ≤ 360 m/s
S ₄	Suelo suave	(\bar{v}_s) < 180 m/s
S ₅	Sitios que requieren de una evaluación específica de la respuesta sísmica según la investigación preliminar	
\bar{v}_s = velocidad de onda cortante promedio ponderada para los 30 m superiores del perfil de suelo como está definida en el inciso 2.3.2		

TABLA 2.3-2. Clasificación del sitio geotécnico de cimentación con base en la resistencia del medio

Sitio geotécnico de cimentación	Número de golpes de la prueba SPT, promedio ponderado de los 30 m superficiales (N)	Resistencia al corte no drenada, promedio ponderado de los 30 m superficiales (\bar{s}_u)
S ₂	50 ≤ (N)	100 kPa < (\bar{s}_u)
S ₃	15 ≤ (N) < 50	50 kPa < (\bar{s}_u) ≤ 100 kPa
S ₄	(N) < 15	(\bar{s}_u) ≤ 50 kPa
S ₅	Cualquier perfil con estratos de turba o suelo altamente orgánico con espesor mayor de 3.0 m, arcilla de plasticidad muy alta (IP>75) con espesor mayor de 7.5 m o arcilla suave o de mediana rigidez con espesor mayor de 30 m	

N = número de golpes por cada 300 mm de la prueba de penetración estándar (ASTM D 1586), promediado y ponderado para los 30 m superiores del perfil de suelo, corregido por eficiencia energética, como se establece en el inciso 2.3.2

\bar{s}_u = resistencia al corte no drenada en kPa (ASTM D 2850 o D 2166) promediada y ponderada para los 30 m superiores del perfil de suelo, como se establece en el inciso 2.3.2

IP = índice de plasticidad (ASTM D 4318)

Excepciones: se pueden utilizar otras medidas de la resistencia del suelo para determinar el sitio de cimentación siempre que se utilice una norma ASTM y el resultado certificado demuestre la equivalencia de parámetros con los de esta tabla.

2.3.2 Definición de los parámetros geotécnicos

Las definiciones presentadas a continuación deben ser aplicables a los 30 metros superiores del perfil geotécnico del sitio. Los perfiles con estratos claramente diferentes deben ser subdivididos en n número de estratos, designándose de 1 a n estos estratos diferentes en los 30 m superficiales del sitio de emplazamiento.

- a. La velocidad de onda cortante promedio ponderada, \bar{v}_s , para el perfil geotécnico debe ser calculada como:

$$\bar{v}_s = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad [2.3-1]$$

donde h_i y v_i son respectivamente los espesores (en metros) y velocidades de cada uno de los n estratos que componen los 30 metros superficiales del sitio.

- b. La resistencia a la penetración estándar promedio ponderada, N, para el perfil geotécnico debe ser calculada como:

$$N = \eta \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{N_i}} \quad [2.3-2]$$

donde h_i y N_i son respectivamente los espesores (en metros) y los números de golpes de cada uno de los n estratos que componen los 30 metros superficiales del sitio.

η es un factor de corrección por eficiencia energética del equipo de ensayo utilizado. En ausencia de información sobre las características del equipo, el factor de corrección no puede ser un valor superior a 0.75.

- c. La resistencia no drenada promedio ponderada, \bar{s}_u , para el perfil geotécnico debe ser calculada como:

$$\bar{s}_u = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{s_{ui}}} \quad [2.3-3]$$

donde h_j y s_{uj} son respectivamente los espesores (en metros) y resistencias no drenadas de cada uno de los n estratos que componen los 30 metros superficiales del sitio.

2.4 Determinación del espectro de diseño - procedimiento general

La construcción del espectro elástico para sitios de cimentación S_1 a S_4 mediante el procedimiento general se ilustra en la figura 2.2 y se determina según las expresiones 2.3-4 a 2.3-6:

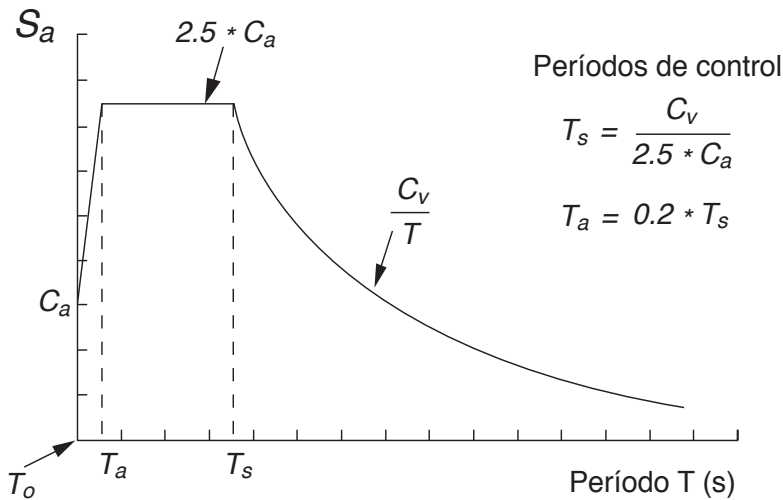


Figura 2.2. Forma espectral elástica

Para $T_o \leq T < T_a$
$$S_a = \frac{(1.5 * C_a) * T}{T_a - T_o} + C_a \quad [2.3-4]$$

Para $T_a \leq T < T_s$
$$S_a = 2.5 * C_a \quad [2.3-5]$$

Para $T_s \leq T$
$$S_a = \frac{C_v}{T} \quad [2.3-6]$$

donde:

S_a = forma espectral de pseudoaceleración expresada como fracción de g.

C_a y C_v = coeficientes sísmicos espectrales, para los períodos corto y largo, respectivamente, especificados en la tabla 2.4-1. Nótese que C_a corresponde a la aceleración pico efectiva expresada como fracción de g.

T = período fundamental de vibración del puente en la dirección considerada (segundos).

T_o = período bajo donde el valor espectral es igual a la aceleración efectiva (= 0.01 segundos).

T_a = período de control en el espectro = $0.2 * T_s$ (en segundos).

T_s = período de control en el espectro = $\frac{C_v}{2.5 * C_a}$ (en segundos).

Los coeficientes sísmicos espectrales C_a y C_v se presentan en la tabla 2.4-1 y fueron derivados a partir de los valores presentados en IBC 2009, la guía AASHTO LRFD y otros, los cuales están basados en lo sugerido por Dobry et al. (2000).

TABLA 2.4-1. Coeficientes sísmicos espectrales C_a y C_v

Coeficientes sísmicos espectrales	C_a			C_v		
	Zona de amenaza sísmica					
	II	III	IV	II	III	IV
S_1	0.240	0.360	0.480	0.240	0.360	0.480
S_2	0.278	0.374	0.480	0.374	0.518	0.634
S_3	0.317	0.410	0.490	0.461	0.605	0.730
S_4	0.360	0.367	0.432	0.730	0.922	1.152

Los espectros construidos mediante este procedimiento corresponden a un amortiguamiento del 5% y no incluyen las modificaciones que puede implicar la presencia de una falla en la cercanía del sitio (ver artículo 2.6).

2.5 Determinación del espectro de diseño - procedimiento específico

Se debe realizar un análisis de amenaza sísmica de sitio específico si se presenta alguna de las siguientes circunstancias:

- a. El puente cuenta con al menos un tramo con una luz libre igual o mayor que 150 m según se indica en el artículo 1.2.
- b. El puente es considerado como crítico o esencial de acuerdo con la clasificación de importancia establecida en el artículo 3.1 de este documento.
- c. Existe información nueva no contemplada en el Atlas tectónico de Costa Rica (Denyer, P., et al., 2003 y 2009) sobre una o más fuentes sísmicas activas a menos de 10 km del sitio, con capacidad de generar sismos de magnitud $M_w = 6$ o mayor.

Se debe realizar un análisis de respuesta dinámica de sitio para la sacudida sísmica si el sitio de cimentación clasifica como S_5 , según se define en el artículo 2.3.

Si el sitio está localizado a menos de 5 km de una falla activa conocida capaz de producir un sismo de magnitud $M_w = 6.5$ o mayor, se deben evaluar los efectos de la sacudida en la cercanía a la falla, según se describe en el artículo 2.6.

Se debe utilizar un procedimiento de sitio específico para desarrollar los espectros de respuesta dinámica para el diseño cuando sea requerido, de acuerdo con lo estipulado en el artículo 2.1. Los procedimientos de sitio específico, como se mencionó en el artículo 2.1, pueden ser metodologías para evaluar la amenaza sísmica, para evaluar la respuesta dinámica del sitio o ambas.

Cuando el espectro de respuesta es desarrollado utilizando un análisis de amenaza sísmica de sitio específico, un análisis de respuesta dinámica del sitio o ambos, el espectro no debe ser inferior a dos tercios del espectro de respuesta determinado utilizando el procedimiento general del artículo 2.4 en la región comprendida entre $0.5T_F$ y $2T_F$ del espectro, donde T_F es el período fundamental del puente. Para otros análisis, tales como la evaluación de la licuación y para el diseño estructural de muros de retención, la aceleración de campo libre ("free-field acceleration") en la superficie del terreno no debe ser menor que dos tercios de la aceleración pico efectiva definida en el procedimiento general.

2.5.1 Análisis de amenaza sísmica de sitio específico

Si se aplica la metodología probabilística para evaluar la amenaza sísmica, el análisis de sitio específico que se lleve a cabo debe generar un espectro de respuesta para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años (corresponde a un período de retorno de aproximadamente 1000 años) en los períodos del rango de interés. Este análisis debe definir lo siguiente:

- a. Las fuentes sísmicas que afectan el sitio, contemplando la sismicidad de Costa Rica y alrededores, el marco tectónico de la región y las estructuras que aparecen en el Atlas tectónico de Costa Rica (Denyer, P., Montero, W. y Alvarado, G.E., 2003 y 2009).
- b. Una magnitud máxima para cada una de las fuentes sísmicas.
- c. Una relación de atenuación que proporcione la media de los movimientos espectrales y defina las respectivas desviaciones estándar para los períodos considerados.
- d. Una relación de recurrencia para la magnitud y el número de sismos para cada fuente sísmica.
- e. Una relación entre la longitud de ruptura de la falla o área de ruptura de la fuente y la magnitud para cada una de las fuentes sísmicas.

Si se aplica la metodología determinística para evaluar la amenaza sísmica, el análisis de sitio específico que se lleve a cabo también debe definir los elementos arriba citados salvo por la relación de recurrencia. El espectro de sitio específico que se generaría en la superficie del terreno debe ser ajustado por los coeficientes de la tabla 2.4-1. El espectro generado no debe ser inferior a dos tercios del espectro de respuesta determinado utilizando el procedimiento general del artículo 2.4, para una probabilidad de excedencia del 7 % en 75 años (corresponde a un período de retorno de 1000 años), en la región comprendida entre $0.5T_F$ y $2T_F$ del espectro, donde T_F es el período fundamental del puente. Lo mismo se aplica para la aceleración pico efectiva definida.

Para el caso de que el uso de un espectro determinístico sea apropiado, el espectro puede ser cualquiera de los siguientes:

- f. La envolvente de espectros medios calculados para sismos característicos máximos de las fuentes (o fallas) activas definidas.
- g. Espectros determinísticos para cada falla y en el caso de no definir ninguno como sollicitación controladora, todos ellos deben ser aplicados durante el diseño.

Las incertidumbres en la definición de las fuentes y la estimación de los parámetros deben ser tomadas en consideración en los análisis probabilísticos y determinísticos. La evaluación de la amenaza sísmica debe ser documentada detalladamente, y en ciertos casos, puede ser necesaria una revisión por un panel de expertos.

2.5.2 Análisis de respuesta dinámica para el sitio

Cuando se sugiere llevar a cabo análisis para determinar los efectos de respuesta dinámica del estrato de suelo en el sitio, según se estipula en los artículos 2.1 y 2.3, la influencia de las condiciones locales del sitio debe ser determinada mediante la información generada durante una investigación geotécnica apropiada y rigurosa para el sitio y procedimientos aceptados para realizar el análisis.

Los métodos para llevar a cabo los análisis de la respuesta dinámica del movimiento del terreno deben incluir el desarrollo de un modelo del perfil del suelo y la aplicación de un algoritmo numérico para modelar el efecto de la propagación de las ondas sísmicas desde el basamento rocoso hasta la superficie del terreno, utilizando sacudidas sísmicas representativas. Se debe utilizar un mínimo de tres historias de aceleración que contemplen las posibles sacudidas generadas por el marco tectónico del sitio.

2.6 Efectos de amplificación espectral por presencia cercana de una falla

Para casos en que los sitios de puente se ubiquen a menos de 5 km de una falla activa y que esta tenga el potencial de generar un sismo de magnitud $M_w = 6.5$ o mayor, se debe considerar los efectos del campo cercano de la falla. Las fallas activas se listan en la tabla 2.6-1 y se ubican en la figura 2.4, basadas en el Atlas tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003 y 2009) así como en las referencias Montero, W. y Alvarado, G.E., 1988 y la falla Parrita en Climent, A., 2007.

Los espectros del artículo 2.4 deben ser modificados por los factores de amplificación que Huang et al., 2008 proponen para tomar en cuenta los efectos de falla cercana. Estos factores son: 1.2 para períodos cortos, 1.5 para períodos intermedios y 2.0 para períodos largos. La construcción de estos espectros se ilustra en las figuras 2.3a y 2.3b y se determinan según las expresiones 2.6-1 a 2.6-4:

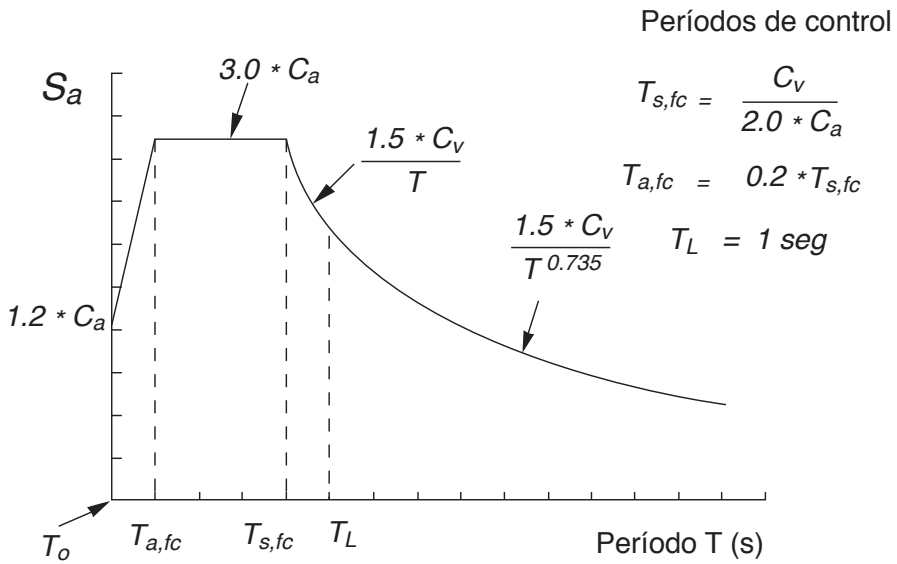


Figura 2.3a. Forma espectral para sitios S₁, S₂ y S₃ con efectos de falla cercana

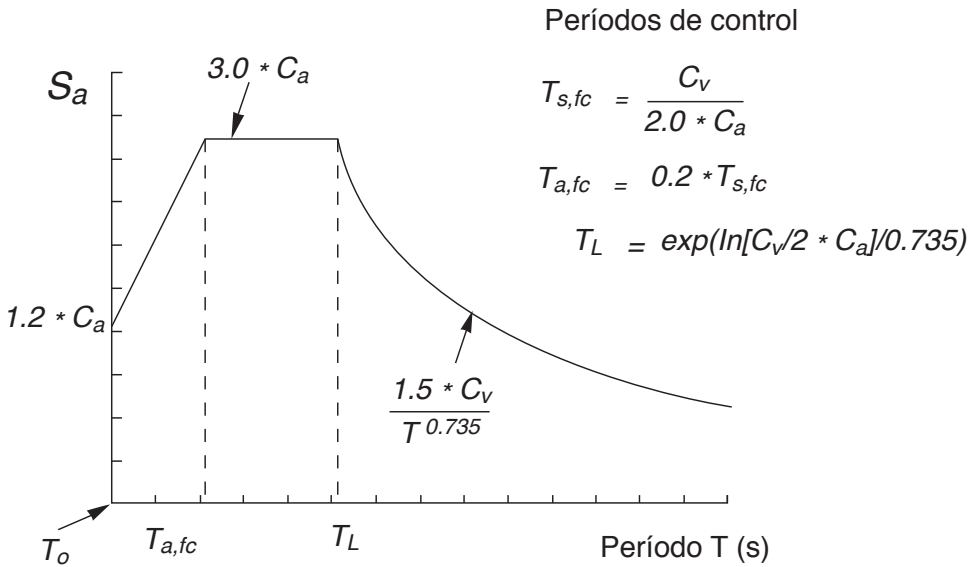


Figura 2.3b. Forma espectral para sitios S₄ con efectos de falla cercana

$$\text{Para } T_o \leq T < T_{a,fc} \quad S_a = \frac{(1.8 * C_a) * T}{T_a - T_o} + 1.2 * C_a \quad [2.6-1]$$

$$\text{Para } T_{a,fc} \leq T < T_{s,fc} \quad S_a = 3.0 * C_a \quad [2.6-2]$$

$$\text{Para } T_{s,fc} \leq T < T_L \quad S_a = 1.5 * \frac{C_v}{T} \quad [2.6-3]$$

$$\text{Para } T_L \leq T \quad S_a = 1.5 * \frac{C_v}{T^{0.735}} \quad [2.6-4]$$

donde:

S_a = forma espectral de pseudoaceleración, expresada como fracción de g.

C_a y C_v = coeficientes sísmicos espectrales, para los períodos corto y largo, respectivamente, especificados en la tabla 2.4-1. Nótese que C_a corresponde a la aceleración pico efectiva expresada como fracción de g.

T = período fundamental de vibración del puente en la dirección considerada (segundos).

T_o = período bajo donde el valor espectral es igual a la aceleración efectiva (= 0.01 segundos).

$T_{a,fc}$ = período de control en el espectro para falla cercana = $0.2 * T_{s,fc}$ (segundos).

$T_{s,fc}$ = período de control en el espectro para falla cercana = $\frac{C_v}{2.0 * C_a}$ (segundos).

T_L = período de control en el espectro (segundos).

= 1,0 segundo, para sitios de cimentación S_1 , S_2 y S_3

= $exp \left\{ \frac{\ln \left[\frac{C_v}{2.0 * C_a} \right]}{0.735} \right\}$ para sitios de cimentación S_4 .

TABLA 2.6-1. Fallas activas del territorio costarricense que tienen un potencial de generar un sismo de magnitud $MW = 6.5$ o mayor las cuales deben tomarse en cuenta para considerar los efectos de “falla cercana” en los espectros de diseño

Código de color	Número	Nombre	Provincia
	1	Aguacaliente Orosi	Cartago
	2	Alajuela	Alajuela
	3	Bagaces (♣)	Guanacaste
	4	Barranca	Puntarenas / San José
	5	Canoas	Puntarenas
	6	Caño Negro	Alajuela / Guanacaste
	7	Chiripa	Guanacaste
	8	Delicias	Puntarenas
	9	Falla Longitudinal	Puntarenas
	10	Golfito	Puntarenas
	11	Navarro	Cartago
	12	Paquita	Puntarenas
	13	Parrita (♣)	Puntarenas
	14	Quepos	Puntarenas
	15	San Vito	Puntarenas
	16	Siquirres - Matina	Limón
	17	Tárcoles	Puntarenas / San José
	18	Zona de Falla Media	Puntarenas

(♣) Estas fallas no se encuentran en el Atlas tectónico. La falla Bagaces se describió en Montero, W. y Alvarado, G.E., 1988 y la falla Parrita en Climent, A., 2007. Refiérase a la figura 2.4 para su ubicación.

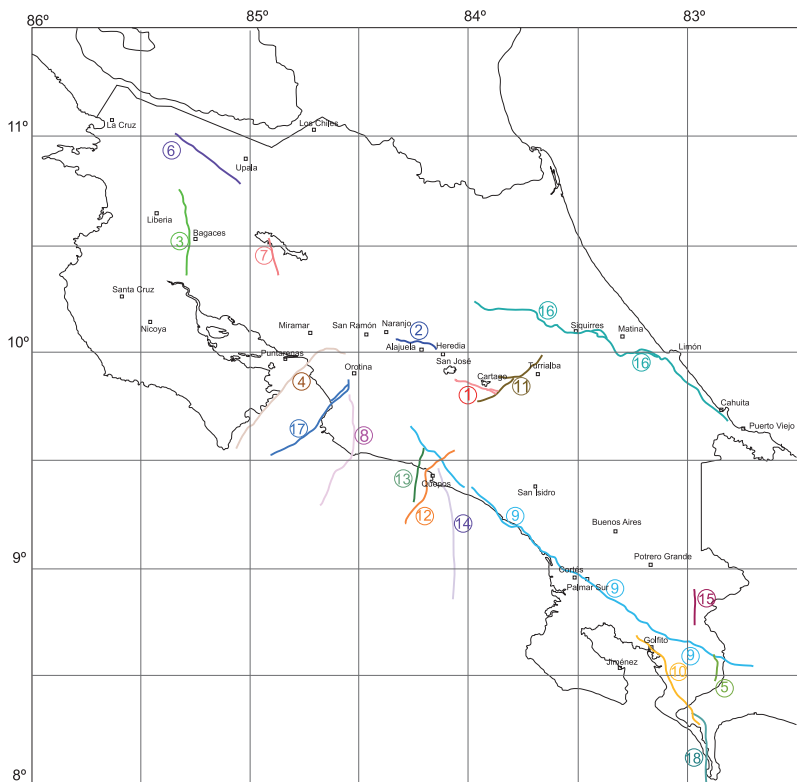


Figura 2.4. Fallas activas que tienen un potencial de generar un sismo de magnitud $M_w = 6.5$ o mayor que deben considerarse para efectos de “falla cercana”, modificado del Atlas tectónico de Costa Rica y Montero, W. y Alvarado, G.E., 1988 y la falla Parrita en Climent, A., 2007, respectivamente para las fallas Bagaces y Parrita.

2.7 Historia de aceleraciones para la evaluación de la respuesta dinámica del sitio o para análisis dinámicos inelásticos de estructuras

Se requieren las historias de aceleraciones o acelerogramas durante la evaluación de la respuesta dinámica del movimiento del terreno o para los análisis dinámicos inelásticos de las estructuras de puentes. Los acelerogramas deben ser congruentes con el marco tectónico y sísmológico del sitio, así como con las condiciones locales del sitio, incluido el espectro de respuesta calculado para el sitio.

Se deben desarrollar acelerogramas compatibles con los espectros de respuesta a partir de registros reales de movimientos fuertes del terreno. Se pueden aplicar técnicas analíticas para ajustar un acelerograma real a un espectro definido, siempre y cuando se demuestre que la historia de aceleraciones obtenida es sísmológicamente realista y

similar al acelerograma real original. Los acelerogramas reales registrados deben ser escalados a un nivel aproximado del espectro de respuesta de diseño en el rango de períodos de interés. Se deben utilizar por lo menos tres acelerogramas compatibles con el espectro de respuesta para representar la sollicitación de diseño (sacudidas con una probabilidad de excedencia de 7% en 75 años correspondiente a un período de retorno de 1000 años), durante los análisis dinámicos de la respuesta dinámica o durante el análisis inelástico no lineal de los puentes.

- a. Durante el análisis para modelar la respuesta dinámica específica del sitio se deben utilizar los componentes individuales del movimiento de varios registros. El espectro “objetivo” que estos movimientos deben emular está definido en la base de la columna de suelo o el basamento rocoso. El espectro objetivo en la base de la columna de suelo debe ser uno obtenido mediante el procedimiento general descrito en el apartado 2.4 o el de sitio específico, descrito en el apartado 2.5. Posteriormente, con los registros obtenidos en la superficie, producto de la respuesta dinámica del depósito de suelos, se elaborarán los espectros de diseño para el análisis del puente.
- b. Para el análisis no lineal en el tiempo de los puentes, el espectro “objetivo” usualmente se localiza en la superficie del terreno o cerca de ella, asegurándose que el espectro en roca ha sido modificado por los efectos locales del sitio. El análisis debe contemplar los tres componentes del movimiento. La aplicación de los tres componentes ortogonales del movimiento de diseño (“x”, “y” y “z”) simultáneamente debe considerarse un requisito cuando se lleva a cabo un análisis no lineal en el tiempo. Las sollicitaciones para el diseño se deben definir como la máxima respuesta calculada para los tres componentes del movimiento en cada una de las direcciones principales.

Si se utilizan un mínimo de siete acelerogramas para cada componente del movimiento, las sollicitaciones para el diseño se deben calcular como la media de la respuesta máxima calculada para cada dirección principal.

Para sitios en el campo cercano de una falla (< 5 km), los componentes horizontales registrados del movimiento seleccionado deben representar una condición de campo cercano y deben ser transformados a componentes principales antes de modificarlos para ser compatibles con el espectro. La componente principal mayor debe ser utilizada para representar el movimiento normal de la falla y la componente menor principal debe ser utilizada para representar el movimiento paralelo a la dirección de la falla.

Página intencionalmente dejada en blanco



Clasificación y métodos de diseño estructural

3.1 Clasificación operacional

La clasificación operacional que se presenta en las especificaciones AASHTO LRFD en su artículo 3.10.5 y en la guía AASHTO LRFD en su artículo 3.1 se modifica en este documento según se muestra a continuación.

Los puentes se clasifican en cuatro categorías según su importancia operacional: puentes críticos, puentes esenciales, puentes convencionales y otros puentes según se muestra en la tabla 3.1.

3.2 Estrategias para el diseño de sistemas sismorresistentes

Los requisitos incluidos en la sección 3.3 de la guía AASHTO LRFD para determinar la estrategia de diseño de un sistema sismorresistente se modifica según se indica a continuación.

Todos los puentes que clasifican como de categoría de diseño sísmico B, C o D, según se describe en el artículo 3.3 de este documento, deben contar con un sistema sismorresistente fácilmente identificable. El diseño del sistema sismorresistente se debe realizar seleccionando una estrategia de diseño sísmico que desarrolle uno de los tres mecanismos plásticos que se presentan a continuación:

Tipo 1 – Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica: incluye la formación convencional de rótulas plásticas en las columnas, muros y bastiones que limitan las fuerzas inerciales mediante la movilización completa de la resistencia pasiva del suelo. También se incluyen las cimentaciones que pueden limitar las fuerzas inerciales mediante la formación de rótulas por debajo

del nivel del terreno, tales como vigas cabezales sobre pilotes y bastiones integrales cimentados sobre pilotes.

Tipo 2 – Subestructura esencialmente elástica con una superestructura dúctil: esta categoría se aplica únicamente a superestructuras de acero y la ductilidad es alcanzada mediante elementos dúctiles ubicados en los marcos contraventeados de las pilas.

Tipo 3 – Superestructura elástica y subestructura con un mecanismo fusible entre ambas: esta categoría incluye estructuras con aislamiento sísmico y estructuras donde se utilizan dispositivos de disipación de energía, tales como amortiguadores, para controlar las fuerzas inerciales transferidas entre la superestructura y la subestructura.

Este documento también obliga a la selección de uno de los tres tipos de mecanismos plásticos.

TABLA 3.1 Clasificación y factor de importancia operacional

Clasificación de importancia	Descripción	Factor de importancia operacional I
Puentes críticos	<p>Puentes que se requiere estén en funcionamiento después de un sismo y son fundamentales para la actividad económica a nivel regional o nacional.</p> <p>Puentes a lo largo de rutas estratégicas (vías de acceso hacia hospitales, puertos, fronteras y aeropuertos).</p> <p>Puentes a lo largo de rutas cantonales en zonas urbanas importantes que conectan con rutas estratégicas.</p> <p>Puentes que son requeridos para mantener los servicios públicos esenciales tales como el suministro de electricidad, agua e hidrocarburos.</p> <p>Puentes con un costo de construcción que excede los US\$10 millones (al 2012).</p> <p>Puentes a lo largo de rutas primarias sin rutas alternas similares.</p>	1.25
Puentes esenciales	<p>Puentes diseñados para soportar volúmenes importantes de tráfico o puentes a lo largo de rutas secundarias sin rutas alternas similares que no cumplen con los requisitos para puentes críticos.</p> <p>Puentes a lo largo de rutas primarias y secundarias con un tránsito promedio diario (TPD) > 5000 vehículos que no clasifican como puentes críticos.</p>	1.00
Puentes convencionales	Puentes a lo largo de rutas primarias, secundarias y terciarias y caminos cantonales que no cumplen con los requisitos para puentes críticos y esenciales.	1.00
Otros puentes	<p>Puentes temporales (vida útil menor o igual a 3 años).</p> <p>Puentes que brindan acceso a propiedades privadas o a lo largo de caminos dentro de dichas propiedades que no cruzan sobre vías nacionales o cantonales y cuya falla no genere perjuicios a otros y que no son críticos para mantener las comunicaciones.</p>	0.80

3.3 Categorías de diseño sísmico y zonas de desempeño sísmico

La especificación AASHTO LRFD en su artículo 3.10.6 y la guía AASHTO LRFD en su artículo 3.5 indican que los puentes deben ser clasificados según las zonas de desempeño sísmico y las categorías de diseño sísmico, respectivamente. Esta clasificación se modifica según se indica a continuación.

Las zonas de desempeño sísmico y las categorías de diseño sísmico (CDS) se emplean para establecer los requisitos de análisis y diseño de puentes. Ambas clasificaciones reflejan la variación del riesgo sísmico a lo largo del país y se utilizan para permitir diferentes requisitos relacionados con los métodos de análisis, longitud de asiento mínimo, detalles del diseño de columnas y procedimientos para el diseño de bastiones.

La zona de desempeño sísmico 1 y la categoría de diseño sísmico A incluidas en la especificación AASHTO LRFD y en la guía AASHTO LRFD respectivamente no son aplicables en nuestro país.

La especificación AASHTO LRFD indica que a cada puente se le debe asignar una de entre tres zonas de desempeño sísmico 2, 3 o 4, dependiendo del valor espectral para un período $T = 1.0$ segundo de la sollicitación dinámica de diseño (S_{D1}). En el caso de Costa Rica y cuando se utilice para diseño la especificación AASHTO LRFD, la determinación de la zona de desempeño sísmico 2, 3 o 4 se debe establecer de la tabla 3.2 donde se indica que la zona de desempeño sísmico es función de la zona de amenaza sísmica y la importancia operacional del puente.

De manera similar, la guía AASHTO LRFD asigna a cada puente una de entre tres categorías de diseño sísmico, B, C o D, dependiendo del valor espectral para un período $T = 1.0$ segundo de la sollicitación dinámica de diseño (S_{D1}). En el caso de Costa Rica y cuando se utilice para el diseño la guía AASHTO LRFD, la categoría de diseño sísmico se debe establecer de la tabla 3.3 donde se indica que la selección de la categoría de diseño sísmico es función de la zona de amenaza sísmica y de la importancia operacional del puente.

TABLA 3.2. Zonas de desempeño sísmico cuando se utilice la especificación AASHTO LRFD

Zona de amenaza sísmica	CLASIFICACIÓN DE IMPORTANCIA OPERACIONAL		Riesgo de que exista corrimiento lateral por licuación
	Convencionales / otros	Crítico / esencial	
II	2	3	4
III	3	3 o 4 ⁽²⁾	4
IV	3 o 4 ⁽¹⁾	4	4

Notas:

1. Los puentes convencionales y otros puentes localizados en la zona de amenaza sísmica IV que satisfacen los requisitos mínimos de regularidad del artículo 4.7.4.3 de la especificación AASHTO LRFD se pueden clasificar como zona de desempeño sísmico 3. Los puentes que no satisfacen los requisitos de regularidad del artículo 4.7.4.3 se deben clasificar como zona de desempeño sísmico 4.

2. Los puentes críticos y esenciales localizados en la zona de amenaza sísmica III que satisfacen los requisitos mínimos de regularidad del artículo 4.7.4.3 de la especificación AASHTO LRFD se pueden clasificar como zona de desempeño sísmico 3. Los puentes que no satisfacen los requisitos de regularidad del artículo 4.7.4.3 se deben clasificar como zona de desempeño sísmico 4.

TABLA 3.3. Categorías de diseño sísmico (CDS) cuando se utilice la guía AASHTO LRFD

Zona de amenaza sísmica	CLASIFICACIÓN DE IMPORTANCIA OPERACIONAL		Riesgo de que exista corrimiento lateral por licuación
	Convencionales / otros	Crítico / esencial	
II	B	C	D
III	C	C o D ⁽²⁾	D
IV	C o D ⁽¹⁾	D	D

Notas:

1. Los puentes convencionales y otros puentes localizados en la zona de amenaza sísmica IV que satisfacen los requisitos mínimos de regularidad del artículo 4.2 de la guía AASHTO LRFD se pueden clasificar como categoría C. Los puentes que no satisfacen los requisitos de regularidad establecidos en el artículo 4.2 se deben clasificar como categoría D.

2. Los puentes críticos y esenciales localizados en la zona III que satisfacen los requisitos mínimos de regularidad del artículo 4.2 de la guía AASHTO LRFD se pueden clasificar como categoría C. Los puentes que no satisfacen los requisitos de regularidad establecidos en el artículo 4.2 se deben clasificar como categoría D.

3.4 Factores de modificación de la respuesta

Las especificaciones AASHTO LRFD 2012 en su artículo 3.10.7 contienen las tablas con factores de modificación de la respuesta para conexiones y subestructuras según la importancia operacional del puente. La tabla de factores de modificación para subestructuras se modifica según se muestra en la tabla 3.4.

TABLA 3.4. Factores de modificación de la respuesta para subestructuras

TIPO DE SUBESTRUCUTRA	Categoría operacional		
	Crítico	Esencial	Convencional y Otros
Pilas de muro - dimensión larga	1.5	1.5	2.0
Pilas de columna-pilote de concreto reforzado			
Columna-Pilote vertical	1.5	2.0	3.0
Columna-Pilote inclinado	1.5	1.5	2.0
Pilas de columna sencilla	1.5	2.0	3.0
Pilas de columna-pilote de acero o compuestas (acero y concreto)			
Columna-Pilote vertical	1.5	3.5	5.0
Columna-Pilote inclinado	1.5	2.0	3.0
Pilas de columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

3.5 Métodos de análisis

El análisis para el diseño estructural de puentes se debe realizar utilizando el método de fuerzas o el método de desplazamientos establecidos en la especificación AASHTO LRFD y en la guía AASHTO LRFD, respectivamente.

3.5.1 Método de fuerzas

La especificación AASHTO LRFD provee todos los requisitos que deben seguirse para realizar el diseño de un puente por el método de fuerzas una vez que se define la zona de desempeño sísmico del puente según la tabla 3.3. En el anexo 1 se presenta el procedimiento de diseño con este método.

3.5.2 Método de desplazamientos

La guía AASHTO LRFD provee los requisitos que deben seguirse para realizar el diseño de un puente según el método de desplazamientos una vez que se define la categoría de diseño sísmico del puente según la tabla 3.2. En el anexo 2 se presenta el procedimiento de diseño con este método.

3.6 Puentes temporales

La definición de puente temporal que se incluye en el artículo 3.10.10 de la especificación AASHTO LRFD y en el artículo 3.6 de la guía AASHTO LRFD se modifica según se indica a continuación:

Un puente temporal se define como una estructura que se construye en un sitio particular como parte de un proyecto de sustitución de un puente existente o la construcción de un puente nuevo a completarse en menos de tres años.

Un puente que no cumpla con la condición antes expuesta debe diseñarse como un puente permanente y debe cumplir con los requisitos para este tipo de estructura.

Todo puente temporal debe contar con una subestructura que provea la longitud de asiento mínima indicada en el artículo 4.7.4.4 de las especificaciones AASHTO LRFD o el artículo 4.12 de la guía AASHTO LRFD.

El cálculo de la fuerza de diseño de un puente temporal se describe en el artículo 3.10.10 de la especificación AASHTO LRFD y en el artículo 3.6 de la guía AASHTO LRFD.

Página intencionalmente dejada en blanco



4

Puentes simples de un solo tramo

4.1 Generalidades

Las especificaciones para el diseño estructural de puentes de un solo tramo que se incluyen en los artículos 3.10.9.1, 4.7.4.2 y 11.6.5 de la especificación AASHTO LRFD y en los artículos 4.1.1, 4.5 y 4.12 de la guía AASHTO LRFD son aplicables únicamente a puentes simples de un solo tramo que cumplen con las características que se enumeran en el artículo 4.2.

En caso de que un puente de un solo tramo no cumpla con las características del artículo 4.2 se debe realizar un análisis detallado que incluya todos los requisitos de diseño exigidos por la especificación AASHTO LRFD.

Para el diseño sísmico de puentes simples de un solo tramo, se permite realizar un análisis simplificado que permite realizar el diseño de conexiones y bastiones de acuerdo con los requisitos incluidos en la especificación AASHTO LRFD o la guía AASHTO LRFD y presentados en el artículo 4.3.2 de este documento.

Es necesario que el puente simple de un solo tramo sea diseñado de manera preliminar para las cargas de servicio, de acuerdo con la selección del tipo de puente, de los materiales y de las condiciones de los apoyos.

El diseño preliminar debe incluir los elementos de la superestructura y los bastiones, por lo que se debe haber realizado una investigación geotécnica previamente que permita identificar el tipo de sitio geotécnico de cimentación, de acuerdo con la tabla 2.3-1 de este documento.

El puente debe ser clasificado según su importancia operacional de acuerdo con la descripción que se presenta en la tabla 3.1 de este documento.

Los puentes deben ser clasificados según las zonas de desempeño sísmico o categorías de diseño sísmico, según se indica en las tablas 3.2 y 3.3 de este documento.

En puentes simples de un solo tramo no se requiere determinar el espectro de diseño para realizar el diseño sísmico, sino únicamente el valor del coeficiente sísmico espectral C_a , definido en el artículo 2.4 de este documento, cuyo valor se asigna en la tabla 2.4-1.

4.2 Características de un puente simple de un solo tramo

Un puente de un solo tramo es clasificado como un puente simple de un solo tramo si cumple con las características que se enumeran a continuación:

- a. La importancia operacional del puente es esencial, convencional u otra.
- b. El puente es regular.
- c. El puente clasifica como zona de desempeño 2 y 3 o categoría de diseño sísmico B y C según la especificación o la guía AASHTO LRFD, respectivamente.
- d. El puente es recto y de ancho constante.
- e. La longitud del puente no debe exceder 40 m.
- f. La superestructura está compuesta por una losa de concreto únicamente o por un tablero sobre vigas de acero o concreto.
- g. El ángulo de sesgo máximo es 20° en los dos extremos, con diferencia menor que 3° entre los valores del sesgo en los extremos.
- h. El tablero debe trabajar como un diafragma rígido en su propio plano. La razón entre el claro y el ancho del tablero debe ser menor o igual a tres.
- i. La superestructura se diseña como un elemento simplemente apoyado sobre bastiones.
- j. Existen diafragmas transversales en los extremos del puente en línea con los apoyos.
- k. La unión entre las vigas y el tablero permite que se desempeñen como sección compuesta.
- l. Los suelos en que se apoya no son susceptibles a licuación.

Quedan excluidos de estas disposiciones los puentes con las siguientes condiciones:

- m. Puentes clasificados en la zona de desempeño sísmico 4 o en la categoría de diseño sísmico D, según la especificación AASHTO LRFD o la guía AASHTO LRFD, respectivamente.
- n. Puentes clasificados como de importancia operacional crítica.
- o. Puentes con tableros de madera, de láminas dentadas de acero o de paneles prefabricados de concreto sin uniones continuas en las dos direcciones que permitan transmitir las fuerzas de cortante y de flexión.
- p. Puentes tipo armadura.
- q. Puentes con bastiones integrados o semi-integrados a la superestructura.

4.3 Cargas y combinaciones de cargas

4.3.1 Cargas permanentes y temporales

Se deben considerar las cargas permanentes y las cargas temporales que se incluyen en los artículos 3.5 al 3.9 y 3.11 al 3.15 de la especificación AASHTO LRFD y que son relevantes al diseño sísmico.

4.3.2 Cargas de sismo

El cálculo de la fuerza elástica horizontal descrito en el artículo 3.10.9.1 de la especificación AASHTO LRFD y en el artículo 4.5 de la guía AASHTO LRFD se realiza utilizando el coeficiente de aceleración, A_s . Para efectos de este documento, este coeficiente corresponde al valor del coeficiente sísmico espectral, C_a , definido en el artículo 2.4.

La fuerza elástica horizontal se define como el producto del coeficiente sísmico espectral, C_a , el peso tributario permanente (correspondiente al bastión o a la conexión, según sea el caso) y el factor de importancia operacional, I .

El peso tributario permanente para el cálculo de la fuerza elástica horizontal de bastiones y conexiones se presenta en la tabla 4.1.

TABLA 4.1. Peso tributario permanente para el cálculo de fuerza elástica horizontal de bastiones y conexiones según el tipo de apoyo y la dirección del puente

BASTIÓN	
Dirección longitudinal	
Bastión con línea de apoyos fijos	100% del peso permanente de la superestructura
Bastión con línea de apoyos expansivos	30% del peso permanente de la superestructura
Dirección transversal	
Bastión con línea de apoyos fijos	50% del peso permanente de la superestructura
Bastión con línea de apoyos expansivos	50% del peso permanente de la superestructura
CONEXIONES	
Dirección longitudinal y transversal	
Conexión de la línea de apoyos fijos	100% del peso permanente de la superestructura
Conexión de la línea de apoyos expansivos	50% del peso permanente de la superestructura

Los bastiones y las conexiones del puente deben ser analizados en su dirección longitudinal y transversal para una fuerza sísmica horizontal según se define a continuación:

- a. Los bastiones con línea de apoyos fijos y expansivos deben ser diseñados para una fuerza sísmica horizontal igual a la fuerza elástica horizontal que corresponda dividida por el factor de modificación de respuesta, R , indicado en la tabla 3.10.7-1 de la especificación AASHTO LRFD.
- b. Las conexiones de la línea de apoyos fijos y expansivos deben ser diseñadas para una fuerza sísmica horizontal igual a la fuerza elástica horizontal que corresponda dividida por el factor de modificación de respuesta, $R=0.8$, indicado en la tabla 3.10.7-2 de la especificación AASHTO LRFD.

La distribución lateral de la carga sísmica se debe calcular de acuerdo con lo que establece el artículo 4.6.2.8 de la especificación AASHTO LRFD.

4.3.3 Factores y combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas a considerar para el análisis sísmico y los correspondientes factores de las cargas deben cumplir con los requisitos incluidos en el artículo A3.4 de la especificación AASHTO LRFD.

4.4 Diseño de los bastiones

Los bastiones deben ser diseñados de acuerdo con lo que establece el artículo 11.6 de la especificación AASHTO LRFD o el artículo 5.2 de la guía AASHTO LRFD.

El análisis del bastión en la respuesta dinámica general del sistema del puente debe reflejar la configuración estructural, el mecanismo de transferencia de carga hacia el sistema del bastión, la capacidad del sistema suelo-muro y el nivel esperado de daño en el bastión.

La presión del terreno sobre las paredes del bastión producto de la carga sísmica en la dirección longitudinal debe considerar los siguientes casos:

- a. Condición de presión activa conforme el muro se aleja del relleno.
- b. Condición de presión pasiva conforme la carga inercial del puente empuja la pared del bastión contra el relleno.

Para bastiones con asiento de apoyo donde la abertura de la junta de expansión es lo suficientemente amplia para tolerar el movimiento cíclico entre el muro del bastión y la superestructura del puente (es decir, cuando la superestructura no empuja contra el muro del bastión), la presión de terreno inducida por el sismo sobre el muro del bastión debe ser considerada como la condición de presión activa dinámica. En este caso, se debe diseñar el bastión para que sea capaz de soportar, mediante el desarrollo de presión pasiva, el 30% de la fuerza de sismo longitudinal. El otro bastión debe poseer un apoyo fijo y debe ser diseñado para que soporte, mediante el desarrollo de presión pasiva, el 100% de la fuerza de sismo longitudinal.

Cuando la abertura en la junta de expansión no es suficiente para tolerar los movimientos cíclicos del muro y la superestructura o cuando se tengan apoyos fijos en ambos bastiones, se debe diseñar cada bastión para soportar, mediante el desarrollo de presión pasiva u otros medios (anclajes, pilotes, etc.), el 100% de las fuerzas de sismo longitudinales.

Las fuerzas que actúan sobre los bastiones para la combinación de sismo deben ser consideradas de acuerdo con lo que establecen el artículo 11.6.5 y el apéndice

A11 de la especificación AASHTO LRFD o con los artículos 5.2 y 6.7 de la guía AASHTO LRFD. El valor de A_s mencionado en la guía AASHTO LRFD se debe sustituir por el valor del coeficiente sísmico espectral C_a definido en el capítulo 2 de este documento.

Para cualquier tipo de puente queda prohibido el uso de bastiones formados con gaviones.

4.5 Diseño de los apoyos

Los apoyos deben cumplir con los requisitos establecidos en la sección 14 de las especificaciones AASHTO LRFD o el artículo 7.9 de la guía AASHTO LRFD. También se deben satisfacer los requisitos establecidos en los artículos 18.1, 18.2, 18.7, 18.9, 18.10 o el artículo 18.12 de las especificaciones de construcción AASHTO LRFD.

El diseño de los pernos de anclaje debe cumplir con los requisitos indicados en el artículo 14.8.3 de la especificación AASHTO LRFD o el artículo 7.9.4 de la guía AASHTO LRFD.

Las losas de concreto, las vigas de concreto (prefabricado o colado en sitio), las vigas de acero (de molino o vigas armadas con placas de acero) y las vigas de madera deben ser ancladas en los apoyos por medio de pernos. Cuando sea posible, se prefiere que los pernos queden anclados en los apoyos cuando estos elementos se cuelan. Alternativamente, se podrá fijarlos dentro de un orificio usando un adherente epóxico o morteros expansivos, conforme a las especificaciones del proyecto. En este último caso, los pernos pueden ser corrugados o roscados para asegurar una adecuada adherencia dentro del orificio.

Los pernos de anclaje de los apoyos deben ser diseñados para que tengan un comportamiento dúctil. Se debe colocar suficiente acero de refuerzo alrededor de los pernos de anclaje para soportar las fuerzas horizontales y para anclarlos en la masa de la subestructura. La formación de grietas potenciales en la superficie del concreto debe ser investigada y se debe colocar el correspondiente refuerzo diseñado con los conceptos de “cortante por fricción”.

4.6 Diseño de las llaves de cortante

En el caso en que se quiera utilizar llaves de cortante se debe seguir la recomendación que se indica en el artículo 4.14 de la guía AASHTO LRFD, donde se establece que se puede calcular la capacidad de la llave de cortante, incluida la sobrerresistencia, V_{ok} , como:

$$V_{ok} = 1.5 V_n$$

donde:

V_{ok} : capacidad de la llave de cortante considerando sobrerresistencia.

V_n : capacidad nominal en cortante en la interface de la llave de cortante calculada utilizando las propiedades esperadas de los materiales y las condiciones de la superficie de la interface como se define en el artículo 5.8.4 de la especificación AASHTO LRFD.

Cuando se coloquen llaves de cortante se deben colocar de manera simétrica.

4.7 Longitud de asiento mínima

La longitud de asiento mínima se puede obtener del artículo 4.7.4.4 de la especificación AASHTO LRFD o del artículo 4.12 de la guía AASHTO LRFD. Para el caso de puentes simples de un solo tramo, estas expresiones se simplifican y por lo tanto el cálculo de la longitud de asiento mínima se obtiene como:

$$N = I (305 + 2.50L) (1 + 0.000125S^2)$$

donde:

N: longitud de asiento mínima (mm).

I: factor de importancia (ver tabla 3.1).

L: longitud de la superestructura (m).

S: ángulo de sesgo del apoyo medido a partir de una línea normal al claro (en grados),

La longitud de asiento mínima, N, para una losa o para las vigas de una superestructura tipo losa, se define como la distancia medida desde la proyección vertical del extremo de la losa o viga hasta el borde libre del apoyo, como se muestra en la figura 4.1.

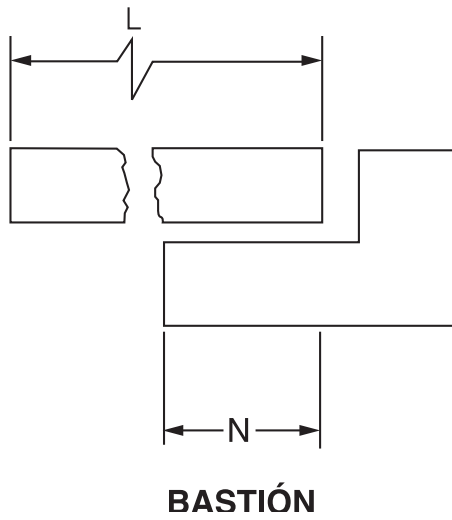


Figura 4.1. Longitud de asiento mínima, N .

Rehabilitación de puentes existentes

5.1 Generalidades

El manual de rehabilitación sísmica FHWA que se indica en el artículo 1.4 de este documento es la publicación que se debe utilizar como referencia para la rehabilitación sísmica de puentes en Costa Rica salvo las modificaciones que aquí se presentan.

La rehabilitación de puentes existentes es aplicable únicamente en aquellos puentes incluidos en el alcance que se indica en el artículo 1.2 de este documento.

Las acciones que se pueden emprender ante un puente sísmicamente vulnerable son: rehabilitar el puente, sustituirlo o cerrarlo.

5.2 Proceso para el diseño de una rehabilitación sísmica

El proceso general para el diseño de una rehabilitación sísmica se describe en el artículo 1.1 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.

Una descripción más detallada de dicho proceso se presenta en los artículos 1.7 y 1.8 del mismo manual para un nivel inferior y un nivel superior de sismo de diseño. Estos procesos se modifican según se explica a continuación.

El proceso para el diseño de una rehabilitación sísmica solo aplica para un nivel de sismo superior que se define en el artículo 5.4 de este documento. No se requiere aplicar el proceso para el nivel de sismo inferior.

La rehabilitación sísmica de un puente para un nivel de sismo superior es un proceso que debe consistir en tres etapas para asegurar que únicamente aquellas

estructuras que lo requieren sean rehabilitadas. Estas etapas son: diagnóstico preliminar, evaluación detallada y selección de la estrategia de rehabilitación y diseño de las medidas de rehabilitación.

- a. Diagnóstico preliminar y priorización. En la etapa de diagnóstico preliminar se busca identificar si un puente es sísmicamente vulnerable mediante el uso de métodos simplificados que clasifican la vulnerabilidad sísmica de un puente. La mayoría de estos métodos de clasificación permiten asignar un índice de vulnerabilidad sísmica que es función de la vulnerabilidad estructural y la vulnerabilidad geotécnica. Esta clasificación junto con otros factores, tales como la importancia del puente, la posible existencia de rutas alternas y la edad y condición física del puente, le asignan una clasificación al puente que permite establecer una priorización en un grupo de puentes que requieren de una evaluación detallada.
- b. Evaluación detallada. Se debe efectuar una evaluación detallada si en el diagnóstico preliminar se determinó que el puente es vulnerable sísmicamente. La evaluación detallada implica dos procesos: un análisis de la demanda para determinar las fuerzas y los desplazamientos impuestos al puente por el sismo y una estimación de la capacidad para resistir la demanda impuesta. La evaluación detallada se debe realizar utilizando uno de los seis métodos recomendados en el manual de rehabilitación sísmica FHWA.
- c. Selección de la estrategia de rehabilitación y el diseño de las medidas de rehabilitación. Una vez que se ha determinado que un puente es sísmicamente deficiente se debe determinar cuáles acciones realizar para corregir las deficiencias encontradas. El proceso de selección de las acciones a realizar requiere explorar las diferentes alternativas de rehabilitación y el costo asociado.

La figura 5.1 de este documento muestra el proceso de rehabilitación sísmica para puentes siguiendo los requisitos incluidos en el manual de rehabilitación sísmica FHWA, en su artículo 1.4. Esta figura es diferente a la figura 1.10 del manual de rehabilitación sísmica FHWA ya que se eliminó la categoría de rehabilitación sísmica CRS A la cual no es aplicable en Costa Rica.

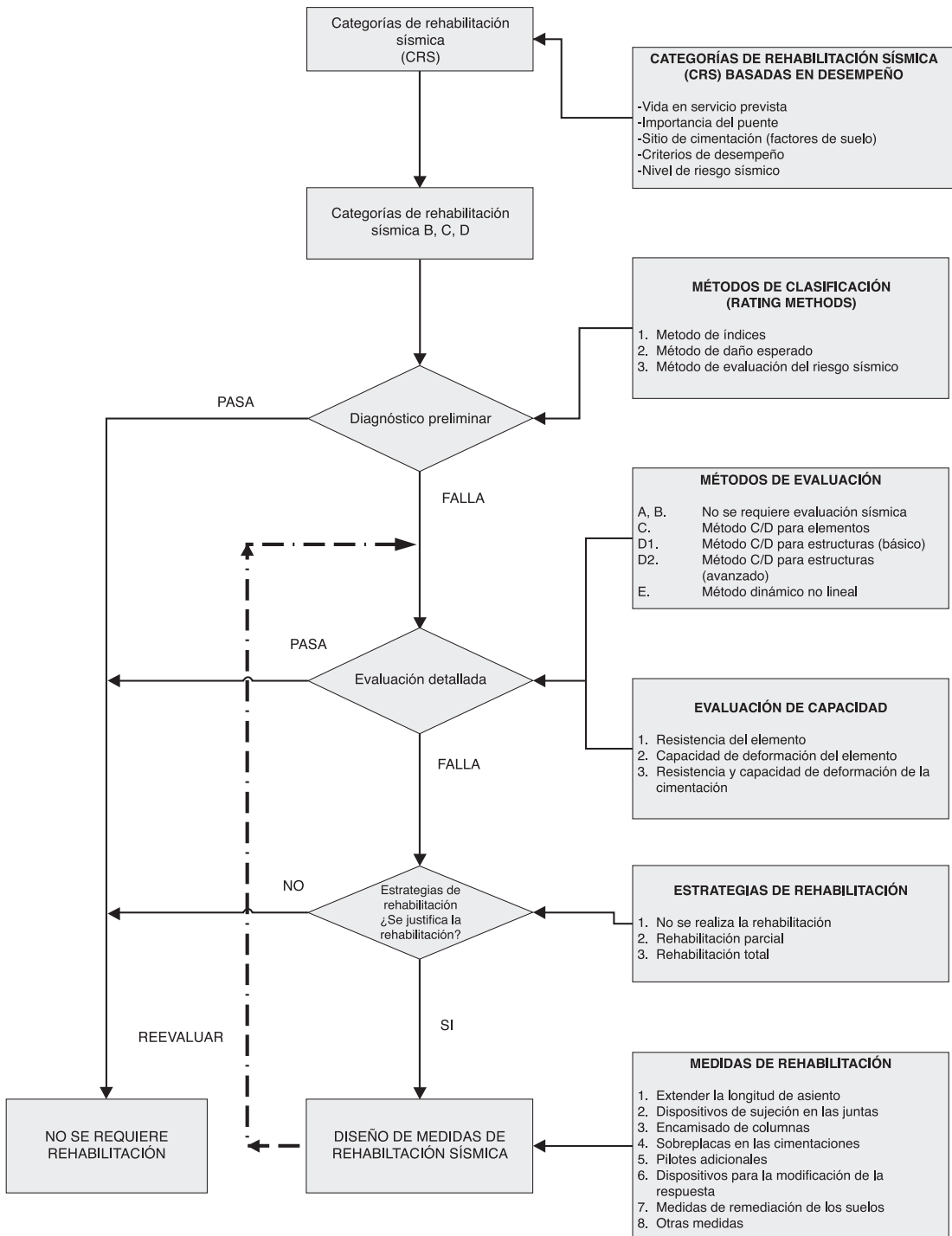


Figura 5.1. Proceso de rehabilitación sísmica de puentes

5.3 Niveles de desempeño para rehabilitación sísmica

El manual de rehabilitación sísmica FHWA, en su artículo 1.4.1, establece los niveles de desempeño en función de la importancia operacional del puente (artículo 5.5) y la vida útil de servicio remanente (artículo 5.6). Estos niveles de desempeño se modifican según se muestra a continuación.

- a. Nivel de desempeño 0 (PL0): requisitos mínimos. Se exige el cumplimiento de requisitos mínimos para prevenir el colapso ocasionado por la pérdida de soporte de los elementos de la superestructura.
- b. Nivel de desempeño 1 (PL1): seguridad de la vida. El daño sufrido es significativo y el servicio es interrumpido de manera significativa, pero la seguridad de la vida está asegurada. Es posible que el puente tenga que ser reemplazado después de un sismo fuerte. Se considera como daño significativo cuando existe desalineamiento permanente y agrietamiento, cedencia del acero de refuerzo y desprendimiento del concreto, los cuales pueden requerir el cierre del puente para realizar las reparaciones. Puede requerirse la sustitución parcial o total de columnas. Las vigas pueden haber perdido su apoyo, pero ningún tramo debe colapsar. Las cimentaciones no sufren daños, excepto en el caso que se produzca corrimiento lateral importante producido por la licuación del suelo, en cuyo caso la deformación inelástica en los pilotes es evidente. En el caso de elementos de acero se considera daño significativo la cedencia y pandeo local de columnas de acero, pandeo local y global de elementos de arriostramiento de acero.
- c. Nivel de desempeño 2 (PL2): operacional. El daño sufrido es mínimo y el acceso a vehículos de emergencia debe estar disponible después de la inspección y la limpieza de escombros. El puente debe ser reparable con o sin restricciones al flujo vehicular. Se considera como daño mínimo: cuando la incursión de los componentes en el rango inelástico es limitada y existen grietas finas por flexión en los elementos de concreto. No se observan deformaciones permanentes y las reparaciones no requieren realizarse durante las condiciones de emergencia, a excepción de las juntas de expansión de la superestructura, las cuales pueden requerir ser removidas y reemplazadas temporalmente.
- d. Nivel de desempeño 3 (PL3): completamente operacional. El daño sufrido es insignificante y el acceso al puente está disponible para todos los vehículos después de la inspección y limpieza de escombros. El daño debe ser reparable sin la interrupción del tráfico. Se considera como daño insignificante cuando existe evidencia de movimientos o daños menores en elementos no

estructurales, pero no hay evidencia de respuesta inelástica en los elementos estructurales o deformación permanente de cualquier tipo.

El cliente puede especificar un nivel de desempeño mayor que los indicados. Por ejemplo, en el caso de puentes extremadamente importantes se puede especificar un nivel de desempeño donde no se acepte daño alguno y el servicio vehicular se mantenga disponible en todo momento y no se requiera realizar reparaciones al puente.

5.4 Niveles de sismo

El manual de rehabilitación FHWA, en sus artículos 1.4.2 y 1.4.6, recomienda evaluar el desempeño sísmico de puentes existentes mediante el uso de dos niveles de sismo: un nivel de sismo inferior y un nivel de sismo superior. Este enfoque se modifica según se indica a continuación.

No se requiere evaluar el desempeño sísmico para un nivel de sismo inferior.

El desempeño se debe evaluar para un nivel de sismo superior. El nivel de sismo superior para el diagnóstico preliminar, la evaluación detallada y la rehabilitación de un puente existente es función de la vida útil remanente del puente, según se indica a continuación.

- a. Se debe utilizar el 100% del sismo de diseño para puentes existentes clasificados como categoría de vida de servicio ASL3.
- b. Se permite reducir hasta un 90% el sismo de diseño para puentes existentes clasificados como categoría de vida de servicio ASL2.
- c. Se permite reducir hasta un 80% el sismo de diseño para puentes existentes clasificados como categoría de vida de servicio ASL1.

El sismo de diseño se define como una sacudida sísmica que tiene una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años, lo que equivale a un período de retorno de aproximadamente 1000 años. Esta sacudida sísmica se puede caracterizar por medio de un espectro de respuesta de aceleraciones según se describe en el capítulo 2 de este documento.

5.5 Clasificación por importancia operacional

La clasificación por importancia operacional de un puente existente, que se describe en el artículo 1.4.3 del manual de rehabilitación sísmica FHWA, se modifica según se indica a continuación.

Para determinar la clasificación operacional de un puente existente se debe utilizar la clasificación por importancia operacional para el diseño de puentes nuevos incluida en el artículo 3.1 de este documento.

5.6 Vida de servicio remanente

Las categorías de vida de servicio, que se presentan a continuación, son las mismas categorías que se incluyen en el artículo 1.4.4 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.

Se debe asignar a un puente una de las categorías de vida de servicio establecidas en la tabla 5.1, las cuales son función de la vida de servicio remanente del puente.

En la estimación de la vida remanente de un puente se debe tomar en cuenta los siguientes factores: la edad, la condición estructural, la especificación utilizada para el diseño y la capacidad para soportar tráfico actual y futuro. También se debe tener en cuenta el efecto que tienen en la capacidad del sistema sismorresistente los deterioros existentes en los elementos producidos por otras acciones, tales como las cargas permanentes y las cargas temporales.

No se justifica la rehabilitación de un puente con una vida de servicio remanente corta porque la probabilidad de que el sismo de diseño ocurra durante la vida remanente es muy baja y porque no es económicamente justificable.

En este documento se consideran como puentes con una vida útil de servicio muy corta aquellos puentes que clasifican en la categoría ASL1 según la tabla 5.1, si existe evidencia de que están incluidos en un plan de sustitución.

Los puentes con pocos años de estar en servicio, o aquellos a los que se quiere extender su vida útil, deben ser rehabilitados para una vida de servicio mayor que la vida útil remanente.

TABLA 5.1. Categorías de vida de servicio

CATEGORÍAS DE VIDA DE SERVICIO	VIDA DE SERVICIO REMANENTE
ASL 1	0 - 15 años
ASL 2	15 - 50 años
ASL 3	> 50 años

5.7 Selección del nivel de desempeño

La determinación del nivel de nivel de desempeño, descrito en el artículo 1.4.5 del manual de rehabilitación sísmica, se modifica según se indica a continuación.

El nivel de desempeño definido en el artículo 5.3 de este documento es función de la clasificación de importancia operacional del puente según el artículo 5.5 y de la categoría de vida de servicio definida en el artículo 5.6, según se muestra en la tabla 5.2.

TABLA 5.2. Niveles de desempeño para rehabilitación de puentes

SISMO CONSIDERADO	IMPORTANCIA DEL PUENTE y CATEGORÍA DE VIDA DE SERVICIO					
	Convencionales / otros			Esenciales / críticos		
	ASL 1	ASL 2	ASL 3	ASL 1	ASL 2	ASL 3
Sismo de diseño modificado según se indica en el artículo 5.4	PL0	PL1	PL2	PL1	PL2	Puente esencial (PL2) Puente crítico (PL3)

5.8 Puentes exentos

El criterio que se presenta en el artículo 1.4.7 del manual de rehabilitación FHWA, para determinar si un puente está exento de una rehabilitación sísmica, se modifica según se indica a continuación.

Un puente está exento de una rehabilitación sísmica si cumple con alguno de los siguientes criterios:

- El puente es temporal, según se define en el artículo 3.5 de este documento.
- El puente está cerrado al tráfico vehicular y al paso de peatones, no cruza una carretera en uso, una línea férrea o una vía navegable y su posible colapso durante un sismo no pone en peligro la vida de personas.

Los puentes modulares tipo Bailey u otros pueden considerarse como temporales únicamente si cumplen los requisitos anteriores. En caso contrario, deben rehabilitarse para satisfacer los requisitos para puentes permanentes.

5.9 Determinación del nivel de riesgo sísmico

El procedimiento para determinar el nivel de riesgo sísmico, que se recomienda en el artículo 1.5 del manual de rehabilitación sísmica FHWA, se modifica según se indica a continuación.

A cada puente se le debe asignar un nivel de riesgo sísmico asociado con las zonas de amenaza sísmica de Costa Rica según se indica en la tabla 5.3.

TABLA 5.3. Nivel de riesgo sísmico

NIVEL DE RIESGO	ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA
II	Zona II
III	Zona III
IV	Zona IV

5.10 Categorías de rehabilitación sísmica (CRS)

El procedimiento para determinar la categoría de rehabilitación sísmica, que se presenta en el artículo 1.6 del manual de rehabilitación sísmica FHWA, se modifica según se indica a continuación.

Todo puente por rehabilitar se le debe asignar una categoría de rehabilitación sísmica (CRS) para establecer los requisitos mínimos requeridos para realizar un diagnóstico preliminar, para seleccionar el método de evaluación detallada y para establecer las medidas de rehabilitación.

La categoría de rehabilitación sísmica A no se aplica en Costa Rica.

Se debe asignar una categoría de rehabilitación sísmica a un puente existente entre tres posibles alternativas: B, C y D.

La determinación de la categoría de rehabilitación sísmica de un puente existente es función del nivel de desempeño sísmico (ver sección 5.7) requerido, el cual es función de la vida de servicio remanente, de la clasificación de importancia operacional y del nivel de riesgo sísmico del sitio según se muestra en la tabla 5.4. Los niveles mínimos de desempeño recomendados en este documento son PL0, PL1, PL2 y PL3.

TABLA 5.4. Categorías de rehabilitación sísmica en función del nivel de desempeño

NIVEL DE RIESGO	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	PL0 Desempeño mínimo	PL1 Seguridad de vida	PL2 Operacional	PL3 Completamente operacional
II	CRS B	CRS C	CRS C	CRS C
III	CRS B	CRS C	CRS C	CRS D
IV	CRS B	CRS C	CRS D	CRS D

Para determinar la categoría de rehabilitación sísmica se debe seguir el procedimiento descrito a continuación y mostrado en la figura 5.1:

Paso 1. Se debe determinar lo siguiente:

- a. La importancia operacional del puente (artículo 5.5).
- b. La vida útil de servicio remanente del puente y asignar una categoría de servicio (tabla 5.1).
- c. El sitio de cimentación, basado en el tipo de suelo y el perfil (artículo 2.3).

Paso 2. Determinar el nivel de desempeño para el puente (de PL0 a PL3) basado en la vida de servicio remanente y la importancia operacional del puente (tabla 5.2).

Paso 3. Determinar el nivel de riesgo (tabla 5.3).

Paso 4. Determinar la categoría de rehabilitación sísmica requerida según la tabla 5.4.

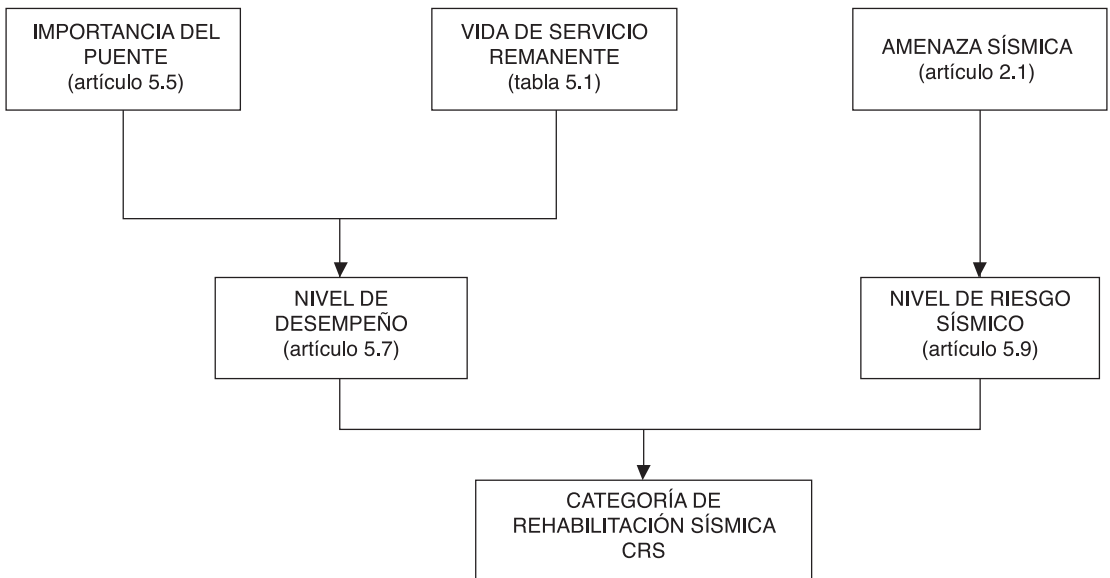


Figura 5.1. Esquema de la determinación de la categoría de rehabilitación sísmica

5.11 Proceso de rehabilitación para un sismo de nivel inferior y un sismo de nivel superior

El proceso de rehabilitación para un sismo de nivel inferior y un sismo de nivel superior, que se describe en artículo 1.7 y 1.8 del manual de rehabilitación sísmica FHWA, respectivamente, se modifica según se indica en el artículo 5.2 de este documento.

5.12 Requisitos mínimos

Los requisitos mínimos para un nivel de sismo superior con el fin de realizar el diagnóstico, la evaluación detallada y el diseño de la rehabilitación, que se indican en el artículo 1.9 del manual de rehabilitación sísmica FHWA, se modifican según se presenta a continuación.

Los requisitos mínimos para diagnóstico, evaluación detallada y diseño de la rehabilitación se definen según la categoría de rehabilitación sísmica asignada al puente. Estos requisitos mínimos se muestran en la tabla 5.5.

TABLA 5.5. Componentes que deben ser diagnosticados

DIAGNÓSTICO PRELIMINAR	CATEGORÍAS DE REHABILITACIÓN SÍSMICA	
	B	C y D
Componentes que deben ser diagnosticados	1. Longitud de asiento	1. Longitud de asiento
	2. Conexiones	2. Conexiones
	3. Licuación	3. Columnas y muros
		4. Cimentaciones y licuación
		5. Bastiones

5.13 Diagnóstico preliminar y priorización

El diagnóstico preliminar y la priorización de puentes, descrito en el artículo 1.10 del manual de rehabilitación sísmica FHWA, se presenta a continuación.

El diagnóstico preliminar de un puente es rápido, fácil de aplicar y conservador. Si el diagnóstico se realiza a un grupo de puentes, los métodos empleados permitirían priorizar el orden de evaluación detallada y diseño de la rehabilitación de los puentes en estudio.

Existen tres métodos para diagnóstico preliminar y priorización de puentes. Estos métodos son:

- a. método de índices,
- b. método de daño esperado y
- c. método de evaluación del riesgo sísmico.

Cuando se utilice el método de índices se puede utilizar el coeficiente sísmico para los períodos largos de vibración C_v presentado en la tabla 2.4-1 en lugar del coeficiente de aceleración espectral para el período de 1.0 segundo S_{D1} .

Los puentes que a partir de un diagnóstico preliminar sean identificados como sísmicamente vulnerables deben ser evaluados detalladamente según las disposiciones del artículo 5.14.

Los componentes que deben ser evaluados en el diagnóstico preliminar dependen de la categoría de rehabilitación sísmica asignada al puente conforme al artículo 5.10 y se incluyen en la tabla 5.5.

5.14 Evaluación detallada

5.14.1 Generalidades

Todo puente identificado como deficiente, durante un diagnóstico preliminar, debe ser sujeto a una evaluación detallada usando uno o varios de los métodos descritos en el artículo 5.14.5 de este documento.

Debido a que los métodos utilizados para el diagnóstico preliminar son necesariamente conservadores, es posible que un puente identificado como deficiente durante el diagnóstico preliminar sea encontrado satisfactorio en una evaluación más detallada.

En el caso que la Administración identifique y clasifique a un puente como sísmicamente deficiente, debe establecer el nivel de desempeño requerido entre los niveles presentados en el artículo 5.3 de este documento y proveer la categoría de vida de servicio requerida para efectos de realizar la evaluación detallada y el diseño de la rehabilitación sísmica.

La evaluación sísmica de un puente es un proceso de dos partes. En primer lugar se debe realizar un análisis de la demanda para determinar las fuerzas y desplazamientos impuestos en el puente por el sismo. Posteriormente se debe realizar una evaluación de la capacidad para soportar esta demanda.

La mayoría de los métodos de evaluación, descritos en el artículo 5.14.5 de este documento, expresan sus resultados como razones capacidad/demanda calculadas para cada uno de los elementos del puente o para el puente en general.

5.14.2 Nivel de sismo para una evaluación detallada y el diseño de la rehabilitación

Los niveles de sismo para realizar una evaluación detallada de un puente sísmicamente vulnerable y el diseño de la rehabilitación sísmica son los mismos que se presentan en el artículo 5.4.

A diferencia de un diagnóstico preliminar, los niveles de sismo para una evaluación detallada y para el diseño de una rehabilitación son función de la vida útil de servicio remanente requerida según se describe en el artículo 5.14.3.

5.14.3 Vida de servicio remanente requerida

Los puentes suelen ser rehabilitados al final de su vida útil para corregir, además de su vulnerabilidad sísmica, deficiencias estructurales y no estructurales que se han acumulado a lo largo del tiempo (por ejemplo, deterioro de la losa, daño en apoyos y juntas de expansión), para mejorar la seguridad y para considerar un incremento en el tráfico vehicular.

Por consiguiente, la vida útil remanente de un puente con 15 años o menos, calculada para el diagnóstico preliminar puede incrementarse después de una rehabilitación, por ejemplo, a 35 años y por lo tanto su categoría de vida de servicio pasaría de ASL1 a ASL2.

Con base en lo anterior, la vida de servicio remanente de un puente al cual se le va a realizar una evaluación detallada o el diseño de una rehabilitación sísmica debe considerar la vida útil remanente que se requiere alcanzar luego de realizadas las mejoras estructurales y no estructurales.

5.14.4 Nivel de desempeño

El nivel de desempeño a considerar para una evaluación detallada y para el diseño de la rehabilitación sísmica se debe determinar a partir de la tabla 5.2, considerando la vida de servicio remanente requerida que se define en el artículo 5.14.3. Alternativamente, el nivel de desempeño puede ser establecido por la Administración pero no puede ser menor que el determinado según la tabla 5.2.

5.14.5 Métodos de evaluación

Se debe utilizar uno o varios de los métodos de evaluación detallada presentados en la tabla 5.6. La selección del método de evaluación a utilizar depende de la categoría de rehabilitación sísmica asignada al puente y si este es regular o irregular. Se requiere un análisis más detallado conforme mayor sea la amenaza sísmica. Además, cuanto mayor sea la complejidad del puente se requieren modelos más detallados para representar la demanda y la capacidad del puente.

El capítulo 5 del manual de rehabilitación sísmica FHWA presenta una descripción detallada de cada uno de los métodos de evaluación.

TABLA 5.6. Métodos de evaluación detallada recomendados según la categoría de rehabilitación sísmica asignada al puente

Evaluación detallada	Categoría de rehabilitación sísmica		
	CRS B	CRS C	CRS D
Métodos de evaluación	A1/A2	B/C/D1/D2	C/D1/D2/E

Donde:

Método A1/A2 = revisión de las fuerzas en las conexiones y de la longitud de asiento.

Método B = revisión de la capacidad de los componentes.

Método C = razones capacidad/demanda de los elementos.

Método D1 = método del espectro de capacidad.

Método D2 = razones capacidad/demanda de la estructura, también llamado método de empuje lateral progresivo (pushover).

Método E = Método no lineal dinámico utilizando análisis inelástico de respuesta en el tiempo.

En la tabla 5.7 se resumen los métodos de evaluación recomendados. En la tabla se presentan los métodos de análisis recomendados según la siguiente nomenclatura:

ULM = Método de análisis de carga uniforme (artículo 4.7.4.3.2 (c) de la especificación AASHTO LRFD)

MM = Método de análisis espectral multimodal (artículo 4.7.4.3.3 de la especificación AASHTO LRFD)

TH = Método de análisis no lineal en el tiempo (artículo 4.7.4.3.4 de la especificación AASHTO LRFD)

TABLA 5.7. Métodos de evaluación detallada para puentes existentes

Método		Evaluación de capacidad	Análisis de la demanda	Aplicabilidad		Comentarios
				CRS	Tipo de puente	
A1 / A2	Conexiones y revisión de longitudes de asiento	Utiliza la capacidad existente (debida a otros casos de cargas no sísmicas) para las conexiones y longitudes de asiento.	No se requiere	A-D	Todos los puentes de un solo tramo, excepto puentes tipo cercha de un solo tramo.	Método manual, es útil emplear hoja de cálculo. Sección 5.2 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.
				B	Puentes en zonas de amenaza sísmica baja.	
B	Revisión de capacidad de componentes	Utiliza la capacidad existente (debida a otros casos de cargas no sísmicas) para las conexiones, longitudes de asiento, detallado de las columnas, cimentaciones y susceptibilidad a la licuación.	No se requiere	C	Puentes regulares que satisfacen las condiciones indicadas en la sección 5.3 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.	Método manual, es útil emplear hoja de cálculo. Sección 5.3 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.
C	Método capacidad / demanda de los componentes	Utiliza las capacidades de los componentes para las conexiones, longitudes de asiento, detallado de las columnas, cimentaciones y susceptibilidad a la licuación.	Métodos elásticos: •ULM •MM •TH	C & D	Puentes regulares e irregulares que presentan una respuesta prácticamente elástica, tales como los puentes en zonas de amenaza sísmica baja y puentes que deben satisfacer criterios de desempeño exigentes. Puentes tipo cercha de un solo tramo.	Se calcula las razones C/D para los componentes individuales. Se requiere el uso de software para el análisis de la demanda. Sección 5.4 del manual de rehabilitación sísmica FHWA
D1	Método del espectro de capacidad	Utiliza una representación bilineal de la capacidad lateral de la estructura	Métodos elásticos •ULM	C & D	Puentes regulares que pueden modelarse como sistemas de un grado de libertad y tienen superestructuras rígidas en el plano.	Se calcula las razones C/D de todos los puentes para estados límite específicos. Es útil emplear hojas de cálculo. Sección 5.5 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.
D2	Método capacidad / demanda de la estructura	Utiliza la curva del análisis de empuje lateral progresivo (pushover) obtenida del análisis detallado de la superestructura, las pilas individuales y cimentaciones para los estados límite.	Métodos elásticos: •ULM •MM •TH	C & D	Puentes regulares y puentes irregulares. Puentes tipo cercha de un solo tramo.	Calcula las razones C/D para la superestructura, pilas individuales y cimentaciones. También es llamado "Procedimiento estático no lineal" o "Método de evaluación de la capacidad de desplazamiento". Se requiere el uso de software para el análisis de la demanda y el análisis de la capacidad. Sección 5.2 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.
E	Método dinámico no lineal	Utiliza las capacidades de los componentes para las conexiones, longitudes de asiento, columnas y cimentaciones.	Métodos inelásticos •TH	D	Puentes irregulares complejos o cuando se utilizan registros específicos del sitio.	Método más riguroso. Se requiere que sea realizado por profesional con experiencia. El uso de software es esencial. Sección 5.7 del manual de rehabilitación sísmica FHWA

Página intencionalmente dejada en blanco



Referencias

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2012. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 6th Edition. Washington DC: AASHTO

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2011. *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. 2nd Edition. Washington DC: AASHTO

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2010. *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. 3rd Edition. Washington DC: AASHTO

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2009. *AASHTO LRFD Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges*. 2nd Edition. Washington DC: AASHTO

American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA), 2012. *AREMA Manual for Railway Engineering, Chapter 9, Seismic Design for Railway Structures*. Maryland: AREMA

Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009. *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Segunda edición. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Climent, A., 2007. *Estudio de amenazas naturales y antrópicas en la cuenca del río Pirrís*. Informe del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), Uen Proyectos y Servicios Asociados.

Denyer, P., Montero, W. y Alvarado, G.E., 2003 y 2009. *Atlas tectónico de Costa Rica*. San José: Editorial de la Universidad de Costa Rica.

Dobry, R., R. Borcherdt, C. B. Crouse, I. M. Idriss, W. B. Joyner, G. R. Martin, M. S. Power, E. E. Rinne, R. B. Seed, 2000. New Site Coefficients and Site Classification System Used in recent Building Seismic Code Provisions, *Earthquake Spectra*, V16 N1, pp 41-68.

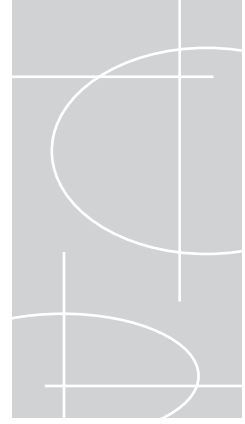
Federal Highway Administration (FHWA), 2006. *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges*, Publication N° FHWA-HRT-06-032. Washington: FHWA

Huang, Y. N., Whittaker, A. S. y Luco, N., 2008. Maximum Spectral Demands in the Near – Fault Region, *Earthquake Spectra*, 24(1), pp 319-341.

International Code Council (ICC), 2009. International Building Code. Washington DC: International Code Council.

Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT), 2010. *Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010*. San José

Montero, W. y Alvarado, G.E., 1988. Los terremotos de Bagaces de 1935 y 1941: neotectonismo transversal a la Cordillera Volcánica del Guanacaste. *Revista Ciencia y Tecnología*, 12(1-2): 69-87



Anexo 1

Diagrama de flujo para el diseño
sismorresistente según las
especificaciones AASHTO LRFD 2012

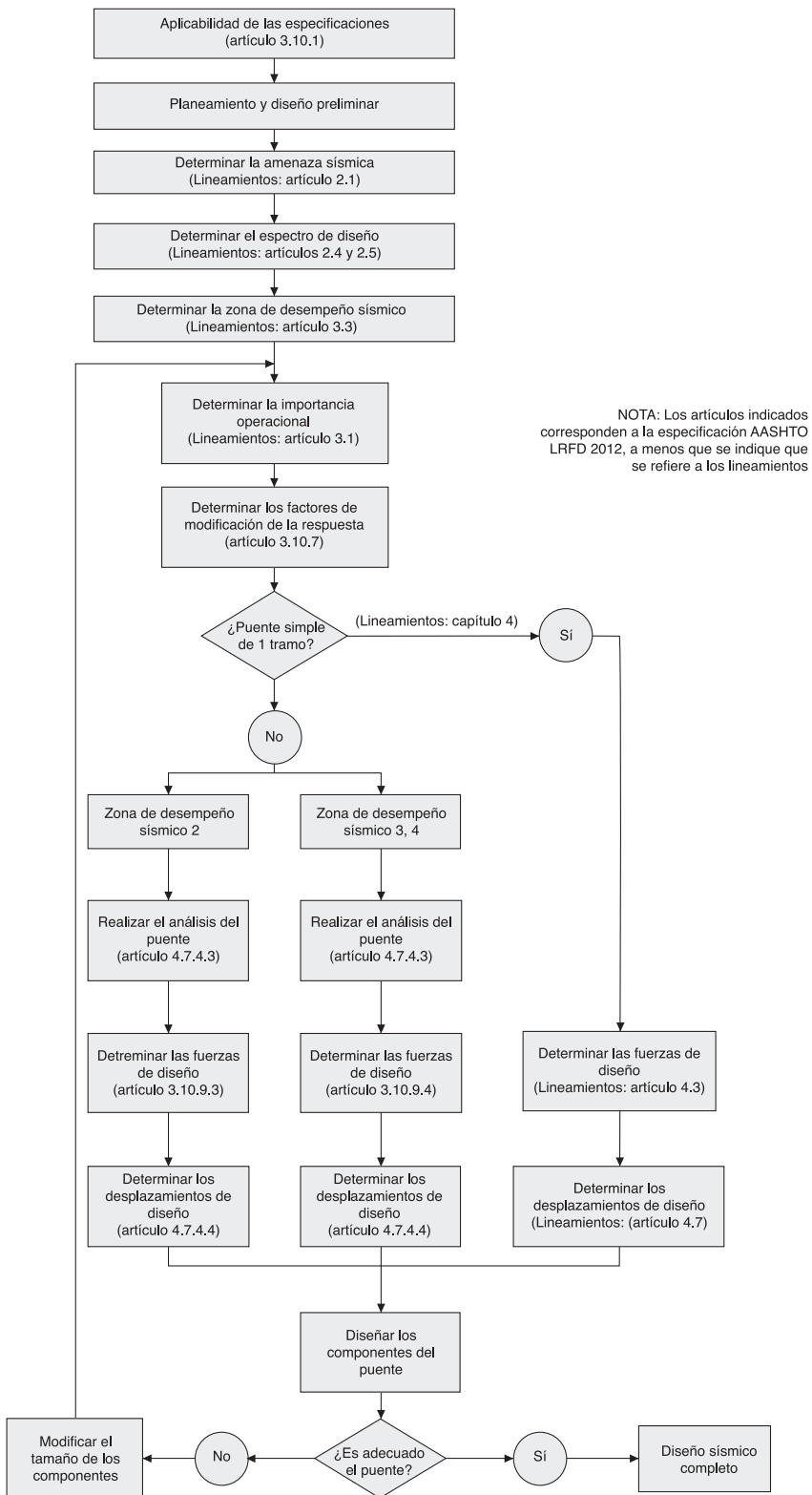


Figura A1-1. Procedimiento de diseño según la especificación AASHTO LRFD

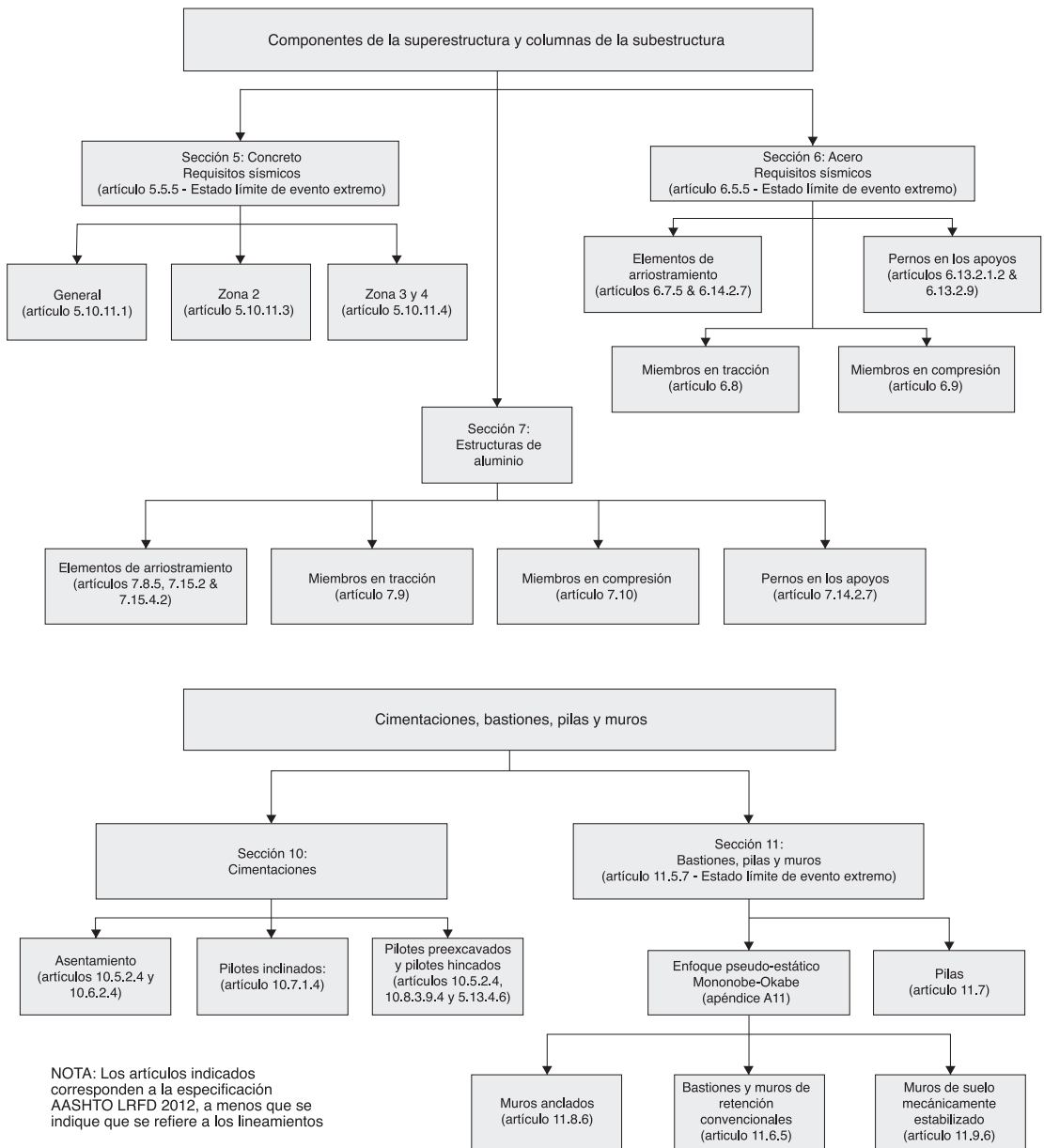


Figura A1-2. Procedimiento de diseño de la superestructura y subestructura según la especificación AASHTO LRFD



Anexo 2

Diagrama de flujo para el diseño
sismorresistente según la guía
AASHTO LRFD 2011

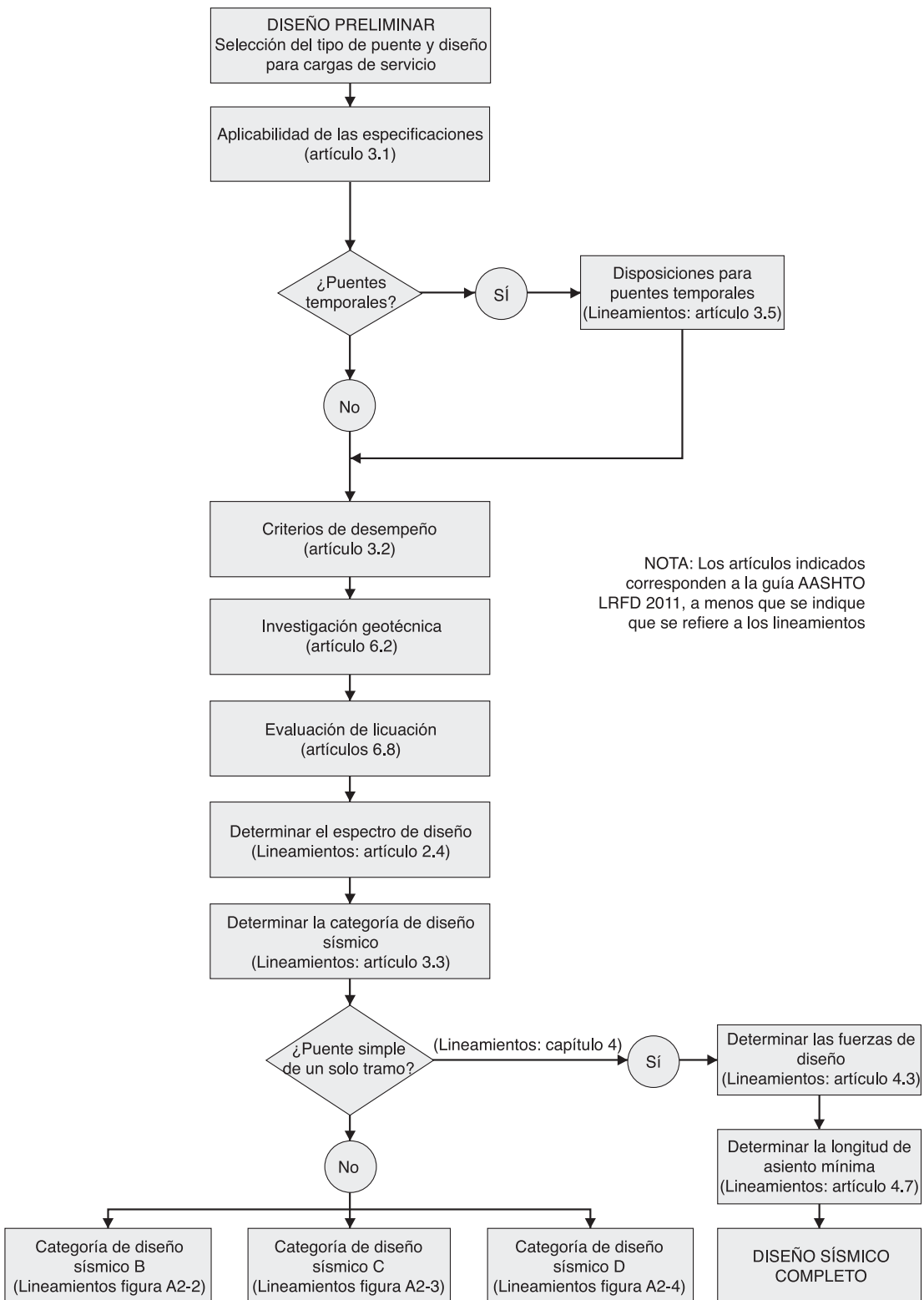


Figura A2-1. Procedimiento de diseño conforme a la guía AASHTO LRFD

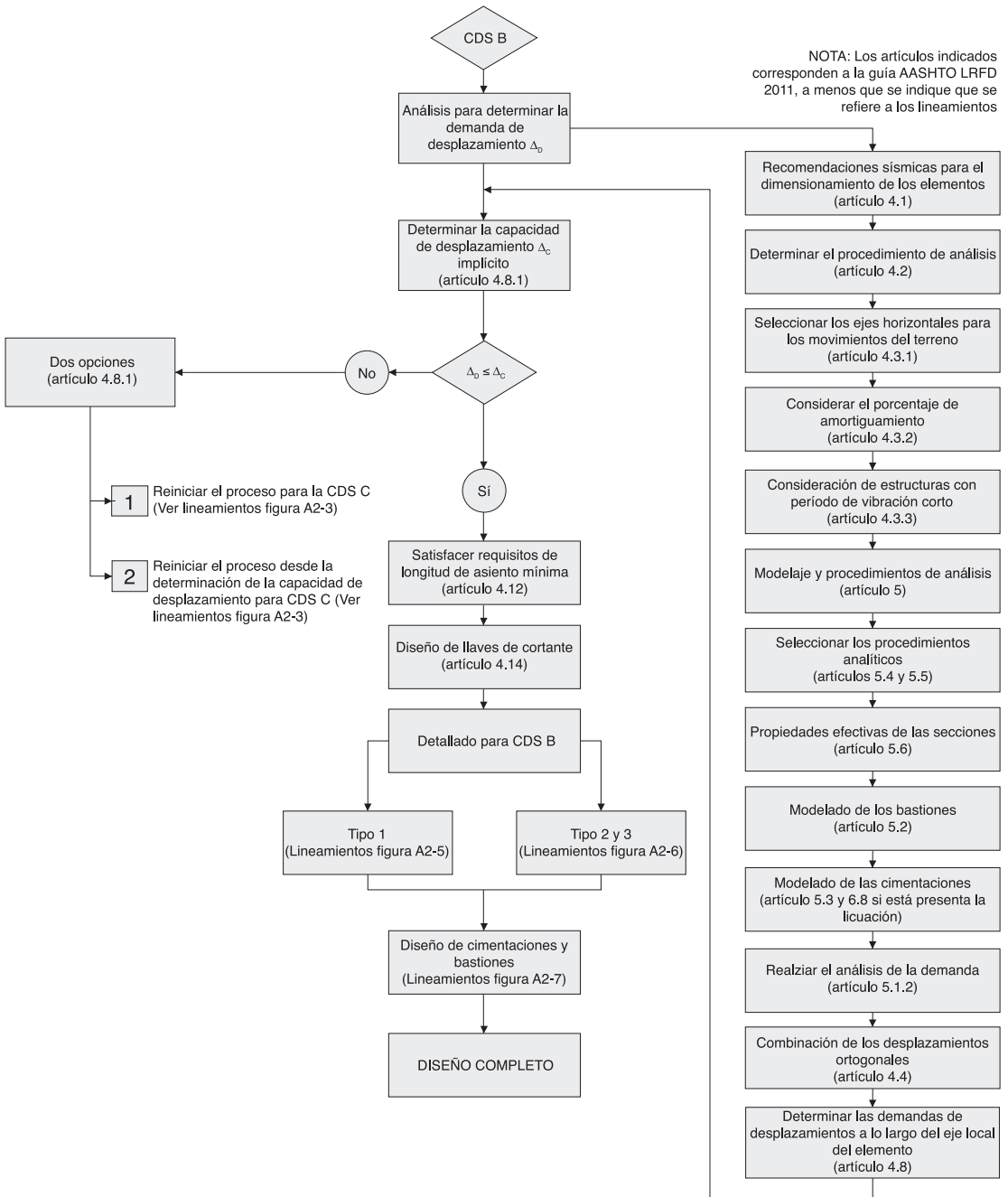


Figura A2-2. Procedimiento de diseño para la categoría de diseño sísmico B

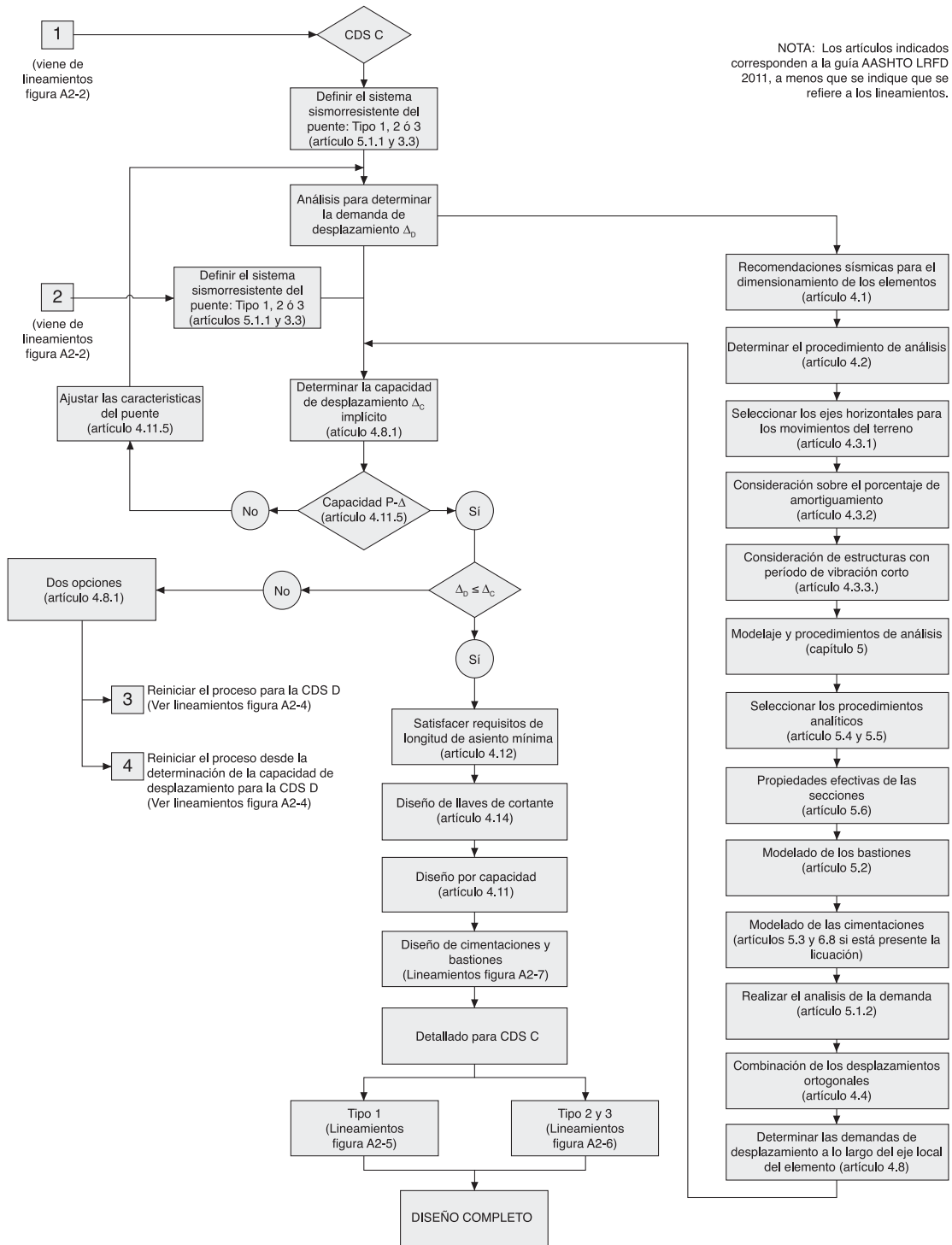


Figura A2-3. Procedimiento de diseño para la categoría de diseño sísmico C

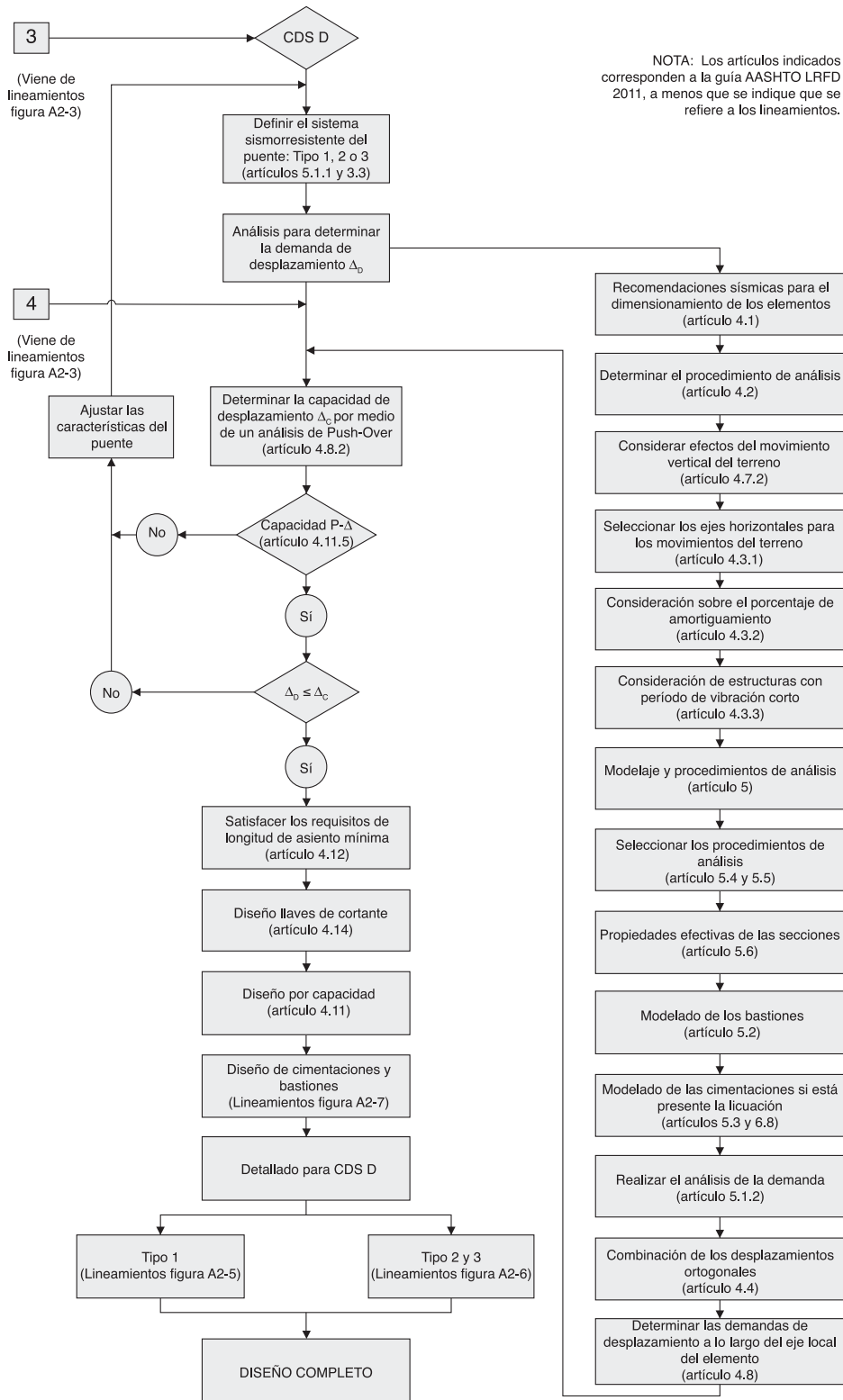


Figura A2-4. Procedimiento de diseño para la categoría de diseño sísmico D

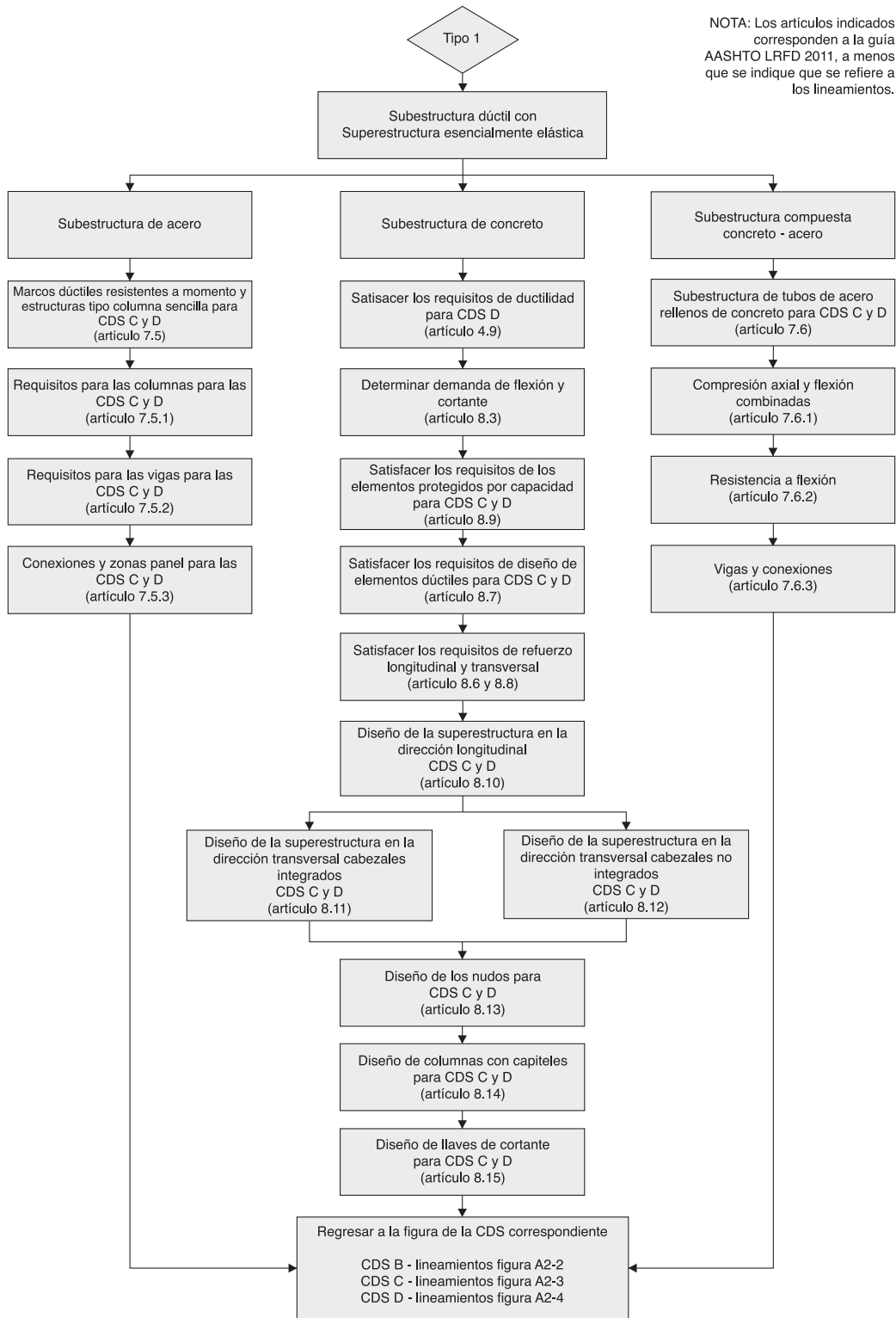


Figura A2-5. Procedimiento de detallado para sistemas sismorresistentes tipo 1

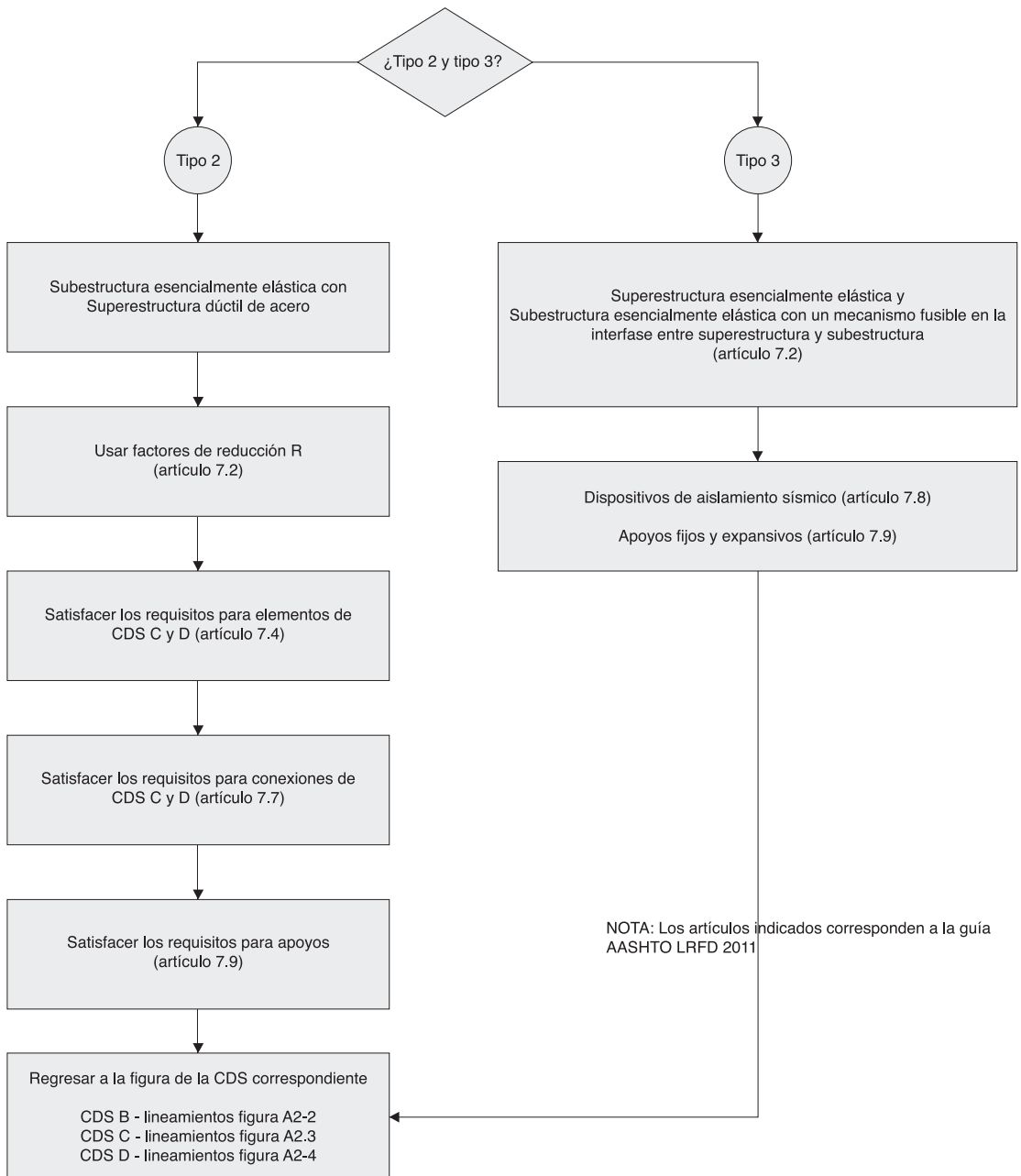
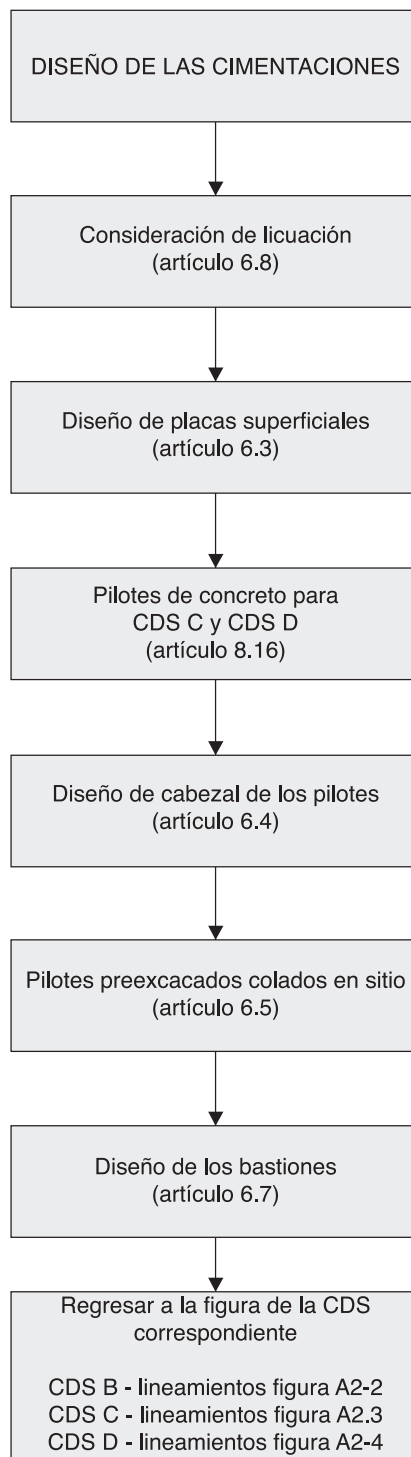


Figura A2-6. Procedimiento de detallado para sistemas sismorresistentes tipo 2 y 3



NOTA: Los artículos indicados corresponden a la guía AASHTO LRFD 2011

Figura A2-7. Diseño de cimentaciones



Diagramación
e impresión