

Proyecto de Reglamento CIRSOC 801

Ministerio del Interior,
Obras Públicas y Vivienda
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



REGLAMENTO ARGENTINO PARA EL DISEÑO DE PUENTES CARRETEROS

*Proyecto General y
Análisis Estructural*

Noviembre 2016

***REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS***

***Proyecto General y
Análisis Estructural***

EDICIÓN NOVIEMBRE 2016



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4779-5271 / 4779-5273**

**E-mail: cirsoc@inti.gob.ar
cirsoc@ffmm.gov.ar**

INTERNET: www.inti.gob.ar/cirsoc

Primer Director Técnico († 1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

Coordinadora Área Acciones: Inga. Alicia M. Aragno

Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega

Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz

Área Venta de Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti

© 2016

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.

Printed in Argentina.

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Vivienda y Hábitat de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil

Reconocimiento Especial

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por habernos permitido adoptar de base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2012 del documento **AASHTO LRFD Bridge Design Specification**.*

ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DEL

***REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS***

CIRSOC 801

***Proyecto General y
Análisis Estructural***

***Ing. Francisco Bissio
Ing. Victorio Hernández Balat
Ing. Daniel Ortega
Ing. Gustavo Soprano***

El Equipo Redactor contó con la colaboración de los siguientes profesionales:

Ing. Victor Fariña	DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD
Ing. Susana Faustinelli Ing. Guillermo Ferrando Ing. José Giunta Ing. Hugo Echegaray	CONSEJO VIAL FEDERAL
Ing. Diego Cernuschi	DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Ing. Máximo Fioravanti	ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA
Ing. Gabriel Troglia	COORDINADOR COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC
Ing. Juan José Goldemberg	SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA - SAIG
Ing. Javier Fazio Ing. Tomás del Carril Ing. Rogelio Percivatti Franco Ing. Martín Polimeni	ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES - AIE
Ing. Roberto Cudmani Ing. Juan Carlos Reimundín	COORDINADORES DEL REGLAMENTO CIRSOC 102-2005
Ing. Alicia Aragno	COORDINADORA ÁREA ACCIONES INTI-CIRSOC

Agradecimiento especial

El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al Ing. Aníbal Barbero su colaboración en la redacción del Capítulo 2, al Ing. Gabriel Troglia por su colaboración en la redacción del Capítulo 3, al Ing. Luciano Sprio Ceres por su colaboración en el desarrollo de las comparaciones que se emplearon para redactar el Capítulo 3 y al Ing. Diego Cernuschi y al Arq. Gustavo Bandel por sus valiosos aportes y colaboración en el desarrollo del Capítulo 13.

Metodología para el envío de observaciones, comentarios y sugerencias al

Proyecto de Reglamento CIRSOC 801

***Reglamento Argentino para el
Diseño de Puentes Carreteros- Proyecto General
y Análisis Estructural***

**en Discusión Pública Nacional
(1° de noviembre de 2016 - 31 de agosto de 2017)**

Las observaciones, comentarios y sugerencias se deberán enviar a la Sede del CIRSOC, Av. Cabildo 65, Subsuelo Ala Savio (C1426AAA) Buenos Aires, hasta el 31 de agosto de 2017, siguiendo la metodología que a continuación se describe:

- 1. Se deberá identificar claramente el Proyecto de Reglamento que se analiza, como así también el artículo y párrafo que se observa.*
- 2. Las observaciones se deberán acompañar de su fundamentación y de una redacción alternativa con el fin de que el coordinador del proyecto observado comprenda claramente el espíritu de la observación.*
- 3. Las observaciones, comentarios y sugerencias se deberán presentar por escrito, firmadas y con aclaración de firma, y se deberán enviar por correo o entregarse en mano. Se solicita detallar Dirección, Tel, Fax, e-mail con el fin de facilitar la comunicación.*
- 4. No se aceptarán observaciones enviadas por fax o e-mail, dado que estos medios no permiten certificar la autenticidad de la firma del autor de la observación.*

Confiamos en que este Proyecto le interese y participe activamente.

Gracias.

ÍNDICE GENERAL

- CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN**
- CAPÍTULO 2 – PROYECTO GENERAL Y CARACTERÍSTICAS DE UBICACIÓN**
- CAPÍTULO 3 – CARGAS Y FACTORES DE CARGA**
- CAPÍTULO 4 – ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL**

CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN

CONTENIDO

1.1. CAMPO DE VALIDEZ	1-1
1.2. DEFINICIONES	1-2
1.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO	1-4
1.3.1. Requisitos Generales	1-4
1.3.2. Estados Límite	1-4
1.3.2.1. Requisitos Generales	1-4
1.3.2.2. Estado Límite de Servicio	1-5
1.3.2.3. Estado Límite de Fatiga y Fractura	1-5
1.3.2.4. Estado Límite de Resistencia	1-5
1.3.2.5. Estados Límite correspondientes a Eventos Extremos	1-6
1.3.3. Ductilidad	1-6
1.3.4. Redundancia	1-6
1.3.5. Importancia Operativa	1-7

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Reglamento es de aplicación al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto de tableros fijos como móviles. Sin embargo, los aspectos mecánicos, eléctricos y aspectos especiales relacionados con la seguridad de los vehículos y peatones en puentes móviles no están contemplados en este texto. No se incluyen requisitos para puentes exclusivamente ferroviarios ni para puentes utilizados exclusivamente para el tendido de servicios públicos. Los requisitos de este Reglamento se pueden aplicar a puentes que no están totalmente cubiertos por este documento, cuidando de incluir criterios de diseño adicionales cuando sea necesario.

No es la intención de este Reglamento reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Proyectista; sino sólo establecer requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública. El Comitente o el Proyectista pueden requerir que la sofisticación del diseño o la calidad de los materiales y la construcción sean más elevadas que lo establecido por los requisitos mínimos.

Se enfatizan los conceptos de seguridad por medio de la redundancia, de la ductilidad y de la protección contra la socavación y las colisiones.

Los requisitos de diseño de este Reglamento emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

El diseño sísmico se hará conforme a lo estipulado en un nuevo Reglamento que será desarrollado por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica – INPRES.

La intención de los comentarios no es proporcionar todos los antecedentes históricos posibles respecto del desarrollo de este Reglamento, ni es su intención proveer un resumen detallado de los estudios y datos experimentales revisados al formular estos requisitos. Sin embargo, se incluyen referencias a algunos de los datos experimentales para aquellos que deseen estudiar los antecedentes en profundidad.

Los Comentarios dirigen la atención del lector a otros documentos que contienen sugerencias para materializar los requisitos y la intención de este Reglamento. Sin embargo, dichos documentos y los Comentarios no forman parte de este Reglamento.

Las especificaciones de construcción, consistentes con el presente Reglamento, serán las proporcionadas por las “Especificaciones Constructivas de Puentes de AASHTO LRFD” (“*AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*”), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto. Asimismo a menos que se especifique lo contrario, las especificaciones sobre materiales mencionadas en el presente documento se refieren a “Especificaciones Normalizadas sobre Materiales Utilizados en Aplicaciones de Transporte y Métodos de Muestreo y Ensayo de AASHTO” (“*AASHTO Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*”), hasta tanto el INTI-CIRSOC en conjunto con el IRAM o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

1.2. DEFINICIONES

Cargas mayoradas (“Factored load”) – Cargas nominales multiplicadas por factores de carga apropiados, especificados según la combinación de carga en estudio.

Colapso (“Collapse”) – Cambio significativo de la geometría del puente que hace que éste ya no sea apto para su uso.

Diseño (“Design”) – A los fines de este Reglamento se ha utilizado la palabra “diseño” como sinónimo de “proyecto”. El diseño incluye el planteo estructural, el dimensionamiento y los detalles de armado de los elementos y conexiones de un puente.

Diseño por factores de carga y resistencia (“Load and Resistance Factor Design – LRFD”) – Metodología de diseño basada en la fiabilidad en la que no se permite que las solicitaciones, generadas por las cargas mayoradas, excedan las resistencias minoradas de los elementos.

Ductilidad (“Ductility”) – Propiedad de un elemento o conexión que permite una respuesta inelástica.

Elemento (“Component”) – Elemento discreto o combinación de elementos del puente que requiere una consideración de diseño individual.

Estado límite (“Limit state”) – Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

Estados límite correspondientes a eventos extremos (“Extreme event limit states”) – Estados límite relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente.

Estados límite de resistencia (“Strength limit states”) – Estados límite relacionados con la resistencia y la estabilidad durante la vida de diseño.

Estados límite de servicio (“Service limit states”) – Estados límite relacionados con la tensión, deformación y fisuración, bajo condiciones normales de operación.

Estructura con múltiples caminos de cargas (“Multiple-load-path structure”) – Estructura capaz de soportar las cargas especificadas luego de la pérdida de un elemento o conexión portante principal.

Evaluación (“Evaluation”) – Determinación de la capacidad de carga de un puente existente.

Factor de carga (“Load factor”) – Factor multiplicador con base estadística u obtenido estadísticamente que se aplica a las cargas y que considera fundamentalmente la variabilidad de las mismas, la falta de exactitud de los cálculos, y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

Factor de modificación de cargas (“Load modifier”) – Factor que considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente.

Factor de resistencia (“Resistance factor”) – Factor multiplicador con base estadística u obtenido estadísticamente que se aplica a la resistencia nominal y que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, de las dimensiones estructurales y de la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.

Ingeniero (“Engineer”) – Persona responsable del diseño del puente y/o la revisión de documentos enviados a obra relativos al diseño tales como planos.

Modelo (“Model”) – Idealización de una estructura a los fines del cálculo.

Propietario (“Owner”) – Persona o reparticiones públicas nacionales, provinciales o municipales con jurisdicción sobre el puente.

Puente (“Bridge”) – Construcción destinada a posibilitar el tránsito de vehículos, peatones o cargas salvando un obstáculo. En el uso vial, frecuentemente la palabra “puente” se restringe a aquellas estructuras que tengan cierta envergadura, tal como una determinada luz mínima, reservándose el término “alcantarilla” para las obras de arte menores. En este Reglamento sin embargo, el término “puente” se debe entender en sentido amplio, incluyendo también a las alcantarillas.

Puente con tablero Fijo (“Fixed bridge”) – Puente con un gálibo inferior vehicular o de navegación fijo.

Puente con tablero Móvil (“Movable bridge”) – Puente con un gálibo inferior vehicular o de navegación variable.

Rehabilitación (“Rehabilitation”) – Proceso mediante el cual se restablece o incrementa la resistencia del puente.

Resistencia minorada (“Factored resistance”) – Resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia.

Resistencia nominal (“Nominal resistance”) – Resistencia de un elemento o conexión a las solicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en el pliego de condiciones y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales.

Servicio regular (“Regular service”) – Condición que excluye la presencia de vehículos que requieren permisos especiales, vientos superiores a los **25 m/s**, y eventos extremos, incluida la socavación.

Solicitud (“Force effect”) – Deformación, tensión, fuerza o esfuerzo de sección (fuerza axial, esfuerzo de corte, momento flector o torsor) generado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.

Vida de diseño (“Design life”) – Período de tiempo en el cual se basa el cálculo estadístico de las cargas transitorias. Para este Reglamento el período de diseño es de **75 años**.

Vida de servicio ("Service life") – Período de tiempo durante el cual se espera que el puente esté en operación.

1.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO

1.3.1. Requisitos Generales

Los puentes se deben proyectar considerando los estados límite especificados a fin de lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética, según lo especificado en el Artículo 2.5.

Independientemente del tipo de análisis utilizado, la Ecuación 1.3.2.1-1 se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

1.3.2. Estados Límite

1.3.2.1. Requisitos Generales

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la Ecuación 1.3.2.1-1 para cada uno de los estados límite. Para los estados límite de servicio y eventos extremos, los factores de resistencia deben ser iguales a **1,0**, excepto para bulones, a los cuales se aplican los requisitos del Artículo 6.5.5. Todos los estados límite se deben considerar de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \tag{1.3.2.1-1}$$

Nota: Esta expresión es aplicable en sistemas lineales. En sistemas no lineales la mayoración o minoración se debe hacer solo en las acciones.

En la cual:

Para cargas para las cuales es apropiado un valor máximo de γ_i :

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 \tag{1.3.2.1-2}$$

Para cargas para las cuales es apropiado un valor mínimo de γ_i :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,0 \tag{1.3.2.1-3}$$

Donde:

- γ_i = factor de carga: multiplicador con base estadística u obtenido estadísticamente que se aplica a las solicitaciones
- ϕ = factor de reducción de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, según lo especificado en los Capítulos 5, 6, 7, 8, 10, 11 y 12
- η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa
- η_D = factor relacionado con la ductilidad, según lo especificado en el Artículo 1.3.3
- η_R = factor relacionado con la redundancia, según lo especificado en el Artículo 1.3.4
- η_I = factor relacionado con la importancia operativa, según lo especificado en el Artículo 1.3.5
- Q_i = solicitud
- R_n = resistencia nominal
- R_r = resistencia minorada: ϕR_n

1.3.2.2. Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones ordinarias o normales de servicio.

1.3.2.3. Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones, que se da como resultado de la acción de un único camión de diseño y que ocurre en un número esperado de ciclos del rango de tensión.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre la tenacidad del material. Hasta tanto el INTI-CIRSOC desarrolle un documento al respecto dichos requisitos serán dados por las “Especificaciones sobre materiales de AASHTO” (“*AASHTO Materials Specifications*”).

1.3.2.4. Estado Límite de Resistencia

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se proporcionen resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas

especificadas, estadísticamente significativas, que se prevé que un puente experimentará en su vida de diseño.

1.3.2.5. Estados Límite correspondientes a Eventos Extremos

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación excepcional o durante un sismo destructivo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

1.3.3. Ductilidad

El sistema estructural de un puente debe ser dimensionado y detallado de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles, en los estados límite de resistencia y los correspondientes a eventos extremos, antes de la falla.

Los dispositivos disipadores de energía pueden ser sustituidos por sistemas convencionales dúctiles resistentes al sismo y la metodología asociada no forma parte de este Reglamento sino de un nuevo Reglamento que será elaborado por el INPRES-CIRSOC.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles

= 1,00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con este Reglamento

$\geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por este Reglamento

Para todos los demás estados límite:

$\eta_D = 1,00$

1.3.4. Redundancia

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1,05$ para elementos no redundantes

= 1,00 para niveles convencionales de redundancia, en los elementos de fundación ϕ ya representa la redundancia tal como se especifica en el Artículo 10.5

$\geq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia más allá de la continuidad en vigas y el uso de secciones transversales torsionalmente cerrada

Para todos los demás estados límite:

$\eta_R = 1,00$

1.3.5. Importancia Operativa

Este artículo se debe aplicar exclusivamente a los estados límite de resistencia y los correspondientes a eventos extremos.

El Propietario puede declarar que un puente o cualquier elemento y conexión estructural del mismo sea de prioridad operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_i \geq 1,05$ para puentes críticos o esenciales

= 1,00 para puentes típicos

$\geq 0,95$ para puentes relativamente de poca importancia

Para todos los demás estados límite:

$\eta_i = 1,00$

CAPÍTULO 2

PROYECTO GENERAL Y CARACTERÍSTICAS DE UBICACIÓN

CONTENIDO

2.1. ALCANCE	2-1
2.2. DEFINICIONES	2-1
2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN	2-4
2.3.1. Ubicación del trazado	2-4
2.3.1.1. Generalidades	2-4
2.3.1.2. Cruces de cursos de agua y de planicies de inundación	2-4
2.3.2. Medidas referidas al lugar de emplazamiento del puente	2-5
2.3.2.1. Generalidades	2-5
2.3.2.2. Seguridad del tránsito	2-6
2.3.2.2.1. Protección de las estructuras	2-6
2.3.2.2.2. Protección de los usuarios	2-6
2.3.2.2.3. Estándares geométricos	2-6
2.3.2.2.4. Superficies de rodamiento	2-7
2.3.2.2.5. Colisión de embarcaciones	2-7
2.3.3. Gálibos	2-7
2.3.3.1. Gálibos para la navegación	2-7
2.3.3.2. Gálibos verticales en carreteras	2-7
2.3.3.3. Gálibos horizontales en carreteras	2-8
2.3.3.4. Cruces sobre vías férreas	2-8
2.3.4. Medio ambiente	2-8
2.4. INVESTIGACIÓN DE LAS FUNDACIONES	2-9
2.4.1. Generalidades	2-9
2.4.2. Estudios topográficos	2-9
2.5. OBJETIVOS DEL PROYECTO	2-9
2.5.1. Seguridad	2-9
2.5.2. Serviciabilidad	2-9
2.5.2.1. Durabilidad	2-9
2.5.2.1.1. Materiales	2-9
2.5.2.1.2. Medidas de autoprotección	2-10
2.5.2.2. Inspeccionabilidad	2-10
2.5.2.3. Mantenimiento	2-10
2.5.2.4. Transitabilidad	2-11

2.5.2.5. Servicios	2-11
2.5.2.6. Deformaciones	2-11
2.5.2.6.1. Generalidades	2-12
2.5.2.6.2. Criterios para flechas	2-12
2.5.2.6.3. Criterios opcionales para relaciones luz-altura de la sección	2-14
2.5.2.7. Consideraciones de futuros ensanches	2-15
2.5.2.7.1. Vigas exteriores en puentes de vigas múltiples	2-15
2.5.2.7.2. Subestructura	2-15
2.5.3. Construibilidad	2-16
2.5.4. Economía	2-16
2.5.4.1. Generalidades	2-16
2.5.4.2. Proyectos alternativos	2-16
2.5.5. Estética del puente	2-17
2.6. HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA	2-17
2.6.1. Generalidades	2-17
2.6.2. Datos del sitio de emplazamiento	2-18
2.6.3. Estudio hidrológico	2-19
2.6.4. Estudio hidráulico	2-19
2.6.4.1. Generalidades	2-19
2.6.4.2. Estabilidad de la corriente	2-20
2.6.4.3. Puentes sobre cursos de agua	2-20
2.6.4.4. Fundaciones de puentes	2-21
2.6.4.4.1. Generalidades	2-21
2.6.4.4.2. Socavación de puentes	2-21
2.6.4.5. Accesos carreteros al puente	2-22
2.6.5. Ubicación de las alcantarillas, longitud y área de escurrimiento	2-22
2.6.6. Desagüe de la carretera	2-23
2.6.6.1. Generalidades	2-23
2.6.6.2. Tormenta de diseño	2-23
2.6.6.3. Tipo, tamaño y número de sumideros	2-23
2.6.6.4. Descarga de los sumideros del tablero	2-24
2.6.6.5. Desagüe de las estructuras	2-25
2.7. SEGURIDAD DEL PUENTE	2-25
2.7.1. Generalidades	2-25
2.7.2. Exigencias de diseño	2-25

CAPÍTULO 2

PROYECTO GENERAL Y CARACTERÍSTICAS DE UBICACIÓN

2.1. ALCANCE

Se proporcionan requisitos mínimos para los gálibos, protección ambiental, estética, estudios geológicos, economía, transitabilidad, durabilidad, constructibilidad, inspeccionabilidad y mantenimiento. Se hace referencia a requisitos mínimos para seguridad del tránsito.

Se incluyen requisitos mínimos para las instalaciones de drenaje y medidas de autoprotección contra el agua, el hielo y las sales transportadas por el agua.

Reconociendo que numerosas fallas en puentes han sido provocadas por la socavación, se analizan en detalle los aspectos hidrológicos e hidráulicos.

2.2. DEFINICIONES

Ancho de vereda (“Sidewalk width”) – Espacio sin obstrucciones para uso exclusivamente peatonal, entre barandas o entre un cordón y una baranda.

Cauce estable (“Stable channel”) – Condición que existe cuando una corriente tiene una pendiente de fondo y una sección transversal tal, que posibilita a la corriente transportar el agua y el sedimento aportado por la cuenca de aguas arriba, sin significativa socavación ni sedimentación en el lecho, ni erosión de las márgenes.

Caudal de diseño (“Design discharge”) – Máximo flujo de agua que puede pasar bajo el puente sin exceder las restricciones adoptadas para el proyecto.

Crecida de diseño para el paso libre del agua (“Design flood for waterway opening”) – El caudal pico, volumen, nivel o elevación de la cresta de la onda, y su correspondiente probabilidad de excedencia que son seleccionados para el proyecto de una carretera o puente sobre un curso de agua o planicie de inundación. Por definición, la carretera o puente no se debe inundar en ocasión de una crecida de diseño para el paso libre del agua.

Crecida de diseño para socavación del puente (“Design flood for bridge scour”) – El flujo de una crecida igual o menor al de la crecida de recurrencia **100 años**, que provoca la socavación más profunda en la fundación del puente. La carretera o el puente se pueden inundar en ocasión de la crecida de diseño para socavación del puente. La peor condición de socavación puede ser provocada por una crecida con sobrepaso, como resultado de la presión del flujo.

*Crecida de recurrencia **R = 100 Años** (“One-hundred-year flood”)* – Pico de una crecida anual provocada por una tormenta y/o marea, que tiene una probabilidad del **1%** de ser igualado o superado en un año cualquiera.

Crecida de recurrencia 500 Años (“Five-hundred-year flood”) – Pico de una crecida anual provocada por una tormenta y/o marea que tiene una probabilidad del **0,2%** de ser igualado o superado en un año cualquiera.

Crecida de sobrepaso o de desborde (“Overtopping flood”) – Flujo de una crecida que, si es superado, resulta en un sobrepaso de una carretera o puente, una divisoria de aguas o de estructuras previstas como aliviaderos de emergencia. La peor condición de socavación puede ser provocada por una crecida de sobrepaso.

Crecida de verificación para socavación del puente (“Check flood for bridge scour”) – Crecida de verificación para socavación. La crecida originada por una tormenta, oleaje resultante de una tormenta y/o de una marea con un aporte de flujo mayor que el de la crecida de diseño para socavación, pero en ningún caso una crecida con un intervalo de recurrencia superior a los **500 años** habitualmente usados. La crecida de control para la socavación de puentes se emplea para investigar y evaluar la fundación de un puente, a fin de determinar si ésta puede soportar dicho flujo y la socavación asociada al mismo, permaneciendo totalmente estable. Ver también Crecida Extraordinaria.

Crecida extraordinaria (“Superflood”) – Cualquier crecida o marea con un flujo mayor que el de la crecida de recurrencia **R = 100 años**, pero no mayor que la crecida de recurrencia **R = 500 años**.

Crecidas producidas por causas varias (“Mixed population flood”) – Flujos de crecidas derivados de dos o más factores causales. Por ejemplo, una marea de sicigias aumentada por vientos huracanados provenientes del mar o crecidas provocadas por lluvias cayendo sobre un manto de nieve.

Cuenca hídrica (“Watershed”) – Área delimitada por divisorias de agua, que con frecuencia tiene solamente una salida para desagüe; superficie total en la que se desarrolla el escurrimiento superficial que contribuye al desagüe hacia un punto único.

Curso de agua (“Waterway”) – Cualquier cauce de escurrimientos superficiales concentrados: arroyo, río, o canalización. En algunos tratados se incluye a: lago, laguna u océano, pero esto no es correcto, porque estas masas de agua no tienen escurrimientos encausados.

Desagüe (“Drain”) – Evacuación rápida de las aguas excedentes de precipitaciones que aporta una cuenca a un determinado punto. Ejemplos: a) Desagüe pluvial de un sumidero urbano. b) Desagüe de escurrimientos superficiales a través de una alcantarilla de un camino. c) Desagüe de los escurrimientos superficiales por los sumideros del tablero de un puente. Etc.

Drenaje (“Drainage”) – Evacuación lenta de las aguas, acumuladas o en tránsito, de sectores superficiales o subterráneos. Ejemplos: a) Drenaje de tierras pantanosas para sanearlas. b) Drenaje de la base o la carpeta de un camino, para evitar fallas estructurales. c) Drenaje de las filtraciones previstas en una presa de tierra o de hormigón, para evitar acumulaciones nocivas. Etc.

Embalse de retención (“Detention basin”) – Instalación que recoge las aguas de excedentes pluviales, en forma temporal, y las descarga a través de una estructura hidráulica de salida hacia un emisario u otro sistema inferior de conducción del agua.

Erosión o, en algunos países de América Latina, degradación (“Degradation”) – Descenso general y progresivo del perfil longitudinal del lecho de un río como resultado de la erosión ocurrida en el largo plazo.

Estructuras de sistematización fluvial (“River training structure”) – Cualquier obra construida en una corriente o colocada adyacente o en la proximidad de la ribera de una corriente para desviar la misma, inducir depósito o socavación de sedimentos o alterar de alguna otra manera el flujo y los regímenes sedimentarios de la corriente.

Gálibo (“Clearance”) – Espacio horizontal o vertical sin obstrucciones.

Geomorfología de un curso de agua (“Stream geomorphology”) – Estudio de un curso de agua y su planicie de inundación en relación a su topografía, la configuración general de su superficie y los cambios que ocurren debido a la erosión y a la acumulación de arrastres provenientes de erosiones.

Goterones (“Drip groove”) – Depresión lineal en la parte inferior de los elementos para hacer caer el agua que fluye sobre la superficie.

Hidráulica (“Hydraulics”) – Ciencia que estudia el comportamiento y flujo de los líquidos, en la naturaleza y en obras realizadas por el hombre.

Hidrología (“Hydrology”) – Ciencia que estudia la ocurrencia, distribución y circulación del agua en la Tierra, incluyendo las precipitaciones, los escurrimientos superficiales y las aguas subterráneas.

Marea (“Tide”) – Elevación y descenso periódico del nivel de los océanos que provienen de los efectos de la Luna y del Sol actuando sobre la Tierra que gira.

Marea de cuadratura o marea muerta (“Neap tide”) – Marea que se produce durante el cuarto creciente o cuarto menguante de la Luna, pues en esos momentos la fuerza generadora de la marea producida por la Luna no actúa en la misma dirección que la debida al Sol, por lo que la amplitud de la marea disminuye.

Marea de sicigia o marea viva (“Spring tide”) – Marea de rango incrementado, que ocurre cuando hay Luna llena o Nueva, pues en esos momentos la fuerza generadora de la marea producida por la Luna tiene dirección y sentido similares que la debida al Sol, por lo que la amplitud de la marea aumenta.

Peralte (“Superelevation”) – Inclinação de la superficie de la calzada para contrarrestar parcialmente la fuerza centrífuga que actúa sobre los vehículos en las curvas horizontales.

Puente o alcantarilla de alivio (“Relief bridge”) – Obra efectuada en un terraplén que cruza una planicie de inundación, para permitir un paso bien distribuido del flujo de una crecida.

Sección libre para el paso del agua (“Waterway opening”) – Ancho o área de la sección libre de un puente en un nivel especificado, medidos normalmente a la dirección principal del flujo.

Sedimentación o, en algunos países de América Latina, agradación (“Aggradation”) – Crecimiento o elevación general y progresiva del perfil longitudinal del lecho de un río como resultado de depositarse sedimentos.

Socavación o erosión general (“General or contraction scour”) – Socavación en un cauce o planicie de inundación que no está localizada en una pila u otra obstrucción al flujo. En un cauce, la socavación general afecta habitualmente la totalidad o la mayor parte del ancho del cauce. Usualmente es producida por una contracción en el escurrimiento.

Socavación o erosión localizada (“Local scour”) – Socavación o erosión en un cauce o planicie de inundación que se localiza en una pila, estribo u otra obstrucción al flujo.

Sumidero (“Scupper”) – Dispositivo para desagüe, en cunetas pavimentadas o no, en el tablero de un puente y en otros sitios apropiados.

Zona despejada (“Clear zone”) – Área relativamente plana, sin obstrucciones, más allá del borde de la vía de tránsito, destinada a la recuperación de vehículos errantes. La vía para el tránsito no incluye banquetas ni carriles auxiliares.

2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN

2.3.1. Ubicación del trazado

2.3.1.1. Generalidades

La elección de la ubicación de los puentes se deberá basar en el análisis de alternativas, considerando aspectos técnicos, sociales, económicos, y ambientales, como así también los costos de mantenimiento e inspección asociados con las estructuras y con la importancia relativa de los aspectos antes mencionados.

Según los riesgos involucrados, la atención estará centrada en elegir ubicaciones favorables para los puentes, de modo que:

- Se ajusten a las condiciones impuestas por el obstáculo a cruzar;
- Faciliten un proyecto, construcción, operación, inspección y mantenimiento prácticos y efectivos desde un punto de vista técnico y económico;
- Provean los niveles deseados referidos al servicio y a la seguridad del tránsito, y
- Se minimicen los impactos adversos sobre la carretera.

2.3.1.2. Cruces de cursos de agua y de planicies de inundación

Los cruces sobre cursos de agua se ubicarán considerando los costos del capital inicial requerido para la construcción y la optimización de los costos totales, incluyendo las obras de sistematización fluvial y las medidas de mantenimiento necesarias para reducir la

erosión. Los estudios de las posibles ubicaciones alternativas del cruce deberán incluir las evaluaciones de:

- Las características hidrológicas e hidráulicas del curso de agua y su planicie de inundación, incluyendo la estabilidad del cauce, la historia de las crecidas y, en cruces de estuarios, los rangos y ciclos de las mareas;
- Los efectos del puente propuesto sobre los patrones del flujo de las crecidas y la posible socavación resultante en las fundaciones del puente;
- La posibilidad de crear nuevos riesgos o aumentar los riesgos de la crecida de diseño; y
- Los impactos ambientales sobre el curso de agua y su planicie de inundación.

Los puentes y sus accesos en las planicies de inundación se deberán ubicar y proyectar considerando las metas y objetivos del manejo de la planicie de inundación, incluyendo:

- Prevención del uso y desarrollo antieconómico, riesgoso o incompatible de las zonas de inundación;
- Siempre que sea posible, evitar intrusiones transversales y longitudinales significativas;
- En la medida de lo posible, minimizar los impactos adversos de la carretera y mitigar los impactos inevitables;
- Consistencia con el propósito de las normas y con los criterios vigentes, cuando ello sea aplicable;
- Sedimentación o erosión a largo plazo; y
- Compromisos adoptados para obtener las autorizaciones referidas a la protección ambiental.

2.3.2. Medidas referidas al lugar de emplazamiento del puente

2.3.2.1. Generalidades

La ubicación y alineación del puente se deberán seleccionar de manera de satisfacer los requerimientos del tránsito tanto sobre el puente como debajo del mismo. Se deberán considerar posibles variaciones futuras de la alineación o el ancho del curso de agua, la carretera o las vías férreas cruzadas por el puente.

Cuando corresponda, se deberá considerar un futuro ensanche del puente, para facilitar el paso de un volumen de tránsito mayor.

2.3.2.2. Seguridad del tránsito

2.3.2.2.1. Protección de las estructuras

Se debe procurar el tránsito seguro de los vehículos sobre o debajo de un puente. Se deberá minimizar el riesgo para los vehículos errantes dentro de la zona despejada, colocando obstáculos a una distancia segura de los carriles de circulación.

Las columnas, pilas o muros como estructuras de separación se deberán ubicar teniendo en cuenta el concepto de zona despejada, por ejemplo, como lo indica el Capítulo 3 de la publicación "AASHTO Guía para el diseño de bordes de carretera" ("*AASHTO Roadside Design Guide, 1996*"). En aquellos casos en los cuales no fuera posible satisfacer los requisitos que indica esta publicación, debido a limitaciones relacionadas con los costos, tipo de estructura, volumen y velocidad de diseño del tránsito, disposición de los tramos, inclinación del cruce y características del terreno, las pilas o muros se deberán proteger usando un guardarriel u otros dispositivos como barrera. Si resulta práctico, el guardarriel u otro dispositivo se debe apoyar de manera independiente, y tener la cara sobre la carretera a una distancia de al menos **0,60 m** de la cara de la pila o estribo, a menos que se provea una barrera rígida.

La cara del guardarriel u otro dispositivo deberá estar a una distancia de al menos **0,60 m** por fuera de la línea normal de la banquina.

De cualquier modo, estos conceptos deben ser sometidos, para su aprobación, al organismo de gobierno responsable.

2.3.2.2.2. Protección de los usuarios

Se deben proveer barandas a lo largo de los bordes de las estructuras conforme a los requerimientos del Capítulo 13.

Todas las estructuras de protección deben tener características superficiales y transiciones adecuadas para redirigir el tránsito errante de manera segura.

En el caso de puentes con tablero móvil, se deben proveer señales de advertencia, semáforos, timbres de alarma, portones, barreras y otros dispositivos de seguridad para la protección del tránsito peatonal, ciclista y vehicular. Éstos se deben diseñar de manera que operen antes de la apertura del tramo móvil y permanezcan en operación hasta que el tramo se haya cerrado completamente. Los dispositivos deben satisfacer los requerimientos del "Control de tránsito en puentes con tableros móviles" ("*Traffic Control at Movable Bridges*") de la publicación "Manual de dispositivos de control de tránsito uniforme" ("*Manual on Uniform Traffic Control Devices*"), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto, o según lo indicado en los planos.

Si el Propietario así lo especificara, las veredas se deberán proteger mediante barreras.

2.3.2.2.3. Estándares geométricos

Se deben satisfacer los requerimientos de la publicación AASHTO “Una política de diseño geométrico de calles y carreteras” (*“A Policy on Geometric Design of Highways and Streets”*), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto. Cualquier excepción a la misma debe estar debidamente justificada y documentada. El ancho de las banquetas y la geometría de las barreras para protección del tránsito deben satisfacer las especificaciones del Propietario.

2.3.2.2.4. Superficies de rodamiento

Las superficies de rodamiento sobre un puente deben ser antideslizantes, poseer coronamiento, drenaje y peralte de acuerdo con “Una política de diseño geométrico de calles y carreteras” (*“A Policy on Geometric Design of Highways and Streets”*), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto, o con requerimientos locales.

2.3.2.2.5. Colisión de embarcaciones

Las estructuras de puentes se deben proteger contra las fuerzas de colisión de embarcaciones ya sea mediante defensas, malecones o dolines como se especifica en el Artículo 3.14.15, o bien se deben diseñar para soportar las solicitaciones provocadas por una colisión según lo especificado en el Artículo 3.14.14.

2.3.3. Gálidos

2.3.3.1. Gálidos para la navegación

Los permisos para la construcción de un puente sobre una vía navegable se deben obtener de instituciones competentes. Los gálidos para la navegación, tanto verticales como horizontales, se deben establecer en cooperación con el organismo de gobierno responsable.

2.3.3.2. Gálidos verticales en carreteras

Es conveniente que el gálibo vertical de las estructuras viales satisfaga los requerimientos de la publicación AASHTO “Una política de diseño geométrico de calles y carreteras” (“*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*”), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto, para la clasificación funcional de la carretera, aunque debe satisfacer los requerimientos legales que solicita el organismo de gobierno responsable. Se deben investigar posibles reducciones del gálibo vertical provocadas por el asentamiento de la estructura que atraviesa la carretera. Por ejemplo, si el asentamiento esperado excede los **0,025 m**, el valor del mismo se debe agregar al gálibo especificado.

El gálibo vertical para soportes de letreros y cruces peatonales debe ser **0,30 m** mayor que el gálibo fijado para la carretera, y el gálibo vertical desde la calzada hasta elementos de arriostamiento de estructuras reticuladas superiores no deberá ser menor que **5,30 m**.

2.3.3.3. Gálibos horizontales en carreteras

El ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso al mismo, incluyendo banquetas o cordones, cunetas y veredas.

El gálibo horizontal debajo de un puente deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.3.2.2.1.

No se deberá ubicar ningún objeto sobre o debajo de un puente a menos de **1,20 m** del borde de un carril de circulación proyectado, con excepción de una barrera. La cara interna de una barrera no deberá estar a menos de **0,60 m**, sea de la cara del objeto o del borde de un carril de circulación proyectado.

2.3.3.4. Cruces sobre vías férreas

Las estructuras diseñadas para cruzar sobre vías ferroviarias deben satisfacer las normas establecidas y habitualmente empleadas por el ferrocarril en cuestión. Estas estructuras de cruce deben satisfacer las leyes nacionales, provinciales, y municipales a aplicar.

2.3.4. Medio ambiente

Se debe considerar el impacto de un puente y sus accesos sobre las comunidades locales, los sitios históricos, las tierras pantanosas, y otras áreas sensibles desde el punto de vista estético, ambiental y ecológico. Se debe garantizar el acuerdo con las leyes nacionales y provinciales sobre el agua, en especial, el cumplimiento de las regulaciones referentes a la usurpación de zonas de inundación, peces y hábitat de vida silvestre y asegurar la aplicación de los requerimientos legales respecto de los efectos de las inundaciones.

Se debe considerar la geomorfología del curso de agua, las consecuencias de la socavación del lecho, la eliminación de la vegetación estabilizadora de los terraplenes y, cuando corresponda, la dinámica de los impactos de las mareas.

2.4. INVESTIGACIÓN DE LAS FUNDACIONES

2.4.1. Generalidades

A fin de obtener información pertinente y suficiente para el diseño de las unidades de la subestructura se debe llevar a cabo una investigación subsuperficial que incluya perforaciones y ensayos de suelo de acuerdo con los requisitos del Artículo 10.4. El tipo y el costo de las fundaciones se deberán considerar en los estudios económicos y estéticos para determinar la ubicación y para seleccionar alternativas del tipo de puente.

2.4.2. Estudios topográficos

Se debe establecer la topografía actual del sitio de emplazamiento del puente mediante planos de curvas de nivel y fotografías. Estos estudios deben incluir los antecedentes del predio en términos de movimientos de masas de tierra, erosión del suelo y de la roca, y los meandros de los cursos de agua.

2.5. OBJETIVOS DEL PROYECTO

2.5.1. Seguridad

La principal responsabilidad del Ingeniero debe ser velar por la seguridad pública.

2.5.2. Serviciabilidad

2.5.2.1. Durabilidad

2.5.2.1.1. Materiales

El pliego de condiciones deberá exigir materiales de calidad y la aplicación de estrictas normas de fabricación y montaje.

El acero estructural debe ser autoprotector, o bien poseer sistemas de revestimiento de larga duración o protección catódica.

Las barras de armadura y cordones de pretensado en los elementos de hormigón, que puede esperarse estarán expuestos a sales transportadas por el aire o por el agua, deben estar protegidos mediante una combinación adecuada de resina epoxi y/o recubrimiento galvanizado, recubrimiento de hormigón, densidad, o composición química del hormigón, incluyendo incorporación de aire y una pintura no porosa sobre la superficie del hormigón o protección catódica.

Los cordones de pretensado dispuestos en vainas deben ser inyectados o protegidos contra la corrosión de alguna otra manera.

Se deben proteger los materiales susceptibles a los daños provocados por la radiación solar y/o la contaminación del aire.

Se debe tener en cuenta la durabilidad de los materiales en contacto directo con el suelo y/o el agua.

2.5.2.1.2. Medidas de autoprotección

Se debe proveer goterones continuos a lo largo de la cara inferior de los tableros de hormigón a una distancia no mayor que **0,25 m** de los bordes. Si el tablero está interrumpido por una junta sellada, todas las superficies de las pilas y estribos, con excepción de los asientos de apoyo, deben tener una pendiente mínima del **5%** hacia sus bordes. En el caso de juntas abiertas del tablero esta pendiente mínima se debe incrementar al **15%**. En el caso de tableros con juntas abiertas tales apoyos deben estar protegidos del contacto con sales y desechos.

La carpeta de rodamiento se debe interrumpir en las juntas del tablero, debiéndose proveer una transición suave hacia el dispositivo que constituye la junta del tablero.

Los encofrados de acero se deben proteger contra la corrosión de acuerdo con las especificaciones del Propietario.

2.5.2.2. Inspeccionabilidad

Cuando otros medios de inspección no resulten prácticos, se deberán proveer escaleras para inspección, pasarelas, puentes de trabajo, bocas de acceso cubiertas y, en caso de ser necesario, instalaciones para su iluminación.

Siempre que sea factible se deberá proveer de acceso al interior de los componentes celulares y en áreas de interfase, donde pueden presentarse movimientos relativos, para permitir la inspección manual o visual, incluyendo una adecuada altura libre en secciones cajón.

2.5.2.3. Mantenimiento

Se deben evitar los sistemas estructurales de mantenimiento dificultoso. Si el entorno climático y/o de tránsito hacen que pueda ser necesario reemplazar el tablero del puente antes del final de la vida de servicio requerida, el pliego de condiciones debe contener indicaciones referidas al:

- recubrimiento protector a presente o a futuro,
- reemplazo del tablero a futuro, o
- dotar al mismo de resistencia estructural adicional.

Las áreas alrededor de los asientos de apoyo y debajo de las juntas del tablero se deberán diseñar de manera de facilitar el uso de gatos, limpieza, reparación y reemplazo de los apoyos y juntas.

Los puntos de aplicación del gato deben estar indicados en los planos, y la estructura se debe diseñar con las fuerzas para el levantamiento de la superestructura especificadas en el Artículo 3.4.3. Se deben evitar las cavidades y rincones inaccesibles. Las cavidades que pueden inducir a las personas o animales a habitarlas deben ser asimismo evitadas o hacerse seguras.

2.5.2.4. Transitabilidad

El tablero del puente se debe diseñar de manera que permita el movimiento suave del tránsito. En las carreteras pavimentadas, se deberá disponer una losa estructural de aproximación entre la carretera de acceso y el estribo del puente. En los planos o en las especificaciones o requisitos especiales se deben indicar las tolerancias constructivas con respecto al perfil del tablero terminado.

Desde el punto de vista práctico, el número de juntas del tablero debe ser reducido a un mínimo. En los tableros de hormigón expuestos al tránsito los bordes de las juntas se deberán proteger contra la abrasión y el descantillado. Los planos de las juntas prefabricadas deben especificar que toda la junta sea montada como una unidad.

Si se emplean tableros de hormigón sin un revestimiento inicial, es necesario agregar un espesor adicional de **0,010 m** que permita corregir el perfil del tablero por desbastado, y para compensar la pérdida de espesor debida a la abrasión.

2.5.2.5. Servicios

Se debe prever el paso de conducciones de servicio por el puente.

2.5.2.6. Deformaciones

2.5.2.6.1. Generalidades

Los puentes se deberán proyectar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseables que provocan las deformaciones. Mientras que las limitaciones referidas a flechas y alturas son optativas, excepto para tableros de placas ortótropas, cualquier alejamiento importante de las prácticas relacionadas con la esbeltez y las flechas que en el pasado resultaron exitosas, deberá conducir a la revisión del proyecto a fin de garantizar que el puente se comportará satisfactoriamente.

Si se emplea un análisis dinámico, deberá cumplir con los principios y requerimientos del Artículo 4.7.

Para puentes inclinados de vigas rectas de acero y puentes de vigas de acero curvadas horizontalmente con o sin apoyos inclinados, se deben considerar las siguientes investigaciones adicionales:

- Las deformaciones elásticas verticales, laterales y rotacionales debido a las combinaciones de cargas aplicables, deben ser consideradas para garantizar un comportamiento satisfactorio en servicio de los apoyos, juntas, estribos integrales y pilas.
- Las rotaciones de la viga, calculadas en los apoyos, se deberán acumular a lo largo de la secuencia de construcción adoptada por el ingeniero. Las rotaciones determinadas en los apoyos no deberán exceder la capacidad especificada de rotación de los apoyos para las cargas acumuladas de diseño correspondientes a la etapa en estudio.
- Los diagramas de contraflecha deben satisfacer los requisitos del Artículo 6.7.2, y pueden reflejar las deformaciones acumuladas determinadas por la secuencia de construcción que el ingeniero haya adoptado.

2.5.2.6.2. Criterios para flechas

Los criterios de este artículo se deben considerar opcionales, con excepción de:

- Los requerimientos aplicables a los tableros ortótropos se deben considerar obligatorios.
- Los requisitos del Artículo 12.14.5.9 para estructuras tridimensionales prefabricadas de hormigón armado se considerarán obligatorios.
- Los tableros de puentes de hormigón y los tableros de emparrillados metálicos y de otras estructuras metálicas alivianadas, estarán sujetos a los requerimientos de serviciabilidad del Artículo 9.5.2.

Al aplicar estos criterios, la carga del vehículo debe incluir el incremento por carga dinámica.

Si un Propietario decide invocar el control de flechas, se pueden aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la máxima flecha absoluta en un sistema de vigas rectas, todos los carriles de diseño deberán estar cargados, y se puede suponer que todos los elementos portantes se deforman lo mismo;
- Para los sistemas curvos de vigas de acero en **I** y cajón, la deformación de cada viga se deberá determinar individualmente en base a su respuesta como parte de un sistema;
- Para el caso de vigas mixtas, la rigidez de la sección transversal de diseño utilizada para la determinación de las deformaciones deberá incluir la totalidad del ancho de la carretera y las porciones estructuralmente continuas de las barandas, veredas y barreras intermedias;
- Para los sistemas de vigas rectas, la rigidez compuesta a flexión de una viga individual puede ser tomada como la rigidez determinada como se especifica anteriormente, dividido por el número de vigas;
- Al investigar los máximos desplazamientos relativos, el número y posición de los carriles cargados se deberán seleccionar de manera que se produzca el peor efecto diferencial;
- Se deberá utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga de la Combinación de Carga de Servicio **I** de la Tabla 3.4.1-1, incluyendo el incremento por carga dinámica, **IM**;
- La sobrecarga se debe tomar del Artículo 3.6.1.3.2;
- Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 3.6.1.1.2; y
- Para puentes inclinados se puede utilizar una sección transversal normal al eje del puente, y para puentes curvos y puentes curvos inclinados se puede utilizar una sección transversal radial.

A falta de otros criterios, para los puentes vehiculares de acero y/u hormigón se pueden adoptar para las flechas los siguientes límites:

- | | |
|---|-------------------|
| • Carga vehicular, general | Luz/800, |
| • Cargas vehiculares y peatonales | Luz/1000, |
| • Carga vehicular sobre voladizos | Luz/300, y |
| • Cargas vehiculares y peatonales sobre voladizos | Luz/375. |

Para las vigas de acero de sección **I**, y vigas cajón y vigas tipo omega invertida de acero, se deben aplicar las disposiciones de los Artículos 6.10.4.2 y 6.11.4, respectivamente, referidas al control de las flechas permanentes mediante el control de las tensiones en las alas. Para puentes peatonales, es decir, puentes cuya función principal es la de permitir el cruce seguro de peatones, ciclistas, ecuestres y vehículos de mantenimiento de luz, será de aplicación las disposiciones de la Sección 5 de la "Guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales de la AASHTO LRFD" ("AASHTO's *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*"), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un

ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

Para los tableros de placas ortótropas se deberán aplicar los siguientes límites para las flechas:

- Carga vehicular sobre la placa del tablero **Luz/300**
- Carga vehicular sobre los nervios de un tablero metálico ortótropo **Luz/1000**, y
- Carga vehicular sobre los nervios de un tablero metálico ortótropo (máxima flecha relativa entre nervios adyacentes) **0,0025 m**

2.5.2.6.3. Criterios opcionales para relaciones luz-altura de la sección

A menos que en este Reglamento se especifique lo contrario, si un Propietario decide recurrir a controles basados en relaciones **luz/altura**, y en ausencia de otros criterios, se pueden considerar los límites de la Tabla 2.5.2.6.3-1, donde **S** es la luz de la losa y **L** es la luz del tramo, ambas en **[m]**. Si se utiliza la Tabla 2.5.2.6.3-1, los límites indicados en la misma se deben aplicar a la altura total, a menos que se especifique lo contrario.

Para los sistemas de vigas curvas de acero, la relación luz/altura, **L_{as}/D**, de cada viga de acero no deberá exceder de **25** cuando la tensión de fluencia especificada mínima de la viga en regiones de momento positivo sea menor o igual a **345 MPa**, y:

- Cuando la tensión de fluencia especificada mínima de la viga en regiones de momento negativo sea menor o igual a **480 MPa**, o
- Cuando las secciones híbridas, que cumplan las disposiciones del Artículo 6.10.1.3, se utilizan en regiones de momento negativo.

Para todos los demás sistemas de vigas curvas de acero, **L_{as}/D** de cada viga de acero no deberá exceder lo siguiente:

$$\frac{L_{as}}{D} \leq 25 \sqrt{\frac{345}{F_{yt}}} \quad (2.5.2.6.3-1)$$

Donde:

F_{yt} = tensión de fluencia especificada mínima del ala comprimida [MPa]

D = altura de la viga de acero [m]

L_{as} = longitud de arco de la viga [m], definido de la siguiente manera:

- longitud de arco para tramos simples;
- **0,90** veces la longitud de arco para tramos extremos continuos;
- **0,80** veces la longitud de arco para tramos interiores continuos.

Tabla 2.5.2.6.3-1 – Alturas mínimas tradicionales para superestructuras de altura constante

Superestructura		Altura mínima (Incluyendo el tablero) Para elementos de altura variable, los siguientes valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y momento negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón armado	Losas con armadura principal paralela al tránsito	$1,2 \cdot (S + 3 \text{ m}) / 30$	$(S + 3 \text{ m}) / 30 \geq 0,165 \text{ m}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas en puentes peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón pretensado	Losas	$0,030 L \geq 0,165 \text{ m}$	$0,027L \geq 0,165 \text{ m}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas I prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas en puentes peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Altura total de vigas I compuestas	0,040 L	0,032 L
	Altura del perfil I en viga compuesta I	0,033 L	0,027 L
	Reticulado	0,100 L	0,100 L

2.5.2.7. Consideraciones de futuros ensanches

2.5.2.7.1. Vigas exteriores en puentes de vigas múltiples

A menos que un futuro ensanche sea virtualmente inconcebible, la capacidad portante de las vigas exteriores no deberá ser menor que la capacidad portante de una viga interior.

2.5.2.7.2. Subestructura

Si se hubiera previsto un ensanche futuro, se deberá considerar el proyecto de la subestructura en correspondencia con la condición ensanchada.

2.5.3. Construibilidad

Las cuestiones de construibilidad deberán incluir, pero no limitarse a, la consideración de las deformaciones, las resistencias del acero y hormigón, y la estabilidad durante las etapas críticas de la construcción.

Los puentes se deberán proyectar de manera tal que su fabricación y montaje se puedan realizar sin dificultades ni esfuerzos indebidos y que las solicitaciones generadas durante la construcción estén dentro de límites tolerables.

Si el proyectista hubiera supuesto una secuencia particular para la construcción a fin de inducir ciertas tensiones bajo carga permanente, dicha secuencia deberá ser definida en el pliego de condiciones.

Cuando por consideraciones ambientales u otras razones se prevean o efectivamente haya restricciones impuestas al método constructivo, se deberá prestar atención al hecho de definir tales restricciones en el pliego de condiciones.

Si el puente presentara una complejidad inusual, tal que sería irrazonable esperar que un contratista experimentado pudiera predecir y estimar un adecuado método constructivo al licitar el proyecto, se indicará en el pliego de condiciones por lo menos un método constructivo factible.

Si el proyecto requiriera algún tipo de refuerzo y/o arriostramiento o apoyo temporal durante el montaje, asociado al método constructivo elegido, deberá estar indicada esta necesidad en el pliego de condiciones.

Se deberán evitar detalles que requieran soldadura en áreas restringidas, y hormigonar en zonas con congestión de armaduras.

Se deben considerar las condiciones climáticas e hidráulicas que pudieran afectar la construcción del puente.

2.5.4. Economía

2.5.4.1. Generalidades

Los tipos estructurales, longitudes de tramo y materiales se deben seleccionar considerando debidamente el costo proyectado. Se deberá considerar el costo de erogaciones futuras durante la vida de servicio proyectada para el puente. También se deben considerar factores regionales tales como las restricciones relacionadas con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte y montaje.

2.5.4.2. Proyectos alternativos

Si los estudios económicos no permiten arribar a una elección clara, el Propietario puede requerir la preparación de proyectos contractuales alternativos y licitar en forma

competitiva. Los diseños de los proyectos alternativos deben garantizar idéntica seguridad, serviciabilidad y estética.

Se deberán evitar en lo posible los puentes con tableros móviles sobre vías navegables. Si se proponen puentes con tablero móvil, las comparaciones económicas deberán incluir al menos una alternativa de puente con tablero fijo.

2.5.5. Estética del puente

Los puentes se deben integrar con su entorno, tener formas elegantes y presentar ante el observador un aspecto de adecuada resistencia.

Los Proyectistas deberán tratar de lograr una apariencia más agradable mejorando las formas y las relaciones entre los elementos estructurales. Se deberá evitar la aplicación de adornos u ornamentos extraordinarios y no estructurales.

Se deberán considerar los siguientes lineamientos:

- Durante la etapa correspondiente a la selección del sitio de emplazamiento y ubicación se deberán estudiar diseños alternativos sin pilas o con pocas pilas, y estos estudios se deberán refinar durante la etapa de diseño preliminar.
- La forma de las pilas deberá ser consistente con la superestructura en cuanto a su forma y detalles.
- Se deberán evitar cambios abruptos tanto en la forma de los elementos como del tipo estructural. Si es imposible evitar la interfase de diferentes tipos estructurales, se deberá lograr una transición estéticamente suave entre un tipo y otro.
- No se deberán pasar por alto los detalles, tales como los conductos de desagüe del tablero.
- Si razones económicas y/o funcionales determinan el uso de una estructura pasante, el sistema estructural se deberá seleccionar de manera de lograr una impresión visual despejada y amplia.
- Siempre que sea posible, se deberá evitar usar el puente como apoyo de sistemas de mensajes o de señalización direccional e iluminación.
- Los rigidizadores transversales del alma, a excepción de aquellos ubicados en los puntos de apoyo, no deberán ser visibles lateralmente.

2.6. HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

2.6.1. Generalidades

Como parte del desarrollo del plan preliminar de un cruce sobre un curso de agua se deben llevar a cabo estudios hidrológicos e hidráulicos y evaluar diferentes ubicaciones posibles. El grado de detalle de estos estudios deberá ser proporcional a la importancia y los riesgos asociados con la estructura.

Las estructuras temporarias para uso del Contratista o para acomodar el tránsito durante la construcción se deben proyectar considerando la seguridad de los pasajeros y de los dueños de propiedades adyacentes, así como minimizar el impacto sobre los recursos naturales de la planicie de inundación. El Propietario puede permitir la revisión de los requerimientos del proyecto, consistentes con el período de servicio previsto para la estructura temporaria y con los riesgos de inundaciones generadas por la misma. El pliego de condiciones de las estructuras temporarias debe establecer las respectivas responsabilidades y riesgos que asumirán la autoridad vial competente y el Contratista.

La evaluación de las alternativas del proyecto para un puente debe considerar la estabilidad de la corriente, el remanso, la distribución de caudales, las velocidades de la corriente, la posibilidad de socavación, el riesgo de inundación, la dinámica de las mareas, si ello fuera pertinente, y la consistencia con los criterios establecidos en las normas nacionales en cuestiones de seguros relacionados con las inundaciones.

2.6.2. Datos del sitio de emplazamiento

El plan de recolección de datos específicos para el sitio de emplazamiento debe considerar:

- Recolección de datos de relevamientos aéreos y/o terrestres a distancias adecuadas aguas arriba y aguas abajo del puente, referidas al cauce principal y su planicie de inundación.
- Estimación de los coeficientes de rugosidad para el curso de agua y la zona de inundación dentro del tramo que influye la corriente investigada;
- Muestreo de material del lecho hasta una profundidad suficiente como para determinar las características necesarias para el estudio de la socavación;
- Sondeos;
- Factores que afectan los niveles del agua, incluyendo las aguas altas propias de las corrientes, reservorios, embalses de retención, mareas y estructuras para el control de inundaciones y procedimientos de operación;
- Estudios e informes existentes, incluyendo aquellos realizados por programas para el control de las inundaciones;
- Antecedentes históricos disponibles sobre el comportamiento de la corriente y de la estructura durante inundaciones pasadas, incluyendo la socavación observada, erosión de las márgenes y daños estructurales provocados por los escurrimientos que conducen desechos o hielo; y
- Posibles cambios geomorfológicos en el cauce.

2.6.3. Estudio hidrológico

El Propietario deberá determinar el alcance de los estudios hidrológicos en base a la clasificación funcional de la carretera, los requerimientos nacionales y provinciales aplicables, y el riesgo de crecidas en el sitio de emplazamiento.

Dentro de los estudios hidrológicos se deberán incluir los siguientes aspectos de las crecidas, según corresponda:

- Evaluar los riesgos de la crecida de recurrencia **R = 100 años**, satisfaciendo los requisitos sobre el manejo de las planicies de inundación;
- Evaluar los riesgos a los usuarios de la carretera y los daños al puente y sus accesos por causa de la crecida de sobrepaso y/o la crecida de diseño para socavación del puente;
- Evaluar los daños provocados por una crecida catastrófica en lugares de alto riesgo, por ejemplo, una crecida de verificación de magnitud seleccionada por el Propietario, en concordancia con las condiciones del sitio y el riesgo percibido;
- Investigar si las fundaciones del puente son adecuadas para resistir la socavación, con la crecida de verificación para socavación del puente;
- Satisfacer las políticas y criterios de proyecto de las autoridades competentes para las diferentes clases funcionales de carreteras, con la crecida de diseño para el paso libre del agua y la socavación del puente;
- Calibrar los perfiles de la superficie del agua y evaluar el comportamiento de las estructuras existentes con las crecidas históricas; y
- Evaluar las condiciones ambientales con la información sobre caudales de estiaje o de base, y en cruces de estuarios, con sus mareas de sicigias y de cuadraturas;

Para las estructuras que salvan medios marítimos o estuarios se deberá especificar un estudio de la elevación del nivel del mar por efecto de los rangos de mareas.

2.6.4. Estudio hidráulico

2.6.4.1. Generalidades

El Proyectista deberá utilizar modelos analíticos y técnicas aprobadas por el Propietario y que sean coherentes con el nivel requerido para el estudio.

2.6.4.2. Estabilidad de la corriente

Se deberán realizar estudios para evaluar la estabilidad del curso de agua y estimar el impacto de la construcción sobre el mismo. Se deberán considerar los siguientes ítems:

- Si el nivel de la corriente sufre un decrecimiento, un recrecimiento o está en equilibrio;
- Para cruces de corrientes próximos a una confluencia, el efecto de la corriente principal y del tributario sobre los niveles de crecida, velocidades, distribución de flujos, movimientos verticales y laterales de la corriente, y el efecto de las condiciones anteriores al proyecto hidráulico del puente;
- Ubicación de un cruce favorable de la corriente teniendo en cuenta si ésta es recta, con meandros, trenzado o de transición o, en su caso, dispositivos de control para proteger al puente respecto a condiciones de la corriente, sean éstas existentes o previstas para el futuro;
- El efecto de los cambios propuestos en el cauce;
- El efecto de la explotación de materiales provenientes del cauce, tales como arena, ripio, etc., u otras operaciones en el cauce;
- Posibles cambios en los picos o volúmenes del escurrimiento provocados por cambios en el uso del suelo;
- El efecto de los cambios de la configuración geomorfológica del curso de agua sobre la estructura propuesta; y
- El efecto de los cambios geomorfológicos sobre estructuras existentes en su cercanía, causados por la estructura propuesta.

En el caso de condiciones de corrientes o flujos inestables se deben realizar estudios especiales para estimar los probables cambios futuros en la planimetría y el perfil de la corriente y para determinar las medidas para contrarrestarlas a incorporar en el proyecto, o en el futuro, para la seguridad del puente y los caminos de acceso.

2.6.4.3. Puentes sobre cursos de agua

El proceso de diseño para dimensionar un puente, que cruza un curso de agua, debe incluir:

- Evaluación de los patrones de las ondas de crecidas en el cauce principal y la planicie de inundación, para las condiciones existentes; y

- Evaluación de las combinaciones de los perfiles de la carretera, con las alineaciones y longitudes del puente, para que exista coherencia con los objetivos del proyecto.
- Evaluación de las medidas a tener en cuenta ante la flotabilidad y/o arrastre del tablero generados por eventos que superen, por las condiciones locales, al de diseño.

Si existen estudios previos de crecidas es necesario determinar su grado de precisión, para decidir si serán utilizados como antecedentes confiables.

2.6.4.4. Fundaciones de puentes

2.6.4.4.1. Generalidades

Los aspectos estructurales, hidráulicos y geotécnicos del proyecto de las fundaciones, deben estar coordinados y cualquier diferencia debe ser resuelta antes de la aprobación de los planos preliminares.

2.6.4.4.2. Socavación de puentes

Según lo requerido por el Artículo 3.7.5, se debe investigar la socavación en las fundaciones de los puentes para dos condiciones:

- Para evaluar la socavación producida por la crecida de diseño, se deberá admitir, para las condiciones de proyecto, que ha sido removido el material del lecho en el prisma de socavación ubicado por sobre la línea de socavación total. El oleaje producido por una crecida de diseño, la marea, o la crecida producida por causas varias, deberá ser el más severo correspondiente a una recurrencia **R = 100 años**, o el correspondiente a una crecida de sobrepaso de menor recurrencia.
- Para evaluar la socavación producida por la crecida de verificación, se debe investigar la estabilidad de la fundación del puente para condiciones de socavación resultantes del oleaje producido por una crecida de diseño, la marea, o la crecida producida por causas varias, debiendo ser la correspondiente a una recurrencia no mayor a **R = 500 años**, o la de una crecida de sobrepaso de menor de recurrencia. No es necesaria una cautela en exceso más allá de la requerida para la estabilidad bajo estas condiciones.

Si por las condiciones del sitio – por el atascamiento de arrastres o hielo, o las condiciones de un bajo nivel de descarga cerca de la confluencia de corrientes – se aconseja que es necesario usar una crecida más severa, tanto para el diseño como para la crecida de verificación de la socavación, el proyectista deberá usar esa crecida.

Las zapatas apoyadas sobre el suelo o sobre roca erosionable se deben ubicar de manera que el fondo de la zapata esté por debajo de las profundidades de socavación determinadas para la crecida de verificación de la socavación. Las zapatas a construir sobre roca resistente a la socavación, se deberán diseñar y construir de manera de mantener la integridad de la roca portante.

Cuando resulte practicable, las fundaciones profundas con zapatas se deberán proyectar de manera de ubicar la parte superior de la zapata debajo de la profundidad estimada de socavación por contracción, a fin de minimizar la obstrucción de los flujos de crecidas y la socavación local resultante. Se deberán considerar cotas aún menores para cabezales apoyados en pilotes, si los pilotes pudieran ser dañados por la erosión y corrosión provocadas por la exposición a las corrientes de agua. Si las condiciones determinan la necesidad de construir la parte superior de una zapata en una cota por encima del lecho del curso de agua, se debe prestar atención al potencial de socavación del proyecto.

Si se utilizan espolones u otros sistemas de protección de pilas, el proyecto debe considerar su influencia en la socavación en las pilas y la acumulación de arrastres.

Se debe investigar exhaustivamente la estabilidad de los estribos en zonas de flujo turbulento. Los taludes expuestos se deben proteger adecuadamente mediante medidas para contrarrestar la socavación.

2.6.4.5. Accesos carreteros al puente

El proyecto del puente se deberá coordinar con el proyecto de los accesos carreteros en la planicie de inundación, de manera que el patrón de flujo total de crecida se desarrolle y analice como una entidad única e interrelacionada. Si los accesos carreteros en la planicie de inundación obstruyen el flujo sobre las márgenes, el segmento de carretera dentro de los límites de la planicie de inundación se deberá proyectar de manera de minimizar los riesgos que puede producir la crecida.

Si hay derivación de aguas hacia otra cuenca hídrica, como resultado de remansos u obstrucción de los flujos de crecida, se deberá evaluar el proyecto para asegurar que satisfaga los requerimientos legales referidos a riesgos de crecidas en la cuenca a la que se trasvasan caudales.

2.6.5. Ubicación de las alcantarillas, longitud y área de escurrimiento

Además de los requisitos de los Artículos 2.6.3 y 2.6.4, se deberán considerar las siguientes condiciones:

- Pasaje de peces y demás vida silvestre,
- Efecto de las elevadas velocidades de salida y concentraciones de flujo en la salida de las alcantarillas, en el canal aguas abajo y en la propiedad adyacente,
- Efectos de la subpresión en la boca de entrada de las alcantarillas,

- Seguridad del tránsito, y
- Efectos de los elevados niveles de descarga que se pueden generar por los controles de salida o mareas de tormentas.

2.6.6. Desagüe de la carretera

2.6.6.1. Generalidades

El tablero de un puente y sus accesos carreteros se deberán proyectar para permitir la conducción segura y eficiente del escurrimiento superficial en la calzada, como una manera de minimizar los daños al puente y maximizar la seguridad de los vehículos que lo cruzan. Se deberá proveer desagüe transversal para el tablero, incluyendo la calzada, ciclovías y veredas, disponiendo una pendiente transversal o peralte suficiente para permitir un desagüe efectivo. En el caso de puentes anchos con más de tres carriles de circulación en cada dirección, puede ser necesario realizar un proyecto especial para el desagüe del tablero y/o emplear superficies rugosas a fin de reducir la posibilidad de hidroplaneo. El agua que fluye pendiente abajo por la cuneta de la carretera deberá ser interceptada y no se deberá permitir que escurra sobre el puente. Los desagües en los extremos del puente tendrán capacidad suficiente para evacuar todo el escurrimiento efluente.

En aquellas instancias extremas, sensibles desde el punto de vista ambiental, en las cuales no es posible descargar hacia el curso de agua inferior, se deberá considerar la posibilidad de evacuar el agua mediante una conducción longitudinal fijada al borde inferior del puente y que descargue en instalaciones adecuadas sobre el suelo natural en los extremos del puente.

Se deberá evitar el derrame por sobre los bordes laterales de la superestructura. Las caras superiores de veredas, guardarruedas y barandas deberán tener una pendiente hacia el interior, que conduzca el agua hasta sumideros según lo especificado en 2.6.6.4.

2.6.6.2. Tormenta de diseño

A menos que el Propietario especifique lo contrario, la tormenta de diseño para el desagüe del tablero de un puente no deberá ser menor que la tormenta usada para proyectar el sistema de desagüe del pavimento de la carretera adyacente.

2.6.6.3. Tipo, tamaño y número de sumideros

El número de sumideros del tablero deberá ser el mínimo de acuerdo con los requerimientos hidrológicos-hidráulicos.

En ausencia de otros lineamientos o guías a aplicar para puentes donde la velocidad de diseño de la carretera es menor que **70 km/h**, el tamaño y número de sumideros del tablero deberán ser tales que el derrame de los mismos no invada más de la mitad del ancho de cualquiera de los carriles proyectados. Para puentes donde la velocidad de diseño de la carretera es igual o superior a los **70 km/h**, el derrame de los sumideros no deberá invadir ninguna porción de los carriles transitables. El flujo de las cunetas se deberá interceptar en los puntos de transición de la pendiente para impedir que dicho flujo atraviese el tablero del puente.

Los sumideros o entradas de los desagües del tablero deberán ser hidráulicamente eficientes y accesibles para su limpieza.

En todos los casos se deberá considerar que los residuos de todo tipo que se acumulan en las vías de desagüe, alteran el escurrimiento previsto (sin residuo), por lo que se deberán considerar en exceso las secciones de cálculo de los desagües, aunque las mismas serán compatibles con la seguridad de las personas que puedan hallarse sobre el puente.

2.6.6.4. Descarga de los sumideros del tablero

Los sumideros y descargas del tablero se deberán proyectar y ubicar de manera que el agua superficial del tablero del puente o superficie del camino sea dirigida lejos de los elementos de la superestructura y de la subestructura del puente.

Si el Propietario no tiene ningún requerimiento específico para controlar la descarga de los sumideros y caños de desagüe, se deberá considerar:

- Una proyección mínima de **0,10 m** por debajo del componente más bajo de la superestructura,
- Ubicar las salidas de los caños de desagüe de manera que las descargas en un cono de **45°** no invadan los componentes estructurales,
- Usar caños de desagüe con caída libre en la cara interna de los parapetos y cordones, y goterones en su cara externa, siempre que sea posible y esté permitido,
- Los caños de desagüe deben ser de hierro galvanizado u otro material de similar resistencia y durabilidad, descartándose el uso de PVC y fibrocemento. El diámetro mínimo será de **0,10 m**,
- Usar codos de no más de **45°**, y
- Disponer bocas de limpieza.

Los escurrimientos del tablero del puente y de los sumideros del tablero se adoptarán de manera consistente con los requerimientos ambientales y de seguridad.

2.6.6.5. Desagüe de las estructuras

Las cavidades de las estructuras en las cuales existe la posibilidad que quede agua atrapada se deberán desaguar por su punto más bajo. Los tableros y carpetas de rodamiento se deberán proyectar para impedir el estancamiento de las aguas, especialmente en las juntas del tablero. Para tableros de puentes con carpetas de rodamiento no integrales o encofrados perdidos, se deberá considerar la evacuación del agua que se acumula en la interfase.

Se evitarán las superficies horizontales. Toda superficie expuesta a la intemperie (viento, lluvia, Sol, oleaje, niebla, etc.) deberá tener una pendiente mínima en cualquier dirección del **1,5%**, terminada al fratás.

2.7. SEGURIDAD DEL PUENTE

2.7.1. Generalidades

Se deberá llevar a cabo una evaluación de la prioridad de un puente durante la planificación de nuevos puentes y/o durante la rehabilitación de puentes existentes. Esto deberá tener en cuenta el impacto social/económico de la pérdida del puente, la disponibilidad de rutas alternativas, y el efecto sobre la seguridad/defensa de la región al cerrar el puente.

Para puentes considerados críticos o esenciales, se deberá llevar a cabo un estudio formal de la vulnerabilidad, y las medidas para mitigar dichas vulnerabilidades deberán ser consideradas para su incorporación en el proyecto.

En defecto de lo anterior, la seguridad de un puente en un determinado emplazamiento se deberá evaluar en el marco de la serviciabilidad esperable del Sistema General de Carreteras, de modo tal que ante eventos extremos se pueda tener el servicio de un **(1)** puente, como paso seguro, como mínimo cada **50 km** de distancia.

2.7.2. Exigencias de diseño

Los Propietarios de los puentes deberán considerar por razones de seguridad las amenazas en los análisis de puentes, estableciendo criterios para el tamaño y ubicación del mismo. Dichos criterios deberán tener en cuenta el tipo, la geometría y la prioridad de la estructura que se considere. Los criterios también deberán considerar los formatos de amenazas en varios niveles y definir el grado asociado al funcionamiento estructural para cada nivel.

Las exigencias de diseño se deberán determinar a partir del análisis de un formato dado de amenaza de diseño, teniendo en cuenta los niveles asociados de funcionamiento. Dadas las exigencias, una estrategia de diseño deberá ser desarrollada y aprobada por el Propietario del puente.

CAPÍTULO 3 – CARGAS Y FACTORES DE CARGA

CONTENIDO

3.1. ALCANCE	3-1
3.2. DEFINICIONES	3-1
3.3. SIMBOLOGÍA	3-5
3.3.1. Simbología General	3-5
3.3.2. Cargas y Denominación de las Cargas	3-10
3.4. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS	3-11
3.4.1. Factores de Carga y Combinaciones de Cargas	3-11
3.4.2. Factores de Carga para Cargas Constructivas	3-15
3.4.2.1 Evaluación en el Estado Límite de Resistencia	3-15
3.4.2.2 Evaluación de la Flecha en el Estado Límite de Servicio	3-16
3.4.3. Factores de Carga para las Fuerzas de Gateado y Postesado	3-16
3.4.3.1. Fuerzas de Gateado	3-16
3.4.3.2. Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postesado	3-16
3.4.4. Factores de Carga para Tableros Ortótropos	3-17
3.5. CARGAS PERMANENTES	3-17
3.5.1. Cargas Permanentes: <i>DC</i> , <i>DW</i> y <i>EV</i>	3-17
3.5.2. Cargas de Suelo: <i>EH</i> , <i>ES</i> y <i>DD</i>	3-18
3.6. SOBRECARGAS	3-18
3.6.1. Sobrecargas Gravitatorias: <i>LL</i> y <i>PL</i>	3-18
3.6.1.1. Sobrecarga Vehicular	3-18
3.6.1.1.1. Número de Carriles de Diseño	3-18
3.6.1.1.2. Presencia de Múltiples Sobrecargas	3-18
3.6.1.2. Sobrecarga Vehicular de Diseño	3-19
3.6.1.2.1. Requisitos Generales	3-19
3.6.1.2.2. Camión de Diseño	3-19
3.6.1.2.3. Tándem de Diseño	3-20
3.6.1.2.4. Carga de Carril de Diseño	3-20
3.6.1.2.5. Área de Contacto de los Neumáticos	3-21
3.6.1.2.6. Distribución de las Cargas de Rueda a través de Rellenos de Suelo	3-21
3.6.1.3. Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño	3-22
3.6.1.3.1. Requisitos Generales	3-22
3.6.1.3.2. Carga para la Evaluación Opcional de la Flecha por Sobrecarga	3-23

3.6.1.3.3. Cargas de Diseño para Tableros, Sistemas de Tableros y Losas Superiores de Alcantarillas Cajón	3-23
3.6.1.3.4. Carga para el Voladizo Lateral del Tablero	3-24
3.6.1.4. Carga de Fatiga	3-24
3.6.1.4.1. Magnitud y Configuración	3-24
3.6.1.4.2. Frecuencia	3-25
3.6.1.4.3. Distribución de Cargas para Fatiga	3-25
3.6.1.4.3.1. Métodos Refinados	3-25
3.6.1.4.3.2. Métodos Aproximados	3-25
3.6.1.5. Cargas de Tránsito Ferroviario	3-26
3.6.1.6. Cargas Peatonales	3-26
3.6.1.7. Cargas sobre Barandas	3-26
3.6.2. Incremento por Carga Dinámica: <i>IM</i>	3-26
3.6.2.1. Requisitos Generales	3-26
3.6.2.2. Componentes Enterrados	3-27
3.6.2.3. Componentes de Madera	3-27
3.6.3. Fuerzas Centrífugas: <i>CE</i>	3-28
3.6.4. Fuerza de Frenado: <i>BR</i>	3-29
3.6.5. Fuerza de Colisión de un Vehículo: <i>CT</i>	3-29
3.6.5.1. Protección de las Estructuras	3-29
3.6.5.2. Colisión de Vehículos contra las Barreras	3-30
3.7. CARGAS HIDRÁULICAS: <i>WA</i>	3-30
3.7.1. Presión Hidrostática	3-30
3.7.2. Flotación	3-30
3.7.3. Acciones producidas por una Corriente de Agua	3-31
3.7.3.1. En sentido Longitudinal	3-31
3.7.3.2. En sentido Transversal	3-31
3.7.4. Acciones producidas por el Oleaje	3-32
3.7.5. Cambios en las Condiciones de Fundación debidos al Estado Límite de Socavación	3-32
3.8. CARGA DE VIENTO: <i>WL</i> y <i>WS</i>	3-33
3.8.1. Presión Horizontal del Viento	3-33
3.8.1.1. Requisitos Generales	3-33
3.8.1.2. Presión del Viento sobre las Estructuras: <i>WS</i>	3-34
3.8.1.2.1. Requisitos Generales	3-34
3.8.1.2.2. Cargas de las Superestructuras	3-35
3.8.1.2.3. Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura	3-36

3.8.1.3. Presión de Viento sobre los Vehículos: <i>WL</i>	3-36
3.8.2. Presión Vertical del Viento	3-37
3.8.3. Inestabilidad Aeroelástica	3-37
3.8.3.1. Requisitos Generales	3-37
3.8.3.2. Fenómenos Aeroelásticos	3-37
3.8.3.3. Control de Respuestas Dinámicas	3-38
3.8.3.4. Ensayos en Túnel de Viento	3-38
3.9. CARGAS DE HIELO: <i>IC</i>	3-38
3.9.1. Requisitos Generales	3-38
3.9.2. Fuerzas de Hielo Dinámicas sobre las Pilas	3-39
3.9.2.1. Resistencia Efectiva del Hielo	3-39
3.9.2.2. Aplastamiento y Flexión	3-39
3.9.2.3. Cursos Pequeños de Agua	3-40
3.9.2.4. Combinación de Fuerzas Longitudinales y Transversales	3-40
3.9.2.4.1. Pilas Paralelas al Flujo	3-40
3.9.2.4.2. Pilas Inclinas Respecto del Flujo	3-41
3.9.2.5. Pilas Esbeltas y Flexibles	3-41
3.9.3. Cargas de Hielo Estáticas sobre Pilas de Puente	3-42
3.9.4. Diques Colgantes de Hielo y Atasco por Hielo	3-42
3.9.5. Fuerzas Verticales Debidas a la Adherencia de Hielo	3-42
3.9.6. Acumulación de Hielo y Cargas de Nieve en las Superestructuras	3-43
3.10. EFECTOS SÍSMICOS <i>EQ</i> (a definir por el INPRES)	3-43
3.11. EMPUJE DEL SUELO: <i>EH, ES, LS</i> y <i>DD</i>	3-43
3.11.1. Requisitos Generales	3-43
3.11.2. Compactación	3-44
3.11.3. Presencia de Agua	3-44
3.11.4. Efecto Sísmico	3-44
3.11.5. Empuje del Suelo: <i>EH</i>	3-44
3.11.5.1. Empuje Lateral del Suelo	3-44
3.11.5.2. Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, k_o	3-45
3.11.5.3. Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a	3-46
3.11.5.4. Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo, k_p	3-48
3.11.5.5. Método del Fluido Equivalente para Estimar Empujes Laterales de Rankine	3-50
3.11.5.6. Empujes Laterales del Suelo para Muros Tipo Pantalla	3-51
3.11.5.7. Empujes Aparentes del Suelo para Muros Anclados	3-56
3.11.5.7.1. Suelos no Cohesivos	3-56

3.11.5.7.2. Suelos Cohesivos	3-57
3.11.5.7.2.1. Suelos Rígidos a Duros	3-57
3.11.5.7.2.2. Suelos Blandos a Medianamente Rígidos	3-58
3.11.5.8. Empujes Laterales del Suelo para Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente	3-59
3.11.5.8.1. Requisitos Generales	3-59
3.11.5.8.2. Estabilidad Interna	3-61
3.11.5.9. Empujes Laterales del Suelo para Muros Modulares Prefabricados	3-61
3.11.5.10. Empujes Laterales del Suelo para Barreras de Sonido Apoyadas en Elementos Embebidos Verticales Discretos y Continuos	3-62
3.11.6. Sobrecargas: <i>ES</i> y <i>LS</i>	3-65
3.11.6.1. Sobrecarga Uniforme (<i>ES</i>)	3-65
3.11.6.2. Cargas Puntuales, Lineales y de Faja (<i>ES</i>) – Muros Restringidos contra el Movimiento	3-66
3.11.6.3. Cargas de Faja (<i>ES</i>) – Muros Flexibles	3-69
3.11.6.4. Sobrecarga Viva (<i>LS</i>)	3-71
3.11.6.5. Reducción de la Sobrecarga	3-73
3.11.7. Reducción Debida al Empuje del Suelo	3-73
3.11.8. Fricción Negativa	3-73
3.12. EFECTOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS: <i>TU</i> , <i>TG</i> , <i>SH</i> , <i>CR</i> , <i>SE</i> , <i>PS</i>	3-74
3.12.1. Requisitos Generales	3-74
3.12.2. Temperatura Uniforme	3-75
3.12.2.1. Rango de Temperatura para el Procedimiento A	3-75
3.12.2.2. Rango de Temperatura para el Procedimiento B	3-75
3.12.2.3. Movimientos Térmicos de Diseño	3-76
3.12.3. Gradiente de Temperatura	3-76
3.12.4. Contracción Diferencial	3-78
3.12.5. Fluencia Lenta	3-78
3.12.6. Asentamiento	3-78
3.12.7. Fuerzas Secundarias generadas por el Postesado, <i>PS</i>	3-79
3.13. FUERZAS FRICCIONALES: <i>FR</i>	3-79
3.14. COLISIÓN DE EMBARCACIONES: <i>CV</i>	3-79
3.14.1. Requisitos Generales	3-79
3.14.2. Responsabilidad del Propietario	3-80
3.14.3. Clasificación Operativa del Puente	3-80
3.14.4. Embarcación de Diseño	3-80

3.14.5. Frecuencia Anual de Colapso	3-81
3.14.5.1. Distribución de Frecuencia de las Embarcaciones	3-82
3.14.5.2. Probabilidad de Desviación	3-82
3.14.5.2.1. Requisitos Generales	3-82
3.14.5.2.2. Método Estadístico	3-82
3.14.5.2.3. Método Aproximado	3-82
3.14.5.3. Probabilidad Geométrica	3-85
3.14.5.4. Probabilidad de Colapso	3-85
3.14.5.5. Factor de Protección	3-86
3.14.6. Velocidad de Colisión de Diseño	3-86
3.14.7. Energía de Colisión de una Embarcación	3-87
3.14.8. Fuerza de Colisión de una Embarcación en una Pila	3-88
3.14.9. Longitud de Avería de Proa	3-88
3.14.10. Fuerza de Colisión de una Embarcación en la Superestructura	3-89
3.14.10.1. Colisión de la Proa	3-89
3.14.10.2. Colisión de la Caseta de Cubierta	3-89
3.14.10.3. Colisión del Mástil	3-90
3.14.11. Fuerza de Colisión de una Barcaza en una Pila	3-90
3.14.12. Longitud de Daño de Proa de una Barcaza	3-91
3.14.13. Daño en el Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo	3-91
3.14.14. Aplicación de las Fuerzas de Impacto	3-91
3.14.14.1. Diseño de la Subestructura	3-92
3.14.14.2. Diseño de la Superestructura	3-93
3.14.15. Protección de las Subestructuras	3-94
3.14.16. Consideraciones de Seguridad	3-94
3.15. CARGAS EXPLOSIVAS: <i>BL</i>	3-94
3.15.1. Introducción	3-94

CAPÍTULO 3

CARGAS Y FACTORES DE CARGA

3.1. ALCANCE

Este Capítulo especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes.

En los casos en que se presentan múltiples niveles de comportamiento, la selección del nivel de comportamiento de diseño será responsabilidad del Propietario.

Se especifica un factor de carga mínimo para las sollicitaciones que se pueden desarrollar durante la etapa constructiva. En el Artículo 5.14.2. se especifican requisitos adicionales para la construcción de puentes de hormigón por dovelas.

3.2. DEFINICIONES

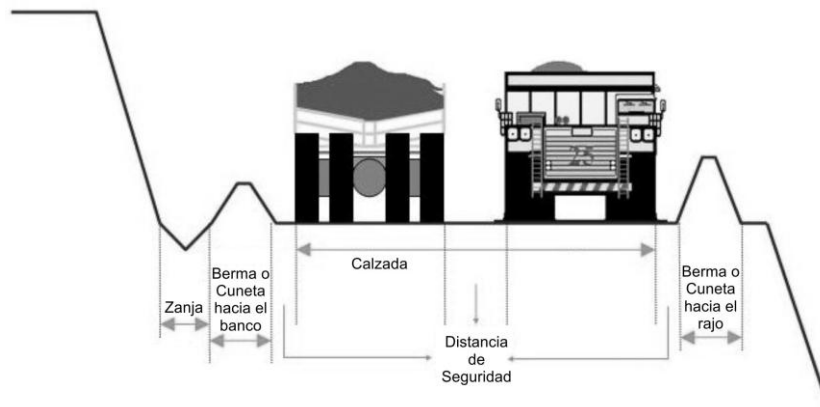
Amortiguador (“Damper”) – Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura, permitiendo movimientos de origen térmico. El dispositivo provee amortiguamiento disipando energía bajo cargas sísmicas, cargas de frenado u otras cargas dinámicas.

Ancho de calzada (“Roadway width”) – Espacio libre entre barreras y/o cordones.

Ángulo de fricción de un muro (“Wall friction angle”) – Ángulo cuyo arco-tangente representa la fricción aparente entre un muro y una masa de suelo.

Barrera estructuralmente continua (“Structurally continuous barrier”) – Barrera, o cualquier parte de la misma, que se interrumpe sólo en las juntas del tablero.

Berma (“Berm”) – Montículo de tierra utilizado para cambiar la dirección o disminuir la velocidad de vehículos o embarcaciones y para estabilizar rellenos, terraplenes, taludes o suelos blandos.



Calado de diseño (“Design water depth”) – Profundidad del agua correspondiente al nivel de pleamar media (PMM).

Carga (“Load”) – Efecto de una aceleración, incluyendo la aceleración de la gravedad, de una deformación impuesta o de un cambio volumétrico.

Carga nominal (“Nominal load”) – Nivel de carga de diseño seleccionado arbitrariamente.

Cargas permanentes (“Permanent loads”) – Cargas y fuerzas que son, o se suponen que son, ya sea permanentes una vez terminada la construcción o variando sólo a lo largo de un período prolongado de tiempo.

Cargas transitorias (“Transient loads”) – Cargas y fuerzas que pueden variar en un intervalo corto de tiempo respecto a la vida de servicio de la estructura.

Carril (“Lane”) – Área del tablero que recibe un vehículo o una carga lineal uniforme.

Carril de diseño (“Design lane”) – Carril de circulación ideal ubicado transversalmente sobre la carretera.

Cristales iniciales de hielo (“Frazil ice”) – Agujas o lentejuelas finas de hielo en suspensión en el agua. Primer estado de la congelación, dando a la superficie del agua un aspecto aceitoso u opaco.

Cuña activa del suelo (“Active earth wedge”) – Cuña de suelo que tiende a moverse si no es retenida por una estructura o componente.

Defensa (“Fender”) – Elemento de protección fijado al componente estructural a proteger o usado para delimitar canales o redirigir embarcaciones que se han salido de curso.

Distorsión (“Distortion”) – Cambio en la geometría estructural.

Dolfín (“Dolphin”) – Elemento de protección que puede tener su propio sistema de defensa; generalmente es de planta circular y estructuralmente independiente del puente.

Empuje activo del suelo (“Active earth pressure”) – Presión lateral resultante de la retención de suelo por parte de una estructura o componente que tiende a alejarse de la masa de suelo.

Empuje aparente del suelo (“Apparent earth pressure”) – Distribución de la presión lateral para muros anclados construidos de arriba hacia abajo.

Empuje pasivo del suelo (“Passive earth pressure”) – Presión lateral debida a la resistencia que opone el suelo al movimiento lateral de una estructura o componente hacia el interior de la masa de suelo.

Estabilidad global (“Overall stability”) – Estabilidad de la totalidad del muro de sostenimiento o estructura del estribo; se determina evaluando potenciales superficies de deslizamiento ubicadas fuera de la estructura.

Expuesto (“Exposed”) – Condición en la cual una parte de la subestructura o superestructura del puente está sujeta a contacto físico con cualquier parte de la proa, caseta de cubierta o mástil de una embarcación que colisiona con el puente.

Extremo (“Extreme”) – Un máximo o un mínimo.

Fluido equivalente (“Equivalent fluid”) – Sustancia ideal cuya densidad es tal que, a los fines del cálculo, ejercería la misma presión que el suelo que reemplaza.

Fuerza centrífuga (“Centrifugal force”) – Fuerza lateral provocada por un cambio de dirección del movimiento de un vehículo.

Global (“Global”) – Correspondiente a la totalidad de la superestructura o a la totalidad del puente.

Incremento por carga dinámica (“Dynamic load allowance”) – Aumento de las solicitaciones estáticas aplicadas que toma en cuenta la interacción dinámica entre el puente y los vehículos en movimiento.

Índice de confiabilidad (“Reliability index”) – Valoración cuantitativa de la seguridad, expresada como la relación de la diferencia entre la resistencia media y la solicitación media sobre la desviación estándar combinada de la resistencia y la solicitación.

Licuefacción (“Liquefaction”) – Pérdida de resistencia al corte de un suelo saturado debido al exceso de presión neutra. En suelos no cohesivos saturados, esta pérdida de resistencia puede ser el resultado de cargas aplicadas de manera instantánea o cíclica, particularmente en arenas finas a medianas poco compactas de granulometría uniforme.

Línea de ruedas (“Wheel line”) – Agrupación de ruedas en forma transversal o longitudinal.

Local (“Local”) – Correspondiente a un componente o a un subconjunto de componentes.

Modo de vibración (“Mode of vibration”) – Forma de deformación dinámica asociada con una frecuencia de vibración.

Rango de movimiento térmico de diseño (“Design thermal movement range”) – El rango de movimiento térmico resulta de la diferencia entre la máxima temperatura de diseño y la mínima temperatura de diseño, tal como se define en el Artículo 3.12.

Regla de la palanca (“Lever rule”) – Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto para calcular la reacción en un segundo punto.

Relación de sobreconsolidación (“Overconsolidation ratio”) – Relación entre la máxima presión de preconsolidación y la presión efectiva actual.

Rueda (“Wheel”) – Neumático simple o dual ubicado en el extremo de un eje.

Sistema de ejes (“Axle unit”) – Eje simple o eje tándem.

Sobrecarga de suelo (“Surcharge”) – Carga usada para modelar el peso del relleno u otras cargas aplicadas en la parte superior del material retenido.

Subestructura (“Substructure”) – Componentes estructurales del puente que soportan el tramo cuasi horizontal.

Suelo normalmente consolidado (“Normally consolidated soil”) – Suelo en el cual la presión efectiva provocada por la sobrecarga actual es igual a la máxima presión que ha experimentado.

Suelo sobreconsolidado (“Overconsolidated soil”) – Suelo que ha sido sometido a una presión mayor que la que actualmente existe.

Superestructura (“Superstructure”) – Componentes estructurales del puente que constituyen el tramo cuasi horizontal.

Superficie de influencia (“Influence surface”) – Función continua o discretizada sobre el tablero de un puente cuyo valor en un punto, multiplicado por una carga actuando normal al tablero en dicho punto, permite obtener el efecto deseado debido a dicha carga.

Tándem (“Tandem”) – Dos ejes poco separados, generalmente conectados a un mismo chasis que ayuda a distribuir la carga de manera equitativa entre ambos ejes.

Temperatura de ajuste (“Setting temperature”) – Temperatura media de una estructura, que se utiliza para determinar las dimensiones de una estructura cuando se añade o coloca un componente.

Tonelaje (“Tonne”) – Es una medida del tamaño o de la capacidad de carga que transporta una embarcación. En el uso marítimo moderno, "tonelaje" se refiere específicamente a un cálculo del volumen o volumen de carga de una embarcación. Siendo: **1 tonne = 1000 kg.**

Unidad de transmisión de impacto (“Shock Transmission Unit – STU”) – Dispositivo que proporciona una unión rígida temporaria entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas, de frenado u otras cargas dinámicas, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

Vehículo de circulación restringida (“Permit vehicle”) – Vehículo cuya circulación está restringida por disposiciones administrativas debido a su peso o tamaño.

Vía navegable (“Navigable waterway”) – Curso de agua que la autoridad de aplicación ha determinado apto para el comercio nacional o internacional.

Vía navegable de gran calado (“Deep draft waterways”) – Vía navegable usada por embarcaciones mercantes con un calado cargado de **4 a 18 m.**

Vía navegable de poco calado (“Shallow draft waterways”) – Vía navegable utilizada principalmente por embarcaciones tipo barcaza con un calado cargado menor que **3,00 m.**

Vibración aeroelástica (“Aeroelastic vibration”) – Respuesta elástica periódica de una estructura frente al viento.

3.3. SIMBOLOGÍA

3.3.1. Simbología General

- A = sección en planta de un témpano de hielo [m^2]; profundidad del gradiente de temperatura [m] (C3.9.2.3) (3.12.3)
- AEP = empuje aparente del suelo para muros anclados [kN/m^2] (3.4.1)
- AF = frecuencia anual de colapso de un elemento del puente (número/año) (C3.14.4)
- a = longitud de desaceleración uniforme en frenado [m]; distancia truncada [m]; longitud media de daño de proa [m] (C3.6.4) (C3.9.5) (C3.14.9)
- a_B = longitud de daño de proa de una barcaza tolva estándar [m] (3.14.11) (3.14.12)
- a_s = longitud de daño de proa de un buque [m] (3.14.9)
- B' = ancho de zapata equivalente [m] (3.11.6.3)
- B_e = ancho de excavación [m] (3.11.5.7.2.2)
- B_M = manga (ancho) de una barcaza, remolcadores de barcaza, y barcos [m] (C3.14.5.1)
- B_p = ancho de una pila de puente [m] (3.14.5.3)
- BR = fuerza de frenado vehicular; tasa básica de desviación de una embarcación (3.3.2) (3.14.5.2.3)
- b = coeficiente de fuerza de frenado; ancho de un muro vertical discreto [m] (C3.6.4) (3.11.5.6)
- b_f = ancho de la carga aplicada o de una zapata [m] (3.11.6.3)
- C = coeficiente para calcular fuerzas centrífugas; constante para condiciones del terreno relacionada con la exposición al viento (3.6.3) (C3.8.1.1)
- C_a = coeficiente para la fuerza debida al aplastamiento del hielo (3.9.2.2)
- C_D = coeficiente de arrastre [$s^2 \cdot kN/m^4$] (3.7.3.1)
- C_H = coeficiente de masa hidrodinámica (3.14.7)
- C_L = coeficiente de arrastre lateral (3.7.3.2)
- C_n = coeficiente de inclinación del borde de ataque para calcular F_b (3.9.2.2)
- c = cohesión del suelo [kN/m^2] (3.11.5.4)
- c_f = distancia entre la parte posterior de la cara de un muro y el frente de una carga aplicada o zapata [m] (3.11.6.3)
- D = profundidad de empotramiento para muros permanentes tipo pantalla flexada en voladizo formados por elementos verticales discretos [m] (3.11.5.6)
- D_B = profundidad de proa [m] (C3.14.5.1)
- D_E = profundidad mínima de la tapada de suelo [m] (3.6.2.2)
- D_o = profundidad de empotramiento calculada para proporcionar equilibrio en pantallas flexadas en voladizo con elementos verticales continuos por el método simplificado [m] (3.11.5.6)
- DWT = tamaño de una embarcación en base a su tonelaje de peso muerto [tonne] (C3.14.1)
- D_1 = ancho efectivo de una carga aplicada a cualquier profundidad [m] (3.11.6.3)

- d = profundidad de la superficie potencial de falla debajo de la base de la excavación [m]; distancia horizontal entre la cara posterior de un muro y el eje de una carga aplicada [m] (3.11.5.7.2.2) (3.11.6.3)
- E = módulo de elasticidad [MPa] (C3.9.5)
- E_B = energía de deformación [kN·m] (C3.14.11)
- e' = excentricidad de la carga sobre una zapata [m] (3.11.6.3)
- F = fuerza longitudinal sobre una pila provocada por un témpano de hielo [kN]; fuerza requerida para que falle una capa de hielo [kN/m]; fuerza en la base de un muro flexado requerida para que haya equilibrio de fuerzas [kN/m] (3.9.2.2) (C3.9.5) (3.11.5.6)
- F_b = fuerza horizontal debida a la falla del hielo por flexión [kN] (3.9.2.2)
- F_c = fuerza horizontal debida al aplastamiento del hielo [kN] (3.9.2.2)
- F_t = fuerza transversal sobre la pila debida al flujo de hielo [kN] (3.9.2.4.1)
- F_v = fuerza vertical del hielo debida a la adherencia [kN] (3.9.5)
- F_1 = fuerza lateral debida al empuje del suelo [kN/m] (3.11.6.3)
- F_2 = fuerza lateral debida a la sobrecarga vehicular [kN/m] (3.11.6.3)
- f = constante aplicada en el cálculo del coeficiente **C** utilizado para calcular las fuerzas centrífugas, siendo igual a **4/3** en aquellas combinaciones de cargas excepto la fatiga y **1** para fatiga (3.6.3)
- f'_c = resistencia especificada a compresión del hormigón a utilizar en el diseño [MPa] (3.5.1)
- g = aceleración de la gravedad [m/s²] (3.6.3)
- H = resistencia última de un elemento del puente [kN]; altura final de un muro de sostenimiento [m]; profundidad total de una excavación [m]; resistencia de un componente del puente frente a una fuerza horizontal [kN] (C3.11.1) (3.11.5.7.1) (3.14.5.4)
- H_L = profundidad del cabecero en la proa de una barcaza [m] (3.14.14.1)
- H_p = resistencia última de una pila de puente [kN] (3.14.5.4)
- H_s = resistencia última de una superestructura de puente [kN] (3.14.5.4)
- H_1 = distancia entre la superficie del terreno y el anclaje ubicado a mayor altura [m] (3.11.5.7.1)
- H_{n+1} = distancia entre la base de la excavación y el anclaje ubicado a menor altura [m] (3.11.5.7.1)
- h = altura ideal del diagrama de empuje del suelo [m] (3.11.5.7)
- h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular [m] (3.11.6.4)
- IM = incremento por carga dinámica (C3.6.1.2.5)
- KE = energía de impacto de diseño correspondiente a la colisión de una embarcación [kN·m] (3.14.7)
- K_1 = factor de reducción de la fuerza de hielo para cursos de agua pequeños (C3.9.2.3)
- k = coeficiente de empuje lateral del suelo (3.11.6.2)
- k_a = coeficiente de empuje lateral activo del suelo (3.11.5.1)
- k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo (3.11.5.1)
- k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo (3.11.5.1)
- k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga (3.11.6.1)
- L = perímetro de una pila [m]; longitud de los elementos de refuerzo del suelo en una estructura de tierra estabilizada mecánicamente [m]; longitud de una zapata [m]; longitud de expansión [m] (3.9.5) (3.11.5.8) (3.11.6.3) (3.12.2.3)
- ℓ = longitud característica [m]; separación entre centros de los elementos de un muro vertical [m] (C3.9.5) (3.11.5.6)
- LOA = longitud total de un buque o remolcador de barcaza incluyendo la embarcación remolcada [m] (3.14.5)
- m = factor de presencia múltiple (3.6.1.1.2)
- N = número de pasajes de embarcaciones en una dirección navegando debajo del puente [número/año] (3.14.5)

- N_s = número de estabilidad (3.11.5.6)
 OCR = relación de sobreconsolidación (3.11.5.2)
 P = máxima fuerza vertical para una única cuña de hielo [kN]; carga resultante del impacto de una embarcación [kN]; carga concentrada de rueda [kN]; intensidad de la sobrecarga; carga puntual [kN] (C3.9.5) (3.14.5.4) (C3.6.1.2.5) (C3.11.6.2) (3.11.6.2)
 PA = probabilidad de desviación de una embarcación (3.14.5)
 P_a = fuerza resultante por unidad de ancho de muro [kN/m] (3.11.5.8.1)
 P_B = fuerza de impacto de una barcaza correspondiente a una colisión frontal entre la proa de la barcaza y un objeto rígido [kN]; presión básica del viento correspondiente a una velocidad del viento de **45 m/s** [kN/m²] (3.14.11) (3.8.1.2)
 $\overline{P_B}$ = fuerza de impacto estática equivalente media de una barcaza resultante del Estudio de Meir-Dornberg [kN] (C3.14.11)
 P_{BH} = fuerza de impacto de la colisión de la proa de un buque contra una superestructura rígida [kN] (3.14.10.1)
 PC = probabilidad de colapso de un puente (3.14.5)
 P_D = presión de viento de diseño [kN/m²] (3.8.1.2.1)
 P_{DH} = fuerza de impacto de la caseta de cubierta de un buque contra una superestructura rígida [kN] (3.14.5.4)
 PG = probabilidad geométrica de que una embarcación colisione contra una pila o tramo de un puente (3.14.5)
 P_H = fuerza lateral debida a la superestructura u otras cargas concentradas laterales [kN/m] (3.11.6.3)
 P_h = componente horizontal de la resultante del empuje del suelo sobre el muro [kN/m] (3.11.5.5)
 P_{MT} = fuerza de impacto del mástil de un buque contra una superestructura rígida [kN] (3.14.5.4)
 P_p = empuje pasivo del suelo [kN/m] (3.11.5.4)
 P_S = fuerza de impacto de la colisión frontal de la proa de un buque contra un objeto rígido [kN] (3.14.5.4)
 P_v = componente vertical de la resultante del empuje del suelo sobre el muro [kN/m]; carga por metro lineal de zapata corrida [kN/m] (3.11.5.5) (3.11.6.3)
 P'_v = carga sobre una zapata aislada rectangular o carga puntual [kN] (3.11.6.3)
 p = resistencia efectiva al aplastamiento del hielo [MPa]; presión del flujo de agua [kN/m²]; empuje básico del suelo [kN/m²]; fracción de tránsito correspondiente a camiones en un único carril; intensidad de carga [kN/m²] (3.9.2.2) (3.7.3.1) (3.11.5.1) (3.6.1.4.2) (3.11.6.2)
 p_a = empuje aparente del suelo [kN/m²]; máxima ordenada del diagrama de presión [kN/m²] (3.11.5.3) (3.11.5.7.1)
 p_p = empuje pasivo del suelo [kN/m²] (3.11.5.4)
 Q = carga de diseño total; intensidad de carga para una carga lineal de longitud infinita [kN/m] (3.4.1) (3.11.6.2)
 Q_i = solicitaciones (3.4.1)
 q = sobrecarga de suelo [kN/m²] (3.11.6.3)
 q_s = sobrecarga uniforme de suelo [kN/m²] (3.11.6.1)
 R = radio de curvatura [m]; radio de una pila circular [m]; factor de reducción del empuje pasivo lateral del suelo; distancia radial entre el punto de aplicación de una carga y un punto en el muro [m]; fuerza de reacción a ser resistida por la subrasante debajo de la base de excavación [kN/m] (3.6.3) (3.9.5) (3.11.5.4) (3.11.6.1) (3.11.5.7.1)
 R_B = factor de corrección de **PA**, que considera la ubicación del puente (3.14.5.2.3)
 R_{BH} = relación entre la altura expuesta de la superestructura y la altura total de la proa de un buque (3.14.10.1)

- R_C = factor de corrección de **PA**, que considera la presencia de corrientes paralelas a la dirección de recorrido de las embarcaciones (3.14.5.2.3)
- R_D = factor de corrección de **PA**, que considera la densidad de tránsito de embarcaciones (3.14.5.2.3)
- R_{DH} = factor de reducción para la fuerza de colisión de la caseta de cubierta de una embarcación (3.14.10.2)
- R_{XC} = factor de corrección de **PA**, que considera la presencia de corrientes cruzadas actuando perpendicularmente al recorrido de las embarcaciones (3.14.5.2.3)
- r = radio del borde de ataque de una pila [m] (C3.9.2.3)
- S_f = índice de congelamiento (C3.9.2.2)
- S_m = resistencia al corte de un macizo rocoso [kN/m²] (3.11.5.6)
- S_u = resistencia al corte en condición no drenada de un suelo cohesivo [kN/m²] (3.11.5.6)
- S_{ub} = resistencia al corte en condición no drenada del suelo debajo de la base de la excavación [kN/m²] (3.11.5.7.2.2)
- S_v = separación vertical de las armaduras [m] (3.11.5.8.1)
- T = temperatura media diaria del aire [°C] (C3.9.2.2)
- T_{hi} = carga horizontal en el anclaje *i* [kN/m] (3.11.5.7.1)
- $T_{máx}$ = carga aplicada a las armaduras en un muro de tierra estabilizada mecánicamente [kN/m] (3.11.5.8.2)
- $T_{MáxDiseño}$ = máxima temperatura de diseño utilizada para determinar los efectos del movimiento térmico [°C] (3.12.2.1) (3.12.2.2) (3.12.2.3)
- $T_{MínDiseño}$ = mínima temperatura de diseño utilizada para determinar los efectos del movimiento térmico [°C] (3.12.2.1) (3.12.2.2) (3.12.2.3)
- t = espesor de hielo [m]; espesor del tablero [m] (3.9.2.2) (3.12.3)
- V = velocidad de diseño de la carretera [m/s]; velocidad de diseño del agua [m/s]; velocidad de impacto de diseño de una embarcación [m/s] (3.6.3) (3.7.3.1) (3.14.6)
- V_B = velocidad básica del viento tomada como **45 m/s** (3.8.1.1)
- V_C = componente de la corriente de agua que actúa paralela a la dirección de recorrido de las embarcaciones [m/s] (3.14.5.2.3)
- V_{DZ} = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño **Z** [m/s] (3.8.1.1)
- V_{MIN} = mínima velocidad de diseño de impacto, siempre mayor o igual que la velocidad media anual de la corriente para el sitio de emplazamiento del puente [m/s] (3.14.6)
- V_T = velocidad de circulación de las embarcaciones en el canal navegable [m/s] (3.14.6)
- V_{XC} = componente de la corriente de agua que actúa perpendicular a la dirección de recorrido de las embarcaciones [m/s] (3.14.5.2.3)
- V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento para diferentes características de la superficie contra el viento [m/s] (3.8.1.1)
- V_{10} = velocidad del viento a **10 m** sobre el nivel del terreno o del agua [m/s] (3.8.1.1)
- W = peso desplazado de la embarcación [tonne] (C3.14.5.1)
- w = ancho libre de la carretera [m]; ancho libre de un puente peatonal y/o de bicicletas [m]; ancho de una pila al nivel que actúa el hielo [m]; peso unitario del agua [kN/m³] (3.6.1.1.1) (3.6.1.6) (3.9.2.2) (C3.7.3.1)
- X = distancia horizontal entre el respaldo de un muro y el punto de aplicación de la carga [m]; distancia entre un elemento del puente y el eje del recorrido de las embarcaciones [m] (3.11.6.2) (3.14.6)
- X_c = distancia entre el borde del canal y el eje del recorrido de las embarcaciones [m] (3.14.6)
- X_L = distancia a partir del eje del recorrido de las embarcaciones igual a **3xLOA** [m] (3.14.6)
- X_1 = distancia entre el respaldo del muro y el inicio de la carga lineal [m] (3.11.6.2)

- X_2 = longitud de la carga lineal [m] (3.11.6.2)
 Z = altura de la estructura sobre el terreno o nivel del agua > **10 m** [m]; profundidad debajo de la superficie del suelo [m]; profundidad desde la superficie del terreno hasta un punto en el muro considerado [m]; distancia vertical entre el punto de aplicación de una carga y la cota de un punto en el muro considerado [m] (3.8.1.1) (3.11.6.3) (3.11.6.2)
 Z_0 = longitud de rugosidad del alcance a barlovento, una característica meteorológica del viento [m] (3.8.1.1)
 Z_2 = profundidad donde el ancho efectivo interseca el respaldo del muro [m] (3.11.6.3)
 z = profundidad debajo de la superficie del relleno [m] (3.11.5.1)
- α = constante que considera las condiciones del terreno en relación con la exposición al viento; coeficiente que considera las condiciones locales del hielo; inclinación del borde de ataque de una pila con respecto a un eje vertical [°]; inclinación del respaldo de un muro respecto de un eje vertical [°]; ángulo formado por un muro de cimentación y una línea que conecta el punto en el muro considerado con un punto en la esquina inferior de la zapata más próxima al muro [radianes]; coeficiente de expansión térmica [m/m°C] (C3.8.1.1) (C3.9.2.2) (3.9.2.2) (C3.11.5.3) (3.11.6.2) (3.12.2.3)
- B = pendiente ideal del relleno [°] (3.11.5.8.1)
 β = índice de seguridad; ángulo del borde de ataque en un plano horizontal utilizado para calcular las fuerzas transversales del hielo [°]; pendiente de la superficie del relleno detrás de un muro de sostenimiento; {+ para las pendientes que ascienden a partir el muro; – para pendientes que descienden a partir del muro} [°] (C3.4.1) (3.9.2.4.1) (3.11.5.3)
- β' = pendiente de la superficie del terreno frente a un muro {+ para las pendientes que ascienden a partir el muro; – para pendientes que descienden a partir del muro} [°] (3.11.5.6)
- γ = factores de carga; peso unitario de los materiales [kN/m³]; peso unitario del agua [kN/m³]; peso unitario del suelo [kN/m³] (C3.4.1) (3.5.1) (C3.9.5) (3.11.5.1)
- γ_s = peso unitario del suelo [kN/m³] (3.11.5.1)
 γ'_s = peso unitario efectivo del suelo [kN/m³] (3.11.5.6)
- γ_{EQ} = factor de carga para sobrecargas aplicadas simultáneamente con cargas sísmicas (3.4.1)
- γ_{eq} = peso unitario de fluido equivalente del suelo [kN/m³] (3.11.5.5)
- γ_i = factor de carga (3.4.1)
- γ_p = factor de carga para cargas permanentes (3.4.1)
- γ_{SE} = factor de carga para el asentamiento (3.4.1)
- γ_{TG} = factor de carga para el gradiente de temperatura (3.4.1)
- Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para alcanzar el mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral [m] (C3.11.1) (3.11.5.5)
- Δ_p = empuje horizontal constante debido a una sobrecarga uniforme [kN/m²] (3.11.6.1)
- Δ_{ph} = distribución constante del empuje horizontal sobre el muro resultante de diversos tipos de sobrecargas [kN/m²] (3.11.6.2)
- Δ_T = rango de diseño del movimiento térmico [m] (3.12.2.3)
- $\Delta\sigma_H$ = presión horizontal debida a la sobrecarga [kN/m²] (3.11.6.3)
- $\Delta\sigma_V$ = presión vertical debida a la sobrecarga [kN/m²] (3.11.6.3)
- δ = ángulo de una cuña de hielo truncada [°]; ángulo de fricción entre relleno y muro [°]; ángulo entre el muro de cimentación y una línea que conecta el punto considerado en el muro con un punto en la esquina inferior de la zapata más alejada del muro [radianes] (C3.9.5) (3.11.5.3) (3.11.6.2)

- η_i = modificador de cargas especificado en el Artículo 1.3.2; cara inclinada del muro (3.4.1) (3.11.5.9)
- θ = ángulo del respaldo de un muro respecto de la horizontal [°]; ángulo de un codo o curva del canal [°]; ángulo entre la dirección de flujo de la corriente y el eje longitudinal de la pila [°] (3.11.5.3) (3.14.5.2.3) (3.7.3.2)
- θ_f = ángulo de fricción entre un témpano de hielo y una pila (°) (3.9.2.4.1)
- σ = desviación estándar de la distribución normal (3.14.5.3)
- σ_T = resistencia a tracción del hielo [MPa] (C3.9.5)
- ν = coeficiente de Poisson (3.11.6.2)
- ϕ = factores de reducción de resistencia (C3.4.1)
- ϕ_f = ángulo de fricción interna [°] (3.11.5.4)
- ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna [°] (3.11.5.2)
- ϕ_r = ángulo de fricción interna de un relleno reforzado [°] (3.11.6.3)
- ϕ'_s = ángulo de fricción interna del suelo retenido [°] (3.11.5.6)

3.3.2. Cargas y Denominación de las Cargas

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- Cargas permanentes

- CR* = solicitaciones generadas por fluencia lenta
- DD* = fricción negativa
- DC* = peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales
- DW* = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios
- EH* = empuje horizontal del suelo
- EL* = diversas tensiones residuales resultantes del proceso constructivo, incluyendo en la construcción parcial la elevación separada de voladizos
- ES* = sobrecarga de suelo
- EV* = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
- PS* = fuerzas secundarias de postensado
- SH* = solicitaciones generadas por contracción

- Cargas transitorias

- BL* = cargas explosivas
- BR* = fuerza de frenado de los vehículos
- CE* = fuerza centrífuga de los vehículos
- CT* = fuerza de colisión de un vehículo
- CV* = fuerza de colisión de una embarcación
- EQ* = carga sísmica (a definir por el INPRES)
- FR* = carga de fricción
- IC* = carga de hielo
- IM* = incremento por carga vehicular dinámica
- LL* = sobrecarga vehicular
- LS* = sobrecarga viva
- PL* = sobrecarga peatonal
- SE* = solicitaciones generadas por asentamiento
- TG* = solicitaciones generadas por gradiente de temperatura

TU = solicitaciones generadas por temperatura uniforme
WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
WL = viento sobre la sobrecarga
WS = viento sobre la estructura

3.4. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS

3.4.1. Factores de Carga y Combinaciones de Cargas

La solicitación de diseño total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.4.1-1)$$

Donde:

η_i = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2
Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas
γ_i = factores de carga especificados en las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación 1.3.2.1-1 para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas de diseño según se especifica para cada uno de los siguientes estados límite:

RESISTENCIA I – Combinación de cargas básicas correspondiente al uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas correspondiente al puente expuesto a vientos con velocidades superiores a **25 m/s**.

RESISTENCIA IV – Combinación de cargas correspondiente a relaciones muy elevadas entre los efectos provocados por las cargas permanentes y los provocados por las sobrecargas.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de **25 m/s**.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye el sismo. El factor de carga para la sobrecarga γ_{EQ} , se deberá determinar sobre la base de un proyecto específico. (Esta combinación está a confirmación por el INPRES cuando se redacte el reglamento respectivo)

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluyen carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, crecidas de verificación, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte la carga de colisión de vehículos, **CT**. Los casos de crecidas de verificación no se deben combinar con **BL, CV, CT** o **IC**.

SERVICIO I – Combinación de cargas correspondiente a la operación normal del puente con un viento de **25 m/s**, tomando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las flechas de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas, control del ancho de fisura en las estructuras de hormigón armado, y para el análisis transversal en relación a la tracción en vigas construidas por dovelas de hormigón. Esta combinación de cargas también se debe utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II – Combinación de cargas que busca controlar que en servicio y debido a la sobrecarga útil vehicular, no se produzca la fluencia en las estructuras de acero ni el deslizamiento en las uniones de deslizamiento crítico. Se aplica sólo a las estructuras de acero.

SERVICIO III – Combinación de cargas para el análisis longitudinal relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración y la tracción principal en las almas de las vigas construidas por dovelas de hormigón.

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en columnas de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

FATIGA I – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la resistencia a la fatiga frente a una carga inducida infinita en el tiempo.

FATIGA II – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la resistencia a la fatiga frente a una carga inducida finita en el tiempo.

En la Tabla 3.4.1-1 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en el Artículo 3.6.1.1.2, si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ecuación 1.3.2.1-1 y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en el Artículo 1.3.2.

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la solicitación total de diseño extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 3.4.1-2 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

El mayor de los dos valores especificados para el factor de carga a aplicar a **TU**, se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones. Para el análisis simplificado de subestructuras de hormigón en el estado límite de resistencia, un valor de **0,50** para γ_{TU} puede ser utilizado en el cálculo de solicitaciones, pero se tomarán en relación con el momento de inercia bruto en las columnas o pilares. Cuando se haya completado un análisis detallado en subestructuras de hormigón en el estado límite de resistencia, un valor de **1,0** para γ_{TU} se utiliza junto con un momento de inercia de sección parcialmente fisurada determinado por el cálculo. Para subestructuras de hormigón en el estado límite de resistencia, el valor de **0,50** para γ_{PS} , γ_{CR} , y γ_{SH} también podrá ser utilizado en el cálculo de las solicitaciones en las estructuras monolíticas, pero se tomarán en relación con el momento de inercia bruto en las columnas o pilares. Para subestructuras de acero, se utiliza el valor de **1,0** para γ_{TU} , γ_{PS} , γ_{CR} , y γ_{SH} . La evaluación de la estabilidad global de los rellenos retenidos, así como de los taludes de tierra con o sin una fundación superficial o profunda, se deberá hacer utilizando la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado según lo especificado en los Artículos 11.5.6 y 11.6.2.3. Para las estructuras tipo cajón formado por placas estructurales que satisfacen los requisitos del Artículo 12.9, el factor de sobrecarga para las sobrecargas vehiculares **LL** e **IM** se deberá tomar igual a **2,0**.

El factor de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , se deberá adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se puede tomar como:

- **0,00** en los estados límite de resistencia y evento extremo,
- **1,00** en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y
- **0,50** en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.

El factor de carga para asentamiento, γ_{SE} , se deberá adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{SE} se puede tomar igual a **1,00**. Las combinaciones de carga que incluyan asentamiento también deben ser analizadas sin asentamiento.

Para los puentes construidos por dovelas, se deberá investigar la siguiente combinación en el estado límite de servicio:

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL + PS \quad (3.4.1-2)$$

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de cargas y factores de cargas

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ (*)	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento extremo I (*)	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-
Fatiga I – sólo LL, IM y CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II – sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

*A definir por el INPRES

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga, tipo de fundación, y método utilizado para calcular la fricción negativa		Factor de carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios		1,25	0,90
DC: Resistencia IV solamente		1,50	0,90
DD: Fricción negativa	Pilotes, Método α Tomlinson	1,40	0,25
	Pilotes, Método λ	1,05	0,30
	Pilotes excavados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos		1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo			
• Activo		1,50	0,90
• En reposo		1,35	0,90
• AEP para muros anclados		1,35	N/A
EL: Tensiones residuales de montaje		1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo			
• Estabilidad global		1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos		1,35	0,90
• Estructura rígida enterrada		1,30	0,90
• Marcos rígidos		1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas			
○ Alcantarillas metálicas y alcantarillas de placa estructural con fondo corrugado		1,50	0,90
○ Alcantarillas termoplásticas		1,30	0,90
○ Todas las demás		1,95	0,90
ES: Sobrecarga de suelo		1,50	0,75

Tabla 3.4.1-3 – Factores de carga para cargas permanentes debido a las deformaciones impuestas, γ_p

Componente del puente	PS	CR, SH
Superestructura – Hecha por dovelas		
Hormigón de la subestructura resistiendo la superestructura hecha por dovelas (ver Artículos 3.12.4. y 3.12.5.)	1,0	Ver γ_p para DC, Tabla 3.4.1-2
Hormigón de la superestructura no hecha por dovelas	1,0	1,0
Subestructura resistiendo la superestructura no hecha por dovelas		
• Utilizando I_g	0,5	0,5
• Utilizando $I_{efectivo}$	1,0	1,0
Subestructura de acero	1,0	1,0

Cuando los elementos pretensados son utilizados en combinación con las vigas de acero, los efectos de fuerza de las siguientes situaciones deben ser considerados como cargas de construcción, **EL**:

- La fricción, entre las secciones del tablero prefabricado y las vigas de acero, generada cuando el pretensado longitudinal de un tablero prefabricado se realiza antes que el tablero con las vigas de acero formen un elemento compuesto.
- Las fuerzas adicionales, inducidas en las vigas de acero y en los conectores de corte, generadas cuando el postesado longitudinal se efectúa una vez que el tablero y las vigas actúan como elemento mixto.
- Los efectos diferenciales de contracción y fluencia lenta del hormigón.
- El efecto Poisson.

El factor de carga para la sobrecarga en la Combinación de Carga del Evento Extremo I, γ_{EQ} , se determinará sobre la base de proyectos específicos. (Este párrafo será definido por el INPRES al redactar el Reglamento sismorresistente de Puentes).

El juicio ingenieril se ejercerá cuando haya cargas explosivas en combinación con otras cargas.

3.4.2. Factores de Carga para Cargas Constructivas

3.4.2.1 Evaluación en el Estado Límite de Resistencia

Todas las combinaciones apropiadas de cargas de la Tabla 3.4.1-1, modificadas tal como aquí se especifica, deben ser analizadas.

Al estudiar las Combinaciones de Carga de Resistencia **I**, **III** y **V** durante la construcción, los factores de carga para el peso de la estructura y accesorios, **DC** y **PS**, no deberá ser menor a **1,25**.

A menos que el Propietario especifique lo contrario, el factor de carga para las cargas constructivas y para cualquier efecto dinámico asociado a él no podrá ser inferior a **1,5** en la Combinación de Carga para Resistencia **I**. El factor de carga para viento en la Combinación de Carga de Resistencia **III** no deberá ser inferior a **1,25**.

3.4.2.2 Evaluación de la Flecha en el Estado Límite de Servicio

En ausencia de disposiciones especiales que lo contradigan, cuando la evaluación de las flechas constructivas sea requerida en el pliego de condiciones, se aplicará la Combinación de Cargas de Servicio **I**. Las cargas constructivas permanentes serán consideradas como parte de la carga permanente y las cargas constructivas transitorias como parte de la sobrecarga. Las flechas permitidas asociadas se incluirán en el pliego de condiciones.

3.4.3. Factores de Carga para las Fuerzas de Gateado y Postesado

3.4.3.1. Fuerzas de Gateado

A menos que el Propietario especifique lo contrario, las fuerzas de diseño para el levantamiento de la superestructura en servicio, por ejemplo para viga de arriostramiento, no deberán ser menores que **1,3** veces la reacción por cargas permanentes en el apoyo más próximo al punto de aplicación del gato.

Si el puente no estará cerrado al tránsito durante la operación de gateado, la fuerza de gateado también deberá incluir la reacción de la sobrecarga consistente con el mantenimiento del plan de tránsito, multiplicada por el factor de carga correspondiente a sobrecarga.

3.4.3.2. Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postesado

La fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postesado se deberá tomar como **1,2** veces la máxima fuerza del gato de tensionamiento.

3.4.4. Factores de Carga para Tableros Ortótropos

El factor de sobrecarga para el estado Fatiga I (γ_{LL}) se debe multiplicar por un factor adicional de **1,5** cuando se evalúe la fatiga según el detalle del corte correspondiente a la soldadura de la vigueta con la viga de piso y la soldadura de la vigueta al tablero.

3.5. CARGAS PERMANENTES

3.5.1. Cargas Permanentes: *DC*, *DW* y *EV*

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, relleno de tierra, superficie de rodamiento, futuras repavimentaciones y ensanches previstos. En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar los pesos unitarios especificados en la Tabla 3.5.1-1.

Tabla 3.5.1-1 – Pesos unitarios

Material		Pesos unitarios [kN/m ³]
Aleaciones de aluminio		27,50
Superficies de rodamiento bituminosas		22,00
Hierro fundido		70,70
Escoria		9,43
Arena, limo o arcilla compactados		18,85
Hormigón ¹	Agregados de bajo peso unitario	17,28
	Agregados de bajo peso unitario y arena	18,85
	Peso unitario normal con $f'_c \leq 35$ MPa	22,79
	Peso unitario normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$21,99 + 0,0229 \cdot f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		15,71
Arcilla blanda		15,71
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		22,00
Acero		76,98
Mampostería de piedra		26,71
Madera	Dura	9,43
	Blanda	7,86
Agua	Dulce	9,81
	Salada	10,06
Elemento		Peso por unidad de longitud [kN/m]
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		2,92

¹ Para hormigón armado con cuantías de acero habituales es suficiente adicionar a estos valores **0,80 kN/m³** a fin de tener en cuenta el peso de la armadura

3.5.2. Cargas de Suelo: *EH*, *ES* y *DD*

Las cargas correspondientes a empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa se deberán calcular tal como se especifica en el Artículo 3.11.

3.6. SOBRECARGAS

3.6.1. Sobrecargas Gravitatorias: *LL* y *PL*

3.6.1.1. Sobrecarga Vehicular

3.6.1.1.1. Número de Carriles de Diseño

En general, el número de carriles de diseño se debe determinar tomando la parte entera de la relación $w/3,60$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en m . También se deben considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de **3,60 m** de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre **6,00** y **7,20 m** deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

3.6.1.1.2. Presencia de Múltiples Sobrecargas

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la regla de la palanca y el método estático, se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, las solicitaciones se deberán dividir por **1,20**.

A menos que en este Reglamento se especifique lo contrario, la solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño **HL-13_AR**. En ausencia de datos específicos, los valores de la Tabla 3.6.1.1.2-1:

- Se deberán utilizar al analizar el efecto de un carril cargado,

- Se podrán utilizar al analizar el efecto de tres o más carriles cargados.

A los fines de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales especificadas en el Artículo 3.6.1.6 combinados con la sobrecarga vehicular en uno o más carriles, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Los factores especificados en la Tabla 3.6.1.1.2-1 no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, excepto si se aplica la regla de la palanca o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes viga-losa, especificados en el Artículo 4.6.2.2.2.d.

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factores de presencia múltiple, *m*

Números de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

3.6.1.2. Sobrecarga Vehicular de Diseño

3.6.1.2.1. Requisitos Generales

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como **HL-13_AR**, consistirá en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

A excepción de las modificaciones especificadas en el Artículo 3.6.1.3.1, cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, superpuesto con la carga del carril, cuando corresponda. Se supondrá que las cargas ocupan **3 m**, transversalmente, dentro de un carril de diseño.

3.6.1.2.2. Camión de Diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño son los que se especifica en la Figura 3.6.1.2.2-1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2.

A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de **232 kN** deberá variar entre **4,30** y **9,00 m** para producir las solicitaciones extremas.

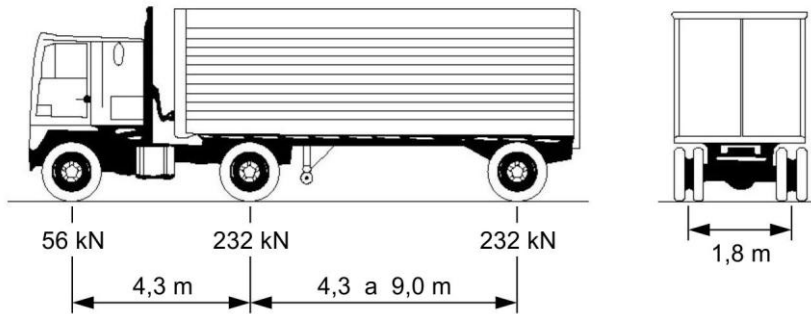


Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño

3.6.1.2.3. Tándem de Diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de **176 kN** con una separación de **1,20 m**. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como **1,80 m**. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2.

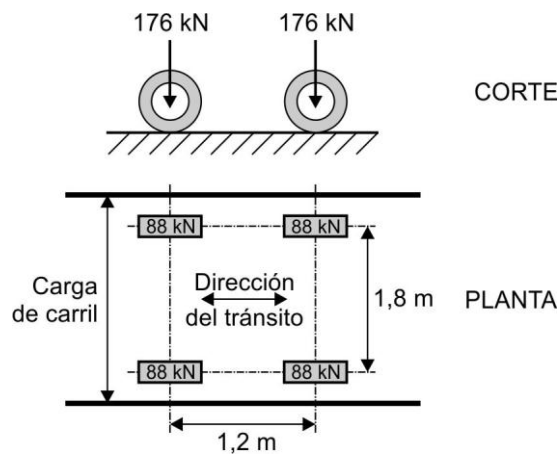


Figura 3.6.1.2.3-1 – Características del tándem de diseño

3.6.1.2.4. Carga de Carril de Diseño

La carga de carril de diseño consistirá en una carga de **15 kN/m**, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de **3,00 m**. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

3.6.1.2.5. Área de Contacto de los Neumáticos

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de **0,50 m** de ancho y **0,25 m** de longitud. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto, y que la presión de los mismos se distribuye de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y
- En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.

Para el diseño de tableros ortótropos y pavimentos sobre tableros ortótropos, se debe suponer que las ruedas delanteras son rectángulos cuyo ancho y largo son ambos iguales a **0,25 m**, tal como se especifica en el Artículo 3.6.1.4.1.

3.6.1.2.6. Distribución de las Cargas de Rueda a través de Rellenos de Suelo

Si la profundidad del relleno es menor que **0,60 m**, la sobrecarga se distribuirá en la parte superior de las alcantarillas como lo especifica el Artículo 4.6.2.10.

En lugar de realizar un análisis más preciso o utilizar otros métodos aproximados de distribución de cargas aceptables permitidos en el Capítulo 12, si la profundidad del relleno es mayor que **0,60 m**, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, según lo especificado en el Artículo 3.6.1.2.5, más **1,15** veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. Se aplicarán los requisitos de los Artículos 3.6.1.1.2 y 3.6.1.3.

Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.

Para las alcantarillas de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que **2,40 m** y es mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.

Si en una losa de hormigón el momento debido a la sobrecarga y carga de impacto, calculado en base a la distribución de la carga de las ruedas a través del relleno, es mayor que el momento debido a la sobrecarga y carga de impacto calculado de acuerdo con el Artículo 4.6.2.10, se deberá usar este último momento.

3.6.1.3. Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño

3.6.1.3.1. Requisitos Generales

A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La sollicitación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga de carril de diseño, o
- La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinada con la sollicitación debida a la carga de carril de diseño, y
- Tanto para momento negativo entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como para reacción en pilas interiores solamente, el **90** por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo **15 m** entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con el **90** por ciento de la sollicitación debida a la carga de carril de diseño. La distancia entre los ejes de **232 kN** de cada camión se deberá tomar como **4,30 m**. Los dos camiones de diseño se deberán ubicar en tramos adyacentes de manera que generen las máximas sollicitaciones.

Se deberán despreciar los ejes que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de **3,00 m** en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan sollicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del voladizo lateral del tablero – **0,30 m** a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – **0,60 m** a partir del borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño, que contribuyen a la sollicitación extrema bajo consideración, se deberán cargar con la carga de carril de diseño.

3.6.1.3.2. Carga para la Evaluación Opcional de la Flecha por Sobrecarga

Si el Propietario invoca el criterio optativo referente a la flecha por sobrecarga especificado en el Artículo 2.5.2.6.2, la flecha se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La debida al **63** por ciento del camión de diseño solamente, o
- La debida al **16** por ciento del camión de diseño considerado juntamente con el **63** por ciento de la carga de carril de diseño.

3.6.1.3.3. Cargas de Diseño para Tableros, Sistemas de Tableros y Losas Superiores de Alcantarillas Cajón

Las disposiciones del presente artículo no se aplican a los tableros diseñados bajo los requisitos del Artículo 9.7.2, "Método de Diseño Empírico".

Si para analizar tableros y losas superiores de alcantarillas cajón se utiliza el método aproximado de las fajas, las solicitudes se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas flexionan principalmente en sentido transversal al tránsito, solo los ejes del camión de diseño del Artículo 3.6.1.2.2 o el tándem de diseño del Artículo 3.6.1.2.3, deberá ser aplicado al tablero de la losa o a la losa superior de alcantarillas cajón.
- Si las fajas flexionan principalmente en sentido longitudinal:
 - Para las losas superiores de alcantarillas cajón de todos los tramos y para todos los casos, incluyendo los puentes tipo losa donde la longitud no excede los **4,50 m**, solo las cargas de los ejes del camión de diseño o tándem de diseño de los Artículos 3.6.1.2.2 y 3.6.1.2.3, respectivamente, deberán ser aplicados.
 - Para todos los otros casos, incluyendo los puentes tipo losa (excluyendo las losas superiores de alcantarillas cajón) donde la longitud excede los **4,50 m**, todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2 deberán ser aplicadas.

Si se utilizan los métodos refinados en el análisis de tableros, las solicitudes se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas flexionan principalmente en sentido transversal al tránsito, solo los ejes del camión de diseño del Artículo 3.6.1.2.2 o el tándem de diseño del Artículo 3.6.1.2.3, deberá ser aplicado al tablero de la losa.
- Si las fajas flexionan principalmente en sentido longitudinal (incluyendo los puentes tipo losa), todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2 deberán ser aplicadas.

Se deberá suponer que las cargas de las ruedas de un eje son iguales; para el diseño de tableros no será necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a las fuerzas centrífugas y de frenado.

3.6.1.3.4. Carga para el Voladizo Lateral del Tablero

Para el diseño de voladizos laterales de tablero con vuelo menor que **1,80 m**, desde el eje de la viga exterior a la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de **23,35 kN/m** ubicada a **0,30 m** de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales que actúan sobre el voladizo, cuando un vehículo colisiona contra las barreras, deberán satisfacer los requisitos del Capítulo 13.

3.6.1.4. Carga de Fatiga

3.6.1.4.1. Magnitud y Configuración

La carga de fatiga será un camión de diseño especificado en el Artículo 3.6.1.2.2 o los ejes del mismo, pero con una separación constante de **9,00 m** entre los ejes de **232 kN**.

A la carga de fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el Artículo 3.6.2.

Para el diseño de tableros ortótropos y pavimentos sobre tableros ortótropos, se debe utilizar el patrón de carga que se indica en la Figura 3.6.1.4.1-1.

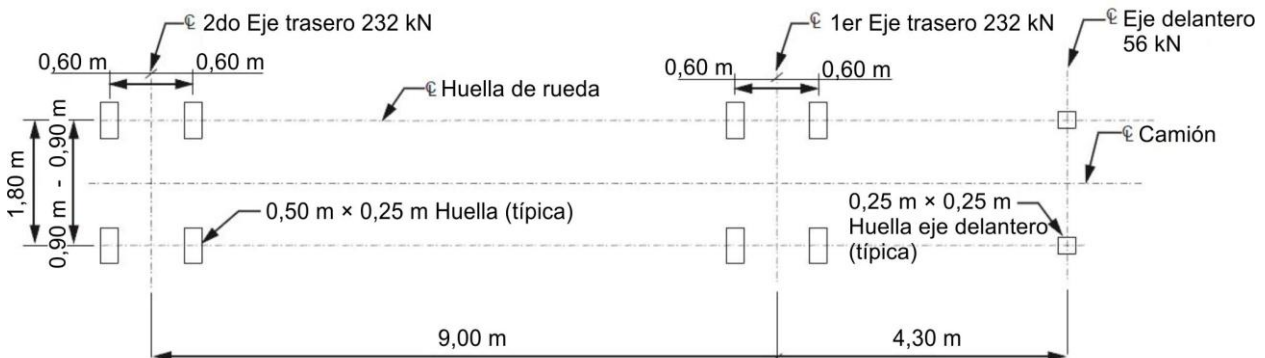


Figura 3.6.1.4.1-1 – Huella refinada del camión de diseño para el diseño por fatiga

3.6.1.4.2. Frecuencia

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tránsito medio diario de camiones en un único carril, $ADTT_{SL}$. Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

En ausencia de información más precisa, el tránsito medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \cdot ADTT \tag{3.6.1.4.2-1}$$

Donde:

$ADTT$ = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño

$ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño

p = fracción del tránsito en un único carril, como se especifica en la Tabla 3.6.1.4.2-1

Tabla 3.6.1.4.2-1 – Fracción de tránsito de camiones en un único carril, p

Números de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 o más	0,80

3.6.1.4.3. Distribución de Cargas para Fatiga

3.6.1.4.3.1. Métodos Refinados

Si el puente se analiza utilizando algún método refinado, como se especifica en el Artículo 4.6.3, se deberá ubicar un único camión de diseño transversal y longitudinalmente de manera de maximizar el rango de tensiones en el detalle considerado, independientemente de la posición sobre el tablero de los carriles de circulación o de diseño.

3.6.1.4.3.2. Métodos Aproximados

Si el puente se analiza utilizando una distribución aproximada de cargas, como se especifica en el Artículo 4.6.2, se deberá utilizar el factor de distribución para un carril de circulación.

3.6.1.5. Cargas de Tránsito Ferroviario

Si un puente también soporta vehículos que transitan sobre rieles, el Propietario deberá especificar las características de la carga ferroviaria que transitará sobre el puente y la interacción que se anticipa entre el tránsito sobre rieles y el tránsito carretero.

3.6.1.6. Cargas Peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de **3,60 kN/m²** en todas las veredas de más de **0,60 m** de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño en el carril para vehículos. Si los vehículos pueden subir a la vereda, la carga peatonal en la vereda no se considerará al mismo tiempo. Si una vereda se puede quitar en el futuro, la sobrecarga vehicular se aplicará a **0,30 m** del borde del tablero para el diseño del voladizo, y a **0,60 m** del borde del tablero para todos los demás componentes. La carga peatonal no se debe considerar actuando simultáneamente con los vehículos. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

Puentes destinados sólo para peatones, ecuestres, vehículo de mantenimiento de luz, y/o tránsito de bicicletas deben ser diseñados de acuerdo con la "Guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales de la AASHTO LRFD" ("AASHTO's LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges"), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

3.6.1.7. Cargas sobre Barandas

Las cargas sobre barandas se considerarán como se especifica en el Capítulo 13.

3.6.2. Incremento por Carga Dinámica: *IM*

3.6.2.1. Requisitos Generales

A menos que los Artículos 3.6.2.2 y 3.6.2.3 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 3.6.2.1-1, para considerar el incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño.

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM*

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

La aplicación del incremento por carga dinámica para componentes enterrados, tratados en el Capítulo 12, será como se especifica en el Artículo 3.6.2.2.

No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a:

- Muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, y
- Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.

El incremento por carga dinámica se puede reducir para algunos componentes, excepto las juntas, si hay suficiente evidencia que justifique esta reducción, respetando los requisitos del Artículo 4.7.2.1.

3.6.2.2. Componentes Enterrados

El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas tratadas en el Capítulo 12, en porcentaje, se deberá tomar como:

$$IM = 33 (1,0 - 0,41 D_E) \geq 0\% \tag{3.6.2.2-1}$$

Donde:

D_E = profundidad mínima de la tapada de tierra sobre la estructura [m]

3.6.2.3. Componentes de Madera

No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a los componentes de madera.

3.6.3. Fuerzas Centríugas: *CE*

A los efectos de calcular la fuerza radial o el efecto de vuelco en las cargas de la rueda, el efecto centrífugo de la sobrecarga se tomará como el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño y el siguiente factor **C**:

$C = f \cdot 0,102 \frac{V^2}{R}$	$C = f \frac{V^2}{127 R}$	(3.6.3-1)
Donde:		
V = velocidad de diseño [m/s]	V = velocidad de diseño [km/h]	
f = 4/3 para las combinaciones de carga excepto la fatiga y 1,0 para fatiga		
R = radio de curvatura del carril de circulación [m]		

La velocidad de diseño de la carretera se deberá tomar mayor o igual que el valor especificado a continuación, con su correspondiente radio de curvatura.

Tabla 3.6.3-1 – Radio mínimo a partir de los valores límites del peralte y la fricción

Velocidad de diseño		Fricción máxima	Radio mínimo de curvatura [m]			
			Peralte máximo [%]			
[km/h]	(m/s)		6	8	10	12
15	(4,2)	0,40	4	4	4	3
20	(5,6)	0,35	4	7	7	7
30	(8,3)	0,28	21	20	19	18
40	(11,1)	0,23	43	41	38	36
50	(13,9)	0,19	79	73	68	64
60	(16,7)	0,17	123	113	105	98
70	(19,4)	0,15	184	168	154	143
80	(22,2)	0,14	252	229	210	194
90	(25,0)	0,13	336	304	277	255
100	(27,8)	0,12	437	394	358	328
110	(30,6)	0,11	560	501	454	414
120	(33,3)	0,09	756	667	597	540
130	(36,1)	0,08	951	832	739	665

Nota: Por razones de seguridad, el uso de peraltes menores a 6,0% se deben utilizar en carreteras urbanas.

Se deberán aplicar los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2. Las fuerzas centrífugas se deberán aplicar horizontalmente a una distancia de **1,80 m** sobre la superficie de la calzada. Se proporcionará una trayectoria de carga para llevar la fuerza radial a la subestructura.

El efecto del peralte, en la reducción del efecto de vuelco de la fuerza centrífuga en las cargas verticales de rueda, puede ser considerado.

3.6.4. Fuerza de Frenado: *BR*

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- **25** por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- **5** por ciento del camión de diseño más la carga del carril o **5** por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 y que transportan tránsito en la misma dirección. Se supondrá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de **1,80 m** sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tránsito exclusivamente en una dirección.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2.

3.6.5. Fuerza de Colisión de un Vehículo: *CT*

3.6.5.1. Protección de las Estructuras

A menos que el propietario determine que las condiciones del lugar indican lo contrario, los estribos y pilares ubicados dentro de una distancia de **9,00 m** al borde de la carretera serán investigados por colisión. La colisión deberá ser enfocada o bien para ofrecer resistencia estructural o para reorientar o absorber la carga de choque. Las disposiciones del Artículo 2.3.2.2.1 se aplicarán según correspondan.

Cuando la opción de diseño sea proveer resistencia estructural, los estribos o pilares deberán estar diseñados para una fuerza estática equivalente de **2600 kN**, la cual se supone que puede actuar en una dirección de **ceros** a **15°** con respecto al borde del pavimento en un plano horizontal, a una distancia de **1,50 m** sobre el nivel del terreno.

Cuando la opción de diseño sea redirigir o absorber la carga de choque, la protección consistirá de una de las siguientes:

- Un terraplén;
- Una barrera antichoque estructuralmente independiente, instalada en el terreno y de **1,40 m** de altura, ubicada a **3,00 m** o menos del componente protegido; o
- Una barrera de **1,10 m** de altura ubicada a más de **3,00 m** del componente protegido.

Estructural y geoméricamente, esta barrera debe ser capaz de sobrevivir al ensayo de choque para el Ensayo de Nivel 5, según se especifica en el Capítulo 13.

3.6.5.2. Colisión de Vehículos contra las Barreras

Se aplicarán los requisitos del Capítulo 13.

3.7. CARGAS HIDRÁULICAS: WA

3.7.1. Presión Hidrostática

Se supondrá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto de la altura de la columna de agua sobre el punto considerado y el peso unitario del agua.

Los niveles de agua de diseño para los diferentes estados límite serán los especificados y/o aprobados por el Propietario.

3.7.2. Flotación

La flotación se deberá considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas, según lo especificado en el Artículo 3.7.1, que actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua de diseño.

3.7.3. Acciones producidas por una Corriente de Agua

3.7.3.1. En sentido Longitudinal

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$p = \frac{C_D V^2}{2} \tag{3.7.3.1-1}$$

Donde:

- p = presión del flujo de agua [kN/m²]
- C_D = coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la Tabla 3.7.3.1-1
- V = velocidad de diseño del agua para la crecida de diseño, en estados límite de resistencia y servicio, y para la crecida de verificación en el estado límite correspondiente al evento extremo [m/s]

Tabla 3.7.3.1-1 – Coeficiente de arrastre, C_D

Tipo	C _D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque ≤ 90°	0,8

La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

3.7.3.2. En sentido Transversal

La presión lateral, uniformemente distribuida, que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$p = \frac{C_L V^2}{2} \tag{3.7.3.2-1}$$

Donde:

p = presión lateral [kN/m²]

C_L = coeficiente de arrastre lateral especificado en la Tabla 3.7.3.2-1

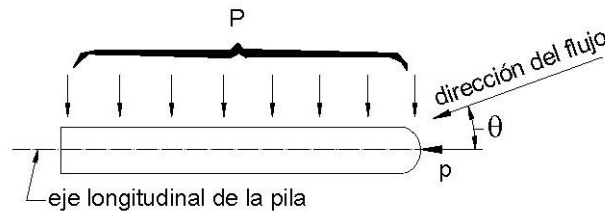


Figura 3.7.3.2-1 – Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua

Tabla 3.7.3.2-1 – Coeficiente de arrastre lateral, C_L

Ángulo, θ , entre la dirección del flujo y el eje longitudinal de la pila	C_L
0 grados	0,0
5 grados	0,5
10 grados	0,7
20 grados	0,9
≥ 30 grados	1,0

La fuerza de arrastre lateral se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo lateral y la superficie expuesta a dicha presión.

3.7.4. Acciones producidas por el Oleaje

Se deberá considerar la acción del oleaje sobre las estructuras expuestas si se anticipa que se pueden desarrollar fuerzas de oleaje significativas.

3.7.5. Cambios en las Condiciones de Fundación debidos al Estado Límite de Socavación

Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.6.4.4.

Las consecuencias de los cambios de las condiciones de fundación provocados por la socavación producida por la crecida de diseño, se deberán considerar en los estados límite de resistencia y servicio. Las consecuencias de los cambios de las condiciones de fundación debidos a la socavación, resultante de la socavación producida por la crecida de

verificación y de los huracanes en puentes, se deberán considerar en los estados límite correspondientes a eventos extremos.

3.8. CARGA DE VIENTO: W_L y W_S

3.8.1. Presión Horizontal del Viento

3.8.1.1. Requisitos Generales

Se supondrá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica de diseño del viento, V_B , de **45 m/s**.

Se supondrá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso, las barandas, y las barreras de sonido, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar las sollicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada.

Para puentes o elementos de puentes y barreras de sonido a más de **10 m** sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de diseño del viento, V_{DZ} , se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.8.1.1-1)$$

Donde:

V_{DZ} = velocidad de diseño del viento a la altura de diseño Z , [m/s]

V_{10} = velocidad del viento a **10 m** sobre el nivel del terreno o sobre el nivel del agua de diseño, [m/s]

V_B = velocidad básica del viento igual a **45 m/s** a una altura de **10 m**, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en los Artículos 3.8.1.2.1 y 3.8.1.2.2

Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, **> 10 m**

V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada, como se especifica en la Tabla 3.8.1.1-1, para diferentes características de la superficie contra el viento, [m/s]

Z_0 = longitud de rugosidad del alcance a barlovento, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 3.8.1.1-1, [m]

Tabla 3.8.1.1-1 – Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie a barlovento

Condición	Terreno abierto	Área suburbana	Ciudad
V_0 [m/s]	3,67	4,88	5,36
Z_0 [m]	0,07	1,00	2,50

Excepto para barreras de sonido, V_{10} se puede establecer a partir de:

- Cartas de velocidad básica del viento disponibles en ASCE 7-88 para diferentes períodos de recurrencia,
- Relevamientos de los vientos en el sitio de emplazamiento, y
- En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que $V_{10} = V_B = 45 \text{ m/s}$.

Para barreras de sonido, V_{10} se debe tomar como se especifica en el Artículo 15.8.2.

3.8.1.2. Presión del Viento sobre las Estructuras: W_S

3.8.1.2.1. Requisitos Generales

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una diferente velocidad básica de diseño del viento para las combinaciones de cargas que no involucran al viento actuando sobre la sobrecarga. Se supondrá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el Artículo 3.8.3 especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión de diseño del viento, en kN/m^2 , se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{2025} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

P_B = presión básica del viento especificada en la Tabla 3.8.1.2.1-1, $[\text{kN/m}^2]$

La fuerza de viento sobre la estructura se debe calcular multiplicando la presión de viento de diseño, P_D , calculada utilizando la Ecuación 3.8.1.2.1-1, por el área expuesta, incluyendo el área de barreras de sonido, si existieran, independientemente de la presión de viento de diseño utilizada para el diseño propio de las barreras de sonido.

Tabla 3.8.1.2.1-1 – Presiones básicas, P_B , correspondientes a $V_B = 45 \text{ m/s}$

Componente de la superestructura	Carga a barlovento, kN/m^2	Carga a sotavento, kN/m^2
Reticulados, columnas y arcos	2,39	1,20
Vigas	2,39	NA
Grandes superficies planas	1,92	NA

La carga total de viento no se deberá tomar menor que **4,40 kN/m** en el plano correspondiente a barlovento ni **2,20 kN/m** en el plano correspondiente a sotavento sobre componentes reticulados y en arco, ni se deberá tomar menor que **4,40 kN/m** en los tramos de vigas o vigas principales.

3.8.1.2.2. Cargas de las Superestructuras

Excepto en los casos especificados en este documento, si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla 3.8.1.2.2-1, y se aplicará en el centro de gravedad de un solo plano del área expuesta. El ángulo de inclinación se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño, la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente analizado. Las presiones transversales y longitudinales se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 3.8.1.2.2-1 – Presiones básicas del viento, P_B , para diferentes ángulos de ataque y $V_B = 45 \text{ m/s}$

Ángulo de inclinación del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	$[\text{kN/m}^2]$	$[\text{kN/m}^2]$	$[\text{kN/m}^2]$	$[\text{kN/m}^2]$
0	3,59	0,00	2,39	0,00
15	3,35	0,57	2,11	0,29
30	3,11	1,34	1,96	0,57
45	2,25	1,96	1,58	0,77
60	1,15	2,39	0,81	0,91

Para los usuales puentes viga y puentes losa que tienen una longitud de tramo individual no mayor a **38 m** y una altura máxima de **9 m** por sobre el nivel del terreno o del nivel de agua, se pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

- **2,39 kN/m²**, transversal
- **0,57 kN/m²**, longitudinal

Ambas cargas deberán ser aplicadas simultáneamente.

3.8.1.2.3. Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de **1,92 kN/m²**. Para direcciones del viento inclinadas respecto de la subestructura, esta fuerza se deberá descomponer en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación posterior deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta tal como se la ve en la elevación posterior, mientras que la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se deberá aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

3.8.1.3. Presión de Viento sobre los Vehículos: *WL*

Si hay vehículos presentes, la presión de diseño del viento se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpida y móvil de **1,46 kN/m** actuando normal a la calzada y a **1,80 m** sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Excepto en los casos especificados en este documento, si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de la fuerza normal y paralela aplicada a la sobrecarga se pueden tomar como se especifica en la Tabla 3.8.1.3-1, considerando el ángulo de inclinación con respecto a la normal a la superficie.

Tabla 3.8.1.3-1 – Componentes del viento sobre la sobrecarga

Ángulo de inclinación	Componente normal	Componente paralela
Grados	[kN/m]	[kN/m]
0	1,46	0,00
15	1,29	0,18
30	1,20	0,35
45	0,97	0,47
60	0,50	0,56

Para los usuales puentes viga y puentes losa que tienen una longitud de tramo individual no mayor a **38 m** y una altura máxima de **9 m** por sobre el nivel del terreno o del nivel de agua, se pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

- **1,46 kN/m**, transversal
- **0,59 kN/m**, longitudinal

Ambas cargas deberán ser aplicadas simultáneamente.

3.8.2. Presión Vertical del Viento

A menos que el Artículo 3.8.3 determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de **0,96 kN/m²** aplicada en todo el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y veredas, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los Estados Límite de Resistencia **III** y Servicio **IV**, quienes no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el Artículo 3.8.1.

3.8.3. Inestabilidad Aeroelástica

3.8.3.1. Requisitos Generales

Se deberán considerar las solicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento. A los fines del presente artículo, todos los puentes cuya relación entre la longitud de tramo y la profundidad, y componentes estructurales de los mismos cuya relación entre la longitud y el ancho, sea superior a **30,0** se deberán considerar sensibles al viento.

También se deberá considerar la vibración de cables provocada por la interacción del viento y la lluvia.

3.8.3.2. Fenómenos Aeroelásticos

Cuando corresponda se deberán considerar los fenómenos aeroelásticos de excitación por vórtices, galope (oscilaciones de baja frecuencia y gran amplitud), flameo y divergencia.

3.8.3.3. Control de Respuestas Dinámicas

Los puentes y sus componentes estructurales, incluidos los cables, se deberán proyectar de manera de estar libres de daños por fatiga provocados por oscilaciones, inducidas por desprendimiento de vórtices o por el fenómeno de galope. Los puentes se deberán proyectar de manera de estar libres de divergencia y flameo catastrófico, hasta **1,2** veces la velocidad del viento de diseño aplicable a la altura del tablero del puente.

3.8.3.4. Ensayos en Túnel de Viento

Para satisfacer los requisitos de los Artículos 3.8.3.2 y 3.8.3.3 se pueden utilizar ensayos representativos en túnel de viento.

3.9. CARGAS DE HIELO: *IC*

3.9.1. Requisitos Generales

Este artículo se refiere exclusivamente al hielo de agua dulce presente en ríos y lagos; las cargas de hielo de agua salada deben ser determinadas por especialistas capacitados en base a información específica del sitio de emplazamiento.

Las fuerzas de hielo que actúan sobre las pilas se deberán determinar de la siguiente manera, considerando las condiciones del sitio de emplazamiento y los modos previstos de la acción del hielo:

- Presión dinámica provocada por capas o témpanos de hielo transportados por el curso de agua, el viento o las corrientes;
- Presión estática provocada por movimientos térmicos de las capas de hielo;
- Presión debida a la presencia de diques colgantes o atasco por hielo; y
- Carga estática vertical o de levantamiento provocada por la adherencia de hielo en aguas de nivel fluctuante.

El espesor de hielo a considerar, su dirección de movimiento y la altura en la cual actúa se deberán determinar mediante investigaciones in situ, estudio de registros públicos, relevamientos aéreos u otros medios adecuados.

3.9.2. Fuerzas de Hielo Dinámicas sobre las Pilas

3.9.2.1. Resistencia Efectiva del Hielo

En ausencia de información más precisa, para la resistencia efectiva al aplastamiento del hielo se pueden utilizar los siguientes valores:

- **0,38 MPa**, si hay desintegración a temperaturas de fusión y la estructura del hielo está sustancialmente desintegrada;
- **0,77 MPa**, si hay desintegración a temperaturas de fusión y la estructura del hielo está algo desintegrada;
- **1,15 MPa**, si hay desintegración o movimientos importantes del hielo a temperaturas de fusión, pero el hielo se mueve en grandes trozos y permanece sano en su interior; y
- **1,53 MPa**, si hay desintegración o movimientos importantes del hielo cuando la temperatura del hielo, promediada en su profundidad, está considerablemente por debajo del punto de fusión.

3.9.2.2. Aplastamiento y Flexión

La fuerza horizontal, **F**, provocada por la presión ejercida por el hielo en movimiento se deberá tomar como:

- si $\frac{w}{t} \leq 6,0$, entonces:

F = menor valor entre **F_c** o, si se considera aplicable la falla por flexión según lo aquí descrito, **F_b**, y

- si $\frac{w}{t} > 6,0$, entonces:

F = **F_c**

para lo cual:

$$F_c = 1000 C_a p t w \tag{3.9.2.2-1}$$

$$F_b = 1000 C_n p t^2 \tag{3.9.2.2-2}$$

$$C_a = \left(\frac{5t}{w} + 1 \right)^{0,5} \quad (3.9.2.2-3)$$

$$C_n = \frac{0,5}{\tan(\alpha - 15^\circ)} \quad (3.9.2.2-4)$$

Donde:

- t = espesor del hielo [m]
- α = inclinación del borde de ataque de la pila respecto de la vertical [°]
- p = resistencia efectiva al aplastamiento del hielo según lo especificado en el Artículo 3.9.2.1 [MPa]
- w = ancho de la pila a la altura que actúa el hielo [m]
- F_c = fuerza de hielo horizontal provocada por témpanos que fallan por aplastamiento en todo el ancho de la pila [kN]
- F_b = fuerza de hielo horizontal provocada por témpanos que fallan por flexión al trepar sobre el borde de ataque de la pila [kN]
- C_a = coeficiente que toma en cuenta la relación entre el ancho de la pila y el espesor del hielo cuando el témpano falla por aplastamiento
- C_n = coeficiente que toma en cuenta la inclinación del borde de ataque de la pila respecto de la vertical

Si $\alpha \leq 15^\circ$, para el cálculo de la fuerza horizontal, **F**, no se deberá considerar el modo de falla del hielo por flexión como un modo de falla posible; en este caso **F** se deberá tomar igual a **F_c**.

3.9.2.3. Cursos Pequeños de Agua

En los cursos pequeños de agua, en los cuales no se forman grandes témpanos de hielo, se puede considerar una reducción de las fuerzas **F_b** y **F_c** determinadas de acuerdo con el Artículo 3.9.2.2, pero bajo ninguna circunstancia estas fuerzas se podrán reducir en más del **50** por ciento.

3.9.2.4. Combinación de Fuerzas Longitudinales y Transversales

3.9.2.4.1. Pilas Paralelas al Flujo

La fuerza **F**, determinada según lo especificado en los Artículos 3.9.2.2 y 3.9.2.3, se deberá considerar actuando en la dirección del eje longitudinal de la pila si el movimiento

del hielo tiene una sola dirección y la pila está aproximadamente alineada con dicha dirección. En este caso se deberán investigar dos casos de diseño:

- Se deberá combinar una fuerza longitudinal igual a **F** con una fuerza transversal igual a **0,15·F**, o
- Se deberá combinar una fuerza longitudinal igual a **0,5·F** con una fuerza transversal igual a **F_t**

La fuerza transversal, **F_t**, se deberá tomar como:

$$F_t = \frac{F}{2 \tan\left(\frac{\beta}{2} + \theta_f\right)} \quad (3.9.2.4.1-1)$$

Donde:

β = ángulo del borde de ataque en un plano horizontal, para borde de ataque redondo se adopta un valor de **100°**

θ_f = ángulo de fricción entre el hielo y el borde de ataque de la pila [°]

Se supondrá que tanto las fuerzas longitudinales como las transversales actúan en el borde de ataque de la pila.

3.9.2.4.2. Pilas Inclinadas Respecto del Flujo

Si el eje longitudinal de una pila no es paralelo a la dirección principal de la acción del hielo, o si es probable que la dirección del hielo sea variable, la fuerza total sobre la pila se deberá determinar en base al ancho proyectado de la pila y resolver en componentes. Bajo estas condiciones se deberán considerar fuerzas transversales al eje longitudinal de la pila como mínimo igual al **20** por ciento de la fuerza total.

3.9.2.5. Pilas Esbeltas y Flexibles

No se deberá utilizar pilas esbeltas y flexibles en regiones donde las fuerzas de hielo sean significativas, a menos que se haya consultado a un especialista en hielo para obtener información acerca de la interacción hielo/estructura. Este requisito también se aplica a los componentes esbeltos y flexibles de las pilas de puente, incluyendo los pilotes que entran en contacto con hielo transportado por el agua.

3.9.3. Cargas de Hielo Estáticas sobre Pilas de Puente

Se deberán investigar las presiones que ejerce el hielo sobre las pilas, que por congelamiento quedan atrapadas dentro de una capa de hielo, ya sea cuando la capa de hielo esté sujeta a movimientos térmicos significativos respecto de la pila o cuando el hielo costero crece solamente a uno de los lados, o bien en otras situaciones que pudieran producir importantes fuerzas no equilibradas en la pila.

3.9.4. Diques Colgantes de Hielo y Atasco por Hielo

Se puede considerar que la acumulación de los cristales iniciales de hielo en un dique colgante de hielo ejerce una presión de entre **9,60** y **96,00 kN/m²** a medida que se mueve por la pila. Asimismo se puede considerar que un atasco por hielo ejerce una presión de entre **0,96** y **9,60 kN/m²**.

3.9.5. Fuerzas Verticales Debidas a la Adherencia de Hielo

La fuerza vertical, en **kN**, que actúa sobre una pila de puente debido a la rápida fluctuación del nivel del agua se deberá tomar como:

Para una pila circular:

$$F_v = 1,25 t^2 \left(1,05 + \frac{0,129 R}{t^{0,75}} \right) (10^3) \quad (3.9.5-1)$$

Para una pila oblonga:

$$F_v = \left(1,25 t^2 \left(1,05 + \frac{0,129 R}{t^{0,75}} \right) + 0,014 t^{1,25} L \right) (10^3) \quad (3.9.5-2)$$

Donde:

t = espesor del hielo [m]

R = radio de una pila circular [m]; o radio de los semicírculos en los extremos de una pila oblonga [m]; o radio de un círculo que circunscribe cada extremo de una pila oblonga cuyos extremos no son circulares en planta al nivel del agua [m]

L = perímetro de la pila, excluyendo los semicírculos en los extremos en el caso de pilas oblongas [m]

3.9.6. Acumulación de Hielo y Cargas de Nieve en las Superestructuras

En general no es necesario considerar otras cargas de nieve a excepción de las provocadas por una avalancha. Sin embargo, en áreas donde es posible que se produzcan acumulaciones no habituales de nieve, y/o hielo, el Propietario deberá especificar cargas apropiadas para dicha condición.

Si las condiciones locales así lo requieren, también se deberán especificar las cargas generadas por la formación de hielo en la superestructura por congelamiento del agua de lluvia.

3.10. EFECTOS SÍSMICOS: *EQ* (a definir por el INPRES)

3.11. EMPUJE DEL SUELO: *EH, ES, LS y DD*

3.11.1. Requisitos Generales

El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores:

- Tipo y peso unitario del suelo,
- Contenido de agua,
- Características de fluencia lenta del suelo,
- Grado de compactación,
- Ubicación del nivel freático,
- Interacción suelo-estructura,
- Cantidad de sobrecarga,
- Efectos sísmicos (a definir por el INPRES)
- Pendiente del relleno,
- Inclinación del muro.

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en el pliego de condiciones se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el Artículo

3.11.3. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración de acuerdo con el Capítulo 11. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

3.11.2. Compactación

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca a la cara interna del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación.

3.11.3. Presencia de Agua

Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

En casos en los cuales se anticipa que habrá endicamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo.

Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar los pesos unitarios del suelo sumergido.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

3.11.4. Efecto Sísmico

Se deberán considerar los efectos de la inercia del muro y la probable amplificación del empuje activo y/o movilización de masas de suelo pasivas por parte de un sismo. (Este párrafo está sujeto a la redacción de INPRES).

3.11.5. Empuje del Suelo: *EH*

3.11.5.1. Empuje Lateral del Suelo

Se supondrá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k \gamma_s z \quad (3.11.5.1-1)$$

Donde:

- p = empuje lateral del suelo [kN/m²]
- k = coeficiente de empuje lateral tomado como k_o , especificado en el Artículo 3.11.5.2, para muros que no se deforman ni mueven; k_a , especificado en los Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa; o k_p , especificado en el Artículo 3.11.5.4, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.
- γ_s = peso unitario del suelo [kN/m³]
- z = profundidad del suelo debajo de la superficie [m]

Se supondrá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a **H/3** desde la base del muro, siendo **H** la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en contacto con el muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

3.11.5.2. Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, k_o

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_o = 1 - \text{sen}(\phi'_f) \quad (3.11.5.2-1)$$

Donde:

- ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción del suelo
- k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los suelos sobreconsolidados se puede suponer que el coeficiente de empuje lateral en reposo varía en función de la relación de sobreconsolidación o historial de tensiones, y se puede tomar como:

$$k_o = (1 - \text{sen}(\phi'_f)) (\text{OCR})^{\text{sen}(\phi'_f)} \quad (3.11.5.2-2)$$

Donde:

OCR = relación de sobreconsolidación

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en el pliego de condiciones se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el Artículo 3.11.3. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración de acuerdo con el Capítulo 11. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

3.11.5.3. Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma [\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta)]} \quad (3.11.5.3-1)$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (3.11.5.3-2)$$

y además:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la Tabla 3.11.5.3-1 [°]

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura 3.11.5.3-1 [°]

θ = ángulo que forma la cara del muro en contacto con el suelo respecto de la horizontal como se indica en la Figura 3.11.5.3-1 [°]

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna [°]

Para condiciones diferentes a las descritas en la Figura 3.11.5.3-1, el empuje activo se puede calcular utilizando el procedimiento de tanteos, basado en la teoría de la cuña, del método de Culmann (por ejemplo, ver Terzaghi et al., 1996).

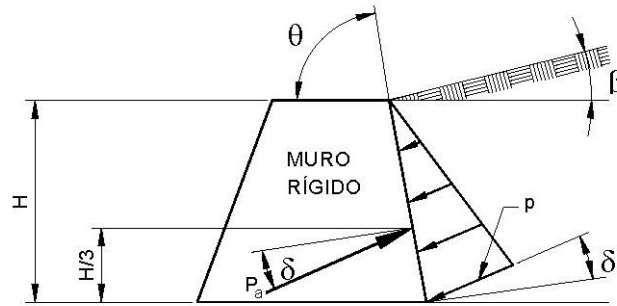


Figura 3.11.5.3-1 – Simbología para el empuje activo de Coulomb

Tabla 3.11.5.3-1 – Ángulo de fricción para diferentes materiales (U.S. Department of the Navy, 1982a)

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ [°]	Coefficiente de fricción, $\tan(\delta)$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25

Tabla 3.11.5.3-1 (Cont.) – Ángulo de fricción para diferentes materiales (*U.S. Department of the Navy, 1982a*)

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ [°]	Coeficiente de fricción, $\tan(\delta)$
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
○ roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

3.11.5.4. Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo, k_p

Para los suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la Figura 3.11.5.4-1, para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la Figura 3.11.5.4-2, para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada. Para condiciones diferentes a las descritas en las Figuras 3.11.5.4-1 y 3.11.5.4-2, el empuje pasivo se puede calcular utilizando el procedimiento de tanteos basado en la teoría de la cuña, ver Terzaghi et al. (1996). Si se utiliza la teoría de la cuña, el valor limitante del ángulo de fricción del muro no se deberá tomar mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ϕ_f .

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s z + 2 c \sqrt{k_p} \tag{3.11.5.4-1}$$

Donde:

p_p = empuje lateral pasivo del suelo [kN/m²]

γ_s = peso unitario del suelo [kN/m³]

z = profundidad debajo de la superficie del suelo [m]

c = cohesión del suelo [kN/m²]

k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo especificado en las Figuras 3.11.5.4-1 y 3.11.5.4-2, según corresponda

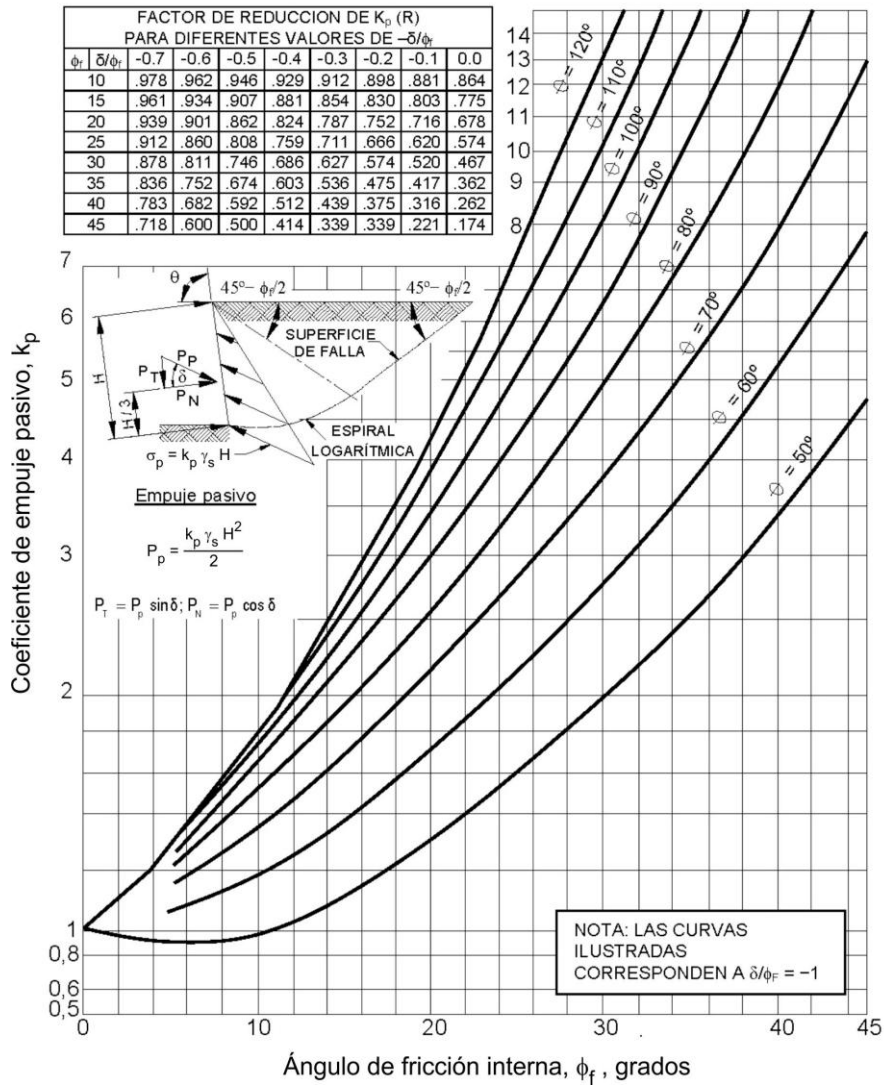


Figura 3.11.5.4-1 – Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy, 1982a)

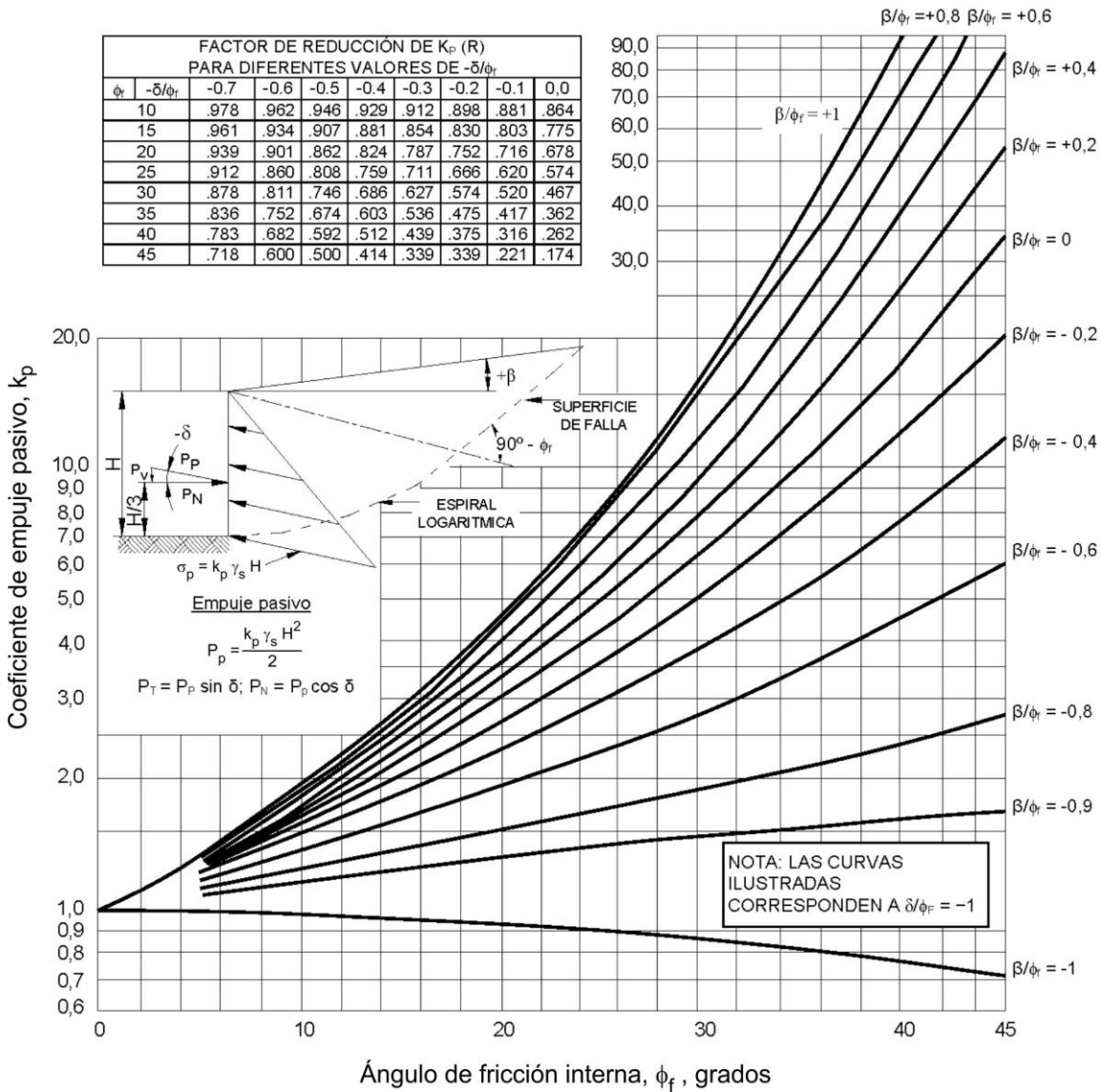


Figura 3.11.5.4-2 – Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales con relleno de superficie inclinada (U.S. Department of the Navy, 1982a)

3.11.5.5. Método del Fluido Equivalente para Estimar Empujes Laterales de Rankine

El método del fluido equivalente se puede utilizar cuando es aplicable la teoría del empuje del suelo de Rankine.

El método del fluido equivalente sólo se deberá utilizar si el relleno puede drenar libremente. Si no se puede satisfacer este criterio, para determinar el empuje horizontal del suelo se deberán utilizar los requisitos de los Artículos 3.11.3, 3.11.5.1 y 3.11.5.3.

Si se utiliza el método del fluido equivalente, el empuje básico del suelo, p [kN/m²], se puede tomar como:

$$p = \gamma_{eq} z \tag{3.11.5.5-1}$$

Donde:

- γ_{eq} = peso unitario del fluido equivalente del suelo, no inferior a 4,71 kN/m³
- z = profundidad debajo de la superficie del suelo [m]

Se supondrá que la carga lateral de suelo resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a **H/3** de la base del muro, siendo **H** la altura total del muro medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la zapata.

Los valores típicos para los pesos unitarios de fluido equivalente a utilizar en el diseño de un muro de altura no mayor que **6 m** se puede tomar de la Tabla 3.11.5.5-1, donde:

- Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral [m]
- H = altura del muro [m]
- β = ángulo del relleno respecto de la horizontal [°]

La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante, para el caso de relleno de superficie inclinada, se puede determinar como:

$$P_v = P_h \tan(\beta) \tag{3.11.5.5-2}$$

Donde:

$$P_h = 0,5 \gamma_{eq} H^2 = \left[\frac{kN}{m} \right] \tag{3.11.5.5-3}$$

Tabla 3.11.5.5-1 – Valores típicos para los pesos unitarios de fluido equivalente de los suelos

Tipo de suelo	Relleno de superficie horizontal		Relleno con $\beta = 25^\circ$	
	En reposo γ_{eq} [kN/m ³]	Activo $\Delta/H = 1/240$ γ_{eq} [kN/m ³]	En reposo γ_{eq} [kN/m ³]	Activo $\Delta/H = 1/240$ γ_{eq} [kN/m ³]
Arena o grava suelta	8,64	6,28	10,21	7,85
Arena o grava de densidad media	7,85	5,50	9,43	7,07
Arena o grava densa	7,07	4,71	8,64	6,28

3.11.5.6. Empujes Laterales del Suelo para Muros Tipo Pantalla

Para muros permanentes se pueden utilizar las distribuciones de empujes laterales simplificadas ilustradas en las Figuras 3.11.5.6-1 a 3.11.5.6-3. Si los muros soportan o son soportados por suelos cohesivos en aplicaciones temporarias, los muros se pueden diseñar en base a los métodos de análisis de tensiones totales utilizando parámetros de resistencia al corte en condición no drenada. Para este último caso se pueden utilizar las distribuciones de empujes simplificadas ilustradas en las Figuras 3.11.5.6-4 a 3.11.5.6-7 con las siguientes restricciones:

- La relación entre la presión por sobrecarga total y la resistencia al corte no drenada, N_s (ver Artículo 3.11.5.7.2), deberá ser menor que **3** en la base del muro.
- El empuje activo del suelo no deberá ser menor que **0,25** veces la presión de sobrecarga efectiva a cualquier profundidad, ó **5,50 kN/m²/m** de la altura del muro, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Para muros temporarios con elementos verticales discretos empotrados en suelo granular o roca, la resistencia pasiva se puede determinar utilizando las Figuras 3.11.5.6-1 y 3.11.5.6-2, y para determinar el empuje activo debido al suelo retenido se pueden utilizar las Figuras 3.11.5.6-4 y 3.11.5.6-5.

Si se utilizan elementos verticales discretos como apoyo, el ancho, **b**, de cada elemento vertical se deberá suponer igual al ancho del ala o diámetro del elemento para secciones hincadas, y al diámetro del pozo hormigonado para secciones encamisadas en hormigón. Para determinar P_{a2} en la Figura 3.11.5.6-4, la magnitud de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada sobre el muro se debe basar en la cuña de suelo sobre el muro dentro de la cuña activa.

En la Figura 3.11.5.6-5 se ignora una parte de la carga negativa en la parte superior del muro debida a la cohesión y se debe considerar la presión hidrostática en una fisura por tracción, aunque ésta no se ilustra en la figura.

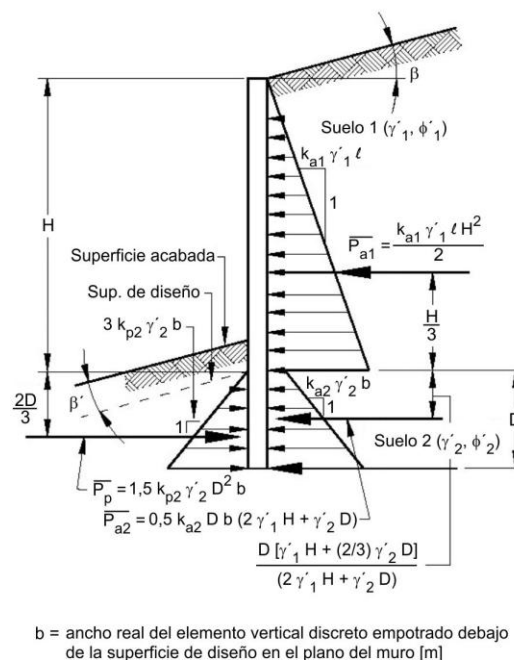


Figura 3.11.5.6-1 – Distribuciones simplificadas de empujes nominales para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo granular

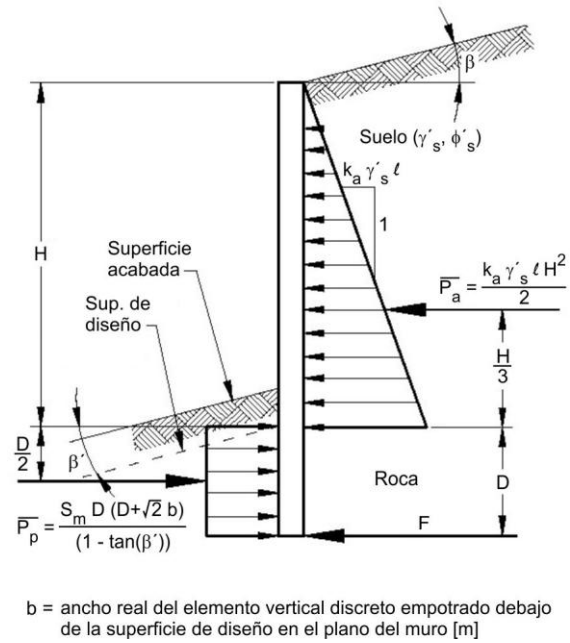


Figura 3.11.5.6-2 – Distribuciones simplificadas de empujes nominales para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en roca

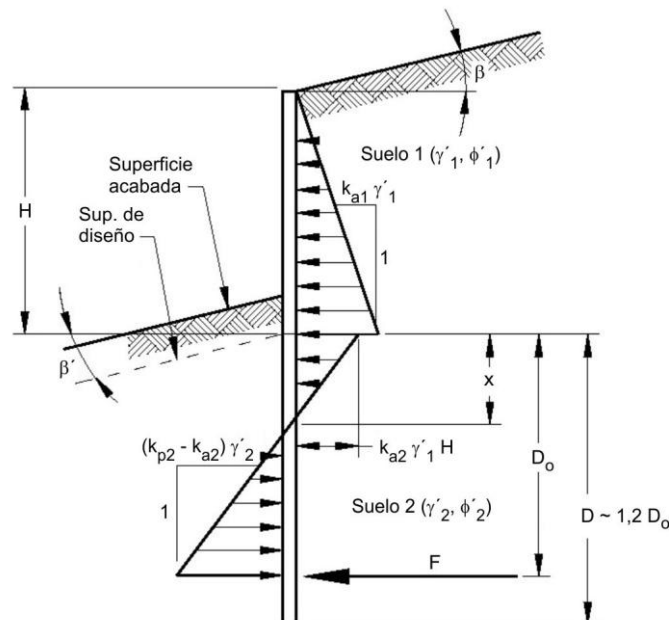


Figura 3.11.5.6-3 – Distribuciones simplificadas de empujes nominales para muros permanentes tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo granular, modificadas de acuerdo con Teng (1962)

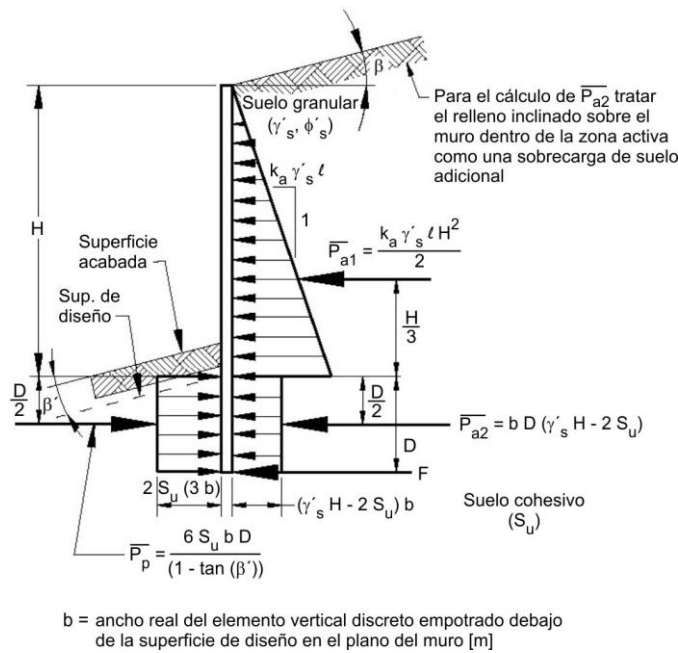


Figura 3.11.5.6-4 – Distribuciones simplificadas de empujes nominales para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular

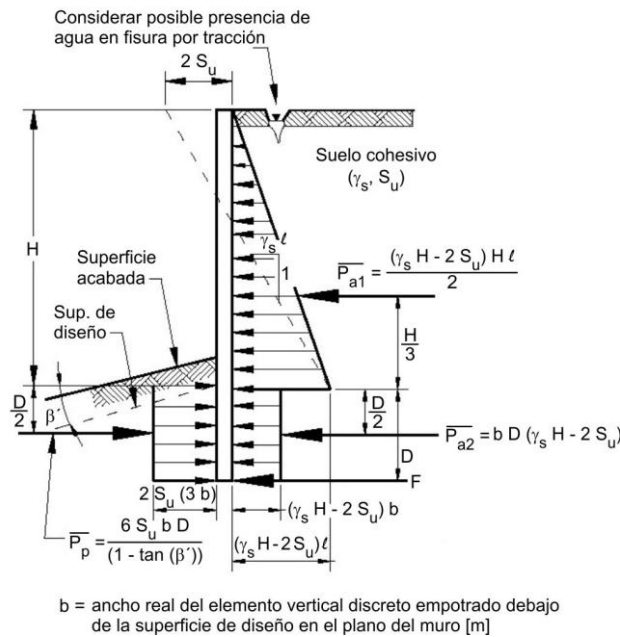
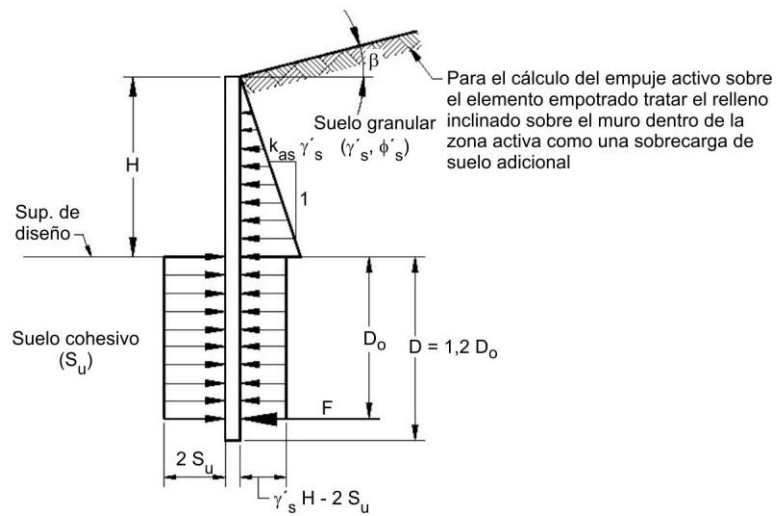


Figura 3.11.5.6-5 – Distribuciones simplificadas de empujes nominales para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales discretos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo



Nota: Para muros empotrados en suelo granular ver la Figura 3.11.5.6-3 y utilizar la Figura 3.11.5.6-7 para suelo cohesivo retenido si corresponde.

Figura 3.11.5.6-6 – Distribuciones simplificadas de empujes nominales para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo granular, modificadas según Teng (1962)

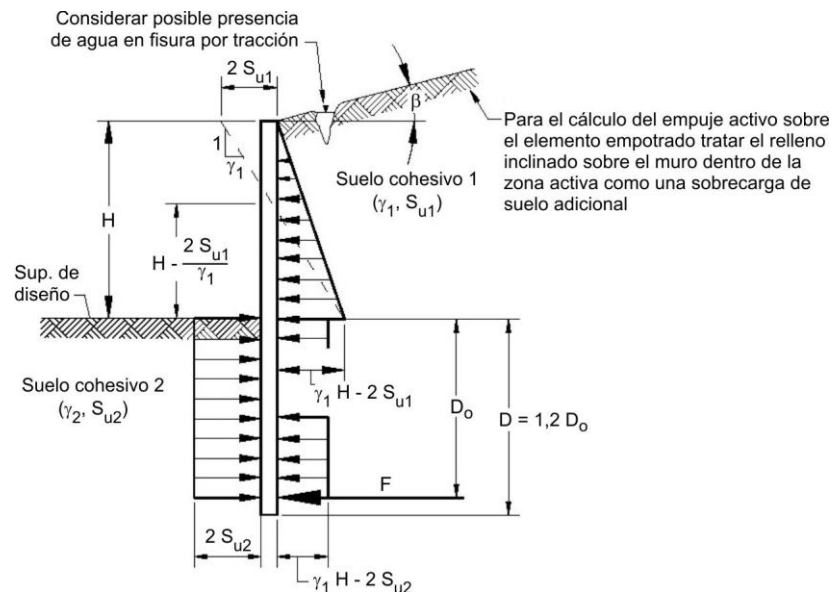


Figura 3.11.5.6-7 – Distribuciones simplificadas de empujes nominales para muros temporarios tipo pantalla formados por elementos verticales continuos empotrados en suelo cohesivo y que sostienen suelo cohesivo, modificadas según Teng (1962)

3.11.5.7. Empujes Aparentes del Suelo para Muros Anclados

Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, el empuje del suelo se puede estimar de acuerdo con los Artículos 3.11.5.7.1 ó 3.11.5.7.2.

Al desarrollar el empuje de diseño para un muro anclado se deberán considerar los desplazamientos del muro que podrían afectar las estructuras adyacentes y/o las instalaciones de servicios públicos enterradas.

3.11.5.7.1. Suelos no Cohesivos

El empuje del suelo sobre muros anclados, temporarios o permanentes, construidos en suelos no cohesivos se puede determinar utilizando la Figura 3.11.5.7.1-1, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , se calcula de la siguiente manera:

Para muros con un solo nivel de anclajes:

$$p_a = k_a \gamma'_s H \quad (3.11.5.7.1-1)$$

Para muros con múltiples niveles de anclajes:

$$p_a = \frac{k_a \gamma'_s H^2}{1,5 H - 0,5 H_1 - 0,5 H_{n+1}} \quad (3.11.5.7.1-2)$$

Donde:

- p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje [kN/m²]
- k_a = coeficiente de empuje activo del suelo
= $\tan^2(45^\circ - \phi_f / 2)$ (adimensional) para $\beta = 0$, para $\beta \neq 0$ utilizar la Ecuación 3.11.5.3-1
- γ'_s = peso unitario efectivo del suelo [kN/m³]
- H = profundidad total de excavación [m]
- H_1 = distancia entre la superficie del terreno y el anclaje ubicado a mayor altura [m]
- H_{n+1} = distancia entre la base de la excavación y el anclaje ubicado a menor altura [m]
- T_{nn} = carga horizontal en el anclaje n [kN/m]
- R = reacción a ser resistida por la subrasante (es decir, debajo de la base de la excavación) [kN/m]

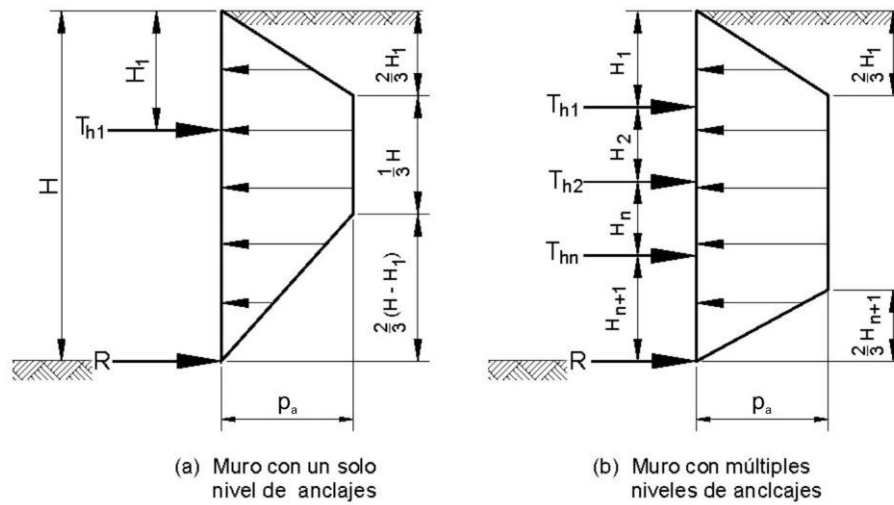


Figura 3.11.5.7.1-1 – Distribuciones del empuje aparente para muros anclados contruidos de arriba hacia abajo en suelos no cohesivos

3.11.5.7.2. Suelos Cohesivos

La distribución del empuje aparente en los suelos cohesivos está relacionada con el número de estabilidad, N_s , el cual se define como:

$$N_s = \frac{\gamma_s H}{S_u} \tag{3.11.5.7.2-1}$$

Donde:

- γ_s = peso unitario total del suelo [kN/m³]
- H = profundidad total de excavación [m]
- S_u = resistencia media al corte del suelo no drenado [kN/m²]

3.11.5.7.2.1. Suelos Rígidos a Duros

Para muros anclados temporarios en suelos cohesivos de rígidos a duros ($N_s \leq 4$), el empuje del suelo se puede determinar utilizando la Figura 3.11.5.7.1-1, calculando la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , como:

$$p_a = 0,2 \gamma_s H \text{ a } 0,4 \gamma_s H \tag{3.11.5.7.2.1-1}$$

Donde:

p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje [kN/m²]

γ_s = peso unitario total del suelo [kN/m³]

H = profundidad total de excavación [m]

Para muros anclados permanentes en suelos cohesivos de rígidos a duros se pueden utilizar las distribuciones de empuje aparente descritas en el Artículo 3.11.5.7.1 basando k_a en el ángulo de fricción del suelo cohesivo drenado. En el caso de muros permanentes se deberá utilizar la distribución, permanente o temporaria, que provoque la máxima fuerza total.

3.11.5.7.2.2. Suelos Blandos a Medianamente Rígidos

El empuje del suelo sobre muros temporarios o permanentes en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos ($N_s \geq 6$) se puede determinar utilizando la Figura 3.11.5.7.2.2-1, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , se calcula de la siguiente manera:

$$p_a = k_a \gamma_s H \quad (3.11.5.7.2.2-1)$$

Donde:

p_a = máxima ordenada del diagrama de empuje [kN/m²]

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo de la Ecuación 3.11.5.7.2.2-2

γ_s = peso unitario total del suelo [kN/m³]

H = profundidad total de excavación [m]

El coeficiente de empuje activo del suelo, k_a , se puede determinar como:

$$k_a = 1 - \frac{4 S_u}{\gamma_s H} + 2 \sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{5,14 S_{ub}}{\gamma_s H} \right) \geq 0,22 \quad (3.11.5.7.2.2-2)$$

Donde:

S_u = resistencia del suelo retenido no drenado [kN/m²]

S_{ub} = resistencia del suelo no drenado debajo de la base de la excavación [kN/m²]

γ_s = peso unitario total del suelo retenido [kN/m³]

H = profundidad total de excavación [m]

d = profundidad de la superficie potencial de falla debajo de la base de la excavación [m]

El valor de **d** se toma como el espesor de suelo cohesivo blando a medianamente rígido debajo de la base de la excavación, hasta un valor máximo de $(B_e/\sqrt{2})$, siendo **B_e** el ancho de la excavación.

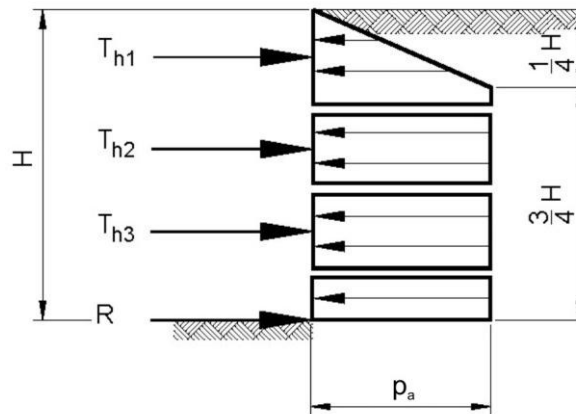


Figura 3.11.5.7.2.2-1 – Distribución del empuje aparente del suelo para muros anclados construidos de arriba hacia abajo en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos

3.11.5.8. Empujes Laterales del Suelo para Muros de Tierra Estabilizada Mecánicamente

3.11.5.8.1. Requisitos Generales

La fuerza resultante por unidad de ancho detrás de un muro de tierra estabilizada mecánicamente, ilustrada en las Figuras 3.11.5.8.1-1, 3.11.5.8.1-2 y 3.11.5.8.1-3, que actúa a una altura igual a **h/3** sobre la base del muro, se deberá tomar como:

$$P_a = 0,5 k_a \gamma_s h^2 \tag{3.11.5.8.1-1}$$

Donde:

- P_a = fuerza resultante por unidad de ancho [kN/m]
- γ_s = peso unitario total del relleno [kN/m³]
- h = altura del diagrama de empuje horizontal del suelo tomado como se indica en las Figuras 3.11.5.8.1-1, 3.11.5.8.1-2 y 3.11.5.8.1-3, [m]
- k_a = coeficiente de empuje activo del suelo especificado en el Artículo 3.11.5.3, tomando el ángulo de la superficie del relleno β , como se especifica en la Figura 3.11.5.8.1-2, **B**, como se especifica en la Figura 3.11.5.8.1-3, y $\delta = \beta$ y **B** en las Figuras 3.11.5.8.1-2 y 3.11.5.8.1-3, respectivamente.

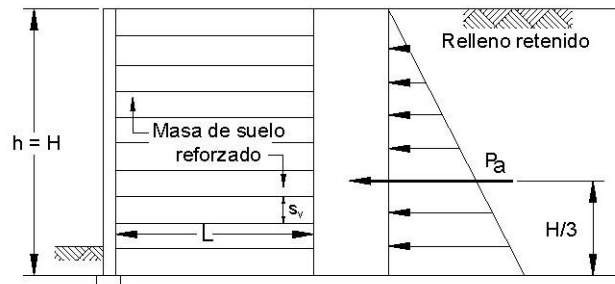


Figura 3.11.5.8.1-1 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie horizontal

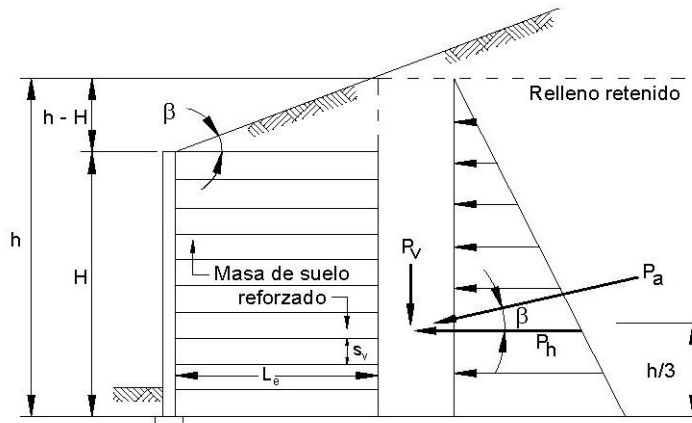


Figura 3.11.5.8.1-2 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie inclinada

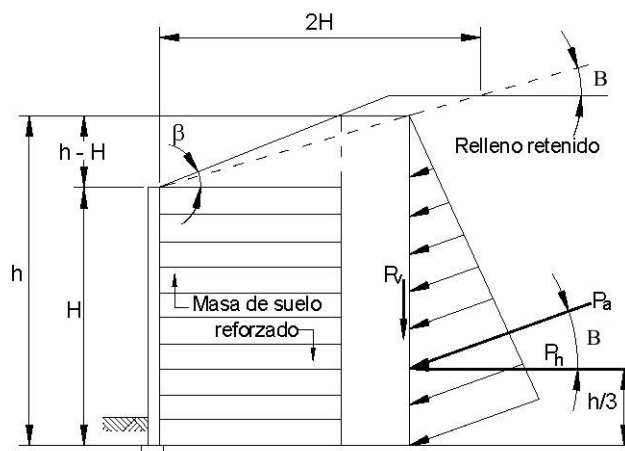


Figura 3.11.5.8.1-3 – Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente con relleno de superficie quebrada

3.11.5.8.2. Estabilidad Interna

El factor de carga γ_p a aplicar a la máxima carga soportada por los refuerzos, $T_{m\acute{a}x}$, para el cálculo de resistencia de los refuerzos, resistencia de las conexiones y arrancamiento (ver Artículo 11.10.6.2) deberá ser **EV**, para empuje vertical del suelo.

Para muros de tierra estabilizada mecánicamente, η_i se deberá tomar igual a 1.

3.11.5.9. Empujes Laterales del Suelo para Muros Modulares Prefabricados

La magnitud y ubicación de las cargas resultantes y fuerzas resistentes para muros modulares prefabricados se pueden determinar utilizando las distribuciones del empuje del suelo presentadas en las Figuras 3.11.5.9-1 y 3.11.5.9-2. Si los paramentos de los módulos prefabricados forman una superficie irregular, escalonada, el empuje del suelo se deberá calcular sobre una superficie plana trazada desde la esquina posterior superior del módulo de más arriba hasta el talón posterior inferior del módulo ubicado más abajo utilizando la teoría de Coulomb.

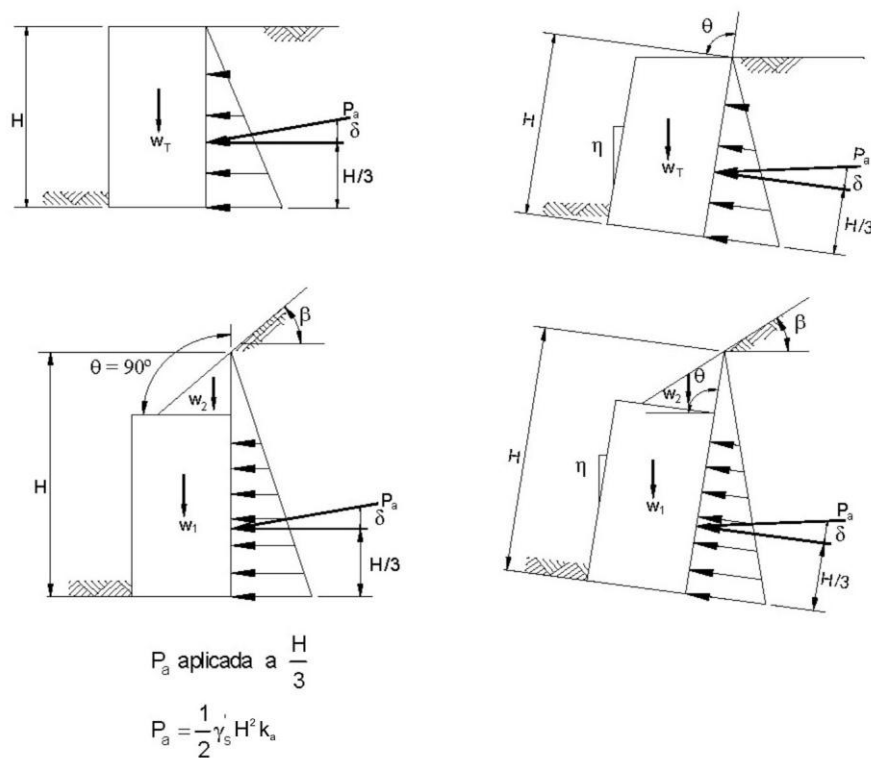


Figura 3.11.5.9-1 – Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos continuos

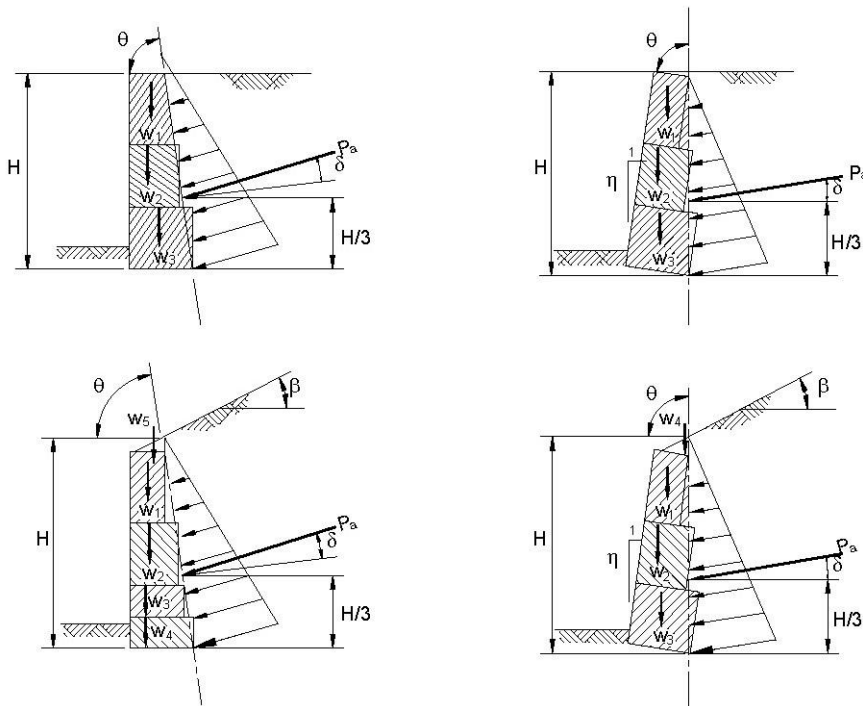


Figura 3.11.5.9-2 – Distribuciones del empuje del suelo para muros modulares prefabricados con paramentos irregulares

El valor de k_a utilizado para calcular el empuje lateral provocado por el relleno retenido y otras cargas detrás del muro se deberá calcular en base al ángulo de fricción del relleno detrás de los módulos. En ausencia de datos más específicos, si detrás de los módulos prefabricados se utiliza relleno granular en una zona de al menos **1V:1H** a partir del talón del muro, para ϕ_f se puede utilizar un valor de **34°**. Caso contrario, al no contar con datos específicos, se deberá utilizar un ángulo de fricción máximo de **30°**.

3.11.5.10. Empujes Laterales del Suelo para Barreras de Sonido Apoyadas en Elementos Embebidos Verticales Discretos y Continuos

Para barreras de sonido apoyadas en elementos verticales discretos empotrados en suelo granular, en roca, o en suelos cohesivos, se pueden utilizar las distribuciones simplificadas del empuje lateral del suelo tal como se indica en las Figuras 3.11.5.10-1, 3.11.5.10-2, y 3.11.5.10-3, respectivamente. Para barreras de sonido apoyadas en elementos verticales continuos empotrados en suelo granular o en suelos cohesivos, se pueden utilizar las distribuciones simplificadas del empuje lateral del suelo tal como se indica en las Figuras 3.11.5.10-4 y 3.11.5.10-5, respectivamente. Para barreras de sonido apoyadas en muros de contención, se deben aplicar las disposiciones pertinentes del Capítulo 11.

Si los elementos discretos verticales se utilizan como apoyo, el ancho, **b**, de cada elemento vertical se debe suponer igual al ancho del ala o al diámetro del elemento para secciones hincadas y al diámetro de agujeros rellenos de hormigón para secciones revestidas de hormigón.

Se debe considerar en el diseño, el cambio de sentido de las fuerzas laterales aplicadas en las barreras de sonido.

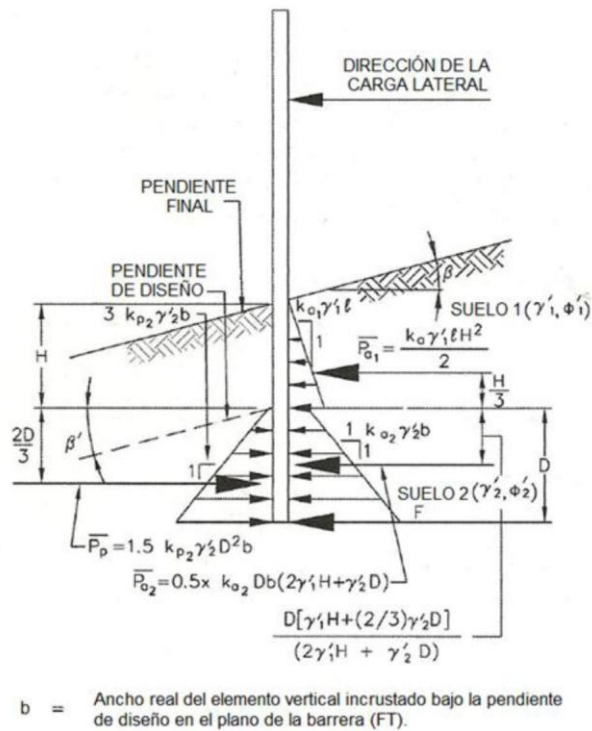


Figura 3.11.5.10-1 — Distribución simplificada de empuje de suelo no mayorado para elementos discretos de muros verticales empotrados en suelo granular

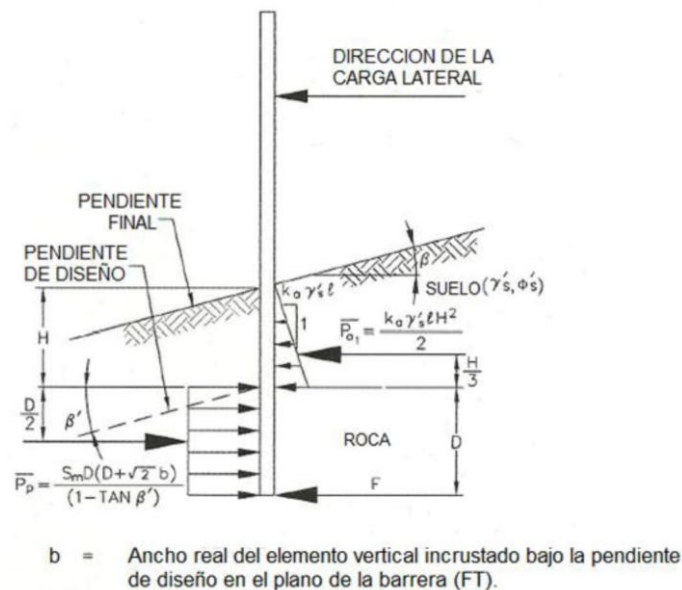


Figura 3.11.5.10-2 — Distribución simplificada de empuje de suelo no mayorado para elementos discretos de muros verticales empotrados en roca

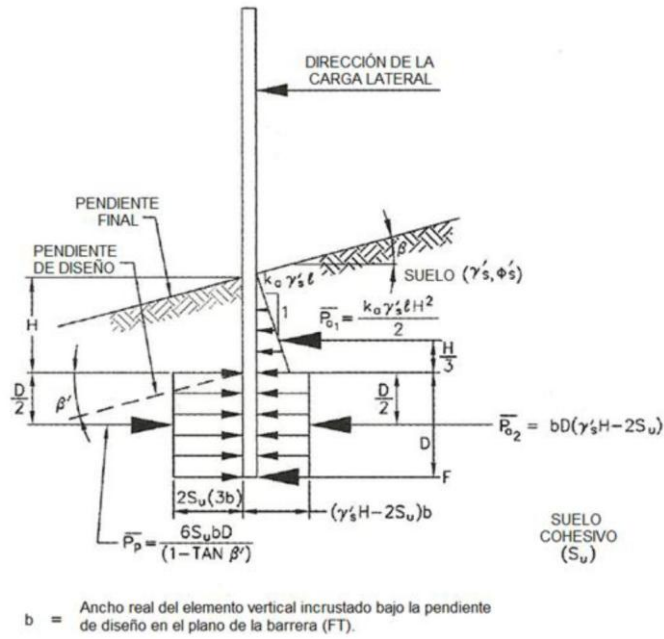


Figura 3.11.5.10-3 — Distribución simplificada de empuje de suelo no mayorado para elementos discretos de muros verticales empotrados en suelo cohesivo.

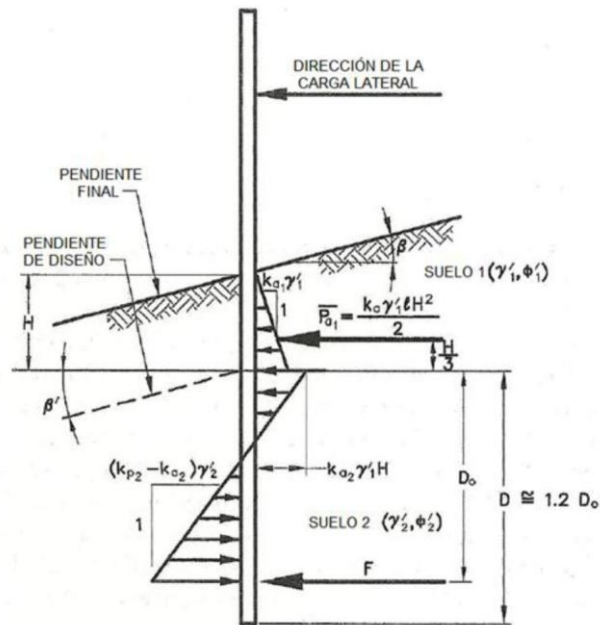


Figura 3.11.5.10-4 — Distribución simplificada de empuje de suelo no mayorado para elementos verticales continuos empotrados en suelo granular modificada según Teng (1962)

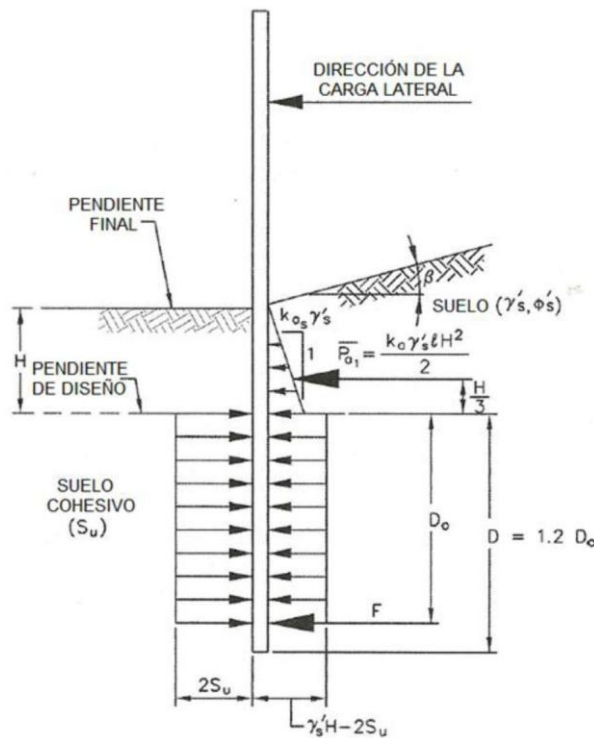


Figura 3.11.5.10-5 — Distribución simplificada de empuje de suelo no mayorado para elementos continuos de muros verticales empotrados en suelo cohesivo modificada según Teng (1962)

3.11.6. Sobrecargas: ES y LS

El incremento del esfuerzo de diseño del suelo detrás o dentro del muro, generado por las tensiones o sobrecargas concentradas, será el mayor entre (1) las tensiones o sobrecargas nominales multiplicados por el factor de carga especificado, **ES**, o (2) las cargas de diseño de la estructura aplicadas a los elementos estructurales que generan sobrecarga, se ajusta **ES** igual a **1,0**. La carga aplicada al muro, debido al elemento estructural por encima del mismo, no deberá ser multiplicada dos veces por el factor de carga.

3.11.6.1. Sobrecarga Uniforme (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$A_p = k_s q_s \tag{3.11.6.1-1}$$

Donde:

Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme [kN/m²]

k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga

q_s = sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activo [kN/m²]

Para condiciones de empuje activo, k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones “en reposo”, k_s se deberá tomar como k_o . Alternativamente, se pueden utilizar valores intermedios adecuados para el tipo de relleno y cantidad de movimiento del muro.

3.11.6.2. Cargas Puntuales, Lineales y de Faja (ES) – Muros Restringidos contra el Movimiento

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una faja uniformemente cargada paralela al muro, Δ_{ph} , en **kN/m²**, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{2 p}{\pi} [\delta - \text{sen}(\delta) \cos(\delta + 2\alpha)] \quad (3.11.6.2-1)$$

Donde:

p = intensidad de la carga uniforme actuando en una faja paralela al muro [kN/m²]

α = ángulo especificado en la Figura 3.11.6.2-1 [radianes]

δ = ángulo especificado en la Figura 3.11.6.2-1 [radianes]

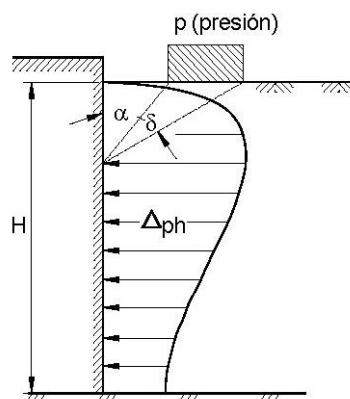


Figura 3.11.6.2-1 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una faja uniformemente cargada

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga puntual, Δ_{ph} en **kN/m²**, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi R^2} \left[\frac{3Z X^2}{R^3} - \frac{R(1 - 2\nu)}{R + Z} \right] \quad (3.11.6.2-2)$$

Donde:

P = carga puntual [kN]

R = distancia radial desde el punto de aplicación de la carga hasta un punto en el muro según lo especificado en la Figura 3.11.6.2-2, donde $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{0.5}$, [m]

X = distancia horizontal desde el paramento posterior del muro hasta el punto de aplicación de la carga [m]

Y = distancia horizontal desde un punto en el muro considerado hasta un plano perpendicular al muro que pasa por el punto de aplicación de la carga, medida sobre el muro [m]

Z = distancia vertical desde el punto de aplicación de la carga hasta la elevación de un punto sobre el muro considerado [m]

ν = coeficiente de Poisson [adimensional]

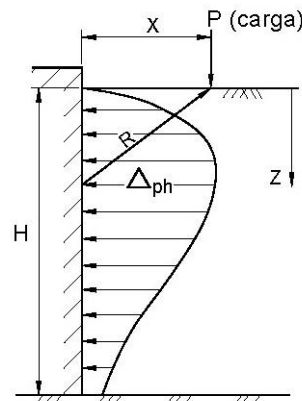


Figura 3.11.6.2-2 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga puntual

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal infinitamente larga paralela al muro, Δ_{ph} en **kN/m²**, se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{4 Q X^2 Z}{\pi R^4} \quad (3.11.6.2-3)$$

Donde:

Q = intensidad de la carga en [kN/m]

y el resto de la simbología corresponde a lo definido anteriormente e ilustrado en la Figura 3.11.6.2-3.

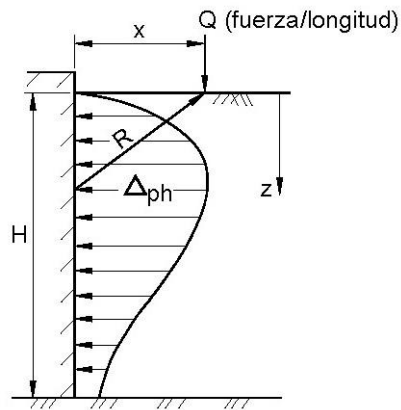


Figura 3.11.6.2-3 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal infinitamente larga paralela al muro

El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal de longitud finita perpendicular a un muro, Δ_{ph} en kN/m^2 , se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{Q}{\pi Z} \left(\frac{1}{A^3} - \frac{1-2\nu}{A + \frac{Z}{X_2}} - \frac{1}{B^3} + \frac{1-2\nu}{B + \frac{Z}{X_1}} \right) \quad (3.11.6.2-4)$$

Donde:

$$A = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_2} \right)^2} \quad (3.11.6.2-5)$$

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_1} \right)^2} \quad (3.11.6.2-6)$$

y donde:

X_1 = distancia desde el paramento posterior del muro hasta el inicio de la carga lineal como se especifica en la Figura 3.11.6.2-4 [m]

X_2 = longitud de la carga lineal [m]

Z = profundidad desde la superficie del terreno hasta un punto sobre el muro considerado [m]

ν = coeficiente de Poisson [adimensional]

Q = intensidad de la carga [kN/m]

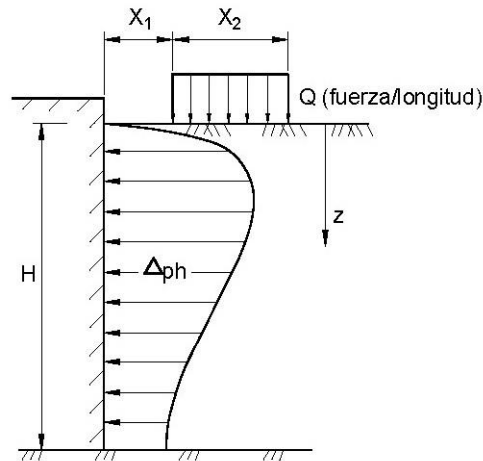
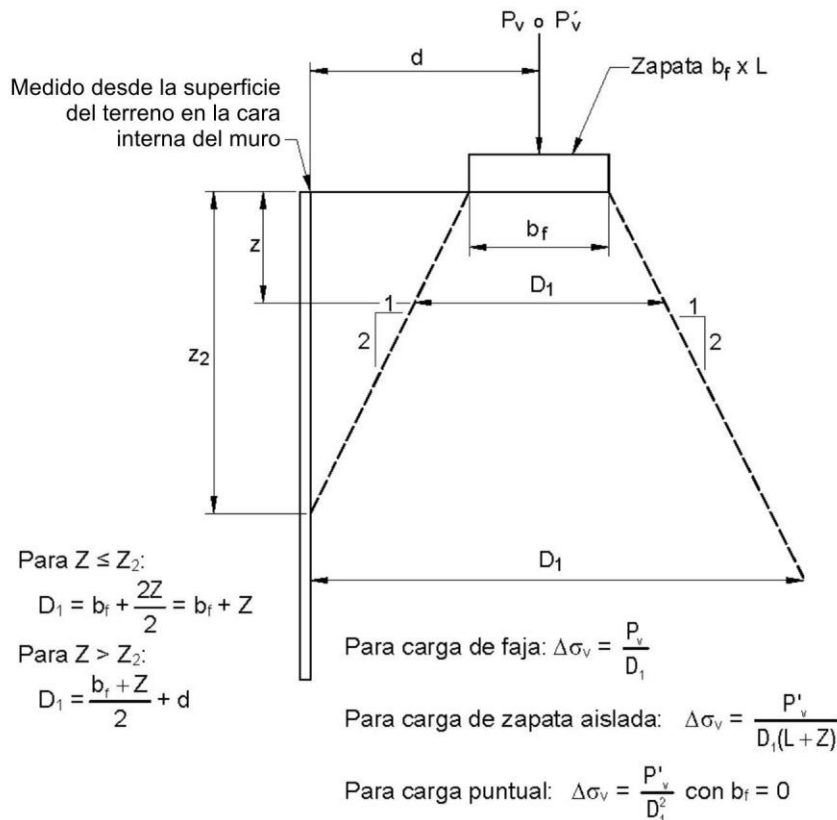


Figura 3.11.6.2-4 – Empuje horizontal sobre un muro provocado por una carga lineal de longitud finita perpendicular al muro

3.11.6.3. Cargas de Faja (ES) – Muros Flexibles

Las cargas permanentes concentradas se deberán incorporar al diseño para estabilidad interna y externa utilizando una distribución vertical uniforme simplificada, de 2 vertical en 1 horizontal, para determinar la componente vertical del empuje en función de la profundidad dentro de la masa de suelo reforzado, tal como se ilustra en la Figura 3.11.6.3-1. Las cargas concentradas horizontales que actúan en la parte superior del muro se deberán distribuir dentro de la masa de suelo reforzado como se especifica en la Figura 3.11.6.3-2. Si hay cargas concentradas permanentes detrás de la masa de suelo reforzado, éstas se deberán distribuir del mismo modo que se distribuirían dentro de la masa de suelo reforzado.

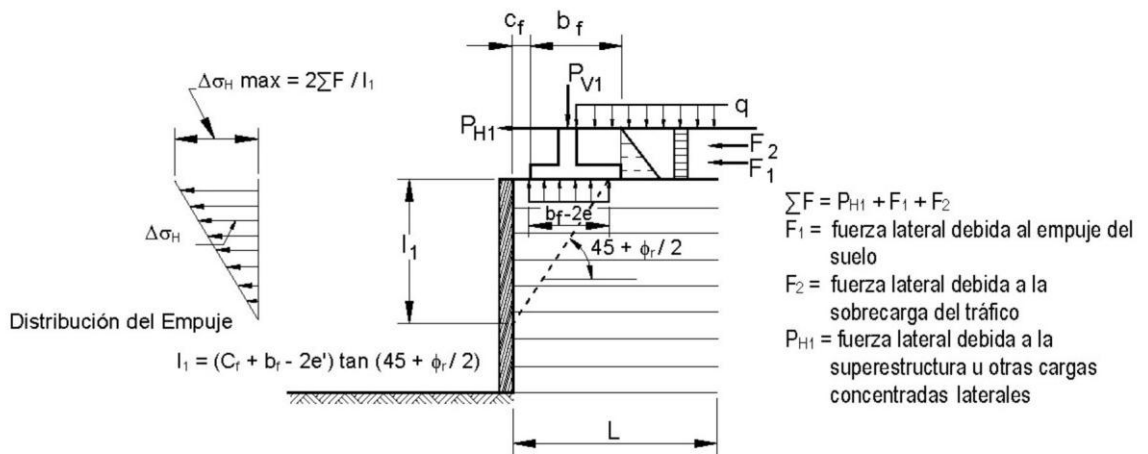
Para determinar el efecto de esta sobrecarga sobre la estabilidad externa, la tensión vertical distribuida detrás de la zona reforzada se deberá multiplicar por k_a . La tensión horizontal concentrada que se distribuye detrás del muro como se especifica en la Figura 3.11.6.3-2 no se deberá multiplicar por k_a .



- Donde: D_1 = Ancho efectivo de una carga aplicada a cualquier profundidad, calculada como se indica en la figura
- b_f = Ancho de la carga aplicada. Para zapatas con carga excéntrica (por ejemplo, fundaciones de estribos de puentes) fijar b_f igual al ancho de zapata equivalente B' reduciéndolo en $2e'$, siendo e' la excentricidad de la carga en la zapata (es decir, $b_f - 2e'$)
- L = Longitud de la zapata
- P_v = Carga por metro lineal de zapata corrida
- P'_v = Carga sobre zapata aislada rectangular o carga puntual
- Z_2 = Profundidad donde el ancho efectivo interseca la cara interna del muro
- = $2d - b_f$
- d = distancia entre el baricentro de la carga vertical concentrada y la cara interna del muro

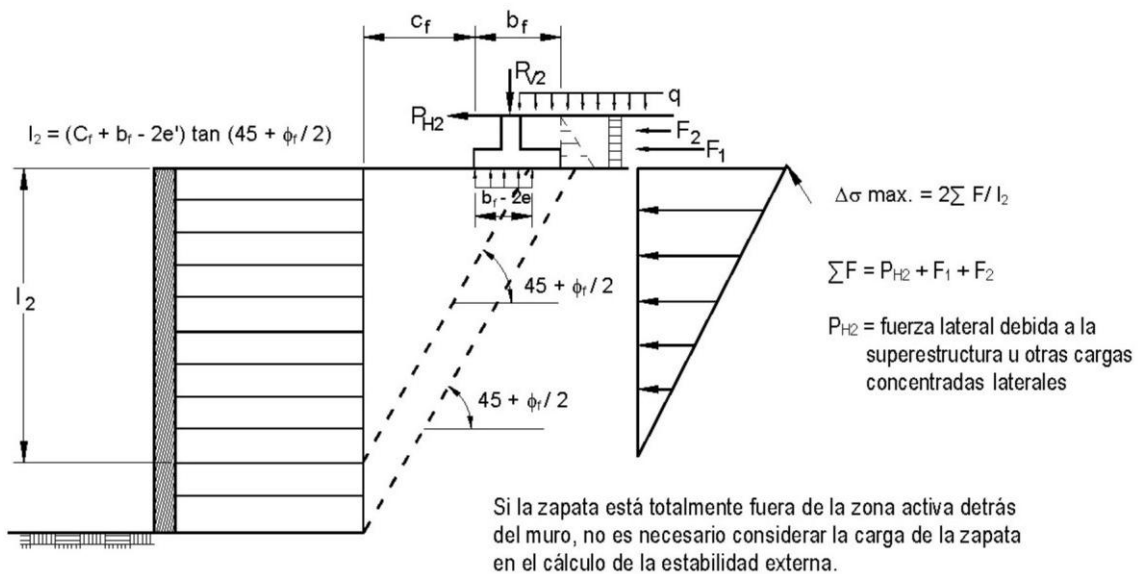
Si la sobrecarga está ubicada detrás de la masa de suelo reforzado, suponer que el mayor empuje vertical debido a la sobrecarga no afecta las tensiones utilizadas para evaluar la estabilidad interna. Para la estabilidad externa suponer que la sobrecarga no tiene ninguna influencia si está ubicada fuera de la zona activa detrás del muro.

Figura 3.11.6.3-1 – Distribución del empuje debido a la carga concentrada vertical P_v para el cálculo de la estabilidad interna y externa



e' = excentricidad de la carga sobre la zapata (ver Figura 11.10.10.1-1 para un ejemplo de cómo calcularla)

a. Distribución del empuje para el cálculo de la estabilidad interna



b. Distribución del empuje para el cálculo de la estabilidad externa

Figura 3.11.6.3-2 – Distribución del empuje provocado por cargas concentradas horizontales

3.11.6.4. Sobrecarga Viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se prevé que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad

deberá ser consistente con los requisitos del Artículo 3.6.1.2. Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá especificar y/o aprobar sobrecargas vivas adecuadas. El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k \gamma_s h_{eq} \tag{3.11.6.4-1}$$

Donde:

Δ_p = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva [kN/m²]

γ_s = peso unitario total del suelo [kN/m³]

k = coeficiente de empuje lateral del suelo

h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular [m]

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas de carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tablas 3.11.6.4.-1 y 3.11.6.4-2. Para alturas de muro intermedias se deberá interpolar linealmente.

La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

Tabla 3.11.6.4-1 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tránsito

Altura del estribo [m]	h_{eq} [m]
1,50	1,90
3,00	1,40
≥ 6,00	1,00

Tabla 3.11.6.4-2 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tránsito

Altura del muro [m]	h_{eq} [m] Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tránsito	
	0,00 m	0,30 m o más
1,50	2,40	1,00
3,00	1,70	1,00
≥ 6,00	1,00	1,00

El factor de carga tanto para la componente vertical como para la componente horizontal de la sobrecarga viva se deberá tomar como se especifica en la Tabla 3.4.1-1 para sobrecarga viva.

3.11.6.5. Reducción de la Sobrecarga

Si la carga vehicular se transmite a través de una losa estructural que a su vez es soportada por medios diferentes al suelo, se puede permitir una correspondiente reducción de las sobrecargas. Si se trata de una losa de aproximación de hormigón armado de dimensiones en planta no menores a **5,00 m**, la altura h_{eq} en la ecuación 3.11.6.4-1 podrá adoptarse igual a **1,00 m**.

3.11.7. Reducción Debida al Empuje del Suelo

Para alcantarillas y puentes, y sus componentes, en situaciones donde el empuje del suelo podría reducir las solicitaciones provocadas por otras cargas y fuerzas, se deberá limitar dicha reducción al empuje del suelo que se anticipa estará presente de manera permanente. En ausencia de información más precisa se podrá realizar una reducción del **50** por ciento, pero no es necesario combinar con el factor de carga mínimo especificado en la Tabla 3.4.1-2.

3.11.8. Fricción Negativa

El posible desarrollo de fricción negativa sobre pilotes hincados o excavados se deberá evaluar cuando:

- Los mismos están sustentados por material compresible tales como arcillas, limos o suelos orgánicos
- El relleno será o ha sido recientemente colocado junto a los pilotes hincados o excavados, tales como es frecuentemente el caso de relleno en aproximación al puente,
- El agua subterránea se reduce sustancialmente, o
- Puede ocurrir la licuefacción de suelo arenoso suelto.

Cuando existe la posibilidad de que la fricción negativa actúe sobre un pilote hincado o excavado debido al movimiento descendente del suelo en relación con el pilote, y la posibilidad de que dicha fricción negativa no se elimine por la precarga del suelo para

reducir los movimientos descendentes u otra medida atenuante, se deberá diseñar el pilote hincado o excavado para resistir la fricción negativa inducida.

Para eliminar las posibles cargas de fricción negativa se debe considerar el uso de sobrecarga de un terraplén, técnicas de mejora del suelo, y/o mediciones monitoreadas del drenaje vertical y asentamiento.

Para el Estado Límite Evento Extremo **I**, la fricción negativa inducida por el asentamiento por licuefacción se aplicará al pilote hincado o excavado en combinación con las otras cargas incluidas dentro del grupo de carga. La fricción negativa inducida por la licuefacción no se debe combinar con la fricción negativa inducida por los asentamientos de consolidación.

Cuando la carga de fricción negativa actúe en grupos de pilotes hincados o excavados, se deberá evaluar los efectos del grupo.

Si las cargas transitorias actúan reduciendo la magnitud de las cargas de fricción negativa y esta reducción se considera en el diseño del pilote hincado o excavado, dicha reducción no deberá exceder de la fracción de la carga transitoria que iguale la sollicitación de la fricción negativa.

Las sollicitaciones generadas por la fricción negativa sobre pilotes hincados o excavados se determinarán de la siguiente manera:

- Paso 1 – Establecer el perfil y las propiedades del suelo para el cálculo del asentamiento, utilizando los procedimientos establecidos en el Artículo 10.4
- Paso 2 – Realizar los cálculos de asentamiento de las capas del suelo, a lo largo de la longitud del pilote hincado o excavado, con los procedimientos establecidos en el Artículo 10.6.2.4.3
- Paso 3 – Determinar la longitud del pilote hincado o excavado que estará sujeto a fricción negativa. Si el asentamiento en la capa de suelo es de **0,01 m** o mayor en relación al pilote hincado o excavado, se puede suponer que se desarrollará completamente la fricción negativa.
- Paso 4 – Determinar la magnitud de la fricción negativa, **DD**, calculando la resistencia negativa lateral utilizando cualquiera de los procedimientos de análisis estático indicados en el Artículo 10.7.3.8.6, para pilotes en todos los suelos, y en el Artículo 10.8.3.4, para pilotes excavados si la zona sujeta a fricción negativa está caracterizada por ser un suelo cohesivo. Si la zona de fricción negativa está caracterizada por un suelo poco cohesivo, los procedimientos indicados en el Artículo 10.8.3.4 deberán ser utilizados para estimar la fricción negativa en los pilotes excavados. La suma de la resistencia lateral negativa de todas las capas contribuirá a la fricción negativa de la capa más baja desde la parte inferior del cabezal del pilote o de la superficie del suelo.

El método del plano neutro puede también ser utilizado para determinar la fricción negativa.

3.12. EFECTOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS: *TU, TG, SH, CR, SE, PS*

3.12.1. Requisitos Generales

Se deberán considerar los efectos internos que la fluencia lenta y contracción provocan en los componentes. Si corresponde, se debe incluir el efecto del gradiente de temperatura. Las solicitaciones debidas a la deformación de los componentes resistentes, el desplazamiento de los puntos de aplicación de las cargas y los movimientos de los apoyos se deberán incluir en el análisis.

3.12.2. Temperatura Uniforme

El movimiento térmico de diseño asociado con un cambio uniforme de la temperatura se puede calcular utilizando el Procedimiento **A** o el Procedimiento **B** descritos a continuación. Para puentes con tablero de hormigón que tienen vigas de hormigón o acero se puede utilizar tanto el Procedimiento **A** como el Procedimiento **B**. Para todos los demás tipos de puentes se deberá utilizar el Procedimiento **A**.

3.12.2.1. Rango de Temperatura para el Procedimiento **A**

Los rangos de temperatura serán los especificados en la Tabla 3.12.2.1-1. Para calcular los efectos generados por la deformación de origen térmico se deberá utilizar la diferencia entre los límites extendidos inferior o superior y la temperatura básica de construcción supuesta en el diseño.

Las temperaturas mínimas y máximas especificadas en la Tabla 3.12.2.1-1 corresponden a $T_{MinDiseño}$ y $T_{MáxDiseño}$, respectivamente, en la ecuación 3.12.2.3-1.

Tabla 3.12.2.1-1 – Rangos de temperatura para el Procedimiento **A**

Clima	Acero o Aluminio	Hormigón	Madera
Moderado	-18° a 49°C	-12° a 27°C	-12° a 24°C
Frío	-34° a 49°C	-18° a 27°C	-18° a 24°C

3.12.2.2. Rango de Temperatura para el Procedimiento **B**

El rango de temperatura se definirá como la diferencia entre la máxima temperatura de diseño, $T_{MáxDiseño}$, y la mínima temperatura de diseño, $T_{MinDiseño}$. Para utilizar el procedimiento **B** se requiere la información de mapas de contorno de temperatura de diseño, los cuales no están disponibles en Argentina. El Proyectista deberá recurrir a su buen juicio y experiencia al optar por este procedimiento.

3.12.2.3. Movimientos Térmicos de Diseño

El rango de diseño del movimiento térmico, Δ_T , dependerá de las temperaturas extremas de diseño para puentes, definidas en el Artículo 3.12.2.1 o 3.12.2.2, y se determinará como:

$$\Delta_T = \alpha L (T_{MáxDiseño} - T_{MínDiseño}) \quad (3.12.2.3-1)$$

Donde:

L = longitud de expansión [m]

α = coeficiente de expansión térmica [m/m/°C]

3.12.3. Gradiente de Temperatura

Para estas zonas se deberán tomar las temperaturas positivas según lo especificado en la Tabla 3.12.3-1 para diferentes condiciones superficiales del tablero. Las temperaturas negativas se deberán obtener multiplicando los valores especificados en la Tabla 3.12.3-1 por **-0,30** en el caso de tableros de hormigón simple y por **-0,20** en el caso de tableros con sobrecapa asfáltica.

El gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero con tableros de hormigón se puede tomar como se indica en la Figura 3.12.3-2.

La dimensión **A** de la Figura 3.12.3-2 se deberá tomar como:

- Para superestructuras de hormigón de profundidad mayor o igual que **0,40 m, 0,30 m**
- Para secciones de hormigón de profundidad menor que **0,40 m, 0,10 m** menos que la profundidad real
- Para superestructuras de acero, **0,30 m** y la distancia **t** se deberá tomar igual a la altura del tablero de hormigón.

El valor de la temperatura **T₃** se deberá tomar como **0°C**, a menos que se realice un estudio específico del predio para determinar un valor adecuado, pero en ningún caso deberá ser mayor que **3°C**.

Si se considera el gradiente de temperatura, las tensiones internas y deformaciones de la estructura provocadas tanto por gradientes de temperatura positivos como por gradientes negativos, se podrán determinar de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.6.6

Tabla 3.12.3-1 – Temperaturas base para los gradientes de temperatura

Zona	T ₁ (°C)	T ₂ (°C)
1 y 2	25	6,70
3	24	6,35
4 y 5	23	6,00

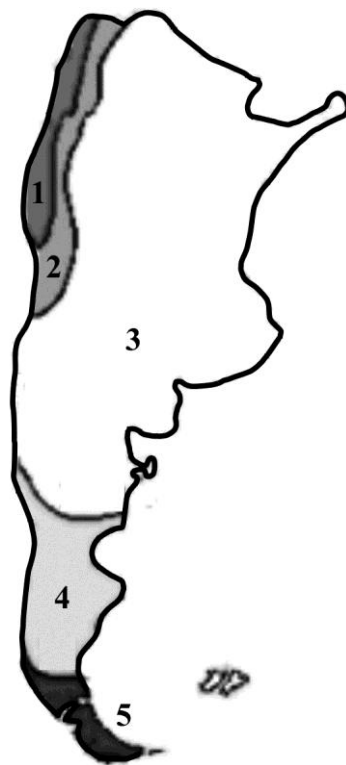


Figura 3.12.3-1 – Zonas de radiación solar para Argentina

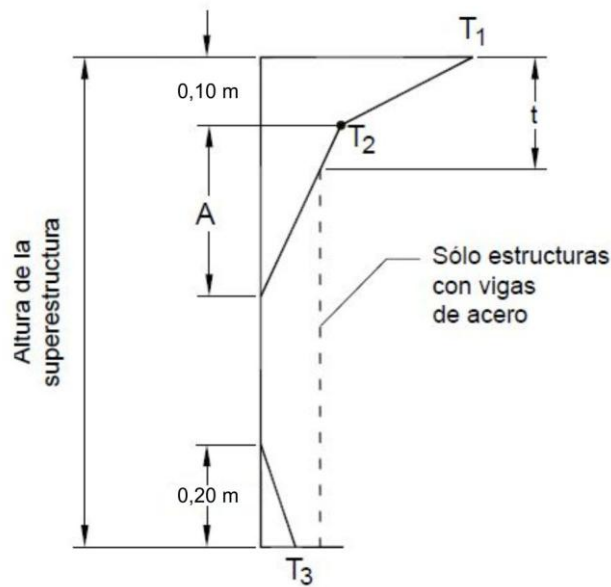


Figura 3.12.3-2 – Gradiente de temperatura vertical positiva en superestructuras de hormigón y acero

3.12.4. Contracción Diferencial

Cuando corresponda, se deberán determinar las deformaciones por contracción diferencial entre hormigones de diferentes edades y composiciones, y entre hormigón y acero, de acuerdo con los requisitos del Capítulo 5.

3.12.5. Fluencia Lenta

Las deformaciones por fluencia lenta del hormigón deberán ser de acuerdo con los requisitos del Capítulos 5. Al determinar las solicitaciones y deformaciones generadas por la fluencia lenta, se deberá considerar la dependencia del tiempo y las variaciones de las tensiones de compresión.

3.12.6. Asentamiento

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura. El asentamiento, para cada unidad de la subestructura, se podrá estimar de acuerdo con los requisitos del Artículo 10.7.2.3.

3.12.7. Fuerzas Secundarias generadas por el Postesado, *PS*

La aplicación de fuerzas de postesado en una estructura continua genera reacciones en los apoyos y fuerzas internas que son llamadas colectivamente fuerzas secundarias, que se considerarán cuando sean aplicables.

3.13. FUERZAS FRICCIONALES: *FR*

Las fuerzas debidas a la fricción se deberán establecer en base a los valores extremos del coeficiente de fricción entre las superficies deslizantes. Cuando corresponda, se deberá considerar la influencia sobre el coeficiente de fricción de la humedad y la posible degradación o contaminación de las superficies de deslizamiento o rotación.

3.14. COLISIÓN DE EMBARCACIONES: *CV*

3.14.1. Requisitos Generales

Las disposiciones del presente Artículo se aplican a la colisión accidental entre una embarcación y un puente. Estas disposiciones pueden ser revisadas, como se indica en el Artículo 3.14.16, para tener en cuenta las colisiones intencionales.

Todos los componentes de un puente que cruza sobre una vía navegable, ubicado en profundidades de agua de diseño mayores o iguales que **0,60 m**, se deberán diseñar para el impacto de embarcaciones.

La mínima carga de diseño de impacto, para el diseño de la subestructura, se deberá determinar utilizando una barcaza de compuerta sin carga, a la deriva con una velocidad igual a la corriente media anual correspondiente al sitio en consideración. La barcaza de diseño deberá ser una única barcaza de **10 m x 60 m**, con un desplazamiento en vacío de **200 ton**, a menos que el Propietario apruebe lo contrario.

Si el puente cruza sobre una vía de gran calado y no es lo suficientemente elevado para imposibilitar el contacto con la embarcación, para la superestructura el impacto mínimo de diseño se puede tomar como la carga de colisión de mástil especificada en el Artículo 3.14.10.3.

En vías navegables donde se anticipa la colisión de embarcaciones, las estructuras se deberán:

- diseñar para resistir las fuerzas de impacto, y/o

- proteger adecuadamente mediante espolones, dolines, bermas, islas u otras obras sacrificables.

Al determinar las cargas de impacto de una embarcación se deberá considerar la relación del puente con:

- la geometría del curso de agua,
- tamaño, tipo, estado de carga y frecuencia de las embarcaciones que utilizan la vía,
- calado disponible,
- velocidad y dirección de desplazamiento de las embarcaciones, y
- respuesta estructural del puente frente a las colisiones.

3.14.2. Responsabilidad del Propietario

El Propietario deberá establecer y/o aprobar la clasificación operativa del puente, la densidad del tránsito de embarcaciones en la vía navegable y la velocidad de diseño de las embarcaciones para el puente.

El Propietario deberá especificar o aprobar el grado de daño admisible para los componentes del puente, incluyendo los sistemas de protección.

3.14.3. Clasificación Operativa del Puente

A los efectos del Artículo 3.14, para todos los puentes ubicados en vías navegables se deberá determinar su clasificación operativa, esta podrá ser "crítica o esencial" o "típica". Los puentes críticos deberán poder continuar funcionando luego de un impacto, siendo su probabilidad de ocurrencia menor que en el caso de los puentes regulares.

3.14.4. Embarcación de Diseño

Para cada pila o componente de tramo se deberá seleccionar una embarcación de diseño de forma tal que la frecuencia anual estimada de colapso, calculada de acuerdo con el Artículo 3.14.5, debida a embarcaciones no menores que la embarcación de diseño, sea menor que el criterio de aceptación para el componente.

Las embarcaciones de diseño se deberán seleccionar en base a la clasificación operativa del puente y a las características de la embarcación, el puente y la vía navegable.

3.14.5. Frecuencia Anual de Colapso

La frecuencia anual de colapso de un componente del puente se deberá tomar como:

$$AF = (N) (PA) (PG) (PC) (PF) \quad (3.14.5-1)$$

Donde:

AF = frecuencia anual de colapso de un componente del puente debido a la colisión de embarcaciones

N = número anual de embarcaciones que utilizan el canal, clasificadas por tipo, tamaño y condiciones de carga

PA = probabilidad de desviación de una embarcación

PG = probabilidad geométrica de una colisión entre una embarcación desviada y una pila o tramo de un puente

PC = probabilidad de colapso del puente debido a la colisión de una embarcación desviada de su curso

PF = factor de ajuste para tener en cuenta la protección potencial de las pilas ante la colisión de buques debido a las masas de tierra aguas arriba o aguas abajo, u otras estructuras que bloquean el paso de la embarcación

AF se deberá calcular para cada componente del puente y para cada categoría de embarcación. La frecuencia anual de colapso para el puente en su conjunto se deberá tomar como la sumatoria de la frecuencia anual de colapso de todos los componentes.

Para los puentes críticos o esenciales, la máxima frecuencia anual de colapso, **AF**, para el puente en su conjunto, se deberá tomar como **0,0001**.

Para los puentes típicos, la máxima frecuencia anual de colapso, **AF**, para el puente en su conjunto, se deberá tomar como **0,001**.

Para vías navegables cuyo ancho es menor que **6,0** veces la longitud total de la embarcación de diseño (**LOA**, según sus siglas en inglés), el criterio de aceptación para la frecuencia anual de colapso para cada pila y componente de la superestructura se deberá determinar distribuyendo el criterio de aceptación para el puente en su conjunto, **AF**, entre el número de pilas y componentes de tramo ubicados dentro de la vía navegable.

Para vías navegables anchas, con anchos mayores que **6,0** veces **LOA**, el criterio de aceptación para la frecuencia de colapso anual para cada pila y componente de tramo se deberá determinar distribuyendo el criterio de aceptación para el puente en su conjunto entre el número de pilas y componentes de la superestructura ubicados dentro de una distancia igual a **3,0** veces **LOA** a cada lado de la línea de centro de los recorridos de entrada y salida de las embarcaciones.

3.14.5.1. Distribución de Frecuencia de las Embarcaciones

Para cada pila y componentes de tramo a evaluar, se deberá determinar el número de embarcaciones, **N**, en base al tamaño, tipo, estado de carga y calado disponible. Dependiendo de las condiciones del curso de agua, se deberá diferenciar el número y estado de carga de las embarcaciones en tránsito entrante y en tránsito saliente.

3.14.5.2. Probabilidad de Desviación

3.14.5.2.1. Requisitos Generales

La probabilidad de desviación de una embarcación, **PA**, se puede determinar mediante el método estadístico o el método aproximado.

3.14.5.2.2. Método Estadístico

La probabilidad de desviación se puede calcular en base al análisis estadístico de datos históricos sobre colisión, impacto y encalladura de embarcaciones en el curso de agua, y al número de embarcaciones que transitan por la vía navegable durante el período para el cual se estudian los accidentes.

3.14.5.2.3. Método Aproximado

La probabilidad de desviación se puede tomar como:

$$PA = (BR) (R_B) (R_C) (R_{XC}) (R_D) \quad (3.14.5.2.3-1)$$

Donde:

PA = probabilidad de desviación

BR = tasa básica de desviación

R_B = factor de corrección que considera la ubicación del puente

R_C = factor de corrección que considera una corriente paralela al recorrido de las embarcaciones

R_{XC} = factor de corrección que considera corrientes cruzadas, perpendiculares al recorrido de las embarcaciones

R_D = factor de corrección que considera la densidad del tránsito de embarcaciones

La tasa básica de desviación, **BR**, se deberá tomar como:

- Para buques:

$$BR = 0,6 \times 10^{-4}$$

- Para barcazas:

$$BR = 1,2 \times 10^{-4}$$

El factor de corrección que considera la ubicación del puente, **R_B**, el cual depende de la ubicación relativa del puente en una de las tres regiones de la vía navegable ilustradas en la Figura 3.14.5.2.3-1, se deberá tomar como:

- Para regiones rectas:

$$R_B = 1,0 \tag{3.14.5.2.3-2}$$

- Para regiones de transición:

$$R_B = \left(1 + \frac{\theta}{90^\circ} \right) \tag{3.14.5.2.3-3}$$

- Para regiones curvas/codos:

$$R_B = \left(1 + \frac{\theta}{45^\circ} \right) \tag{3.14.5.2.3-4}$$

Donde:

θ = ángulo de la curva o codo, especificado en la Figura 3.14.5.2.3-1 [grados]

El factor de corrección, **R_C**, que considera las corrientes que actúan de forma paralela al recorrido de las embarcaciones dentro del curso de agua, se deberá tomar como:

$$R_C = \left(1 + \frac{V_C}{5,15} \right) \tag{3.14.5.2.3-5}$$

Donde:

V_C = componente de la velocidad de la corriente paralela al recorrido de las embarcaciones [m/s]

El factor de corrección, **R_{Xc}**, que considera las corrientes cruzadas que actúan de forma perpendicular al recorrido de las embarcaciones, se deberá tomar como:

$$R_{XC} = (1 + 1,94 V_{XC}) \tag{3.14.5.2.3-6}$$

Donde:

V_{XC} = componente de la velocidad de la corriente perpendicular al recorrido de las embarcaciones [m/s]

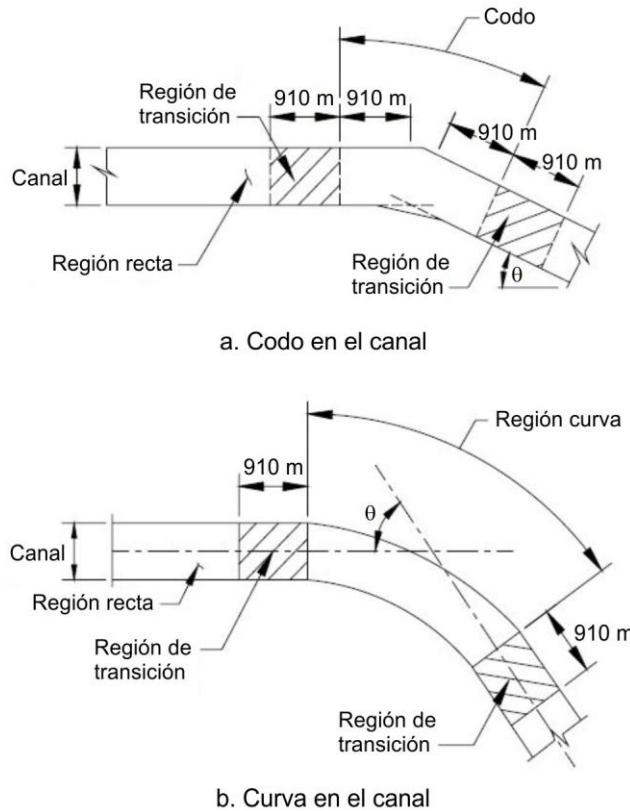


Figura 3.14.5.2.3-1 – Regiones de la vía navegable para determinar el factor que considera la ubicación del puente

El factor de corrección que considera la densidad del tránsito de embarcaciones, R_D , se deberá seleccionar en base a la densidad del tránsito de buques/barcazas en la proximidad inmediata del puente, definida de la siguiente manera:

- Baja densidad – las embarcaciones rara vez se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$R_D = 1,0 \tag{3.14.5.2.3-7}$$

- Densidad media – las embarcaciones ocasionalmente se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$R_D = 1,3 \tag{3.14.5.2.3-8}$$

- Alta densidad – las embarcaciones habitualmente se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$R_D = 1,6 \tag{3.14.5.2.3-9}$$

3.14.5.3. Probabilidad Geométrica

Para modelar el recorrido de navegación de una embarcación desviada de su curso cerca del puente se puede utilizar una distribución normal. La probabilidad geométrica, **PG**, se deberá tomar como el área debajo de la curva correspondiente a la distribución normal limitada por el ancho de la pila y el ancho de la embarcación a cada lado de la pila, tal como se especifica en la Figura 3.14.5.3-1. La desviación estándar, σ , de la distribución normal se supondrá igual a la longitud total, **LOA**, de la embarcación de diseño seleccionada de acuerdo con el Artículo 3.14.4.

Se considerará que la media de la distribución normal está ubicada en el eje del recorrido por donde transitan las embarcaciones. **PG** se deberá determinar en base al ancho, **B_M**, de cada categoría de embarcaciones, o bien se puede determinar para todos los intervalos de clasificación utilizando el **B_M** de la embarcación de diseño seleccionada de acuerdo con el Artículo 3.14.4.

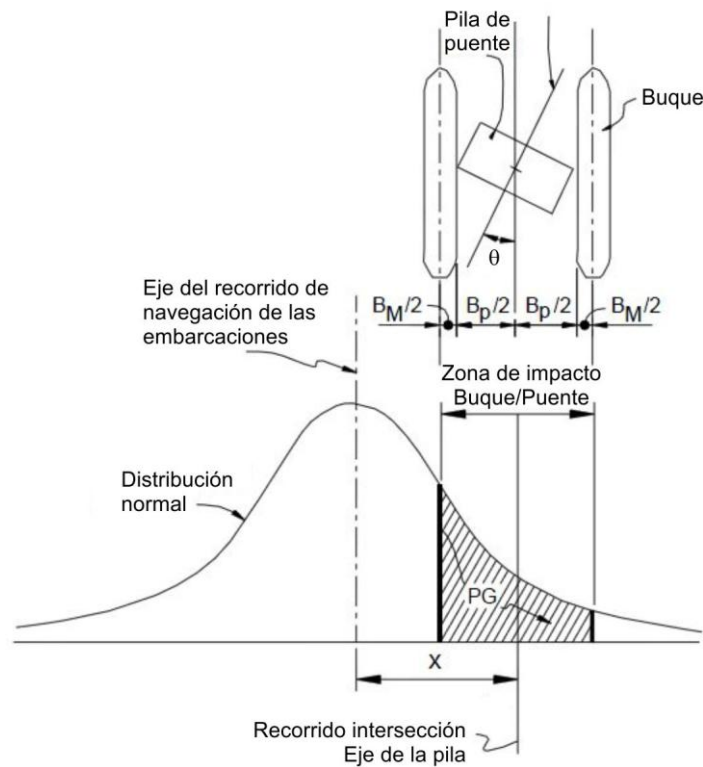


Figura 3.14.5.3-1 – Probabilidad geométrica de colisión con una pila

3.14.5.4. Probabilidad de Colapso

La probabilidad de colapso de un puente, **PC**, en base a la relación entre la resistencia lateral última, de la pila **H_P** y el tramo **H_S**, y la fuerza de impacto de la embarcación, **P**, se deberá tomar como:

- Si $0,0 \leq H/P < 0,1$, entonces:

$$PC = 0,1 + 9 \left(0,1 - \frac{H}{P} \right) \quad (3.14.5.4-1)$$

- Si $0,1 \leq H/P < 1,0$, entonces:

$$PC = 0,111 \left(0,1 - \frac{H}{P} \right) \quad (3.14.5.4-2)$$

- Si $H/P \geq 1,0$, entonces:

$$PC = 0,0 \quad (3.14.5.4-3)$$

Donde:

PC = probabilidad de colapso

H = resistencia del componente del puente a una fuerza horizontal, expresada como resistencia de la pila, **H_P**, o resistencia de la superestructura, **H_S**; [kN]

P = fuerza de impacto de la embarcación, **P_S**, **P_{BH}**, **P_{DH}** o **P_{MT}**, especificados en los Artículos 3.14.8, 3.14.10.1, 3.14.10.2 y 3.14.10.3, respectivamente; [kN]

3.14.5.5. Factor de Protección

El factor de protección, **PF**, se calculará como:

$$PF = 1 - (\% \text{ Protección Prevista} / 100) \quad (3.14.5.5-1)$$

Si no existen protecciones en la pila, entonces **PF = 1,0**. Si la pila está protegida al **100** por ciento, entonces **PF = 0,0**. Si la protección de la pila (por ejemplo, un sistema de dolfinos) proporciona un **70** por ciento de protección, entonces **PF** sería igual a **0,3**. Los valores de **PF** pueden variar de pila a pila y también por la dirección del tránsito de las embarcaciones (es decir, entre el movimiento del tránsito de embarcaciones entrante y el movimiento del tránsito de salida).

3.14.6. Velocidad de Colisión de Diseño

La velocidad de colisión de diseño se puede determinar tal como se especifica en la Figura 3.14.6-1, para la cual:

V = velocidad de impacto de diseño, [m/s]

V_T = velocidad típica de tránsito de las embarcaciones en el canal bajo condiciones ambientales normales, pero no menor que V_{MIN} , [m/s]

V_{MIN} = mínima velocidad de impacto de diseño, siendo no menor que la velocidad media anual de la corriente en la ubicación del puente, [m/s]

X = distancia entre la cara de la pila y la línea de centro del canal, [m]

X_C = distancia al borde del canal, [m]

X_L = distancia igual a **3,0** veces la longitud total de la embarcación de diseño, [m]

La longitud total, **LOA**, para remolcadores de barcas se deberá tomar como la longitud total del remolcador más la longitud total de la embarcación remolcada.

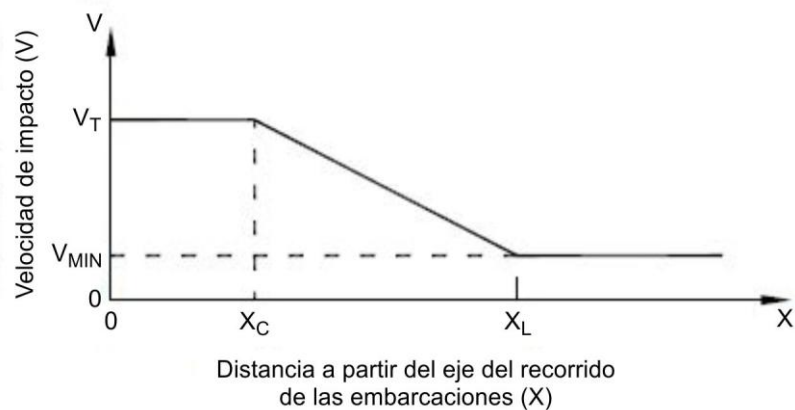


Figura 3.14.6-1 – Distribución de la velocidad de colisión de diseño

3.14.7. Energía de Colisión de una Embarcación

La energía cinética de una embarcación en movimiento, que debe ser absorbida durante una colisión no excéntrica con la pila de un puente, se deberá tomar como:

$$KE = 0,50 C_H W V^2 \tag{3.14.7-1}$$

Donde:

KE = energía de colisión de la embarcación [kN·m]

- W = tonelaje desplazado por la embarcación [tonne]
 C_H = coeficiente de masa hidrodinámica
 V = velocidad de impacto de la embarcación [m/s]

El tonelaje desplazado por la embarcación, W , se deberá basar en la condición de carga de la embarcación y deberá incluir el peso de la embarcación vacía más el peso de la carga, DWT , si se trata de embarcaciones cargadas, o el peso de agua de lastre si se trata de embarcaciones que transitan vacías o con poca carga. El tonelaje desplazado de los remolcadores de barcasas deberá ser la suma del desplazamiento del remolcador y el desplazamiento combinado de una fila de barcasas en la longitud del remolcador. El coeficiente de masa hidrodinámica, C_H , se deberá tomar como:

- Si la luz libre debajo de la quilla es mayor que **0,5xcalado**:

$$C_H = 1,05 \quad (3.14.7-2)$$

- Si la luz libre debajo de la quilla es menor que **0,1xcalado**:

$$C_H = 1,25 \quad (3.14.7-3)$$

Para valores intermedios de la luz libre debajo de la quilla, C_H se puede obtener interpolando dentro del rango indicado. La luz libre debajo de la quilla se deberá tomar como la distancia entre el fondo de la embarcación y el fondo de la vía navegable.

3.14.8. Fuerza de Colisión de una Embarcación en una Pila

La fuerza de impacto provocada en una pila, por la colisión frontal de una embarcación, se deberá tomar como:

$$P_S = 119 V \sqrt{DWT} \quad (3.14.8-1)$$

Donde:

- P_S = fuerza de impacto estática equivalente de la embarcación, [kN]
 DWT = tonelaje de peso muerto de la embarcación, [tonne]
 V = velocidad de impacto de la embarcación, [m/s]

3.14.9. Longitud de Avería de Proa

La longitud horizontal de la proa de un buque, dañada por el impacto contra un objeto rígido, se deberá tomar como:

$$a_s = 1,54 \left(\frac{KE}{P_S} \right) \quad (3.14.9-1)$$

Donde:

a_s = longitud de avería de proa de la embarcación, [m]

KE = energía de colisión de la embarcación, [kN·m]

P_S = fuerza de impacto de la embarcación según lo especificado en la Ecuación 3.14.8-1, [kN]

3.14.10. Fuerza de Colisión de una Embarcación en la Superestructura

3.14.10.1. Colisión de la Proa

La fuerza de impacto, que provoca la colisión de la proa de una embarcación en una superestructura, se deberá tomar como:

$$P_{BH} = (R_{BH}) (P_S) \quad (3.14.10.1-1)$$

Donde:

P_{BH} = fuerza de impacto de la proa de la embarcación en una superestructura expuesta, [kN]

R_{BH} = relación entre la profundidad de la superestructura expuesta y la profundidad total de la proa

P_S = fuerza de impacto de la embarcación especificada en la Ecuación 3.14.8-1, [kN]

A los fines del presente artículo, el término "expuesta" se refiere a la superposición vertical entre la embarcación y la superestructura del puente con la profundidad de la zona de impacto.

3.14.10.2. Colisión de la Caseta de Cubierta

La fuerza de impacto, que provoca la colisión de la caseta de cubierta de una embarcación en una superestructura, se deberá tomar como:

$$P_{DH} = (R_{DH}) (P_S) \quad (3.14.10.2-1)$$

Donde:

P_{DH} = fuerza de impacto de la caseta de cubierta, [kN]

R_{DH} = factor de reducción, especificado a continuación

P_S = fuerza de impacto de la embarcación especificada en la Ecuación 3.14.8-1, [kN]

Para embarcaciones de más de **100000 tonne**, R_{DH} se deberá tomar como **0,10**. Para embarcaciones de menos de **100000 tonne**:

$$R_{DH} = 0,20 - \left(\frac{DWT}{100000} \right) 0,10 \quad (3.14.10.2-2)$$

3.14.10.3. Colisión del Mástil

La fuerza de impacto, que provoca la colisión de un mástil de una embarcación en una superestructura, se deberá tomar como:

$$P_{MT} = 0,10 P_{DH} \quad (3.14.10.3-1)$$

Donde:

P_{MT} = fuerza de impacto del mástil de una embarcación, [kN]

P_{DH} = fuerza de impacto de la caseta de cubierta, especificada en la Ecuación 3.14.10.2-1, [kN]

3.14.11. Fuerza de Colisión de una Barcaza en una Pila

A los fines del Artículo 3.14, la barcaza tolva estándar se deberá tomar como una barcaza fluvial con las siguientes características:

ancho	=	10,70 m
longitud	=	59,50 m
profundidad	=	3,70 m
calado vacío	=	0,55 m
calado cargado	=	2,70 m
DWT	=	1700 tonne

La fuerza de impacto sobre una pila por la colisión de una barcaza tolva estándar, se deberá tomar como:

- Si $a_B < 0,10 \text{ m}$, entonces:

$$P_B = 60000 a_B \quad (3.14.11-1)$$

- Si $a_B \geq 0,10 \text{ m}$, entonces:

$$P_B = 6000 + 1600 a_B \quad (3.14.11-2)$$

Donde:

P_B = fuerza de impacto estática equivalente de la barcaza, [kN]

a_B = longitud del daño de proa de la barcaza, especificada en la Ecuación 3.14.12-1, [m]

3.14.12. Longitud de Daño de Proa de una Barcaza

La longitud de daño horizontal de proa, correspondiente a una barcaza tolva estándar, se deberá tomar como:

$$a_B = 3,10 \left(\sqrt{1 + \frac{KE}{7700}} - 1 \right) \quad (3.14.12-1)$$

Donde:

a_B = longitud de daño de proa de la barcaza [m]

KE = energía de colisión de la embarcación, [kN·m]

3.14.13. Daño en el Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo

Se permite el comportamiento inelástico y redistribución de las solicitaciones en los componentes de la subestructura y superestructura, siempre que en el estado límite correspondiente a evento extremo el resto de la estructura tenga suficiente ductilidad y redundancia para evitar el colapso catastrófico de la superestructura.

Como alternativa, se puede proveer protección a las pilas del puente a fin de eliminar las cargas provocadas por la colisión de embarcaciones o reducirlas a niveles aceptables.

3.14.14. Aplicación de las Fuerzas de Impacto

3.14.14.1. Diseño de la Subestructura

Para el diseño de la subestructura, las fuerzas estáticas equivalentes, paralelas y normales al eje del canal navegable, se deberán aplicar separadamente de la siguiente manera:

- **100** por ciento de la fuerza de impacto de diseño en una dirección paralela al eje del canal navegable, o
- **50** por ciento de la fuerza de impacto de diseño en la dirección normal a la dirección del eje del canal.

Todos los componentes de la subestructura, expuestos a contacto físico con cualquier parte del casco o la proa de la embarcación de diseño, se deberán diseñar para resistir las cargas aplicadas. El voladizo, su inclinación o ensanche de proa de los buques y barcazas se deberán considerar al determinar cuáles componentes de la subestructura estarán expuestos a contacto con la embarcación. También se deberá considerar el aplastamiento de la proa de la embarcación que pudiera provocar contacto con alguna parte retirada de la subestructura.

En ambos casos las fuerzas de impacto especificadas se deberán aplicar a una subestructura de acuerdo con los siguientes criterios:

- Para estabilidad global, la fuerza de impacto de diseño se aplica como una fuerza concentrada sobre la subestructura, al nivel de pleamar media (PMM) de la vía navegable, como se ilustra en la Figura 3.14.14.1-1, y
- Para fuerzas de impacto localizadas, la fuerza de impacto de diseño se aplica como una carga lineal vertical uniformemente distribuida en la altura de la proa del buque, como se ilustra en la Figura 3.14.14.1-2. Para determinar el área potencial de contacto de la fuerza de impacto sobre la subestructura, la proa del buque se supone inclinada hacia adelante. Para el caso de impacto de barcazas, la fuerza de impacto localizada se toma como una carga lineal vertical uniformemente distribuida en la altura del cabecero, como se ilustra en la Figura 3.14.14.1-3.

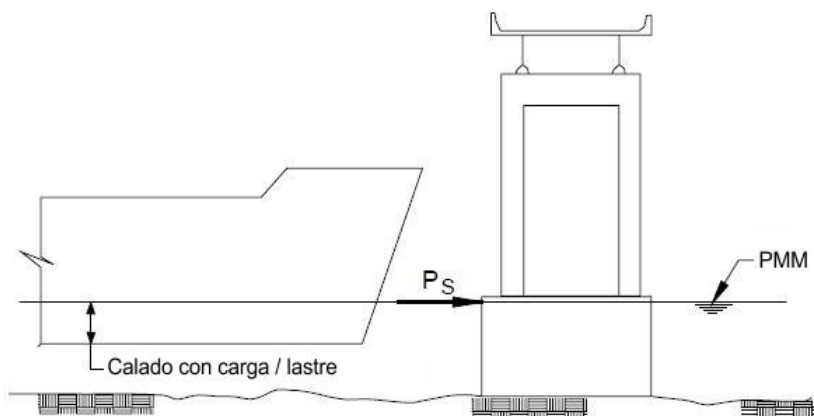


Figura 3.14.14.1-1 – Fuerza de impacto concentrada debida a la colisión de un buque contra una pila

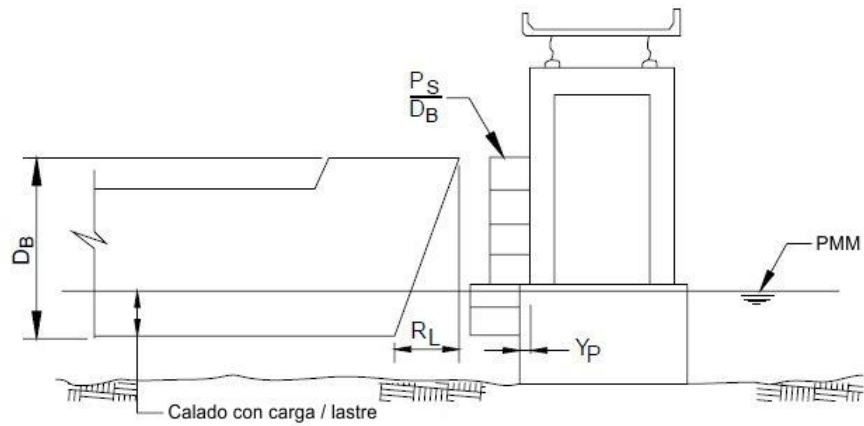


Figura 3.14.14.1-2 – Carga de impacto lineal debida a la colisión de un buque contra una pila

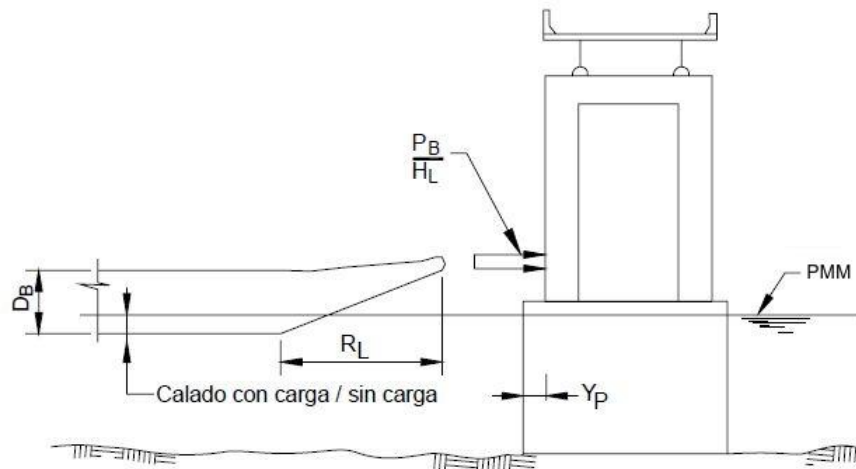


Figura 3.14.14.1-2 – Fuerza de impacto debida a la colisión de una barcaza contra una pila

3.14.14.2. Diseño de la Superestructura

Para el diseño de la superestructura, la fuerza de impacto de diseño se deberá aplicar como una fuerza estática equivalente transversal al componente de la superestructura en una dirección paralela a la alineación del eje del canal de navegación.

3.14.15. Protección de las Subestructuras

Se puede proveer protección para reducir o eliminar la exposición de la subestructura de un puente al impacto de embarcaciones instalando sistemas físicos de protección, incluyendo defensas, grupo de pilotes, estructuras soportadas por pilotes, dolfinés, islas y/o combinaciones de estos elementos.

Se puede permitir que los sistemas de protección sufran daños severos y/o colapsen, siempre que el sistema de protección detenga la embarcación antes que entre en contacto con la pila o bien que logre cambiar el curso de la embarcación alejándola de la pila.

3.14.16. Consideraciones de Seguridad

El Propietario del puente deberá establecer el tamaño y velocidad de la embarcación para ser utilizado en el análisis de seguridad del puente.

La fuerza de impacto de la embarcación se determinará de acuerdo con los Artículos 3.14.8, 3.14.10.1, 3.14.10.2, o 3.14.10.3, según sea el caso.

La probabilidad de colapso del puente, debido a la colisión intencional de la embarcación de diseño a la velocidad de diseño, deberá ser igual a **PC**, el cual se determinará según lo especificado en el Artículo 3.14.5.4. La embarcación y velocidad de diseño son variables específicas del lugar que deben ser seleccionados por el Propietario como parte de una evaluación de seguridad.

3.15. CARGAS EXPLOSIVAS: *BL*

3.15.1. Introducción

Cuando se haya determinado que un puente, o componente de un puente, debe estar diseñado para resistir fuerzas de explosión ya sea intencional o no, se debe considerar lo siguiente:

- Tamaño de la carga explosiva,
- Forma de la carga explosiva,
- Tipo de explosivo,
- Distancia mínima de seguridad

- Ubicación de la carga
- Modos posibles de transporte y capacidades asociadas (por ejemplo, el peso máximo de carga dependerá del tipo de vehículo y pueden incluir autos, camiones, barcos, etc), y
- Fragmentación asociada con el vehículo que transporta el explosivo.

CAPÍTULO 4 – ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

CONTENIDO

4.1. ALCANCE	4-1
4.2. DEFINICIONES	4-1
4.3. SIMBOLOGÍA	4-8
4.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES	4-12
4.5. MODELOS MATEMÁTICOS	4-13
4.5.1. Requisitos Generales	4-13
4.5.2. Comportamiento de los Materiales Estructurales	4-13
4.5.2.1. Comportamiento Elástico vs. Comportamiento Inelástico	4-13
4.5.2.2. Comportamiento Elástico	4-13
4.5.2.3. Comportamiento Inelástico	4-14
4.5.3. Geometría	4-14
4.5.3.1. Teoría de las Pequeñas Deformaciones	4-14
4.5.3.2. Teoría de las Grandes Deformaciones	4-15
4.5.3.2.1. Requisitos Generales	4-15
4.5.3.2.2. Métodos Aproximados	4-15
4.5.3.2.2.1. Requisitos Generales	4-15
4.5.3.2.2.2. Amplificación de Momentos – Viga-Columnas	4-15
4.5.3.2.2.3. Amplificación de Momentos – Arcos	4-17
4.5.3.2.3. Métodos Refinados	4-18
4.5.4. Condiciones de Borde de los Modelos	4-18
4.5.5. Elementos Equivalentes	4-18
4.6. ANÁLISIS ESTÁTICO	4-18
4.6.1. Influencia de la Geometría en Planta	4-19
4.6.1.1. Relación de Aspecto en Planta	4-19
4.6.1.2. Estructuras de Planta Curva	4-19
4.6.1.2.1. Requisitos Generales	4-19
4.6.1.2.2. Superestructuras de Una Sola Viga Rígida a la Torsión	4-20
4.6.1.2.3. Puentes Vigas Tipo Cajón de Hormigón	4-20
4.6.1.2.4. Superestructuras de Múltiples Vigas de Acero	4-21
4.6.1.2.4.1. Requisitos Generales	4-21
4.6.1.2.4.2. Vigas I	4-21
4.6.1.2.4.3. Vigas Tipo Cajón Cerrado y Tipo Omega Invertida	4-22
4.6.2. Métodos Aproximados de Análisis	4-23

4.6.2.1. Tableros	4-23
4.6.2.1.1. Requisitos Generales	4-23
4.6.2.1.2. Aplicabilidad	4-23
4.6.2.1.3. Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores	4-24
4.6.2.1.4. Ancho de las Fajas Equivalentes en los Bordos de las Losas	4-25
4.6.2.1.4.1. Requisitos Generales	4-25
4.6.2.1.4.2. Bordos Longitudinales	4-25
4.6.2.1.4.3. Bordos Transversales	4-25
4.6.2.1.5. Distribución de las Cargas de Rueda	4-26
4.6.2.1.6. Cálculo de Solicitaciones	4-26
4.6.2.1.7. Acción de Pórtico de la Sección Transversal	4-27
4.6.2.1.8. Solicitaciones Debidas a la Sobrecarga para Emparrillados con Vanos Total o Parcialmente Llenos y para Tableros Emparrillados con Vanos no Llenos Compuestos con Losas de Hormigón Armado	4-27
4.6.2.1.9. Análisis Inelástico	4-29
4.6.2.2. Puentes Viga–Losa	4-29
4.6.2.2.1. Aplicación	4-29
4.6.2.2.2. Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte	4-33
4.6.2.2.2.1. Vigas Interiores con Tableros de Hormigón	4-33
4.6.2.2.2.2. Vigas Interiores con Tableros de Acero Corrugado	4-36
4.6.2.2.2.3. Vigas Exteriores	4-37
4.6.2.2.2.4. Puentes Inclınados	4-38
4.6.2.2.2.5. Momentos Flectores y Corte en Vigas Transversales de Tablero	4-39
4.6.2.2.3. Método de los Factores de Distribución para Corte	4-40
4.6.2.2.3.1. Vigas Interiores	4-40
4.6.2.2.3.2. Vigas Exteriores	4-41
4.6.2.2.3.3. Puentes Inclınados	4-43
4.6.2.2.4. Puentes Curvos de Acero	4-43
4.6.2.2.5. Cargas Especiales Actuando Junto con Otro Tipo de Tránsito	4-44
4.6.2.3. Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa	4-44
4.6.2.4. Puentes Reticulados y de Arco	4-46
4.6.2.5. Factor de Longitud Efectiva, K	4-46
4.6.2.6. Ancho Efectivo del Ala	4-46
4.6.2.6.1. Requisitos Generales	4-46

4.6.2.6.2.	Vigas Cajón Construidas por Dovelas de Hormigón y Vigas Cajón de Una Sola Célula Hormigonadas In Situ	4-47
4.6.2.6.3.	Superestructuras de Múltiples Células Hormigonadas In Situ	4-51
4.6.2.6.4.	Tableros Ortótopos de Acero	4-51
4.6.2.6.5.	Vigas Transversales de Tablero y Vigas Cabezales Integrales	4-52
4.6.2.7.	Distribución de la Carga de Viento Lateral en Puentes Multiviga	4-52
4.6.2.7.1.	Secciones I	4-52
4.6.2.7.2.	Secciones Tipo Cajón	4-53
4.6.2.7.3.	Construcción	4-53
4.6.2.8.	Distribución de las Cargas Sísmicas Laterales (a definir por INPRES)	4-53
4.6.2.9.	Análisis de Puentes Construidos por Dovelas de Hormigón	4-53
4.6.2.9.1.	Requisitos Generales	4-53
4.6.2.9.2.	Modelos de Bielas y Tirantes	4-54
4.6.2.9.3.	Ancho Efectivo del Ala	4-54
4.6.2.9.4.	Análisis Transversal	4-54
4.6.2.9.5.	Análisis Longitudinal	4-55
4.6.2.9.5.1.	Requisitos Generales	4-55
4.6.2.9.5.2.	Análisis del Montaje	4-55
4.6.2.9.5.3.	Análisis del Sistema Estructural Definitivo	4-55
4.6.2.10.	Anchos de Faja Equivalente para Alcantarillas Tipo Cajón	4-55
4.6.2.10.1.	Requisitos Generales	4-55
4.6.2.10.2.	Caso 1: Recorrido del Tránsito en Dirección Paralela al Tramo	4-56
4.6.2.10.3.	Caso 2: Recorrido del Tránsito en Dirección Perpendicular al Tramo	4-56
4.6.2.10.4.	Alcantarillas Tipo Cajón Prefabricadas	4-57
4.6.3.	Métodos de Análisis Refinados	4-57
4.6.3.1.	Requisitos Generales	4-57
4.6.3.2.	Tableros	4-57
4.6.3.2.1.	Requisitos Generales	4-57
4.6.3.2.2.	Modelo de Placa Isótropa	4-58
4.6.3.2.3.	Modelo de Placa Ortótropa	4-58
4.6.3.2.4.	Modelo Refinado de Tablero Ortótropo	4-58
4.6.3.3.	Puentes de Viga–Losa	4-59
4.6.3.3.1.	Requisitos Generales	4-59

4.6.3.3.2. Puentes Curvos de Acero	4-59
4.6.3.4. Puentes Celulares y Tipo Cajón	4-59
4.6.3.5. Puentes de Reticulado	4-60
4.6.3.6. Puentes de Arco	4-60
4.6.3.7. Puentes Atirantados	4-60
4.6.3.8. Puentes Colgantes	4-61
4.6.4. Redistribución de Momentos Negativos en Puentes de Vigas Continuas	4-62
4.6.4.1. Requisitos Generales	4-62
4.6.4.2. Método Refinado	4-62
4.6.4.3. Procedimiento Aproximado	4-62
4.6.5. Estabilidad	4-62
4.6.6. Análisis para Gradiente de Temperatura	4-63
4.7. ANÁLISIS DINÁMICO	4-63
4.7.1. Requisitos Básicos de la Dinámica Estructural	4-63
4.7.1.1. Requisitos Generales	4-63
4.7.1.2. Distribución de Masas	4-63
4.7.1.3. Rigidez	4-64
4.7.1.4. Amortiguamiento	4-64
4.7.1.5. Frecuencias Naturales	4-64
4.7.2. Respuestas Dinámicas Elásticas	4-64
4.7.2.1. Vibración Inducida por los Vehículos	4-64
4.7.2.2. Vibración Inducida por el Viento	4-65
4.7.2.2.1. Velocidades del Viento	4-65
4.7.2.2.2. Efectos Dinámicos	4-65
4.7.2.2.3. Consideraciones de Diseño	4-65
4.7.3. Respuestas Dinámicas Inelásticas	4-65
4.7.3.1. Requisitos Generales	4-65
4.7.3.2. Rótulas Plásticas y Líneas de Fluencia	4-66
4.7.4. Análisis para Cargas Sísmicas (a definir por INPRES)	4-66
4.7.5. Análisis para Cargas de Colisión	4-66
4.7.6. Análisis de los Efectos Explosivos	4-66
4.8. ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS	4-66
4.8.1. Ensayo de Modelos a Escala	4-67
4.8.2. Ensayo de Puentes Existentes	4-67

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

4.1. ALCANCE

Este Capítulo describe métodos de análisis adecuados para el diseño y la evaluación de puentes, y se limita a la modelación de las estructuras y a la determinación de las solicitaciones.

También se pueden emplear otros métodos de análisis, siempre que éstos se basen en características documentadas de los materiales y satisfagan las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

En general, las estructuras de los puentes son analizadas elásticamente. Sin embargo, este capítulo permite utilizar análisis inelásticos o redistribuir las solicitaciones en algunas superestructuras de vigas continuas. Se especifica un análisis inelástico para elementos comprimidos, que se comportan inelásticamente, y como alternativa para los estados límite correspondientes a eventos extremos.

4.2. DEFINICIONES

Acción de pórtico (“Frame action”) – Continuidad transversal entre el tablero y las almas de una sección transversal de tipo celular o, en el caso de grandes puentes, entre el tablero y los componentes primarios.

Acción de pórtico para viento (“Frame action for wind”) – Flexión transversal del alma de la viga y de los rigidizadores, si los hay, mediante la cual la carga de viento lateral se transmite total o parcialmente al tablero.

Amortiguador (“Damper”) – Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura, permitiendo movimientos de origen térmico. El dispositivo provee amortiguación disipando la energía generada por cargas sísmicas, cargas de frenado u otras cargas dinámicas.

Análisis de primer orden (“First-order analysis”) – Análisis en el que las condiciones de equilibrio se formulan sobre la estructura no deformada, es decir, el efecto de las deformaciones no se considera en las ecuaciones de equilibrio.

Análisis de segundo orden (“Second-order analysis”) – Análisis en el que las condiciones de equilibrio se formulan en la estructura deformada, es decir, que la posición deformada de la estructura es utilizada para escribir las ecuaciones de equilibrio.

Análisis global (“Global analysis”) – Análisis de una estructura como un todo.

Análisis local (“Local analysis”) – Estudio en profundidad de las tensiones y deformaciones en un componente o entre diferentes componentes utilizando las solicitaciones obtenidas de un análisis más global.

Ancho central (“Core width”) – Ancho de la superestructura de construcción monolítica menos los vuelos del tablero.

Ángulo central (“Central angle”) – Ángulo formado entre dos puntos a lo largo del eje de un puente curvo medido desde el centro de la curva, tal como se indica en la Figura 4.6.1.2.3-1.

Ángulo de inclinación (“Skew angle”) – Ángulo que forma el eje de un apoyo respecto de una recta normal al eje de la carretera.

Arrastre por cortante (“Shear lag”) – Distribución no lineal de la tensión normal, a través de un componente, debido a las distorsiones de corte.

Carga de rueda (“Wheel load”) – Un medio de una carga de eje de diseño especificada.

Coefficiente de rigidez (“Stiffness”) – Efecto de fuerza debido a una deformación unitaria.

Compatibilidad (“Compatibility”) – Igualdad geométrica de los movimientos en la interfase de componentes unidos.

Componente (“Component”) – Unidad estructural que requiere consideraciones de diseño independientes; sinónimo de miembro.

Condensación (“Condensation”) – Relacionando las variables a ser eliminadas del análisis de aquellas que se mantienen a fin de reducir el número de ecuaciones a resolver.

Condiciones de borde (“Boundary conditions”) – Características de restricción estructural referidas a las condiciones de apoyo de los modelos estructurales y/o la continuidad de los mismos.

Construcción monolítica (“Monolithic construction”) – Puentes de tipo cajón unicelular de acero y/u hormigón, sistemas de tablero macizos o de tipo celular de hormigón colado in situ, y tableros compuestos por elementos longitudinales prefabricados, macizos o de tipo celular, efectivamente unidos mediante postesado transversal.

Deformación (“Deformation”) – Cambio en la geometría de la estructura provocado por las solicitaciones, incluyendo el desplazamiento axial, desplazamiento por corte y rotaciones.

Deformación superpuesta (“Superimposed deformation”) – Efecto del asentamiento, fluencia lenta y cambio en la temperatura y/o contenido de humedad.

Deformación unitaria (“Strain”) – Alargamiento por unidad de longitud.

Diseño (“Design”) – Dimensionamiento y detallado de los componentes y conexiones de un puente para satisfacer los requisitos de este Reglamento.

Distorsión de la sección transversal (“Cross-section distortion”) – Cambio en la forma de la sección transversal del perfil debido a la carga de torsión.

Efecto de fuerza ("Force effect") – Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, fuerza de corte, momento torsor o flector) generado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.

Elástico ("Elastic") – Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión-deformación constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original.

Elemento ("Element") – Parte de un componente o miembro compuesto por un solo material.

Elemento primario ("Primary member") – Elemento diseñado para soportar las cargas, aplicadas a la estructura, determinadas a partir de un análisis.

Elemento secundario ("Secondary member") – Elemento en el que el esfuerzo no es generalmente evaluado en el análisis.

Equilibrio ("Equilibrium") – Estado en el cual la sumatoria de fuerzas y momentos respecto de cualquier punto del espacio es 0,0.

Esfuerzo de corte torsional ("Torsional shear stress") – Esfuerzo de corte inducido por la torsión de St. Venant.

Esfuerzo debido al alabeo ("Warping stress") – Esfuerzo normal inducido en la sección transversal por el alabeo por torsión y/o por la distorsión de la sección transversal.

Esfuerzo estructural local ("Local structural stress") – Esfuerzo en un detalle soldado incluyendo todos los efectos de los esfuerzos resultantes de un detalle estructural pero excluyendo todas las concentraciones de tensión debidas al perfil de soldadura local en sí mismo.

Esfuerzo flexor lateral del ala ("Flange lateral bending stress") – Esfuerzo normal generado por la flexión lateral del ala.

Extremo articulado ("Pinned end") – Condición de borde que permite libre rotación pero no traslación en el plano de acción.

Faja equivalente ("Equivalent strip") – Elemento lineal ficticio, que se aísla de un tablero a los fines del análisis; en este elemento las solicitaciones extremas determinadas por una fila transversal o longitudinal de cargas de rueda, se aproximarán a las que realmente existen en el tablero.

Flexión lateral del ala ("Flange lateral bending") – Flexión del ala, alrededor de un eje perpendicular al plano del ala, debido a las cargas laterales y/o torsión no uniforme aplicadas en el ala del elemento.

Flujo de corte ("Shear flow") – Fuerza de corte por unidad de ancho que actúa en paralelo al borde de la placa del elemento.

Fundación ("Foundation") – Elemento portante que transfiere su carga al suelo o roca que soporta el puente.

Grado de libertad ("Degree-of-freedom") – Una de las diversas traslaciones o rotaciones requeridas para definir el movimiento de un nodo. La forma desplazada de los

componentes y/o de la totalidad de la estructura se puede definir mediante un número de grados de libertad.

Grado dinámico de libertad (“Dynamic degree-of-freedom”) – Grado de libertad con el cual se asocia una masa o un efecto de masa.

Huella (“Footprint”) – Área específica de contacto entre una rueda y la superficie de calzada.

Inelástico (“Inelastic”) – Cualquier comportamiento estructural en el cual la relación tensión-deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas.

Limitar (“Bounding”) – Tomar dos o más valores extremos de un parámetro para envolver la respuesta con el objetivo de obtener un diseño conservador.

Línea de fluencia (“Yield line”) – Línea de rótula plástica.

Longitud de arco (“Arc span”) – Distancia entre centros de apoyos articulados adyacentes, u otros puntos de apoyo, medida horizontalmente a lo largo de la línea central de un elemento curvo horizontalmente.

Método aceptado de análisis (“Accepted method of analysis”) – Método de análisis que no requiere verificaciones adicionales y que forma parte de la práctica habitual de la ingeniería estructural.

Método clásico de las deformaciones (“Classical deformation method”) – Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes cuyas rigideces se pueden calcular independientemente. El equilibrio y la compatibilidad entre componentes se restablece determinando las deformaciones en las interfases.

Método clásico de las fuerzas (“Classical force method”) – Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes estáticamente determinados. La compatibilidad entre componentes se restablece determinando las fuerzas en las interfases.

Método de análisis (“Method of analysis”) – Proceso matemático mediante el cual se determinan las deformaciones, esfuerzos y tensiones en una estructura.

Método de carga “V” (“V-load method”) – Método aproximado para el análisis de vigas de puentes curvos de sección I. Donde dichas vigas curvas están representadas por vigas rectas equivalentes y los efectos de curvatura están representados por fuerzas verticales y laterales aplicadas en sitios del pórtico transversal. Se estima, debido a la curvatura, la flexión lateral del ala en los puntos de riostras.

Método de la analogía del emparrillado (“Grillage analogy method”) – Método de análisis en el cual toda o parte de la superestructura se discretiza en componentes ortótropos que representan las características de la estructura.

Método de las diferencias finitas (“Finite difference method”) – Método de análisis en el cual la ecuación diferencial determinante se satisface en puntos discretos de la estructura.

Método de las fajas finitas (“Finite strip method”) – Método de análisis en el cual la estructura se discretiza en fajas paralelas. Se supone la forma del campo de desplazamiento de las fajas y se mantiene la compatibilidad parcial en las interfases entre

elementos. Los parámetros de desplazamiento del modelo se determinan usando principios variacionales de energía o métodos de equilibrio.

Método de las líneas de fluencia (“Yield line method”) – Método de análisis en el cual se examinan varios patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la capacidad portante.

Método de las placas plegadas (“Folded plate method”) – Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes tipo placa, y en las interfases entre componentes se satisfacen tanto los requisitos de equilibrio como los de compatibilidad.

Método de las series o armónicas (“Series or harmonic method”) – Método de análisis en el cual el modelo de cargas se subdivide en partes adecuadas, permitiendo que cada parte corresponda a un término de una serie convergente infinita mediante la cual se describen las deformaciones estructurales.

Método de los elementos finitos (“Finite element method”) – Método de análisis en el cual la estructura se discretiza en elementos conectados por medio de nodos, suponiendo la forma del campo de desplazamientos de los elementos, manteniendo la compatibilidad parcial o total en las interfases entre elementos, y determinando los desplazamientos nodales utilizando principios variacionales de energía o métodos de equilibrio.

Método M/R (“M/R Method”) – Método aproximado para el análisis de vigas cajón curvas en el que dicha viga curva es tratada como una viga equivalente recta para calcular los efectos de flexión y como una viga conjugada recta correspondiente para calcular los momentos torsionales concomitantes de St. Venant debido a la curvatura.

Métodos refinados de análisis (“Refined methods of analysis”) – Métodos de análisis estructural que consideran toda la superestructura como una unidad integral y que proporcionan las flechas y acciones requeridas.

Modelo (“Model”) – Idealización matemática o física de una estructura o componente que se utiliza para realizar un análisis.

Modelo de viga central (“Spine beam model”) – Modelo analítico de un puente donde la superestructura está representada por una viga simple o por una serie de elementos rectos, estas vigas en cadena estarán ubicadas a lo largo del eje del puente.

Momento negativo (“Negative moment”) – Momento que produce tracción en la parte superior de un elemento sometido a flexión.

Momento positivo (“Positive moment”) – Momento que produce tracción en la parte inferior de un elemento sometido a flexión.

Nodo (“Node”) – Punto donde se encuentran elementos finitos o componentes de una grilla; en el contexto del método de las diferencias finitas, punto donde se satisfacen las ecuaciones diferenciales determinantes.

Nudo (“Panel point”) – Punto donde se encuentran los ejes de los elementos, generalmente en puentes de reticulados, arcos, atirantados y colgantes.

Ortótropo (“Orthotropic”) – Perpendicular uno a otro; que tiene propiedades físicas diferentes en dos o más direcciones ortogonales.

Posición determinante (“Governing position”) – Ubicación y orientación de una carga transitoria que provoca las solicitaciones extremas.

Punto de inflexión (“Point of contraflexure”) – Punto donde cambia el sentido del momento flector.

Radio de viga (“Girder radius”) – Radio de la línea central circunferencial de un segmento de una viga curva.

Rango de tensiones (“Stress range”) – Diferencia algebraica entre tensiones extremas.

Regla de la palanca (“Lever rule”) - Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto para calcular la reacción en un segundo punto.

Relación de aspecto (“Aspect ratio”) – Relación entre la longitud y el ancho de un rectángulo.

Respuesta lineal (“Linear response”) – Comportamiento estructural en el cual las deformaciones son directamente proporcionales a las cargas.

Respuesta no lineal (“Nonlinear response”) – Comportamiento estructural en el cual las deformaciones no son directamente proporcionales a las cargas debido a la existencia de tensiones en el rango inelástico, o a deformaciones que modifican significativamente las solicitaciones, o una combinación de ambas.

Rigidez (“Rigidity”) – Efecto de fuerza, causado por una deformación unitaria, por unidad de longitud de un componente.

Sección abierta (“Open section”) – Sección transversal que no tiene celda cerrada. Un elemento de sección abierta resiste torsión principalmente por torsión no uniforme, lo que genera tensiones normales en los extremos del ala.

Sección cajón cerrada (“Closed-box section”) – Sección transversal compuesta de dos almas verticales o inclinadas, que tiene al menos una celda completamente cerrada. Se caracteriza por ser eficaz en la resistencia a la torsión aplicada mediante el desarrollo de flujo de corte en las almas y alas.

Sección omega invertida (“Tub section”) – Sección cajón abierta superiormente, compuesta de un ala inferior, dos almas verticales o inclinadas, y alas superiores (Ver “Viga curva”).

Sección no fisurada (“Uncracked section”) – Sección en la que se supone que el hormigón es totalmente efectivo en tracción y compresión.

Separación entre vigas (“Spacing of beams”) – Distancia entre centro y centro de las líneas de apoyo.

Sistema de tablero (“Deck system”) – Superestructura en la cual el tablero está integrado con los componentes que lo soportan, o en la cual las solicitaciones o deformaciones de los componentes que soportan el tablero tienen una influencia significativa sobre dicho tablero.

Sobrecarga de carril (“Lane live load”) – Combinación del eje de tándem más las cargas uniformemente distribuidas, o la combinación del camión de diseño más la carga de diseño uniformemente distribuida.

Solución cerrada (“Closed-form solution”) – Una o más ecuaciones, incluyendo aquellas basadas en series convergentes, que permiten calcular los efectos de fuerza introduciendo directamente las cargas y parámetros estructurales.

Submodelo (“Submodel”) – Parte constitutiva del modelo estructural global.

Sujetadores (“Restrainers”) – Sistema de cables o barras de alta resistencia que transfiere las fuerzas entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas u otras cargas dinámicas luego de contrarrestar un relajamiento inicial, a la vez que permite movimientos de origen térmico. (A definir en conjunto el INPRES)

Superposición (“Superposition”) – Situación donde el efecto de la fuerza debido a una carga se puede adicionar al efecto de la fuerza debido a otra carga. El uso de la superposición sólo es válido cuando la relación tensión-deformación es elástico lineal y se utilice la teoría de las pequeñas deformaciones.

Tablero (“Deck”) – Componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta directamente las cargas de las ruedas.

Tándem (“Tandem”) – Dos ejes de igual peso, poco separados e interconectados mecánicamente.

Tensiones en el espesor (“Through-thickness stress”) – Esfuerzo de flexión, en el alma o ala de la viga cajón, inducida por la distorsión de la sección transversal.

Teoría de las grandes deformaciones (“Large deflection theory”) – Cualquier método de análisis en el cual se toman en cuenta los efectos de la deformación sobre los efectos de fuerza.

Teoría de las pequeñas deformaciones (“Small deflection theory”) – Base de los métodos de análisis que desprecian los efectos de la deformación sobre los efectos de fuerza en la estructura.

Torsión de Saint Venant (“St. Venant torsion”) – Parte de la resistencia interna a torsión de un elemento, produciendo solo esfuerzos de corte puro en la sección transversal; también conocida como torsión pura o torsión uniforme.

Torsión no uniforme (“Nonuniform torsion”) – Resistencia interna a la torsión en secciones de pared delgada, también conocida como torsión de alabeo, produciendo tensiones de corte y tensiones normales, y bajo el cual las secciones transversales no permanecen planas. Los elementos resisten la torsión aplicada externamente mediante torsión de alabeo y de St. Venant. Cada uno de estos componentes de resistencia a torsión interna varía a lo largo de la longitud del elemento, aunque el momento concentrado aplicado externamente puede ser uniforme a lo largo del miembro entre dos puntos adyacentes de restricción torsional. La torsión de alabeo predomina sobre la torsión de St. Venant en los elementos que tienen secciones transversales abiertas, mientras que la torsión de St. Venant predomina en los elementos que tienen secciones transversales cerradas.

Unidad de transmisión de impacto (Shock Transmission Unit, STU) – Dispositivo que proporciona una unión rígida temporaria entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas, de frenado u otras cargas dinámicas, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

Unión articulada (“Pin connection”) – Conexión puntual entre elementos por medio de un pasador ideal sin fricción.

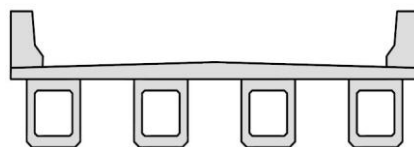
Vehículo nominal (“Rating vehicle”) – Secuencia de ejes que se utiliza como base común para expresar la resistencia de los puentes.

Viga curva (“Curved girder”) – Viga de sección I, cajón cerrada, o viga tipo omega invertida, que se curva en un plano horizontal.



Viga equivalente (“Equivalent beam”) – Viga individual recta o curva que resiste tanto flexión como torsión.

Vigas no conectadas entre sí (“Spread beams”) – Vigas que no están en contacto físico, que soportan un tablero de hormigón colado in situ.



Zona de extremo (“End zone”) – Región de las estructuras donde, debido a la discontinuidad estructural y/o distribución de las cargas concentradas, no es aplicable la teoría normal de vigas.

4.3. SIMBOLOGÍA

- A = sección de un larguero, viga o componente [m²] (4.6.2.2.1)
- A_b = sección transversal de una barrera [m²] (C4.6.2.6.1)
- A_c = sección transversal – transformada para vigas de acero [m²] (C4.6.6)
- A_o = sección encerrada por los ejes de los elementos [m²] (C4.6.2.2.1)
- A_s = sección total de rigidizadores [m²] (4.6.2.6.4)

- a = longitud de la región de transición para ancho de ala efectivo de una viga cajón de hormigón [m]; rigidizador longitudinal, separación, o ancho de nervio en un tablero ortótropo de acero [m] (4.6.2.6.2) (4.6.2.6.4)
- B = separación de las vigas transversales [m] (4.6.2.6.4)
- b = longitud del neumático [m]; ancho de una viga [m]; ancho de un elemento tipo placa [m]; ancho de ala a cada lado del alma [m] (4.6.2.1.8) (4.6.2.2.1) (C4.6.2.2.1) (4.6.2.6.2)
- b_e = ancho efectivo del ala correspondiente a la posición particular de la sección de interés en el tramo como se especifica en la Figura 4.6.2.6.2-1 [m] (4.6.2.6.2)
- b_m = ancho efectivo del ala para porciones interiores de un tramo según se determina de la Figura 4.6.2.6.2-2; caso especial de b_e [m] (4.6.2.6.2)
- b_n = ancho efectivo del ala para fuerzas normales actuando en zonas de anclaje [m] (4.6.2.6.2)
- b_o = ancho del alma proyectado en el plano medio del tablero [m] (4.6.2.6.2)
- b_s = ancho efectivo del ala en apoyo interior o para tramo en voladizo según se determina de la Figura 4.6.2.6.2-2; caso especial de b_e [m] (4.6.2.6.2)
- C = factor de continuidad; parámetro de rigidez (4.6.2.1.8) (4.6.2.2.1)
- C_m = coeficiente de gradiente de momento (4.5.3.2.2.2)
- c₁ = parámetro para apoyos inclinados (4.6.2.2.2.4)
- D = altura del alma de una viga curva en planta [m]; Dx/Dy; ancho de distribución por carril [m] (C4.6.1.2.4.2) (4.6.2.1.8) (4.6.2.2.1)
- D_x = rigidez flexional del tablero en la dirección de las barras principales [kN·m²/m] (4.6.2.1.8)
- D_y = rigidez flexional del tablero perpendicular a la dirección de las barras principales [kN·m²/m] (4.6.2.1.8)
- d = altura de una viga o larguero [m]; altura de un elemento [m] (4.6.2.2.1) (C4.6.2.7.1)
- d_e = distancia horizontal a nivel del tablero entre el eje del alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera de tránsito [m] (4.6.2.2.1)
- d_o = espesor de la superestructura [m] (4.6.2.6.2)
- E = módulo de elasticidad [MPa]; ancho equivalente [m]; ancho de distribución equivalente perpendicular al tramo [m] (4.5.3.2.2.2) (4.6.2.3) (4.6.2.10.2)
- E_B = módulo de elasticidad del material de la viga [MPa] (4.6.2.2.1)
- E_c = módulo de elasticidad de la columna [MPa] (C4.6.2.5)
- E_D = módulo de elasticidad del material del tablero [MPa] (4.6.2.2.1)
- E_g = módulo de elasticidad de la viga u otro elemento que provee restricción [MPa] (C4.6.2.5)
- E_{MOD} = módulo de elasticidad de un cable, modificado para efectos no lineales [MPa] (4.6.3.7)
- E_{tramo} = ancho de distribución equivalente paralelo al tramo [m] (4.6.2.10.2)
- e = factor de corrección para distribución; excentricidad de un carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas [m]; separación de los nervios en un tablero ortótropo de acero [m] (4.6.2.2.1) (C4.6.2.2.2.3) (4.6.2.6.4)
- e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga y el tablero [m] (4.6.2.2.1)
- f_c = tensión mayorada, corregida para tomar en cuenta los efectos de segundo orden [MPa] (4.5.3.2.2.2)
- f_{2b} = tensión correspondiente a M_{2b} [MPa] (4.5.3.2.2.2)
- f_{2s} = tensión correspondiente a M_{2s} [MPa] (4.5.3.2.2.2)
- G = sollicitación final aplicada a una viga [kN o kN·m]; módulo de corte [MPa] (4.6.2.2.4) (C4.6.3.3)
- G_a = relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de los elementos que resisten la flexión de la columna en el extremo “a” (C4.6.2.5)
- G_b = relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de los elementos que resisten la flexión de la columna en el extremo “b” (C4.6.2.5)

- G_D = sollicitación debida a las cargas de diseño [kN o kN·m] (4.6.2.2.4)
- G_p = sollicitación debida a la sobrecarga de camión [kN o kN·m] (4.6.2.2.4)
- g = factor de distribución (4.6.2.2.1)
- g_m = factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles (4.6.2.2.4)
- g_1 = factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril (4.6.2.2.4)
- H = altura del relleno desde la parte superior de la alcantarilla a la parte superior del pavimento [m] (4.6.2.10.2)
- H, H_1, H_2 = componente horizontal de la fuerza en un cable [kN] (4.6.3.7)
- h = altura del tablero [m] (4.6.2.1.3)
- I = momento de inercia [m⁴] (4.5.3.2.2.2)
- I_c = momento de inercia de la columna [m⁴]; inercia de una sección transversal – transformada para vigas de acero [m⁴] (C4.6.2.5) (C4.6.6)
- I_g = momento de inercia de un elemento actuando para restringir la flexión de una columna [m⁴] (C4.6.2.5)
- IM = incremento por carga dinámica (C4.7.2.1)
- I_p = momento de inercia polar [m⁴] (4.6.2.2.1)
- I_s = inercia de una faja equivalente [m⁴] (4.6.2.1.5)
- J = constante torsional de St. Venant [m⁴] (4.6.2.2.1)
- K = factor de longitud efectiva para columnas y nervaduras de un arco; constante para diferentes tipos de construcción; factor de longitud efectiva para columnas en el plano de flexión (4.5.3.2.2.2) (4.6.2.2.1) (4.6.2.5)
- K_g = parámetro de rigidez longitudinal [m⁴] (4.6.2.2.1)
- k = factor utilizado para calcular el factor de distribución para puentes multiviga (4.6.2.2.1)
- k_s = factor de rigidez de una faja [kN/m] (4.6.2.1.5)
- L = longitud de tramo del tablero [m]; longitud de tramo [m]; longitud de tramo de una viga [m]; (4.6.2.1.3) (4.6.2.1.8) (4.6.2.2.1)
- L_{as} = longitud efectiva del arco de una viga curva en planta [m] (4.6.1.2.4.2)
- L_b = separación entre puntos de arriostamiento (C4.6.2.7.1)
- L_c = longitud de columna no arriestrada [m] (C4.6.2.5)
- L_g = longitud sin apoyo de una viga u otro elemento de restricción [m] (C4.6.2.5)
- $LLDF$ = factor para la distribución de sobrecarga a través de rellenos de suelo, **1,15** o **1,00**, según se especifica en el Artículo 3.6.1.2.6 (4.6.2.10.2)
- L_T = longitud paralela al tramo del área de contacto del neumático, según lo especificado en el Artículo 3.6.1.2.5 [m] (4.6.2.10.2)
- L_1 = longitud de tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real y **18 m** [m]; distancia entre puntos de inflexión de la viga transversal [m] (4.6.2.3) (4.6.2.6.4)
- L_2 = distancias entre puntos de inflexión de la viga transversal [m] (4.6.2.6.4)
- l_i = longitud de tramo ideal [m] (4.6.2.6.2)
- l = longitud no arriestrada de una viga curva en planta [m] (C4.6.1.2.4.2)
- l_u = longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido [m]; semilongitud de la nervadura del arco [m] (4.5.3.2.2.2) (4.5.3.2.2.3)
- M = momento flexor en el eje principal en una viga curva en planta [kN·m]; momento debido a la sobrecarga en un tablero emparrillado con vanos parcial o totalmente llenos [kN·m/m] (C4.6.1.2.4.2) (4.6.2.1.8)
- M_c = momento mayorado, corregido para tomar en cuenta los efectos de segundo orden [kN·m]; momento requerido para restringir el levantamiento provocado por los efectos térmicos [kN·m] (4.5.3.2.2.2) (C4.6.6)
- M_{lat} = momento flexor lateral en el ala debido a la curvatura [kN·m] (C4.6.1.2.4.2)
- M_w = máximo momento lateral en el ala debido a la carga de viento mayorada [kN·m] (C4.6.2.7.1)
- M_{1b} = menor momento de extremo de un elemento comprimido debido a cargas gravitatorias que no provoca desplazamiento lateral apreciable; es positivo si el

- elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si hay doble curvatura [kN·m] (4.5.3.2.2.2)
- M_{2b} = momento en un elemento comprimido debido a cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden; siempre es positivo [kN·m] (4.5.3.2.2.2)
- M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas mayoradas laterales o gravitatorias que provocan un desplazamiento lateral, Δ , mayor que $\ell_u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden; siempre es positivo [kN·m] (4.5.3.2.2.2)
- N = constante para determinar el momento flexor lateral en el ala de una viga **I** debido a la curvatura; fuerza axial [kN] (C4.6.1.2.4.2) (C4.6.6)
- N_b = número de vigas o largueros (4.6.2.2.1)
- N_c = número de células de una viga cajón de hormigón (4.6.2.2.1)
- N_L = número de carriles de diseño (4.6.2.2.1)
- n = relación modular entre viga y tablero (4.6.2.2.1)
- P = carga por eje [kN] (4.6.2.1.3)
- P_D = presión de viento horizontal de diseño [MPa] (C4.6.2.7.1)
- P_e = carga de pandeo de Euler [kN] (4.5.3.2.2.2)
- P_u = carga axial mayorada [kN] (4.5.3.2.2.2)
- P_w = fuerza de viento lateral aplicada en el punto de arriostramiento [kN] (C4.6.2.7.1)
- p = presión de los neumáticos [MPa] (4.6.2.1.8)
- R = radio de la viga [m]; distribución de carga a viga exterior en términos de los carriles; radio de curvatura [m] (C4.6.1.2.4.2) (C4.6.2.2.2.3) (C4.6.6)
- r = factor de reducción para la sollicitación longitudinal en puentes inclinados (4.6.2.3)
- S = separación de los elementos de apoyo [m]; separación de las vigas o almas [m]; tramo libre [m] (4.6.2.1.3) (4.6.2.2.1) (4.6.2.10.2)
- S_b = separación de las barras de un emparrillado [m] (4.6.2.1.3)
- s = longitud de un elemento lateral [m] (C4.6.2.2.1)
- T_G = gradiente de temperatura [$^{\circ}$ C] (C4.6.6)
- T_u = temperatura especificada uniforme [$^{\circ}$ C] (C4.6.6)
- T_{UG} = temperatura promediada a lo largo de la sección transversal [$^{\circ}$ C] (C4.6.6)
- t = espesor de un elemento tipo placa [m]; espesor de una placa de ala en un tablero ortótropo de acero [m] (C4.6.2.2.1) (4.6.2.6.4)
- t_g = espesor de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo el recubrimiento de hormigón o componente estructural de hormigón, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste [m] (4.6.2.2.1)
- t_o = espesor de la sobrecapa estructural [m] (4.6.2.2.1)
- t_s = espesor de la losa de hormigón [m] (4.6.2.2.1)
- W = ancho entre bordes de un puente [m]; fuerza de viento mayorada por unidad de longitud [kN/m]; peso total de un cable [kN] (4.6.2.2.1) (C4.6.2.7.1) (4.6.3.7)
- W_e = la mitad de la separación entre almas, más el vuelo total [m] (4.6.2.2.1)
- W_1 = ancho modificado entre bordes de un puente tomado igual al menor valor entre el ancho real del puente ó **18 m** para el caso de carga en múltiples carriles, o **9 m** en el caso de carga en un solo carril [m] (4.6.2.3)
- w = ancho libre de la carretera [m]; ancho de la sección transversal de un elemento [m] (4.6.2.2.2.1) (C4.6.6)
- X = distancia entre una carga y el punto de apoyo [m] (4.6.2.1.3)
- X_{ext} = distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y la viga exterior [m] (C4.6.2.2.2.4)
- x = distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y cada una de las vigas [m] (C4.6.2.2.2.4)

- Z = factor que se toma igual a **1,20** si no se ha utilizado la regla de la palanca, o igual a **1,0** si se ha utilizado la regla de la palanca para un factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril (4.6.2.2.5)
- z = distancia vertical a partir del centro de gravedad de la sección transversal [m] (C4.6.6)
- α = ángulo formado por el cable y la horizontal [°]; coeficiente de expansión térmica [m/m/°C] (4.6.3.7) (C4.6.6)
- γ = factor de carga (C4.6.2.7.1)
- Δw = prolongación del ancho del vuelo [m] (C4.6.2.6.1)
- δ_b = amplificador de momento o tensión para deformación en modo arriostrado (4.5.3.2.2.2)
- δ_s = amplificador de momento o tensión para deformación en modo no arriostrado (4.5.3.2.2.2)
- ϵ_u = deformación axial uniforme debida a la expansión térmica axial [m/m] (C4.6.6)
- η_i = modificador de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa tal como se especifica en el Artículo 1.3.2.1 (C4.2.6.7.1)
- θ = ángulo de inclinación [°] (4.6.2.2.1)
- μ = coeficiente de Poisson (4.6.2.2.1)
- σ_E = tensión interna debida a los efectos térmicos [MPa] (C4.6.6)
- ϕ = rotación por unidad de longitud (C4.6.6)
- ϕ_K = factor de reducción de rigidez igual a **0,75** para elementos de hormigón y **1,0** para elementos de acero y aluminio (4.5.3.2.2.2)

4.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES

Se puede utilizar cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y compatibilidad y que utilice relaciones tensión-deformación para los materiales propuestos, incluyendo, pero no limitados a:

- Métodos clásicos de fuerza y desplazamientos,
- Método de las diferencias finitas,
- Método de los elementos finitos,
- Método de las placas plegadas,
- Método de las fajas finitas,
- Método de analogía del emparrillado,
- Métodos de las series u otros métodos armónicos,
- Métodos basados en la formación de rótulas plásticas, y
- Método de las líneas de fluencia.

El Proyectista será responsable por la implementación de los programas computacionales utilizados para facilitar el análisis estructural y por la interpretación y uso de los resultados obtenidos.

En las especificaciones técnicas se deberá especificar el nombre, versión y fecha de lanzamiento del software utilizado.

4.5. MODELOS MATEMÁTICOS

4.5.1. Requisitos Generales

Los modelos matemáticos deberán incluir las cargas, geometría y comportamiento de los materiales de la estructura, y, cuando corresponda, las características de respuesta de las fundaciones. El modelo se deberá elegir en base a los estados límite investigados, la cuantificación de los efectos de fuerza y la precisión requerida.

A menos que se permita lo contrario, la consideración de las barreras compuestas continuas se deberá limitar a los estados límite de servicio y fatiga y a la evaluación estructural.

La rigidez de las barandas, bordillos, medianamente elevados, y barreras estructuralmente discontinuos no se deberá considerar en el análisis estructural.

A los fines del presente capítulo, en el modelo matemático de la fundación se deberá incluir una representación adecuada del suelo y/o roca que soporta el puente.

En el caso del diseño sismorresistente, también se debe considerar el movimiento bruto del suelo y la licuefacción. (Este párrafo está sujeto a la redacción del INPRES)

Si se indica el despegue en un apoyo, el análisis debe considerar la libertad vertical de la viga en dicho apoyo.

4.5.2. Comportamiento de los Materiales Estructurales

4.5.2.1. Comportamiento Elástico vs. Comportamiento Inelástico

A los fines del análisis, se debe considerar que los materiales estructurales se comportan linealmente hasta un límite elástico e inelásticamente luego de superar dicho límite.

Las acciones, en el estado límite correspondiente a evento extremo, se pueden desarrollar tanto en el rango inelástico como en el rango elástico.

4.5.2.2. Comportamiento Elástico

Las propiedades y características de elasticidad de los materiales deberán satisfacer los requisitos de los Capítulos 5, 6, 7 y 8. Cuando corresponda, los cambios que sufren estos valores debido a la maduración del hormigón y a los efectos ambientales se deben incluir en el modelo.

Las propiedades de rigidez de los elementos de hormigón y los elementos compuestos se deberán basar en secciones fisuradas y/o no fisuradas de acuerdo con el comportamiento previsto. Las características de rigidez de los puentes tipo viga-losa se pueden basar en la participación plena de los tableros de hormigón.

4.5.2.3. Comportamiento Inelástico

Se deberá demostrar que las secciones de los componentes que pueden sufrir deformación inelástica son dúctiles o se hacen dúctiles mediante confinamiento u otros medios. Si se utiliza un análisis inelástico se deberá determinar un mecanismo de falla de diseño preferido y la ubicación de las rótulas correspondientes. En el análisis se deberá comprobar que las fallas por corte, pandeo y adherencia en los componentes estructurales no preceden la formación de un mecanismo inelástico de flexión. Se debe considerar la sobrerresistencia involuntaria de un componente en el cual se prevé una rótula. Se deberá tener en cuenta el deterioro de la integridad geométrica de la estructura que pueden provocar las grandes deformaciones.

El modelo inelástico se deberá basar ya sea en los resultados de ensayos físicos o bien en una representación del comportamiento carga-deformación validado mediante ensayos. Si se prevé que el comportamiento inelástico se logrará por medio de confinamiento, las probetas de ensayo deberán incluir los elementos que proveen dicho confinamiento. Si se anticipa que las sollicitaciones extremas serán repetitivas, los ensayos deberán reflejar su naturaleza cíclica.

A menos que se especifique lo contrario, las tensiones y deformaciones se deberán basar en una distribución lineal de las deformaciones en la sección transversal de los componentes prismáticos. Se deberá considerar la deformación por corte de los componentes de gran altura. No se deberán superar los límites de la deformación del hormigón, según lo especificado en el Capítulo 5.

Cuando corresponda, se deberá tomar en cuenta el comportamiento inelástico de los componentes comprimidos.

4.5.3. Geometría

4.5.3.1. Teoría de las Pequeñas Deformaciones

Si la deformación de la estructura no origina un cambio significativo de las sollicitaciones debido a un aumento de la excentricidad de las fuerzas de compresión o tracción, dichas sollicitaciones secundarias se pueden ignorar.

4.5.3.2. Teoría de las Grandes Deformaciones

4.5.3.2.1. Requisitos Generales

Si la deformación de la estructura origina un cambio significativo de las solicitaciones, en las ecuaciones de equilibrio se deberán considerar los efectos de la deformación. Los efectos de la deformación y falta de linealidad geométrica de los componentes se deberán incluir en los análisis de estabilidad y en los análisis de grandes deformaciones. Para los componentes esbeltos de hormigón que están comprimidos, el análisis deberá considerar las características de los materiales que varían en función del tiempo y de las tensiones puesto que generan cambios significativos en la geometría estructural. En el análisis de pórticos y reticulados se deben considerar los efectos de la interacción entre las fuerzas axiales de tracción y compresión en los componentes adyacentes. En el rango no lineal sólo se deberán utilizar cargas mayoradas, y no se podrá aplicar superposición de solicitaciones. En los análisis no lineales el orden de aplicación de las cargas deberá ser consistente con la aplicación de las cargas en la estructura real.

4.5.3.2.2. Métodos Aproximados

4.5.3.2.2.1. Requisitos Generales

Cuando los Capítulos 5, 6 y 7 lo permitan, los efectos de la deformación sobre las solicitaciones en viga-columnas y arcos, que satisfacen los requisitos de este Reglamento, se pueden aproximar por el método de ajuste de un solo paso conocido como amplificación de momentos.

4.5.3.2.2.2. Amplificación de Momentos – Viga-Columnas

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar, para reflejar los efectos de las deformaciones, de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2.2-1)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad (4.5.3.2.2.2-2)$$

Donde:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K P_e}} \geq 1,0 \quad (4.5.3.2.2.2-3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K \sum P_e}} \quad (4.5.3.2.2.2-4)$$

Siendo:

M_{2b} = momento en un elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas, que no provoca desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo [kN·m]

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ , mayor que $\ell_u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo [kN·m]

f_{2b} = tensión correspondiente a M_{2b} [MPa]

f_{2s} = tensión correspondiente a M_{2s} [MPa]

P_u = carga axial mayorada [kN]

ϕ_K = factor de reducción de rigidez; **0,75** para elementos de hormigón y **1,0** para elementos de acero y aluminio

P_e = carga de pandeo de Euler [kN]

Para columnas compuestas de acero/hormigón, la carga de pandeo de Euler, P_e , se deberá determinar tal como se especifica en el Artículo 6.9.5.1. Para todos los demás casos, P_e se deberá tomar como:

$$P_e = 1000 \frac{\pi^2 E I}{(K \ell_u)^2} \quad (4.5.3.2.2.2-5)$$

Donde:

E = módulo de elasticidad [MPa]

I = momento de inercia respecto del eje considerado [m⁴]

K = factor de longitud efectiva en el plano de flexión tal como se especifica en el Artículo 4.6.2.5. Para el cálculo de δ_b , P_e deberá considerar el factor K para pórticos arriostrados; mientras que para el cálculo de δ_s , P_e deberá considerar el factor K para pórticos no arriostrados.

ℓ_u = longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido [m]

Para los elementos comprimidos de hormigón, también se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.4.3.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_s se deberá tomar como **1,0** a menos que un análisis indique que se puede utilizar un valor menor. Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_b se deberá determinar como para un elemento arriostrado y δ_s como para un elemento no arriostrado.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, C_m se puede tomar como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \quad (4.5.3.2.2-6)$$

Donde:

M_{1b} = menor momento de extremo

M_{2b} = mayor momento de extremo

La relación M_{1b}/M_{2b} se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona con doble curvatura.

Para todos los demás casos, C_m se deberá tomar igual a **1,0**.

En las estructuras que no están arriostradas contra el desplazamiento lateral, los elementos flexionados y unidades de la fundación que forman pórticos con el elemento comprimido se deberán diseñar para la sumatoria de los momentos de extremo del elemento comprimido en la unión.

Si los elementos comprimidos están sujetos a flexión respecto de ambos ejes principales, el momento respecto de cada eje se deberá amplificar aplicando δ , determinado a partir de las correspondientes condiciones de restricción respecto de dicho eje.

Si un grupo de elementos comprimidos en un nivel comprende una curvatura, o si están conectados de manera integral a la misma superestructura, y resisten colectivamente el desplazamiento lateral de la estructura, el valor de δ_s se deberá calcular para el grupo de elementos con ΣP_u y ΣP_e igual a las sumatorias de todas las columnas del grupo.

4.5.3.2.2.3. Amplificación de Momentos – Arcos

Los momentos debidos a sobrecargas e impactos obtenidos mediante un análisis de pequeñas deformaciones se deberán incrementar aplicando el factor de amplificación, δ_b , según lo especificado en el Artículo 4.5.3.2.2.2, con las siguientes definiciones:

ℓ_u = semilongitud de la nervadura de arco [m]

K = factor de longitud efectiva especificado en la Tabla 4.5.3.2.2.3-1

C_m = 1,0

Tabla 4.5.3.2.2.3-1 – Valores de **K** para la longitud efectiva de nervaduras de arco

<i>Relación Flecha/Longitud</i>	<i>Arco triarticulado</i>	<i>Arco biarticulado</i>	<i>Arco fijo</i>
0,1 – 0,2	1,16	1,04	0,70
0,2 – 0,3	1,13	1,10	0,70
0,3 – 0,4	1,16	1,16	0,72

4.5.3.2.3. Métodos Refinados

Los métodos refinados de análisis se deberán basar en el concepto de fuerzas que satisfacen el equilibrio en una posición deformada.

4.5.4. Condiciones de Borde de los Modelos

Las condiciones de borde deberán representar las características reales de apoyo y continuidad.

Las condiciones de fundación se deberán modelar de manera que representen las propiedades del suelo que subyace al puente, la interacción suelo-pilote y las propiedades elásticas de los pilotes.

4.5.5. Elementos Equivalentes

Los componentes no prismáticos se pueden modelar discretizando los componentes en un número de elementos estructurales con propiedades de rigidez representativas de la estructura real en la ubicación del elemento.

Los componentes o grupos de componentes de puentes de sección transversal constante o variable se pueden modelar como un único componente equivalente, siempre que éste represente todas las propiedades de rigidez de los componentes o grupos de componentes. Las propiedades de rigidez equivalente se pueden obtener mediante soluciones cerradas, integración numérica, análisis de submodelos y analogías en serie y en paralelo.

4.6. ANÁLISIS ESTÁTICO

4.6.1. Influencia de la Geometría en Planta

4.6.1.1. Relación de Aspecto en Planta

Si la longitud de tramo de una superestructura con secciones transversales cerradas torsionalmente rígidas es mayor que **2,5** veces su ancho, la superestructura puede ser idealizada como una única viga central. Para aplicar este criterio se deberán utilizar las siguientes definiciones referentes a las dimensiones:

- Ancho – ancho central de un tablero monolítico, o la distancia promedio entre las caras externas de las almas exteriores.
- Longitud para puentes rectangulares simplemente apoyados – distancia entre juntas del tablero.
- Longitud para puentes continuos y/o puentes inclinados – longitud del lado mayor del rectángulo que se puede dibujar dentro de la vista en planta del ancho del tramo más pequeño, según lo aquí definido.

La restricción longitud/ancho especificada arriba no se aplica a puentes vigas tipo cajón multicelulares hormigonadas in situ.

4.6.1.2. Estructuras de Planta Curva

4.6.1.2.1. Requisitos Generales

Los momentos, cortes, y otras solicitaciones necesarios para dimensionar los componentes de la superestructura se deben basar en un análisis racional de toda la superestructura. El análisis de secciones sin ejes de simetría debe considerar las ubicaciones relativas del centro de gravedad y el centro de corte. También se debe considerar la subestructura en el caso de estribos, pilas, o cabezales integrales.

Toda la superestructura, incluyendo los apoyos, se considerará como una unidad integral. Las condiciones de borde deberán representar las articulaciones proporcionadas por los apoyos y/o conexiones integrales utilizados en el diseño. Los análisis se pueden basar en la teoría elástica de las pequeñas deformaciones, a menos que el Ingeniero considere necesario métodos más rigurosos.

El análisis deberá considerar la orientación de los apoyos y la restricción proporcionada por la subestructura a los mismos. Estos efectos de carga deberán ser considerados en el diseño de los apoyos, pórticos transversales, diafragmas, riostras y del tablero.

La distorsión de la sección transversal no necesita ser considerada en el análisis estructural.

Se deben considerar los efectos de la fuerza centrífuga de acuerdo con el Artículo 3.6.3.

4.6.1.2.2. Superestructuras de Una Sola Viga Rígida a la Torsión

A excepción de puentes vigas tipo cajón de hormigón, una superestructura de una sola viga, de planta curva, rígida a la torsión, que satisface los requisitos del Artículo 4.6.1.1 se puede analizar para las sollicitaciones globales como si se tratara de una viga de alma única de eje curvo.

La ubicación del eje de esta viga se deberá tomar en el centro de gravedad de su sección transversal, y la excentricidad de las cargas permanentes se deberá establecer mediante consideraciones volumétricas.

4.6.1.2.3. Puentes Vigas Tipo Cajón de Hormigón

Las vigas tipo cajón de hormigón, curvadas en el plano horizontal, se pueden diseñar con segmentos rectos, para ángulos centrales de hasta 12° por luz, a menos que consideraciones acerca de otras sollicitaciones establezcan lo contrario.

Las superestructuras de puentes viga tipo cajón de hormigón cuya construcción no sea por segmentos, se puede analizar y diseñar para sollicitaciones globales como una sola viga central con segmentos rectos para ángulos centrales de hasta 34° por luz como se indica en la Figura 4.6.1.2.3-1, a menos que consideraciones acerca de otras sollicitaciones establezcan lo contrario. La ubicación del eje de dicha viga se debe tomar en el centro de gravedad de la sección transversal, y la excentricidad de las cargas permanentes se debe establecer en base a consideraciones volumétricas. Si la subestructura está integrada con la superestructura, los elementos de la subestructura se deberán incluir en el modelo teniendo en cuenta la pérdida de pretensado por fricción debida a la curvatura horizontal o a la desviación de los cables.

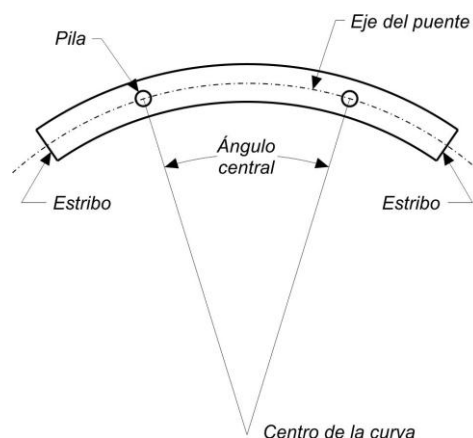


Figura 4.6.1.2.3-1 – Definición del ángulo central

La superestructura de puente viga tipo cajón de hormigón curvada en el plano horizontal que cumplan con los requisitos del Artículo 4.6.1.1, y cuyo ángulo central en una luz esté

comprendido entre 12° y 34° puede ser analizada como una viga central lineal compuesta de segmentos rectos siempre que dichos segmentos no tengan un ángulo central mayor que $3,5^\circ$ como se ilustra en la Figura 4.6.1.2.3-2. Para subestructuras integradas, se debe utilizar un modelo tridimensional apropiado de la estructura. Se debe tener en cuenta la redistribución de fuerzas debido a las propiedades del hormigón dependientes del tiempo.

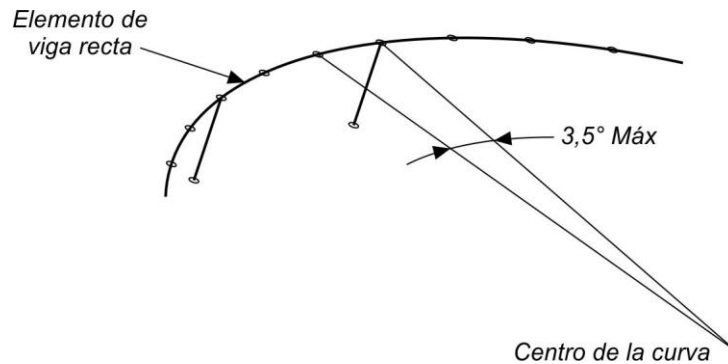


Figura 4.6.1.2.3-2 – Modelo tridimensional central de un puente viga tipo cajón de hormigón curvado en planta.

Para puentes viga tipo cajón de hormigón por segmentos y continuos con ángulos centrales mayores que 34° por luz o para puentes con un ángulo central máximo mayor que 12° con geometría inusual en planta, se debe analizar el puente utilizando 6 grados de libertad con un método probado de análisis tridimensional.

4.6.1.2.4. Superestructuras de Múltiples Vigas de Acero

4.6.1.2.4.1. Requisitos Generales

Las superestructuras de planta curva se pueden analizar como mallas o continuos en los cuales se supone que los segmentos de las vigas longitudinales entre nodos son rectos. La excentricidad real del segmento, comprendido entre nodos, no deberá ser mayor que 2,5 por ciento de la longitud del segmento.

4.6.1.2.4.2. Vigas I

El efecto de la curvatura sobre la estabilidad, se debe considerar en todas las vigas I curvadas en planta.

Si los puentes vigas **I** cumplen las siguientes cuatro condiciones, los efectos de la curvatura pueden ser ignorados en los análisis para determinar los momentos por flexión y los momentos por corte en el eje mayor:

- Vigas concéntricas;
- Líneas de apoyo que no están inclinadas en más de **10** grados del radial;
- Las rigideces de las vigas son similares;
- Para todos los tramos, la longitud de arco dividido por el radio de la viga en metros es inferior a **0,06 radianes**, donde la longitud de arco, L_{as} , se deberá tomar como:

Para tramos simples:

$$L_{as} = \text{longitud del arco de la viga [m]}$$

Para tramos extremos de elementos continuos:

$$L_{as} = 0,9 \text{ veces la longitud de arco de la viga [m]}$$

Para tramos interiores de elementos continuos:

$$L_{as} = 0,8 \text{ veces la longitud de arco de la viga [m]}$$

Una viga **I** en un puente que cumpla estos criterios puede ser analizada como una viga recta individual con longitud de tramo igual a la longitud del arco. Los efectos por flexión en las alas laterales deberán ser entonces determinados desde una aproximación apropiada y considerada en el diseño.

Los miembros del diafragma o pórtico transversal deberán ser diseñados de acuerdo con los Artículos 6.7.4 y 6.13 para las fuerzas calculadas por medios racionales.

Se debe establecer la separación de los pórticos transversales de manera de limitar la flexión lateral en las alas de las vigas.

4.6.1.2.4.3. Vigas Tipo Cajón Cerrado y Tipo Omega Invertida

El efecto de la curvatura sobre la resistencia y la estabilidad se considerará en todas las vigas cajón curvas.

Si los puentes vigas tipo cajón cumplen las siguientes tres condiciones, el efecto de la curvatura se puede omitir en el análisis para la determinación de los momentos flexores en el eje mayor y los esfuerzos de cortes por flexión:

- Vigas concéntricas,
- Los apoyos no son inclinados, y

- Para todos los tramos, el tramo de arco dividido el radio de la viga es menor de **0,3** radianes y la altura de la viga es menor que el ancho del cajón medido en la mitad de su altura, siendo el tramo de arco, L_{as} , tal como se define en el Artículo 4.6.1.2.4.2.

Una viga cajón, en un puente, que cumpla estos criterios puede ser analizada como una viga individual recta con longitud de tramo igual a la longitud del arco. Los efectos de la flexión en las alas laterales se deben obtener mediante una aproximación apropiada y considerados en el diseño.

Los elementos del diafragma o pórtico transversal se diseñarán de acuerdo con lo dispuesto en los Artículos 6.7.4 y 6.13, y los elementos de arriostramiento lateral se diseñarán de acuerdo con los Artículos 6.7.5 y 6.13 para las fuerzas calculadas por medios racionales.

4.6.2. Métodos Aproximados de Análisis

4.6.2.1. Tableros

4.6.2.1.1. Requisitos Generales

Un método aproximado de análisis en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para tableros que no sean:

- tableros formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.1.8, y
- losas superiores de vigas tipo cajón construidas por dovelas de hormigón, para los que se aplicarán las disposiciones del Artículo 4.6.2.9.4.

Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

4.6.2.1.2. Aplicabilidad

En lugar de realizar un cálculo afinado, se permite utilizar ayudas de diseño en tableros que contienen elementos prefabricados, siempre que el comportamiento de dicho tablero esté documentado y avalado por suficiente evidencia técnica. El Ingeniero será responsable por la precisión e implementación de cualquier ayuda utilizada para el diseño.

Para puentes losa y losas de hormigón, de más de **4,50 m** de longitud y que se extienden fundamentalmente en la dirección paralela al tránsito, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.3.

4.6.2.1.3. Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tránsito, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que **1,00 m**, en el caso de emparrillados abiertos, ni mayores de **3,60 m** para todos los demás tableros en los cuales se analiza la carga en múltiples carriles. Para los tableros en voladizo, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja especificado en la Tabla 4.6.2.1.3-1 para voladizos. Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho. En la Tabla 4.6.2.1.3-1 se utiliza la siguiente simbología:

- S = separación de los elementos de apoyo [m]
- h = altura del tablero [m]
- L = longitud de tramo del tablero [m]
- P = carga de eje [kN]
- S_b = separación de las barras del emparrillado [m]
- +M = momento positivo
- M = momento negativo
- X = distancia entre la carga y el punto de apoyo [m]

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

<i>Tipo de tablero</i>	<i>Dirección de la faja primaria en relación con la del tránsito</i>	<i>Ancho de la faja primaria [m]</i>
Hormigón:		
• Hormigonado in situ	Voladizo	1,14 + 0,833·X
	Paralela o perpendicular	+M: 0,66 + 0,55·S -M: 1,22 + 0,25·S
• Hormigonado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+M: 0,66 + 0,55·S -M: 1,22 + 0,25·S
• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+M: 0,66 + 0,55·S -M: 1,22 + 0,25·S

Continúa en siguiente página

Tabla 4.6.2.1.3-1 (Cont.) – Fajas equivalentes

<i>Tipo de tablero</i>	<i>Dirección de la faja primaria en relación con la del tránsito</i>	<i>Ancho de la faja primaria [m]</i>
Acero:		
• Emparrillado abierto	Barras principales	$0,007 \cdot P + 4,0 \cdot S_b$
• Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos	Barras principales	Se aplica el Artículo 4.6.2.1.8
• Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos	Barras principales	Se aplica el Artículo 4.6.2.1.8

4.6.2.1.4. Ancho de las Fajas Equivalentes en los Bordes de las Losas

4.6.2.1.4.1. Requisitos Generales

A los fines del diseño, la viga de borde ideal se deberá tomar como una faja de tablero de ancho reducido aquí especificada. Cualquier aumento de altura localizada o protuberancia similar que actúe como rigidizador del tablero que se encuentra dentro del ancho de faja reducido del tablero se puede suponer que actúa en la viga de borde ideal.

4.6.2.1.4.2. Bordes Longitudinales

Se supondrá que las vigas de borde soportarán una línea de ruedas y, cuando corresponda, una porción tributaria de la carga de carril de diseño.

Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección del tránsito, el ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, más **0,30 m** y más la cuarta parte del ancho de faja, especificado ya sea en el Artículo 4.6.2.1.3, en el Artículo 4.6.2.3 ó en el Artículo 4.6.2.10, según corresponda, pero no deberá ser mayor que la mitad del ancho de faja total ni mayor que **1,80 m**.

4.6.2.1.4.3. Bordes Transversales

Se supondrá que las vigas transversales de borde soportarán un eje del camión de diseño en uno o más carriles de diseño, posicionado para producir las máximas solicitaciones. Será de aplicación los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.

El ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde transversal del tablero y el eje de la primera línea de apoyo del tablero, generalmente tomada como el alma de una viga, más la mitad del ancho de faja tal como se especifica en el Artículo 4.6.2.1.3. El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de faja total especificado en el Artículo 4.6.2.1.3.

4.6.2.1.5. Distribución de las Cargas de Rueda

Si la separación de los elementos de apoyo en la dirección secundaria es mayor que **1,5** veces la separación en la dirección primaria, se deberá considerar que todas las cargas de rueda están aplicadas en la faja primaria, y en la dirección secundaria se pueden aplicar los requisitos del Artículo 9.7.3.2.

Si la separación de los elementos de apoyo en la dirección secundaria es menor que **1,5** veces la separación en la dirección primaria, el tablero se deberá modelar como un sistema de fajas que se intersecan.

El ancho de las fajas equivalentes en ambas direcciones se puede adoptar tal como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1. Cada carga de rueda se deberá distribuir entre dos fajas que se intersecan. La distribución se deberá determinar como la relación entre la rigidez de la faja y la sumatoria de las rigideces de las fajas que se intersecan. En ausencia de cálculos más precisos, la rigidez de la faja, k_s , se puede estimar como:

$$k_s = \frac{E I_s}{S^3} \quad (4.6.2.1.5-1)$$

Donde:

I_s = momento de inercia de la faja equivalente [m⁴]

S = separación de los elementos de apoyo [m]

4.6.2.1.6. Cálculo de Solicitaciones

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los elementos de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los elementos de apoyo son infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud, en la dirección paralela al tramo, es igual a la longitud del área de contacto de los neumáticos, como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.5, más la altura del tablero. Las fajas se deberán analizar aplicando la teoría clásica de vigas.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- En la cara del apoyo para construcciones monolíticas, cajones cerrados de acero, cajones cerrados de hormigón, cajones abiertos de hormigón sin alas superiores, y vigas prefabricadas con almas, es decir las secciones transversales (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i) y (j) de la Tabla 4.6.2.2.1-1,
- Un cuarto del ancho del ala medido desde la línea central del apoyo, para vigas de acero **I** y vigas de acero tipo omega invertida, es decir las secciones transversales (a) y (c) de la Tabla 4.6.2.2.1-1,
- Un tercio del ancho del ala, pero que no exceda **0,38 m** desde la línea central del apoyo, para vigas de hormigón prefabricado en forma de **I** y cajones abiertos de hormigón con alas superiores, es decir las secciones transversales (c) y (k) de la Tabla 4.6.2.2.1-1,

Cada una de las almas de una viga cajón abierto, de acero u hormigón, será tratado como un elemento independiente de apoyo del tablero. La distancia desde la línea central de cada alma y las secciones de diseño adyacentes para el momento negativo se determinará basándose en el tipo de construcción del cajón y la forma de la parte superior del alma utilizando los requisitos expuestos anteriormente.

4.6.2.1.7. Acción de Pórtico de la Sección Transversal

Si un tablero forma parte integral de una sección transversal celular o tipo cajón, es probable que la rigidez flexional y/o torsional de los elementos de apoyo de la sección transversal, es decir las almas y el ala inferior, provoquen solicitaciones significativas en el tablero. Estos elementos se deberán incluir en el análisis del tablero.

Si la longitud de un segmento de pórtico se modela como el ancho de una faja equivalente, se pueden utilizar los requisitos de los Artículos 4.6.2.1.3, 4.6.2.1.5 y 4.6.2.1.6.

4.6.2.1.8. Solicitaciones Debidas a la Sobrecarga para Emparrillados con Vanos Total o Parcialmente Llenos y para Tableros Emparrillados con Vanos no Llenos Compuestos con Losas de Hormigón Armado

Los momentos en el tablero debidos a la sobrecarga, en **kN·m/m**, se pueden determinar como:

- Barras principales perpendiculares a la dirección del tránsito:

Para $L \leq 3,00$ m

$$M_{transversa} = 30,74 D^{0,197} L^{0,459} C \quad (4.6.2.1.8-1)$$

Para $L > 3,00$ m

$$M_{transversa \perp} = 4,45 \frac{D^{0,188} (13,39 L^{1,35} - 24,29)}{L} C \quad (4.6.2.1.8-2)$$

- Barras principales paralelas a la dirección del tránsito:

Para $L \leq 3,00$ m

$$M_{paralelo} = 34,08 D^{0,123} L^{0,64} C \quad (4.6.2.1.8-3)$$

Para $L > 3,00$ m

$$M_{paralelo} = 4,45 \frac{D^{0,138} (14,99 L^{1,429} - 27,65)}{L} C \quad (4.6.2.1.8-4)$$

Donde:

- L = longitud de tramo medido entre centros de los apoyos [m]
- C = factor de continuidad igual a **1,0** para tramos simplemente apoyados y **0,8** para tramos continuos
- D = D_x/D_y
- D_x = rigidez flexional del tablero en la dirección de las barras principales [$\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$]
- D_y = rigidez flexional del tablero perpendicular a la dirección de las barras principales [$\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$]

Para los tableros emparrillados, D_x y D_y se deben calcular como EI_x y EI_y , siendo E el módulo de elasticidad e I_x e I_y el momento de inercia por unidad de ancho del tablero, considerando la sección como fisurada y utilizando el método de las áreas transformadas para la dirección de las barras principales y perpendicular a la dirección de las barras principales, respectivamente.

Para evaluar la fatiga, los momentos en todas las longitudes de tramo se pueden estimar reduciendo la Ecuación 4.6.2.1.8-1 (barras principales perpendiculares al tránsito) o la Ecuación 4.6.2.1.8-3 (barras principales paralelas al tránsito) mediante la aplicación de un factor igual a **1,5**.

La flecha, en **m**, debida a la sobrecarga vehicular se puede determinar como:

- Barras principales perpendiculares a la dirección del tránsito:

$$\Delta_{transversa \perp} = 0,91 \frac{D^{0,19} L^3}{D_x} \quad (4.6.2.1.8-5)$$

- Barras principales paralelas a la dirección del tránsito:

$$\Delta_{paralelo} = 1,26 \frac{D^{0,11} L^3}{D_x} \quad (4.6.2.1.8-6)$$

4.6.2.1.9. Análisis Inelástico

El Propietario puede permitir un análisis inelástico por el método de los elementos finitos o por el método de las líneas de fluencia.

4.6.2.2. Puentes Viga–Losa

4.6.2.2.1. Aplicación

Las disposiciones del presente artículo se podrán aplicar a los puentes viga rectos y puentes de hormigón curvados horizontalmente, así como los puentes viga de acero curvados horizontalmente que cumplan lo dispuesto en el Artículo 4.6.1.2.4. Las disposiciones de este artículo también puede ser utilizado para determinar un punto de partida de algunos métodos de análisis para determinar las solicitaciones en vigas curvas de cualquier grado de curvatura en el plano.

A excepción de lo especificado en el Artículo 4.6.2.2.5, los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a puentes que se analizan para:

- Un único carril de carga, o
- Múltiples carriles de sobrecarga que produce aproximadamente la misma solicitación por carril.

Si un carril está cargado con un vehículo especial o un vehículo de circulación restringida, la solicitación de diseño en cada viga, resultante del tránsito mixto, se puede determinar como se especifica en el Artículo 4.6.2.2.5.

Para vigas cuya separación sea mayor que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, y a menos que este Reglamento especifique lo contrario, la sobrecarga en cada viga deberá ser la reacción de los carriles cargados determinada según la regla de la palanca.

Los requisitos del Artículo 3.6.1.1.2 especifican que los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la regla de la palanca, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.

Los puentes que no satisfacen los requisitos del presente artículo se deberán analizar tal como se especifica en el Artículo 4.6.3.

La distribución de la sobrecarga, especificada en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, se puede utilizar en vigas y largueros, excepto en el caso de múltiples vigas cajón de acero con tableros de hormigón que satisfacen las siguientes condiciones y demás condiciones identificadas en las tablas de factores de distribución especificadas en este Reglamento:

- El ancho del tablero es constante;

- A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro;
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez;
- A menos que se especifique lo contrario, la parte de la calzada en voladizo, d_e , no será mayor a **0,90 m**;
- La curvatura en planta es menor que el límite especificado en el Artículo 4.6.1.2.4, o si se requieren los factores de distribución para la aplicación de un método de análisis aceptable aproximado o refinado que cumpla los requisitos del Artículo 4.4 para puentes de cualquier grado de curvatura en planta; y
- La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la Tabla 4.6.2.2.1-1.

Si existen pequeñas desviaciones respecto del ancho constante del tablero o del paralelismo entre las vigas, el factor de distribución puede ya sea ser variable en lugares seleccionados a lo largo del tramo o bien se puede utilizar un factor de distribución único juntamente con un valor adecuado de la separación de las vigas.

Los tipos de puentes con vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ se pueden diseñar como estructuras que abarcan la totalidad del ancho. Estos tipos de secciones transversales se deberán diseñar para los factores de distribución de sobrecarga especificados en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 para vigas interiores, multiplicando por el número de vigas, es decir por el número de almas.

En el Artículo 4.6.2.2.2.1 se especifican requisitos adicionales para múltiples vigas cajón de acero con tableros de hormigón.

Si un puente satisface las condiciones aquí especificadas, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas y/o largueros.

Los factores de distribución de sobrecarga, aquí especificados, se pueden utilizar para vehículos de circulación restringida cuyo ancho total sea comparable con el ancho del camión de diseño.

En las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 se utiliza la siguiente simbología:

- A = área de la viga o larguero [m^2]
- b = ancho de la viga [m]
- C = parámetro de rigidez
- D = ancho de distribución por carril [m]
- d = altura útil de la viga o larguero [m]
- d_e = distancia horizontal a nivel del tablero entre el eje del alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera de tránsito [m]
- e = factor de corrección
- g = factor de distribución
- I_p = momento de inercia polar [m^4]
- J = constante torsional de St. Venant [m^4]
- K = constante para diferentes tipos de construcción
- K_g = parámetro de rigidez longitudinal [m^4]
- L = longitud de tramo de la viga [m]
- N_b = número de vigas o largueros
- N_c = número de células de una viga cajón de hormigón

- N_L = número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 3.6.1.1.1
- S = separación entre vigas o almas [m]
- t_g = espesor de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo el recubrimiento de hormigón o componente estructural de hormigón, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste [m]
- t_o = espesor de la sobrecapa estructural [m]
- t_s = espesor de la losa de hormigón [m]
- W = ancho entre bordes de un puente [m]
- W_e = un medio de la separación entre almas, más el vuelo total [m]
- θ = ángulo de inclinación [°]
- μ = coeficiente de Poisson

A menos que se especifique lo contrario, los parámetros de rigidez para área, momentos de inercia y rigidez torsional utilizados aquí y en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 se deberán tomar como los correspondientes a la sección transversal a la cual se aplicará el tránsito, es decir, generalmente a la sección compuesta.

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g , se deberá tomar como:

$$K_g = n \left(I + A e_g^2 \right) \tag{4.6.2.2.1-1}$$

Siendo:

$$n = \frac{E_B}{E_D} \tag{4.6.2.2.1-2}$$

Donde:

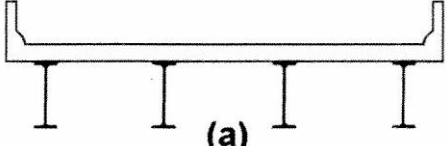
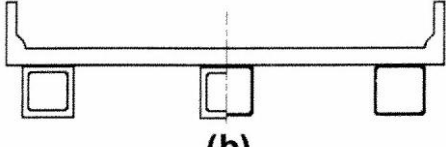
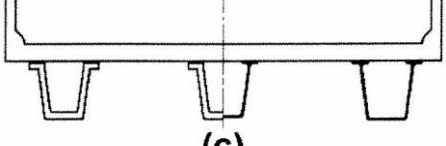
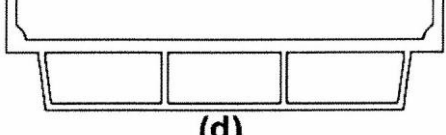
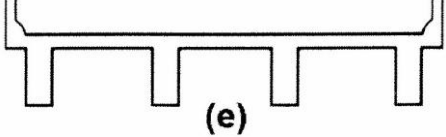
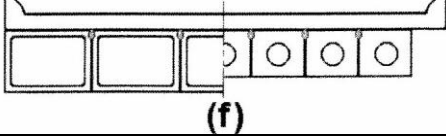
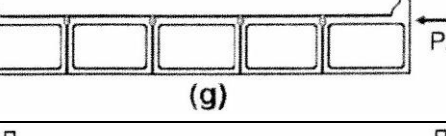
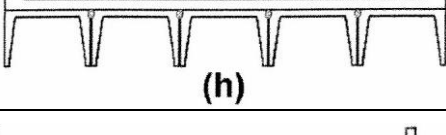
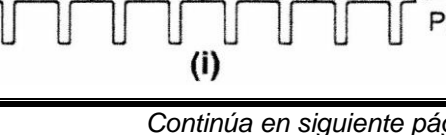
- E_B = módulo de elasticidad del material de la viga [MPa]
- E_D = módulo de elasticidad del material del tablero [MPa]
- I = momento de inercia de la viga [m⁴]
- e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero [m]

Los parámetros A e I de la Ecuación 4.6.2.2.1-1 se deberán tomar como los correspondientes a la viga no compuesta.

Los tipos de puentes indicados en las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, con referencia a la Tabla 4.6.2.2.1-1, se pueden considerar representativos del tipo de puente al cual se aplica cada una de las ecuaciones aproximadas.

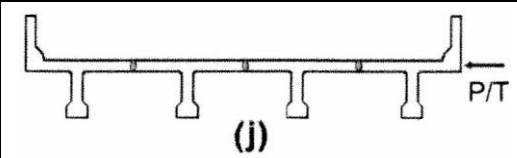
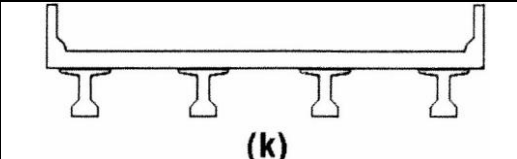
A excepción de lo permitido por el Artículo 2.5.2.7.1, independientemente del método de análisis utilizado, aproximado o refinado, las vigas exteriores de los puentes multiviga no deberán tener menor resistencia que una viga interior.

Tabla 4.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales, cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

Elementos de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losas de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero	 <p style="text-align: center;">(a)</p>
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losas de hormigón colada in situ	 <p style="text-align: center;">(b)</p>
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losas de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 <p style="text-align: center;">(c)</p>
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	Hormigón monolítico	 <p style="text-align: center;">(d)</p>
Viga T de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 <p style="text-align: center;">(e)</p>
Vigas cajón prefabricadas de hormigón, macizas, alivianadas o celulares, con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 <p style="text-align: center;">(f)</p>
Vigas cajón prefabricadas de hormigón, macizas, alivianadas o celulares, con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 <p style="text-align: center;">(g)</p>
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 <p style="text-align: center;">(h)</p>
Sección doble T de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 <p style="text-align: center;">(i)</p>

Continúa en siguiente página

Tabla 4.6.2.2.1-1 (Cont.) – Superestructuras habituales, cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

Elementos de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Sección T de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	
Secciones I, o bulb-T de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	

Para las vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ, ilustradas en la Tabla 4.6.2.2.1-1 correspondiente a la sección transversal tipo "d," se deberá suponer que los factores de distribución de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 se aplican a una forma ideal que consiste de un alma, los vuelos de un alma exterior, y las medias alas asociadas entre un alma considerada y la siguiente alma o almas adyacentes.

De común acuerdo con el Propietario, se pueden utilizar las simplificaciones establecidas en la Tabla 4.6.2.2.1-2:

Tabla 4.6.2.2.1-2 – Valores constantes para los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

Parámetros de la ecuación	Referencia de Tabla	Valor simplificado			
		a	e	k	f, g, i, j
$\left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	4.6.2.2.2.1-1	1,02	1,05	1,09	---
$\left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,25}$	4.6.2.2.2.4-1	1,03	1,07	1,15	---
$\left(\frac{L t_s^3}{K_g}\right)^{0,3}$	4.6.2.2.3.3-1	0,97	0,93	0,85	---
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2.1-1, 4.6.2.2.3.1-1	---	---	---	$0,54 \left(\frac{d}{b}\right) + 0,16$

4.6.2.2.2. Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte

4.6.2.2.2.1. Vigas Interiores con Tableros de Hormigón

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón, se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la Tabla 4.6.2.2.1-1. Excepto en el caso de las vigas tipo cajón, para las vigas de hormigón utilizadas en tableros multiviga con conectores de corte:

- Se deberán proveer diafragmas profundos, de extremos rígidos, para asegurar la adecuada distribución de las cargas, y
- Si la separación entre almas, de vigas con almas, es menor que **1,20 m** o mayor que **3,00 m**, se deberá utilizar un análisis refinado que satisfaga el Artículo 4.6.3.

Para múltiples vigas cajón de acero con tablero de hormigón, en puentes que satisfacen los requisitos del Artículo 6.11.2.3., el momento flector por sobrecarga se puede determinar utilizando el correspondiente factor de distribución especificado en la Tabla 4.6.2.2.1-1.

Si la separación de las vigas cajón es variable a lo largo de la longitud del puente, el factor de distribución puede ser variable en lugares seleccionados a lo largo del tramo o bien se puede utilizar un único factor de distribución en conjunto con un valor adecuado de N_L . En ambos casos, el valor de N_L se deberá determinar, como se especifica en el Artículo 3.6.1.1.1., utilizando el ancho, w , correspondiente a la sección en estudio.

Tabla 4.6.2.2.1-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para el cálculo del momento flector en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4,3 \text{ m}}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$1,10 \leq S \leq 4,90$ $0,11 \leq t_s \leq 0,30$ $6,00 \leq L \leq 73,00$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^{-3} \leq K_g \leq 3,0$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2,9 \text{ m}}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	
		Utilizar el menor valor obtenido ya sea por la ecuación anterior, con $N_b = 3$, o por la regla de la palanca	$N_b = 3$

Continúa en siguiente página

Tabla 4.6.2.2.1-1 (Cont.) – Distribución de las sobrecargas por carril para el cálculo del momento flector en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1,10}\right) \left(\frac{0,30}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{1,80}\right) \left(\frac{0,30}{L}\right)^{0,25}$	$2,10 \leq S \leq 4,00$ $18,00 \leq L \leq 73,00$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{0,91}\right)^{0,35} \left(\frac{S d}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1,90}\right)^{0,6} \left(\frac{S d}{L^2}\right)^{0,125}$	$1,80 \leq S \leq 5,50$ $6,00 \leq L \leq 43,00$ $0,45 \leq d \leq 1,65$ $N_b \geq 3$
		Usar la regla de la palanca	$S > 5,50$
Vigas de hormigón utilizadas en tableros multivigas	f	Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2,80 L}\right)^{0,5} \left(\frac{1}{J}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left(\frac{b}{7,75}\right)^{0,6} \left(\frac{b}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{1}{J}\right)^{0,06}$	$0,89 \leq b \leq 1,50$ $6,00 \leq L \leq 37,00$ $5 \leq N_b \leq 20$
	g , si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad		

Continúa en siguiente página

Tabla 4.6.2.2.1-1 (Cont.) – Distribución de las sobrecargas por carril para el cálculo del momento flector en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad												
Vigas de hormigón utilizadas en tableros multivigas (Cont.)	h	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K (W/L) \leq K$ $D = 11,5 - N_L + 1,4 N_L (1 - 0,2 C)^2$ cuando $C \leq 5$, y	Inclinación $\leq 45^\circ$ $N_L \leq 6$												
	g, i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la interfase	$D = 11,5 - N_L$ cuando $C > 5$. $K = \sqrt{\frac{(1 + \mu) I}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K : <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Tipo de viga</td> <td style="text-align: right;">K</td> </tr> <tr> <td>Vigas rectangulares sin vacíos</td> <td style="text-align: right;">0,7</td> </tr> <tr> <td>Vigas rectangulares con vacíos circulares:</td> <td style="text-align: right;">0,8</td> </tr> <tr> <td>Vigas de sección tipo cajón</td> <td style="text-align: right;">1,0</td> </tr> <tr> <td>Vigas canal</td> <td style="text-align: right;">2,2</td> </tr> <tr> <td>Viga T</td> <td style="text-align: right;">2,0</td> </tr> <tr> <td>Viga doble T</td> <td style="text-align: right;">2,0</td> </tr> </table>		Tipo de viga	K	Vigas rectangulares sin vacíos	0,7	Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8	Vigas de sección tipo cajón	1,0	Vigas canal	2,2	Viga T	2,0
Tipo de viga	K														
Vigas rectangulares sin vacíos	0,7														
Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8														
Vigas de sección tipo cajón	1,0														
Vigas canal	2,2														
Viga T	2,0														
Viga doble T	2,0														
Emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/2,30$ si $t_g < 0,10$ m $S/3,00$ si $t_g \geq 0,10$ m Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2,40$ si $t_g < 0,10$ m $S/3,00$ si $t_g \geq 0,10$ m	$S \leq 1,80$ m $S \leq 3,20$ m												
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independientemente del número de carriles cargados: $0,05 + 0,85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$												

4.6.2.2.2. Vigas Interiores con Tableros de Acero Corrugado

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores, con tablero de plancha de acero corrugado, se puede determinar aplicando la fracción por carril, **g**, especificada en la Tabla 4.6.2.2.2-1.

Tabla 4.6.2.2.2-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para el cálculo del momento flector en vigas interiores con tableros de plancha de acero corrugado

Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
S/2,80	S/2,70	$S \leq 1,70 \text{ m}$ $t_g \geq 0,05 \text{ m}$

4.6.2.2.2.3. Vigas Exteriores

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril, **g**, especificada en la Tabla 4.6.2.2.2.3-1.

La distancia, **d_e**, se deberá tomar como positiva si el alma de la viga exterior está dentro de la cara interior de la baranda de tránsito y negativa si está por fuera del cordón o barrera de tránsito.

En las secciones transversales de puentes viga–losa con diafragmas o pórticos transversales, el factor de distribución para la viga exterior no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y rota como una sección transversal rígida. Se aplicarán los requisitos del Artículo 3.6.1.1.2.

Tabla 4.6.2.2.2.3-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para el cálculo del momento flector en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2,80}$	$-0,30 \leq d_e \leq 1,70$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con N_b = 3 o la regla de la palanca, cualquiera sea el que resulte menor	N_b = 3

Continúa en siguiente página

Tabla 4.6.2.2.3-1 (Cont.) – Distribución de las sobrecargas por carril para el cálculo del momento flector en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	d	$g = \frac{W_e}{4,3}$	$g = \frac{W_e}{4,3}$	$W_e \leq S$
		o los requisitos para el diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho, especificados en el Artículo 4.6.2.2.1.		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	b, c	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8,70}$	$0 \leq d_e \leq 1,40$ $1,80 < S \leq 5,50$
			Utilizar la regla de la palanca	$S > 5,50$
Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9,10} \geq 1,0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7,60} \geq 1,0$	$d_e \leq 0,60$
Vigas de hormigón que no sean Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	h	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	a	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.1-1		

4.6.2.2.4. Puentes Inclinados

Si la línea de apoyos es inclinada y la diferencia entre los ángulos de inclinación de dos líneas adyacentes de apoyos no es mayor que **10°**, el momento flector en las vigas se puede reducir de acuerdo con la Tabla 4.6.2.2.4-1.

Tabla 4.6.2.2.2.4-1 – Reducción de los factores de distribución de cargas para el cálculo del momento flector en vigas longitudinales sobre apoyos inclinados

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Cualquier número de carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1 - c_1 (\tan \theta)^{1,5}$ $c_1 = 0,25 \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,5}$ <p>Si $\theta < 30^\circ$ entonces $c_1 = 0,0$ Si $\theta > 60^\circ$ utilizar $\theta = 60^\circ$</p>	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1,10 \leq S \leq 4,90$ $6,00 \leq L \leq 73,00$ $N_b \geq 4$
Tablero de hormigón sobre Vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí, Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ, Vigas tipo cajón de hormigón y secciones doble T utilizadas en tableros multivigas	b, c, d, f, g	$1,05 - 0,25 \tan \theta \leq 1,0$ <p>Si $\theta > 60^\circ$ utilizar $\theta = 60^\circ$</p>	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$

4.6.2.2.2.5. Momentos Flectores y Corte en Vigas Transversales de Tablero

Si el tablero es soportado directamente por vigas transversales de tablero, las vigas de tablero se pueden diseñar para cargas determinadas de acuerdo con la Tabla 4.6.2.2.2.5-1.

Las fracciones indicadas en la Tabla 4.6.2.2.2.5-1 se deberán utilizar junto con la carga de eje de diseño de **232 kN** solamente. Para vigas de tablero, con separaciones fuera de los rangos especificados de aplicabilidad, se deberán considerar todas las sobrecargas de diseño, y se puede utilizar la regla de la palanca.

Tabla 4.6.2.2.2.5-1 – Distribución de sobrecarga por carril para el cálculo del momento y corte en vigas transversales

<i>Tipo de tablero</i>	<i>Fracción de carga de rueda para cada viga de tablero</i>	<i>Rango de aplicabilidad</i>
Hormigón	$\frac{S}{1,80}$	$S \leq 1,80$
Emparrillado de acero y emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado	$\frac{S}{1,40}$	$t_g \leq 0,10$ $S \leq 1,50$
	$\frac{S}{1,80}$	$t_g > 0,10$ $S \leq 1,80$
Puente de plancha de acero corrugado	$\frac{S}{1,70}$	$t_g \geq 0,05$

4.6.2.2.3. Método de los Factores de Distribución para Corte

4.6.2.2.3.1. Vigas Interiores

El corte por sobrecarga, para las vigas interiores, se puede determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la Tabla 4.6.2.2.3.1-1. Para los tipos de vigas interiores no listados en la Tabla 4.6.2.2.3.1-1, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo del tramo será la obtenida aplicando la regla de la palanca.

En el caso de vigas cajón de hormigón, utilizadas en tableros multivigas, si los valores de **I** o **J** no satisfacen las limitaciones indicadas en la Tabla 4.6.2.2.3.1-1, el factor de distribución para corte se puede tomar igual al factor de distribución para momento.

Tabla 4.6.2.2.3.1-1 – Distribución de sobrecarga por carril para el cálculo del corte en vigas interiores

<i>Tipo de superestructura</i>	<i>Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1</i>	<i>Un carril de diseño cargado</i>	<i>Dos o más carriles de diseño cargados</i>	<i>Rango de aplicabilidad</i>
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7,60}$	$0,20 + \frac{S}{3,60} - \left(\frac{S}{10,70} \right)^2$	$1,10 \leq S \leq 4,90$ $6,00 \leq L \leq 73,00$ $0,11 \leq t_s \leq 0,30$ $N_b \geq 4$
		Regla de la palanca	Regla de la palanca	$N_b = 3$

Continúa en siguiente página

Tabla 4.6.2.2.3.1-1 (Cont.) – Distribución de sobrecarga por carril para el cálculo del corte en vigas interiores

<i>Tipo de superestructura</i>	<i>Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1</i>	<i>Un carril de diseño cargado</i>	<i>Dos o más carriles de diseño cargados</i>	<i>Rango de aplicabilidad</i>
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	d	$\left(\frac{S}{2,90}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2,20}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	1,80 ≤ S ≤ 4,00 6,00 ≤ L ≤ 73,00 0,89 ≤ d ≤ 2,80 N _c ≥ 3
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	b, c	$\left(\frac{S}{3,00}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2,25}\right)^{0,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	1,80 ≤ S ≤ 5,50 6,00 ≤ L ≤ 43,00 0,45 ≤ d ≤ 1,65 N _b ≥ 3
		Regla de la palanca	Regla de la palanca	S > 5,50
Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	f, g	$0,70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0,15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$	$\left(\frac{b}{4,00}\right)^{0,4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05} \left(\frac{b}{1,20}\right)$ $\frac{b}{1,20} \geq 1,0$	0,89 ≤ b ≤ 1,50 6,00 ≤ L ≤ 37,00 5 ≤ N _b ≤ 20 0,010 ≤ J ≤ 0,254 0,017 ≤ I ≤ 0,254
Vigas de hormigón que no sean Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	h	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	a	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2.1-1		

4.6.2.2.3.2. Vigas Exteriores

El corte por sobrecarga, para las vigas exteriores, se deberá determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la Tabla 4.6.2.2.3.2-1. Para aquellos casos no cubiertos en la Tabla 4.6.2.2.3.1-1 ni en la Tabla 4.6.2.2.3.2-1, la distribución de la sobrecarga a las vigas exteriores se determinará aplicando la regla de la palanca.

La distancia, **d_e**, se deberá tomar como positiva si el alma de la viga exterior está dentro del cordón o barrera de tránsito y negativa si está por fuera.

En puentes viga–losa con diafragmas o pórticos transversales, según lo especifica el Artículo 4.6.2.2.2.3, se deberán aplicar requisitos adicionales para las vigas exteriores.

Tabla 4.6.2.2.3.2-1 – Distribución de sobrecarga por carril para el cálculo del corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3,00}$	$-0,30 \leq d_e \leq 1,70$
			Regla de la palanca	$N_b = 3$
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	d	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3,80}$	$-0,60 \leq d_e \leq 1,50$
		o los requisitos para el diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho, especificados en el Artículo 4.6.2.2.1.		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	b, c	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3,00}$	$0 \leq d_e \leq 1,40$
			Regla de la palanca	$S > 5,50$
Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6,0} \geq 1,0$	$g = e g_{interior} \left(\frac{1,20}{b} \right)$ $\left(\frac{1,20}{b} \right) \leq 1,0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 0,6}{12,0} \right)^{0,5} \geq 1,0$	$d_e \leq 0,60$ $0,89 \leq b \leq 1,50$
Vigas de hormigón que no sean Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	h	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	a	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2.1-1		

4.6.2.2.3.3. Puentes Inclinados

Si la línea de apoyos es inclinada se deberá ajustar el corte en la viga exterior, en la esquina obtusa del puente. El valor del factor de corrección se deberá obtener de la Tabla 4.6.2.2.3.3-1. El mismo se aplica a la fracción por carril especificada en la Tabla 4.6.2.2.3.1-1 para vigas interiores y en la Tabla 4.6.2.2.3.2-1 para vigas exteriores. Este factor no se debe aplicar cuando se hayan modelado apoyos inclinados.

Al determinar el corte de extremo en los puentes multiviga, la corrección por inclinación se deberá aplicar a todas las vigas en la esquina obtusa.

Tabla 4.6.2.2.3.3-1 – Factores de corrección de los factores de distribución de cargas para el cálculo del corte en el apoyo de la esquina obtusa del puente

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de corrección	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1,0 + 0,20 \left(\frac{L t_s^3}{K_g} \right)^{0,3} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1,10 \leq S \leq 4,90$ $6,00 \leq L \leq 73,00$ $N_b \geq 4$
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	d	$1,0 + \left(0,25 + \frac{L}{70 d} \right) \tan \theta$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $1,80 < S \leq 4,00$ $6,00 \leq L \leq 73,00$ $0,89 \leq d \leq 2,80$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	b, c	$1,0 + \frac{\sqrt{L d}}{6 S} \tan \theta$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $1,80 \leq S \leq 3,50$ $6,00 \leq L \leq 43,00$ $0,45 \leq d \leq 1,65$ $N_b \geq 3$
Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	f, g	$1,0 + \frac{L}{90 d} \sqrt{\tan \theta}$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $6,00 \leq L \leq 37,00$ $0,43 \leq d \leq 1,50$ $0,89 \leq b \leq 1,50$ $5 \leq N_b \leq 20$

4.6.2.2.4. Puentes Curvos de Acero

Se pueden utilizar métodos aproximados para el análisis de puentes curvos de acero. El Ingeniero deberá comprobar que el método aproximado de análisis utilizado es apropiado,

mediante la confirmación de que dicho método satisface los requisitos establecidos en el Artículo 4.4.

En los sistemas curvos se debe considerar la colocación, en su posición real en el puente, de parapetos, veredas, barreras y otras cargas pesadas lineales. La superficie de rodamiento y otras cargas distribuidas se pueden suponer distribuidas de manera uniforme en la sección transversal de cada viga.

4.6.2.2.5. Cargas Especiales Actuando Junto con Otro Tipo de Tránsito

A excepción de lo aquí especificado, los requisitos del presente artículo se pueden aplicar cuando se utilizan los métodos de análisis aproximados para el estudio de puentes viga–losa, especificados en el Artículo 4.6.2.2, y puentes tipo losa, especificados en el Artículo 4.6.2.3. Los requisitos del presente artículo no se deberán aplicar en los siguientes casos:

- si se ha especificado la regla de la palanca tanto para carga en un solo carril como para carga en múltiples carriles, o
- si para el análisis simplificado se ha utilizado el requisito especial para vigas exteriores de secciones transversales de puentes viga–losa con diafragmas, especificados en el Artículo 4.6.2.2.3.

Las solicitaciones debidas a la presencia de vehículos pesados en un carril junto con el tránsito habitual en los carriles adyacentes, tal como se podría considerar en la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia **II** de la Tabla 3.4.1-1, se pueden determinar de la siguiente manera:

$$G = G_p \left(\frac{g_1}{Z} \right) + G_D \left(g_m - \frac{g_1}{Z} \right) \quad (4.6.2.2.5-1)$$

Donde:

- G = solicitación final aplicada a una viga [kN] o [kN·m]
- G_p = solicitación debida al camión de sobrecarga [kN] o [kN·m]
- g₁ = factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril
- G_D = solicitación debida a las cargas de diseño [kN] o [kN·m]
- g_m = factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles
- Z = factor que se toma igual a **1,20** si no se ha utilizado la regla de la palanca, o igual a **1,0** si se ha utilizado la regla de la palanca para un factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril

4.6.2.3. Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa

Este artículo se deberá aplicar al tipo de sección transversal esquematizado en la Tabla 4.6.2.3-1. A los fines del presente artículo, los puentes de losa alivianada hormigonados in situ también se pueden considerar como puentes losa.

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril, tanto para corte como para momento, con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, se puede determinar como:

$$E = 0,25 + 0,42 \sqrt{L_1 W_1} \tag{4.6.2.3-1}$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril, tanto para corte como para momento, con más de un carril cargado, se puede determinar como:

$$E = 2,13 + 0,12 \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \tag{4.6.2.3-2}$$

Donde:

E = ancho equivalente [m]

L₁ = longitud de tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real y **18 m**, [m]

W₁ = ancho modificado entre los bordes del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real y **18 m** para carga en múltiples carriles, ó **9 m** para carga en un solo carril, [m]

W = ancho físico entre los bordes del puente [m]

N_L = número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 3.6.1.1.1

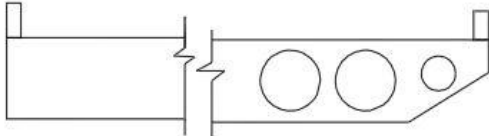
Para puentes inclinados, las solicitaciones longitudinales se pueden reducir aplicando el factor r:

$$r = 1,05 - 0,25 \tan \theta \leq 1,00 \tag{4.6.2.3-3}$$

Donde:

θ = ángulo de inclinación [°]

Tabla 4.6.2.3-1 – Esquema típico de la sección transversal

Elementos portantes	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Losa de hormigón, hormigonada in situ, o losa alivianada	Monolítico	 <p>(a)</p>

4.6.2.4. Puentes Reticulados y de Arco

Se puede utilizar la regla de la palanca para la distribución de cargas gravitatorias en reticulados y arcos, cuando se los analiza como estructuras planas. Si se utiliza un análisis espacial se puede usar ya sea la regla de la palanca o bien carga directa a través del tablero o sistema de tablero.

Si las cargas, a excepción del peso propio de los elementos y las cargas de viento que actúan sobre los mismos, se transmiten al reticulado en los nudos, el reticulado se puede analizar como un conjunto articulado.

4.6.2.5. Factor de Longitud Efectiva, K

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K , para compensar las rotaciones y traslaciones en condiciones de bordes diferentes a los extremos articulados.

En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado, K , para los elementos comprimidos en reticulados triangulares, reticulados, y pórticos se puede tomar como:

- Para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos: **$K = 0,750$**
- Para conexiones articuladas en ambos extremos: **$K = 0,875$**
- Para ángulos individuales, independientemente de la conexión de extremo: **$K = 1,0$**

La viga Vierendeel se deberá tratar como pórtico no arriostrado.

4.6.2.6. Ancho Efectivo del Ala

4.6.2.6.1. Requisitos Generales

A menos que se especifique lo contrario en el presente Artículo o en los Artículos 4.6.2.6.2, 4.6.2.6.3, o 4.6.2.6.5, el ancho efectivo del ala de una losa de hormigón, en construcción compuesta o monolítica, se puede tomar como el ancho tributario perpendicular al eje del elemento para determinar las rigideces de la sección transversal para el análisis y para determinar las resistencias a flexión. El ancho efectivo del ala de un tablero metálico ortotrópico será como se especifica en el Artículo 4.6.2.6.4. Para el cálculo de las deformaciones por sobrecarga, si corresponde, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.5.2.6.2.

Si está presente una barrera estructuralmente continua de hormigón y está incluido en el análisis estructural según lo permitido en el Artículo 4.5.1, el ancho del voladizo de la losa

de tablero, utilizado para el análisis así como para el control de la resistencia de la viga compuesta, se puede ampliar por:

$$\Delta w = \frac{A_b}{2 t_s} \quad (4.6.2.6.1-1)$$

Donde:

A_b = área de la sección transversal de la barrera [m²]

t_s = altura de la losa de tablero [m]

El ancho efectivo del ala de la losa en los sistemas de vigas compuestas y/o largueros o en los cordones de reticulados con tablero compuesto, se puede tomar como la mitad de la distancia al larguero o viga adyacente a cada lado del componente, o la mitad de la distancia al larguero o viga adyacente más el ancho total del voladizo. De lo contrario, el ancho efectivo del ala de la losa se deberá determinar mediante un análisis refinado cuando:

- la sección transversal del elemento compuesto o monolítico esté sujeta a una importante combinación de fuerza axial y flexión, excepto en el caso de fuerzas inducidas por la restricción a la expansión térmica donde se puede utilizar el ancho tributario de la losa en sistemas de viga-losa,
- el mayor ángulo de inclinación θ en el sistema de puente es mayor que **75** grados, donde θ es el ángulo formado entre una línea de apoyo y la normal al eje central de un componente longitudinal,
- la losa se extiende longitudinalmente entre vigas transversales de tablero, o
- la losa está diseñada para trabajar en las dos direcciones.

4.6.2.6.2. Vigas Cajón Construidas por Dovelas de Hormigón y Vigas Cajón de Una Sola Célula Hormigonadas In Situ

Se puede suponer que el ancho efectivo del ala es igual al ancho real del ala si:

- **$b \leq 0,1 l_i$**
- **$b \leq 0,3 d_o$**

Caso contrario, el ancho efectivo del ala, de las alas que sobresalen, se puede tomar como se especifica en las Figuras 4.6.2.6.2-1 a 4.6.2.6.2-4, donde:

d_o = espesor de la superestructura [m]

b = ancho real del ala a cada lado del alma, por ejemplo, **b_1** , **b_2** , y **b_3** , como se ilustra en la Figura 4.6.2.6.2-3 [m]

- b_e = ancho efectivo del ala, correspondiente a la posición particular de la sección considerada en el tramo, como se especifica en la Figura 4.6.2.6.2-1 [m]
- b_m = ancho efectivo del ala para las partes interiores de un tramo según se determina en la Figura 4.6.2.6.2-2; caso particular de b_e [m]
- b_s = ancho efectivo del ala en el apoyo interior o para un voladizo según se determina en la Figura 4.6.2.6.2-2; caso particular de b_e [m]
- a = parte del tramo sujeta a una transición en el ancho efectivo del ala, tomada como el menor valor entre el ancho real del ala a cada lado del alma, tal como se indica en la Figura 4.6.2.6.2-3, o un cuarto de la longitud de tramo [m]
- l_i = longitud de tramo ideal, especificada en la Figura 4.6.2.6.2-1, con el propósito de determinar los anchos efectivos del ala utilizando la Figura 4.6.2.6.2-2

Se aplican las siguientes interpretaciones:

- En ningún caso, el ancho efectivo del ala se deberá tomar mayor que el ancho real del ala.
- Se pueden despreciar los efectos de las cargas asimétricas sobre el ancho efectivo del ala.
- El valor de b_s se deberá determinar utilizando la mayor de las longitudes efectivas de tramo, adyacentes al apoyo.
- Si en un tramo b_m es menor que b_s , la distribución del ancho efectivo dentro del tramo se puede determinar mediante la recta que une los anchos efectivos b_s a los puntos de apoyo contiguos.

Para la superposición de solicitaciones locales y globales, se puede suponer que la distribución de tensiones debida a las solicitaciones globales tiene forma lineal como se ilustra en la Figura 4.6.2.6.2-3c. La distribución lineal de tensiones se debe determinar a partir de la distribución constante de tensiones utilizando las condiciones de que la fuerza en el ala se mantiene sin cambios y que el ancho máximo de la distribución lineal de tensiones a cada lado del alma es **2,0** veces el ancho efectivo del ala.

Las propiedades de la sección para fuerzas normales se pueden basar en los patrones indicados en la Figura 4.6.2.6.2-4, o bien se pueden determinar aplicando un análisis más riguroso.

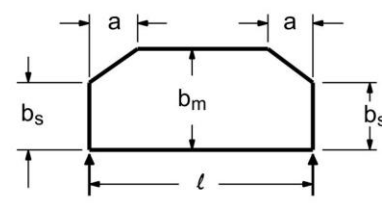
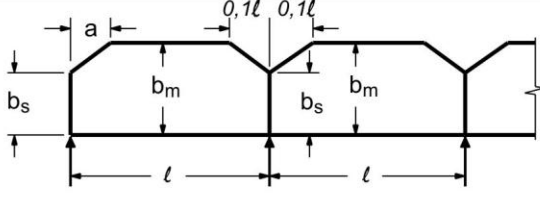
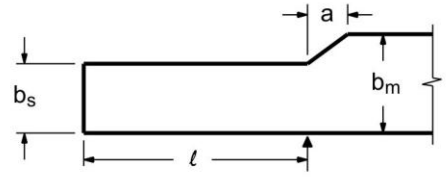
Sistema		Patrones de b_m/b
Viga de un solo tramo: $\ell_i = 1,0 \ell$		
Viga continua	Tramo exterior $\ell_i = 0,8 \ell$	
	Tramo interior $\ell_i = 0,6 \ell$	
Voladizo $\ell_i = 1,5 \ell$		

Figura 4.6.2.6.2-1 – Patrones del ancho efectivo del ala, b_e , b_m , y b_s .

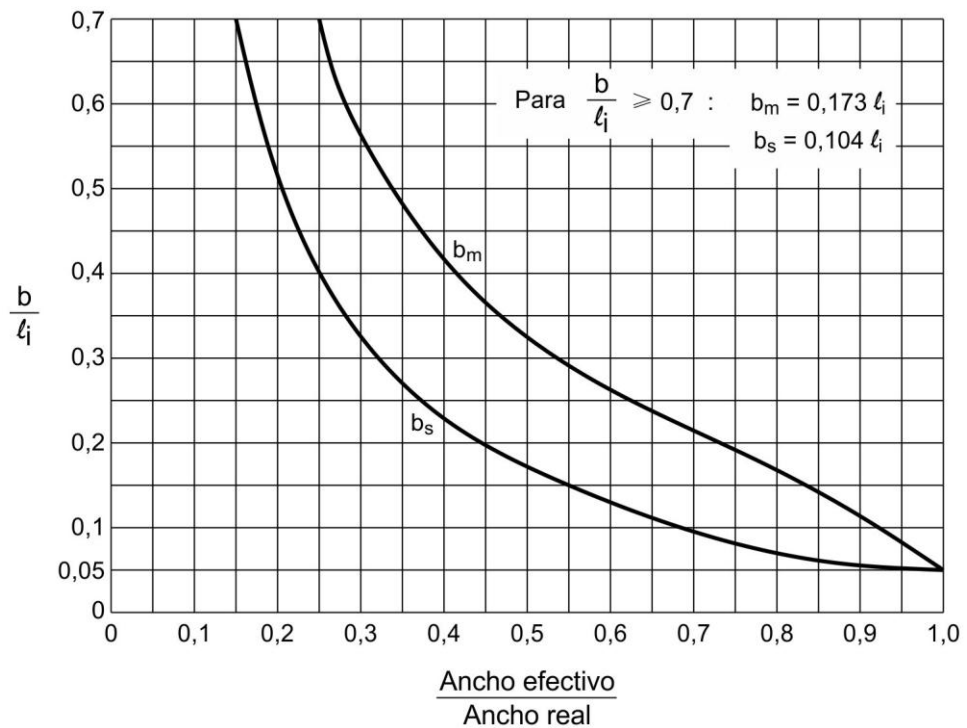
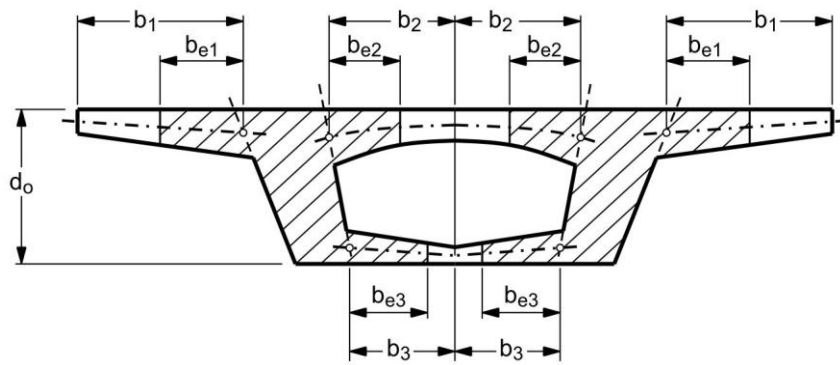
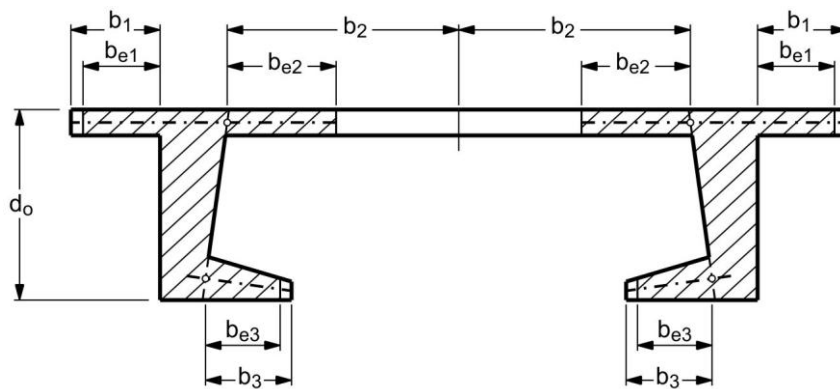


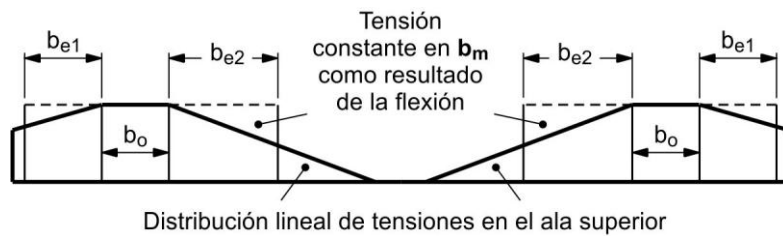
Figura 4.6.2.6.2-2 – Valores de los coeficientes del ancho efectivo del ala para el cálculo de b_m y b_s , dado los valores indicados de b/ℓ_i .



(a)



(b)



(c)

Figura 4.6.2.6.2-3 – Secciones transversales y sus correspondientes anchos efectivos del ala, b_e , para el cálculo de flexión y corte.

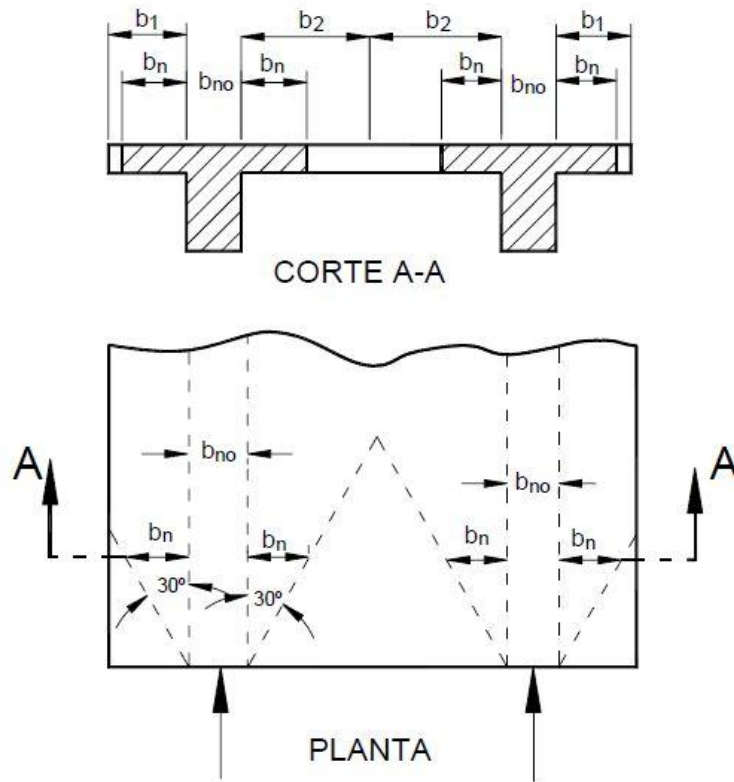


Figura 4.6.2.6.2-4 – Anchos efectivos del ala, b_n , para fuerzas normales.

4.6.2.6.3. Superestructuras de Múltiples Células Hormigonadas In Situ

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

4.6.2.6.4. Tableros Ortótropos de Acero

Cuando se utiliza un análisis refinado como se especifica en el Artículo 4.6.3.2.4, no es necesario determinar el ancho efectivo. Para análisis simplificados, el ancho efectivo del tablero, incluyendo la placa y los nervios del tablero, actuando como ala superior de un componente longitudinal de la superestructura o una viga transversal, se puede tomar como:

- $L/B \geq 5$: completamente efectiva

- $L/B < 5$: $b_{od} = \frac{1}{5} L$

Donde:

L = longitud de la viga ortótropa o viga transversal [m]

B = separación entre almas de vigas ortótropas o vigas transversales [m]

b_{od} = ancho efectivo del tablero ortótropo [m] para flexión positiva y negativa en el estado límite de resistencia. Para los estados límite de servicio y fatiga, en regiones de elevado esfuerzo de corte, el ancho efectivo del tablero se puede determinar mediante un análisis refinado u otro método aproximado aceptado.

4.6.2.6.5. Vigas Transversales de Tablero y Vigas Cabezales Integrales

Para vigas transversales de tablero y vigas cabezales integrales, diseñados con una losa de tablero de hormigón compuesto, el ancho efectivo del ala en voladizo a cada lado de la viga transversal de tablero o del alma de la viga cabezal no deberá ser superior a seis veces el espesor mínimo de losa o una décima parte de la longitud del tramo. Para vigas transversales de tablero o vigas cabezales integrales en voladizo, la longitud del tramo se tomará como dos veces la longitud del tramo en voladizo.

4.6.2.7. Distribución de la Carga de Viento Lateral en Puentes Multiviga

4.6.2.7.1. Secciones I

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

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

Se deberá suponer que las alas inferiores y superiores sometidas a carga de viento lateral transmiten dicha carga a puntos de arriostramiento adyacentes mediante flexión. Dichos puntos se presentan en los nodos de arriostramiento contra el viento o en ubicaciones sobre pórticos transversales y diafragmas.

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

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

4.6.2.7.2. Secciones Tipo Cajón

Un cuarto de la fuerza de viento que actúa en una sección tipo cajón se deberá aplicar al ala inferior de la viga cajón exterior. La sección que se supone para resistir la fuerza de viento estará constituida por el ala inferior y una parte del alma según lo determinado en los Capítulos 5 y 6. Se deberá suponer que los tres cuartos restantes de la fuerza de viento que actúa en la sección tipo cajón, más la fuerza de viento que actúa sobre los vehículos, barreras y accesorios, se transmiten a los apoyos mediante la acción de diafragma del tablero.

Se deberá proveer arriostramiento lateral entre cajones si la sección supuesta para resistir la fuerza de viento no es adecuada.

4.6.2.7.3. Construcción

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

4.6.2.8. Distribución de las Cargas Sísmicas Laterales (A definir por el INPRES)

4.6.2.9. Análisis de Puentes Construidos por Dovelas de Hormigón

4.6.2.9.1. Requisitos Generales

Para determinar los momentos, cortes y deformaciones de diseño se pueden utilizar los análisis elásticos y la teoría de vigas. Además de los efectos del arrastre por cortante

(shear lag) también se deberán considerar los efectos de la fluencia lenta, contracción y diferenciales de temperatura. El arrastre por cortante (shear lag) se deberá considerar de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.6.2.9.3.

Para tramos de más de **75 m** de longitud, los resultados de los análisis elásticos se deben evaluar considerando posibles variaciones del módulo de elasticidad del hormigón, variaciones en las propiedades de fluencia lenta y contracción del hormigón, y el impacto de las variaciones del cronograma de construcción sobre estos y de otros parámetros de diseño.

4.6.2.9.2. Modelos de Bielas y Tirantes

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

4.6.2.9.3. Ancho Efectivo del Ala

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

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

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

La capacidad de una sección transversal en el estado límite de resistencia se puede determinar considerando el efecto del ancho del ala totalmente comprimido.

4.6.2.9.4. Análisis Transversal

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

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

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

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

4.6.2.9.5. Análisis Longitudinal

4.6.2.9.5.1. Requisitos Generales

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

El efecto de los momentos secundarios inducidos por el pretensado se deberá incluir en el cálculo de tensiones correspondientes al estado límite de servicio. En el estado límite de resistencia las solicitaciones secundarias inducidas por el pretensado, con un factor de carga igual a **1,0**, se deberán sumar algebraicamente a las demás cargas mayoradas aplicables.

4.6.2.9.5.2. Análisis del Montaje

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

4.6.2.9.5.3. Análisis del Sistema Estructural Definitivo

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.14.2.2.3.

4.6.2.10. Anchos de Faja Equivalente para Alcantarillas Tipo Cajón

4.6.2.10.1. Requisitos Generales

El presente artículo se aplicará a las alcantarillas tipo cajón con alturas de relleno menores a **0,60 m**.

4.6.2.10.2. Caso 1: Recorrido del Tránsito en Dirección Paralela al Tramo

Cuando el tránsito se desplaza principalmente en dirección paralela al tramo, las alcantarillas serán analizadas para un solo carril cargado con el factor de presencia múltiple de un único carril.

La carga por eje será distribuida a la losa superior para la determinación del momento, empuje, y corte, de la siguiente manera:

Perpendicular al tramo:

$$E = 2,44 + 0,12 S \quad (4.6.2.10.2-1)$$

Paralelo al tramo:

$$E_{tramo} = L_T + LLDF \cdot H \quad (4.6.2.10.2-2)$$

Donde:

E = ancho de distribución equivalente perpendicular al tramo [m]

S = tramo libre [m]

E_{tramo} = ancho de distribución equivalente paralelo al tramo [m]

L_T = longitud paralela al tramo del área de contacto del neumático, según lo especificado en el Artículo 3.6.1.2.5 [m]

LLDF = factor para la distribución de sobrecarga a través de rellenos de suelo, **1,15** o **1,00**, según se especifica en el Artículo 3.6.1.2.6.

H = altura del relleno desde la parte superior de la alcantarilla a la parte superior del pavimento [m]

4.6.2.10.3. Caso 2: Recorrido del Tránsito en Dirección Perpendicular al Tramo

Cuando el tránsito se desplaza en dirección perpendicular al tramo, la sobrecarga se distribuirá a la losa superior utilizando las ecuaciones especificadas en el Artículo 4.6.2.1 para tableros de hormigón con fajas principales perpendiculares a la dirección del tránsito.

4.6.2.10.4. Alcantarillas Tipo Cajón Prefabricadas

Para alcantarillas tipo cajón prefabricadas cuyas losas superiores tienen relaciones longitud/espesor (s/t) de **18** o menores y longitudes de segmentos superiores o iguales a **1,20 m** de longitud, no es necesario proporcionar la transferencia de corte a través de la junta.

En aquellas alcantarillas tipo cajón prefabricadas que no cumplan los requisitos mencionados anteriormente, se deberá incorporar en el diseño uno de estos procedimientos:

- Proporcionar a la alcantarilla de un medio de transferencia de corte entre las secciones adyacentes. Dicha transferencia de corte puede ser proporcionado por el pavimento, relleno de tierra, o de una conexión física entre las secciones adyacentes.
- Diseñar los extremos de la sección como vigas de borde, de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 4.6.2.1.4.2 utilizando el ancho de distribución calculado de la Ecuación 4.6.2.10.2-1. El ancho de distribución no deberá exceder la longitud entre dos juntas adyacentes.

4.6.3. Métodos de Análisis Refinados

4.6.3.1. Requisitos Generales

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

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

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

4.6.3.2. Tableros

4.6.3.2.1. Requisitos Generales

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

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

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

4.6.3.2.2. Modelo de Placa Isótropa

A los fines del presente capítulo, se considerará isótropo a aquellos tableros de puentes que son macizos, con una altura uniforme o prácticamente uniforme, y cuyas rigideces en el plano son aproximadamente iguales en todas las direcciones.

4.6.3.2.3. Modelo de Placa Ortótropa

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

4.6.3.2.4. Modelo Refinado de Tablero Ortótropo

El análisis refinado de estructuras de tablero ortótropo bajo cargas de rueda directas se debe lograr usando un modelo estructural detallado de placa tridimensional o elemento finito sólido. El modelo estructural debe incluir todos los elementos y conexiones y considerar los esfuerzos estructurales locales en detalles susceptibles a fatiga, tal como se indica en la Tabla 6.6.1.2.3-1. Se pueden aplicar las técnicas de modelación estructural que utilicen las siguientes hipótesis de simplificación:

- comportamiento lineal elástico de los materiales,

- teoría de pequeñas deformaciones,
- secciones planas permanecen planas,
- se ignoran los esfuerzos residuales, y
- se ignoran las imperfecciones y la geometría de las soldaduras.

La malla del modelo debe ser suficientemente detallada como para calcular los esfuerzos locales en los bordes de las soldaduras y para determinar la presión de la huella de la rueda con precisión razonable.

4.6.3.3. Puentes de Viga-Losa

4.6.3.3.1. Requisitos Generales

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

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

4.6.3.3.2. Puentes Curvos de Acero

Para el análisis de puentes curvos de acero se deberán utilizar los métodos de análisis refinados a menos que el Ingeniero compruebe que los métodos de análisis aproximados, de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 4.6.2.2.4, sean apropiados.

4.6.3.4. Puentes Celulares y Tipo Cajón

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

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

4.6.3.5. Puentes de Reticulado

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

- Acción compuesta con el tablero o sistema de tablero;
- Continuidad entre los componentes;
- Solicitaciones debidas al peso propio de los componentes, cambios de geometría provocados por la deformación, y excentricidad axial en los nudos; y
- Pandeo en el plano y fuera del plano de los componentes, incluyendo la falta de linealidad geométrica original, continuidad entre los componentes y efecto de las fuerzas axiales presentes en dichos componentes.

Se deberá investigar el pandeo fuera del plano de los cordones superiores de los puentes de reticulado tipo Pony, es decir aquellos que no tienen arriostramiento superior. Si la estabilidad lateral del reticulado deriva de los pórticos transversales, de los cuales forman parte las vigas de tablero, se deberá considerar la deformación de las vigas de tablero generada por las cargas vehiculares.

4.6.3.6. Puentes de Arco

Cuando corresponda se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.3.5.

En el análisis de un tirante de arco se deberá considerar el efecto de la extensión de las péndolas.

Si no se controla a través de un detalle adecuado, se deberá investigar el acortamiento de la nervadura de arco.

Para analizar arcos de mayor longitud de tramo se debe considerar la aplicación del análisis de grandes deformaciones en lugar de aplicar la amplificación de momentos especificada en el Artículo 4.5.3.2.2.3.

Si la distribución de tensiones entre los cordones superior e inferior de los arcos de reticulado depende del procedimiento de montaje, se deberá indicar en las especificaciones técnicas dicho procedimiento de montaje.

4.6.3.7. Puentes Atirantados

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

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

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

La flecha del cable se puede investigar utilizando un elemento equivalente modelado como un cordón con el módulo de elasticidad modificado dado por la Ecuación 4.6.3.7-1 para rigidez instantánea y por la Ecuación 4.6.3.7-2, aplicada en forma iterativa, para cargas variables en el cable.

$$E_{MOD} = E \left[1 + 1000 \frac{E A W^2 (\cos \alpha)^5}{12 H^3} \right]^{-1} \quad (4.6.3.7-1)$$

$$E_{MOD} = E \left[1 + 1000 \frac{(H_1 + H_2) E A W^2 (\cos \alpha)^5}{24 H_1^2 H_2^2} \right]^{-1} \quad (4.6.3.7-2)$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del cable [MPa]

W = peso total del cable [kN]

A = área de la sección transversal del cable [m²]

α = ángulo entre el cable y la horizontal [°]

H, H₁, H₂ = componente horizontal de la fuerza en el cable [kN]

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

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

4.6.3.8. Puentes Colgantes

En los puentes colgantes las solicitaciones se deberán analizar mediante la teoría de grandes deformaciones para las cargas verticales. Se deberán analizar las solicitaciones generadas por las cargas de viento, considerando la rigidez a tracción de los cables. Al asignar fuerzas a los cables, péndolas, y componentes de reticulado de rigidización, se podrá despreciar la rigidez torsional del tablero.

4.6.4. Redistribución de Momentos Negativos en Puentes de Vigas Continuas

4.6.4.1. Requisitos Generales

El Propietario puede permitir la redistribución de las solicitaciones en superestructuras de múltiples tramos o múltiples vigas.

El comportamiento inelástico quedará reservado a la flexión de las vigas, y no estará permitido el comportamiento inelástico generado por corte y/o pandeo no controlado. No se deberá considerar la redistribución de las cargas en la dirección transversal.

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

4.6.4.2. Método Refinado

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

4.6.4.3. Procedimiento Aproximado

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

4.6.5. Estabilidad

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

4.6.6. Análisis para Gradiente de Temperatura

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

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

4.7. ANÁLISIS DINÁMICO

4.7.1. Requisitos Básicos de la Dinámica Estructural

4.7.1.1. Requisitos Generales

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

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

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

Los aspectos relevantes de la excitación pueden incluir:

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

4.7.1.2. Distribución de Masas

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

4.7.1.3. Rigidez

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

4.7.1.4. Amortiguamiento

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

4.7.1.5. Frecuencias Naturales

A los fines del Artículo 4.7.2, y a menos que el Propietario especifique lo contrario, se deberán utilizar los modos y frecuencias naturales de vibración elástica sin amortiguamiento. Para los fines de los Artículos 4.7.4 y 4.7.5, se deberán considerar todos los modos y frecuencias amortiguadas pertinentes.

4.7.2. Respuestas Dinámicas Elásticas

4.7.2.1. Vibración Inducida por los Vehículos

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

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

4.7.2.2. Vibración Inducida por el Viento

4.7.2.2.1. Velocidades del Viento

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

4.7.2.2.2. Efectos Dinámicos

En estructuras sensibles al viento se deberán analizar los efectos dinámicos, tales como los golpeteos generados por vientos turbulentos o ráfagas, y la interacción inestable viento-estructura, tales como los fenómenos de galope y flameo ("flutter"). En estructuras esbeltas o torsionalmente flexibles se deberá analizar el pandeo lateral, el empuje excesivo y la divergencia.

4.7.2.2.3. Consideraciones de Diseño

Se deberán evitar las deformaciones oscilatorias bajo cargas de viento que puedan provocar niveles excesivos de tensión, fatiga estructural, e inconvenientes o incomodidad a los usuarios. Los tableros de puentes, obenques ("cable stays") y péndolas ("hanger cables"), deberán estar protegidos contra excesivos vórtices y oscilaciones inducidas por viento-lluvia. Siempre que resulte factible, se deberá considerar el uso de amortiguadores para controlar las respuestas dinámicas excesivas. Si no resulta posible disponer amortiguadores ni modificar la geometría, se deberá modificar el sistema estructural para lograr este control.

4.7.3. Respuestas Dinámicas Inelásticas

4.7.3.1. Requisitos Generales

Durante un sismo de gran envergadura (a definir por el INPRES) o una colisión de embarcación, se puede disipar la energía mediante uno o más de los siguientes mecanismos:

- Deformación elástica e inelástica del objeto que impacta contra la estructura,

- Deformación inelástica de la estructura y sus accesorios,
- Desplazamiento permanente de las masas de la estructura y sus accesorios, y
- Deformación inelástica de los disipadores mecánicos de energía especialmente dispuestos para tal fin.

4.7.3.2. Rótulas Plásticas y Líneas de Fluencia

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

4.7.4. Análisis para Cargas Sísmicas (a definir por el INPRES)

4.7.5. Análisis para Cargas de Colisión

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

4.7.6. Análisis de los Efectos Explosivos

Como mínimo, los componentes del puente analizados para fuerzas explosivas se deberán diseñar para los efectos dinámicos resultantes de la presión de explosión sobre la estructura. Los resultados de un análisis estático equivalente no deberán ser utilizados para este propósito.

4.8. ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS

4.8.1. Ensayo de Modelos a Escala

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

4.8.2. Ensayo de Puentes Existentes

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

INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES