

Curso Diseño de Puentes - AASHTO

Prof. Dr. Matías A. Valenzuela

Agradecimientos

- Dr. Rafael Foinquinos Mera
- Dr. Carlos G. Matos Flores-Guerra
- Dr. Sergio F. Breña
- Dr. Hernán Pinto Arancet

Tópicos del Curso

- 1. Filosofía del Código LRFD
- **2. Cargas de Servicio**
- **3. Cargas Extremas en Puentes**

ACCIONES

Cuadro general de acciones

Acciones Planos de acción	Directas (Fuerzas)	Indirectas (Movimientos impuestos)
Vertical	Gravitacional: • Peso propio (g_1) • Permanente super. (g_2) • Sobrecarga (q, Q) Sismo vertical	Asiento diferencial ΔT
Horizontal Longitudinal	Frenado (F_x) Sismo Longitudinal (E_{qx})	Def. lineal dintel $\varepsilon_{ci}, \varepsilon_{c\gamma}, \varepsilon_{cs}, \varepsilon_{ct}$
Horizontal Transversal	Viento (F_{yw}) F. Centrífuga (F_{yc}) Sismo Transversal (E_{qy})	Def. transversal dintel $\varepsilon_{cs}, \varepsilon_{ct}$ ($\varepsilon_{ci}, \varepsilon_{c\gamma}$)

Cargas de Servicio en Subestructuras

AASHTO identifica todas las cargas como permanentes o transitorias.

Cargas Permanentes

Son cargas que están presentes durante la vida de la estructura, no cambian con el tiempo y son generalmente muy predecibles.

DC – Carga muerta de elementos estructurales y no estructurales

DW – Carga muerta de superficie de rodamiento y tuberías

EH – Presión horizontal de tierra

EV – Presión vertical por carga muerta de rellenos de tierra

ES – Sobrecarga del terreno

DD – Arrastre por asentamientos (Fricción negativa en pilotes)

CR – Flujo plástico del concreto

SH – Contracción de fragua

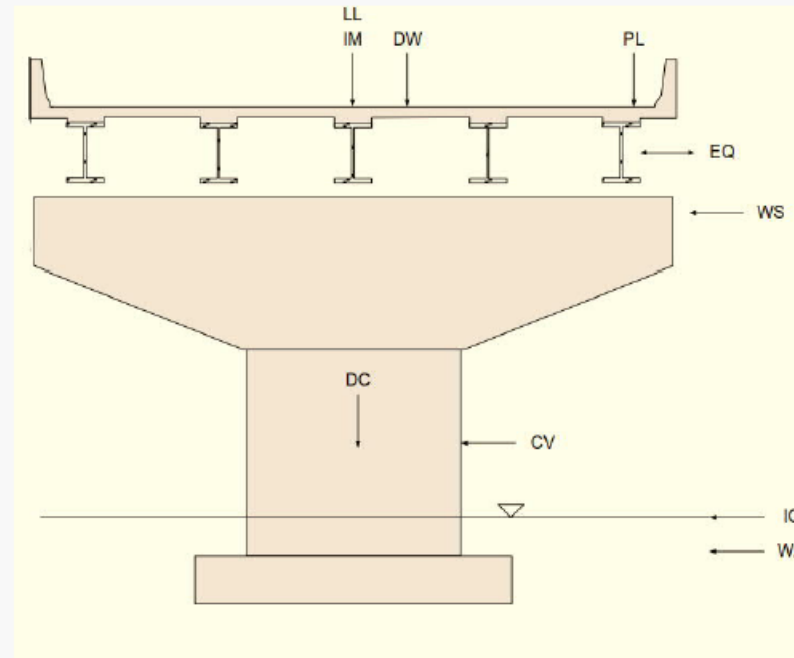
PS – Efecto secundario del pos tensionado (Falla) o Total (Servicio)

Cargas de Servicio en Subestructuras

Cargas Transitorias

A diferencia de las cargas permanentes, las cargas transitorias podrían estar presentes por un corto periodo de tiempo, pueden cambiar de dirección, y generalmente son menos predecibles que las cargas permanentes.

- LL – Carga viva vehicular
- PL – Carga viva peatonal
- IM – Carga dinámica de impacto
- BR – Carga por frenado vehicular
- CE – Carga centrífuga vehicular
- FR – Fricción
- IC – Cargas de hielo
- LS – Sobrecarga de carga viva
- WS – Viento actuando en estructura



Cargas de Servicio en Subestructuras

Cargas Transitorias

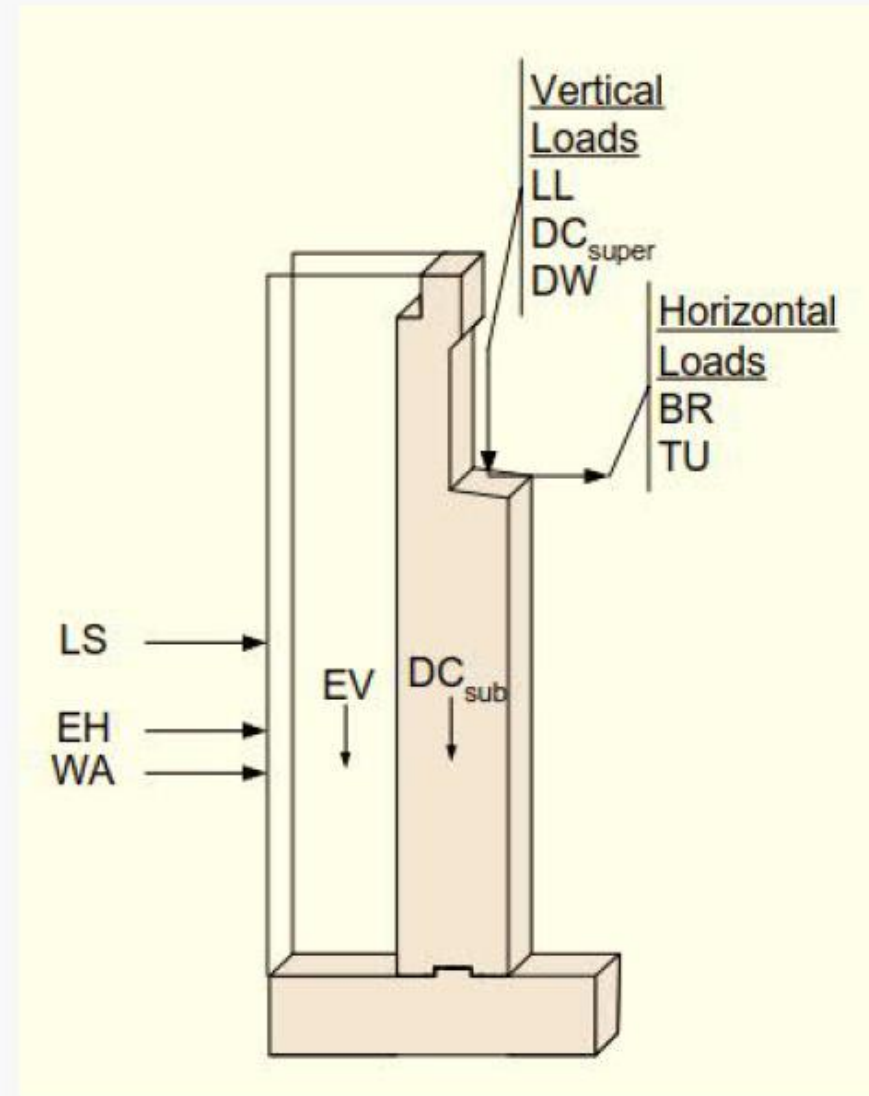
WL – Viento actuando en carga viva

WA – Carga de agua y presión de corriente

SE – Efecto de carga debido a Asentamiento

TU – Efecto de carga debido a deformación térmica

TG – Efecto de carga debido a Gradiente de temperatura



Ecuación General del AASHTO LRFD

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Resistencia Nominal

Factor de resistencia

Resistencia de diseño

Modificador de carga

Efecto de carga (P, M, V, T)

Factores de carga
(Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2
para cargas permanentes)

The diagram illustrates the AASHTO LRFD design equation: $\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$. It includes the following labels and arrows:

- Resistencia Nominal**: Points to R_n .
- Factor de resistencia**: Points to ϕ .
- Resistencia de diseño**: Points to R_r .
- Modificador de carga**: Points to η_i .
- Efecto de carga (P, M, V, T)**: Points to Q_i .
- Factores de carga (Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 para cargas permanentes)**: Points to γ_i .

Modificador de Carga, η_i

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

[AASHTO 1.3.2.1- 2]

Cuando valores máximos de γ_i son usados.

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

[AASHTO 1.3.2.1- 3]

Cuando valores mínimos de γ_i son usados.

η_D = factor de ductilidad del sistema
= 1.05 componentes no-dúctiles
= 0.95 componentes dúctiles

η_R = factor de redundancia

η_I = factor de importancia operacional

$\eta_i = 1.0$ en estados límite que no correspondan al estado límite de falla

Estados Límite del AASHTO LRFD

- Estado límite de falla – objetivo es asegurar la resistencia y estabilidad local y global del puente cuando es sometido a cargas estadísticamente significativas (y sus combinaciones) durante su vida útil.
 - Resistencia I: combinación básica sin la presencia de carga de viento.
 - Resistencia II: combinación usada con vehículos especiales (o con permiso especial) sin la presencia de carga de viento.
 - Resistencia III: combinación para puentes expuestos a velocidades de viento que exceden 55 mi/hr
 - Resistencia IV: relación de carga muerta a viva alta (puentes con claros que exceden 200 ft)
 - Resistencia V: uso vehicular normal de puentes con presencia simultánea de viento con velocidad de 55 mi/hr o mayor.

Estados Límite del AASHTO LRFD

- Estado límite de servicio – límites en esfuerzos, deformaciones, ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.
 - Servicio I: combinación de carga de servicio combinada con viento de 55 mi/hr.
 - Servicio II: para el control de cedencia en estructuras de acero y para controlar el deslizamiento en conexiones por fricción.
 - Servicio III: para el control de fisuras de tensión en superestructuras de concreto presforzado y para control de la tensión principal en almas de vigas de concreto segmental.
 - Servicio IV: para el control de fisuras de tensión en columnas de concreto presforzado.

Estados Límite del AASHTO LRFD

- Estado límite de fatiga y fractura – proporciona restricciones en el rango de esfuerzos que resultan de la aplicación del vehículo de diseño por un número determinado de ciclos de esfuerzo.
 - Fractura ocasionada por fatiga puede ocurrir después de un número limitado de ciclos de esfuerzo causados por vehículos que son más ligeros que el vehículo de diseño.

Estados Límite del AASHTO LRFD

- Estado límite extremo – su objetivo es asegurar la sobrevivencia estructural de un puente durante un terremoto o una inundación, o cuando es impactado por un vehículo o buque, o bajo cargas inducidas por el movimiento de hielo (posiblemente en condiciones de socavación).
 - Evento Extremo I: combinaciones que incluyen cargas de terremoto.
 - Evento Extremo II: combinación que incluye cargas de hielo, cargas por colisión de vehículos o buques.

Factores de Carga – Cargas Permanentes, γ_p

(Tabla 3.4.1-2)

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

CARGA MUERTA

La carga muerta consiste en el peso de la estructura completa, incluyendo el tablero, los pasillos, la carpeta de rodado, tuberías, conductos, cables, y otros servicios de utilidad pública.

Los pesos unitarios recomendados para el hormigón es 2.50 ton/m³ para losas y pasillos y 2.40 ton/m³ para pavimentos (ya sea de hormigón o de asfalto).

Cargas de peso propio y sobrecargas permanentes.

Cambia definición en Norma AASHTO LRFD para cargas de peso propio y sobrecarga.

CARGA MUERTA

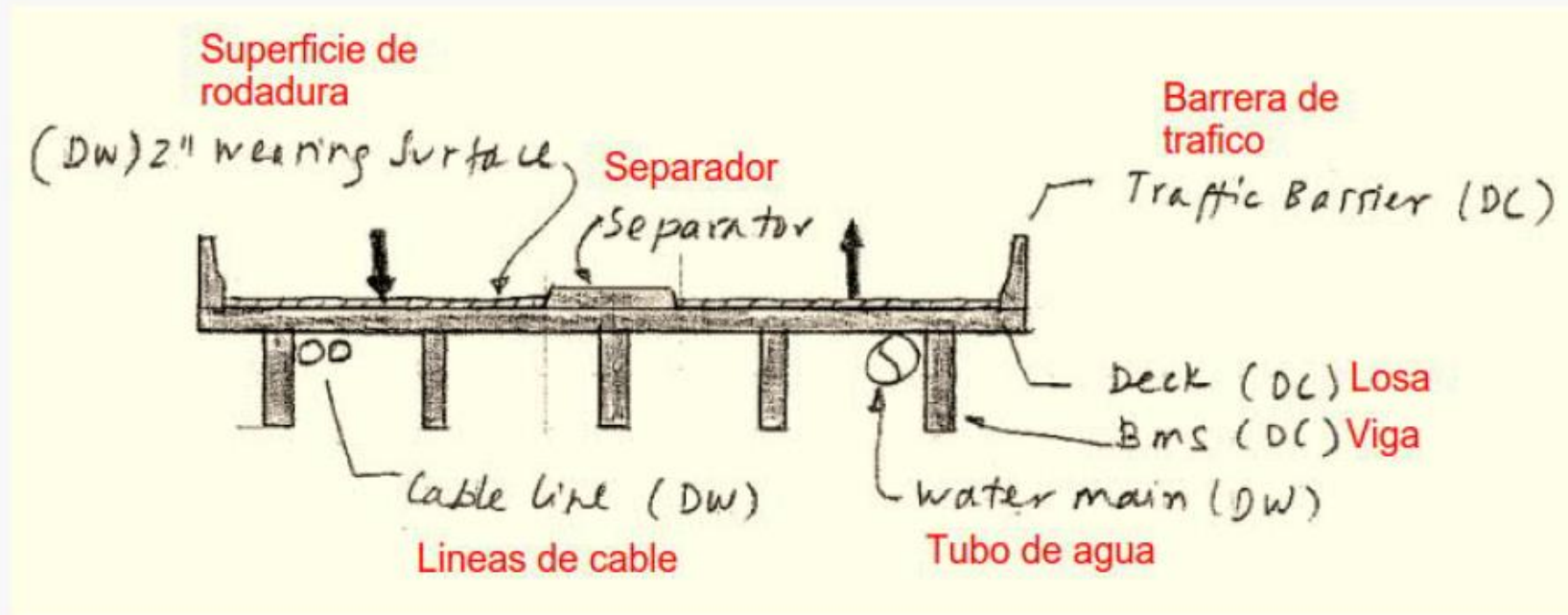
TIPO	PESO [lbf/pies ³]	PESO [kgf/m ³]
Acero o Moldaje Metálico	490	7850
Moldaje de Hierro	450	7210
Aleaciones de Aluminio	175	2805
Madera (Tratada y No Tratada)	50	805
Hormigón Simple y Armado	150	2405
Arena Compactada, Tierra, Grava, o Balasto	120	1925
Arena Suelta, Tierra y Grava	100	1605
Macadán o Grava	140	2245
Relleno de Ceniza	60	965
Pavimento	150	2405
Línea Ferroviaria	200	3205
Albañilería de Piedra	170	2725
Plancha de Asfalto (1 pulgada de espesor)	9 [lbf/pies ²]	45 [kgf/m ²]

Cargas Permanentes

DC – Carga muerta de elementos estructurales y no estructurales

Componentes estructurales : Elementos que forman parte del sistema resistente del puente (vigas, losa, estribos, pilares etc.)

Componentes no estructurales: veredas, parapetos, barreras, rieles, letreros, postes de iluminación, etc.



DW – Carga muerta de superficie de rodamiento y tuberías

Gravitacional

Permanente: Peso de equipamiento

En puente carretero:

Pavimento
Aceras y pasillos (bordillos)
Barreras y barandas
Servicios
Moldaje o encofrado perdido

Acero:	7,85 ton/m ³
Hormigón Armado:	2,50 ton/m ³
Asfalto:	2,40 ton/m ³
Baranda anti-impacto:	75,0 kg/m
Baranda liviana:	30,0 kg/m

Orden de magnitud: $g_2 = 250$ a 300 kg/m²

En puente ferrocarril:

Balasto ($h \geq 45$ cm)
Vía (carriles + travieso)
 Hormigón = 450 kg/m
 Madera = 270 kg/m
Andenes + barandillas
Postes catenaria

Carga que actúa en estructura Definitiva

EH – Presión horizontal de tierra

La presión de tierras es dependiente de:

- Tipo de muro de contención (gravedad, voladizo, anclado o muro de tierra estabilizada)
- Tipo, peso unitario y resistencia al cortante de la tierra retenida
- Magnitud y dirección anticipadas o movimientos horizontales permisibles del muro.
- Nivel de compactación usado durante la colocación del suelo de relleno
- Ubicación del nivel freático en el suelo retenido.

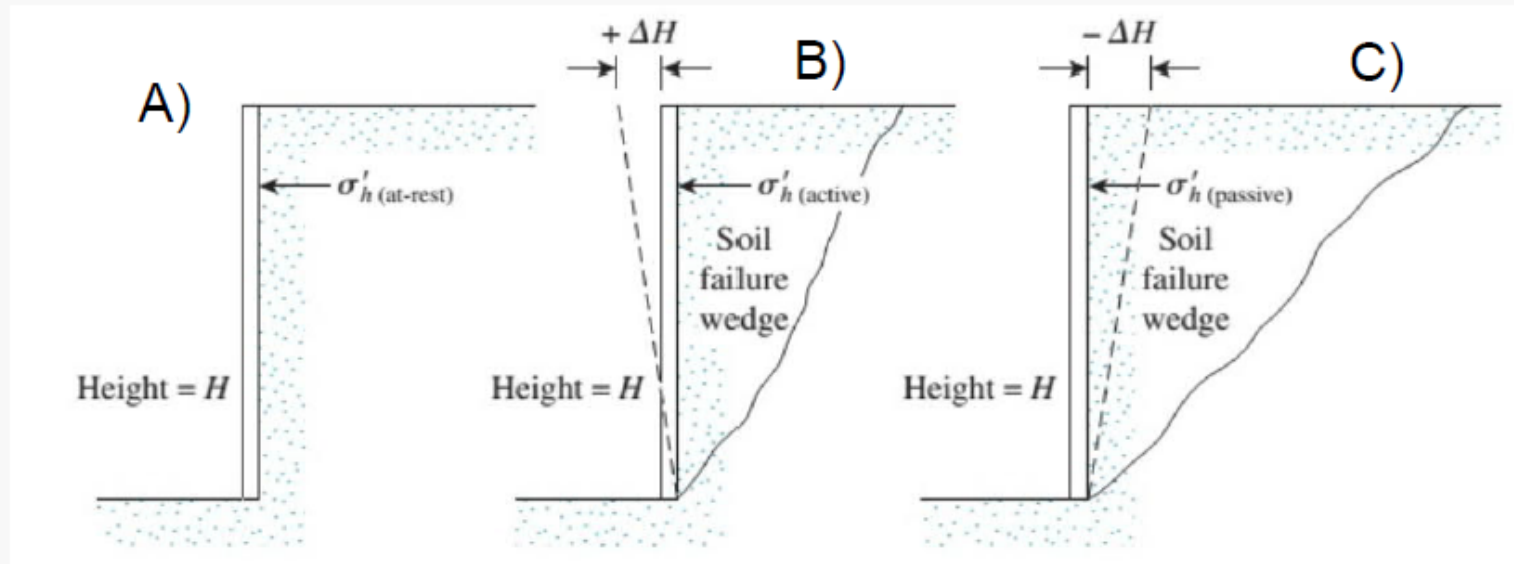
Presiones de Tierra Activas, en Reposo y Pasivas

El desarrollo de presiones es dependiente de las características de rigidez de la estructura y las propiedades del suelo retenido.

- Estructuras que pueden rotar, desplazarse horizontalmente o deformarse significativamente deberían diseñarse utilizando una distribución de presión de tierra activa (es decir, mínima).

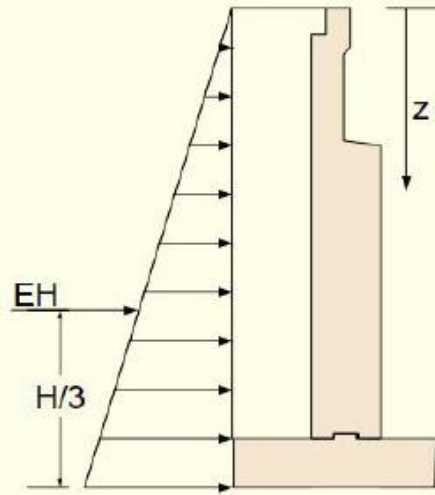
EH – Presión horizontal de tierra

- Estructuras que están restringidas contra el movimiento (por ejemplo, estribos integrales) debe diseñarse para resistir una presión de tierra en reposo.
- Muros que son forzadas a moverse horizontalmente hacia el suelo retenido debe diseñarse para resistir presión de tierra pasiva. En AASHTO, la presión pasiva de la tierra se trata como una resistencia en lugar de una carga.



- A) Muro rígido o con soportes intermedios (presión en reposo)
B) Muro flexible (presión activa) y C) Muro moviéndose en contra del suelo (presión pasiva)

EH – Presión horizontal de tierra



La Presión Lateral es dada por:

$$p = k\gamma_s g z (\times 10^{-9}) \quad \text{S.I.}$$

$$p = k\gamma_s z \quad \text{U.S.}$$

Donde:

p = presión lateral (MPa) (ksf)

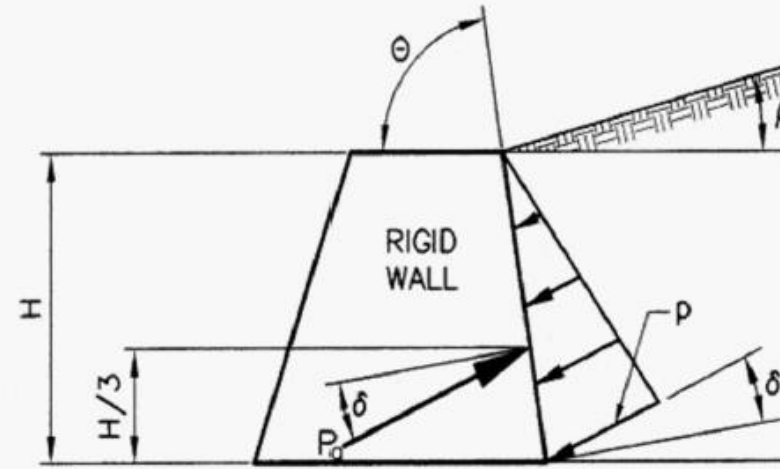


Figure 3.11.5.3-1—Notation for Coulomb Active Earth Pressure

EH – Presión horizontal de tierra

k = coefficient of lateral earth pressure taken as k_o (*AASHTO* Article 3.11.5.2) for walls that do not deflect or move, k_a (*AASHTO* Articles 3.11.5.3, 3.11.5.6, and 3.11.5.7) for walls that deflect or move sufficiently to reach minimum active conditions, or k_p (*AASHTO* Article 3.11.5.4) for walls that deflect or move sufficiently to reach a passive condition

γ_s = density of soil (kg/m^3) (kcf)

z = depth below the surface of earth (mm) (ft.)

g = gravitational acceleration (m/sec^2)

$k_o = 1 - \sin\phi'_f$ for normally consolidated soils, vertical wall, level ground

$k_o = (1 - \sin\phi'_f)(\text{OCR})^{\sin\phi'_f}$ as a function of the over consolidation ratio or stress history for overconsolidated soils

El Coeficiente de presión activa (teoría de Coulomb) esta dada por:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]}$$

En la cual:

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

EH – Presión horizontal de tierra

Donde:

δ = friction angle between fill and wall taken as in
AASHTO Table 3.11.5.3-1 (deg.)

β = angle of fill to the horizontal as in *AASHTO* Figure 3.11.5.3-1 (deg.)

θ = angle of back face of wall to the horizontal as in *AASHTO* Figure
3.11.5.3-1 (deg.)

ϕ'_f = effective angle of internal friction (deg.)

AASHTO C3.11.5.3, y la Figura C3.11.5.3-1, provee una descripción detallada comparativa entre las Teorías de la presión de la tierra de Coulomb y Rankine.

Método del fluido equivalente para estimar la presión de tierra activa (Rankine, Artículo 3.11.5.5 de AASHTO)

$$p = \gamma_{eq} z$$

Donde:

γ_{eq} = equivalent fluid unit weight of soil, not less than
0.030 (kcf)

z = depth below surface of soil (ft)

EH – Presión horizontal de tierra

Valores típicos para presiones laterales equivalentes de suelos

Type of Soil	Level Backfill		Backfill with $\beta = 25$ degrees	
	At-Rest γ_{eq} (kcf)	Active $\Delta/H = 1/240$ γ_{eq} (kcf)	At-Rest γ_{eq} (kcf)	Active $\Delta/H = 1/240$ γ_{eq} (kcf)
Loose sand or gravel	0.055	0.040	0.065	0.050
Medium dense sand or gravel	0.050	0.035	0.060	0.045
Dense sand or gravel	0.045	0.030	0.055	0.040

Coeficiente de Presión Pasiva:

Para suelos granulares dada por las Figuras 3.11.5.4-1 y 3.11.5.4-2 (Método de la espiral logarítmica).

Para suelos cohesivos, P_p es dada por:

$$p_p = k_p \gamma_s z + 2c \sqrt{k_p}$$

donde:

- p_p = passive lateral earth pressure (ksf)
- γ_s = unit weight of soil (kcf)
- z = depth below surface of soil (ft)
- c = soil cohesion (ksf)
- k_p = coefficient of passive lateral earth pressure specified in Figures 3.11.5.4-1 and 3.11.5.4-2, as appropriate

EH – Presión horizontal de tierra

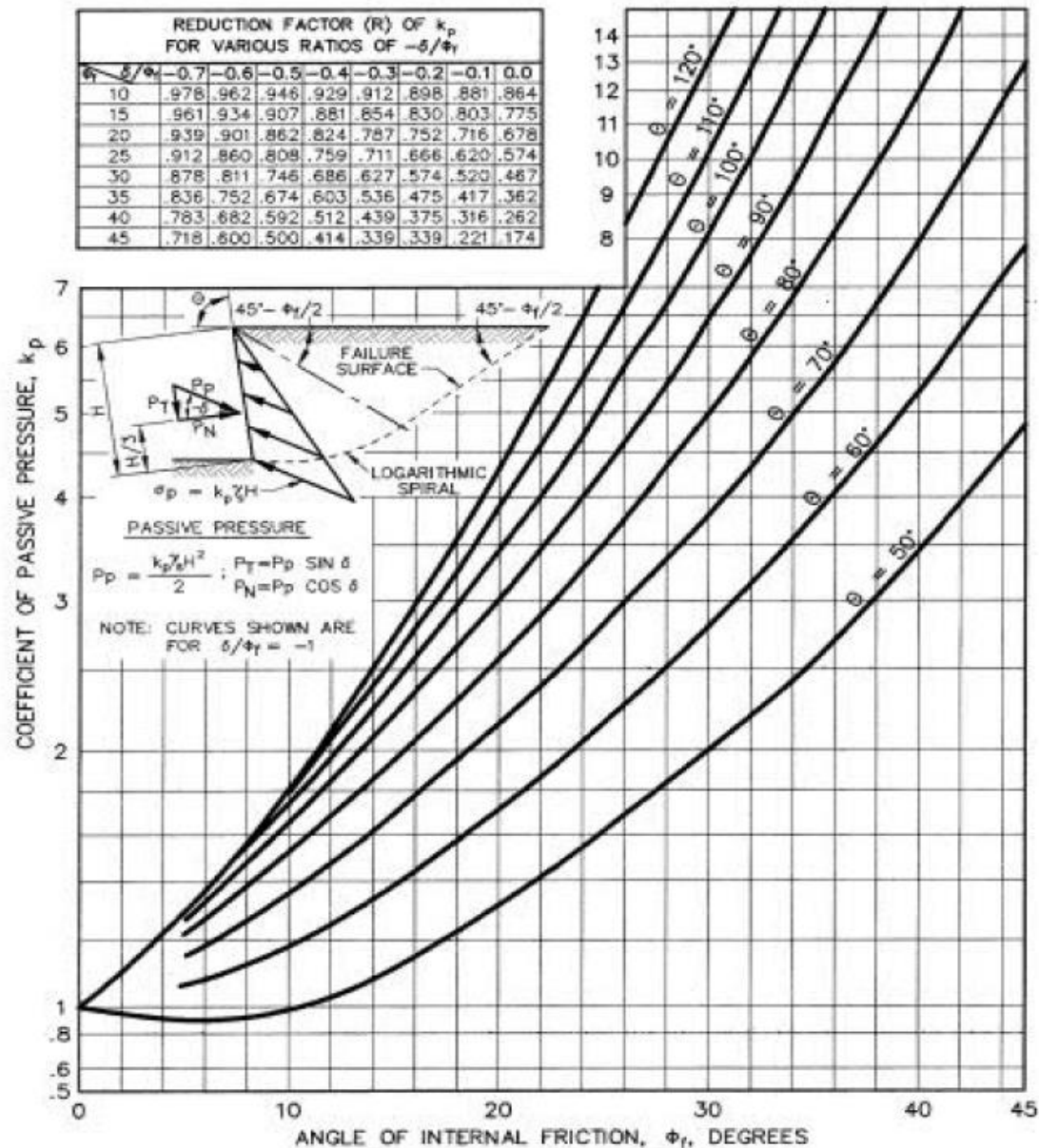


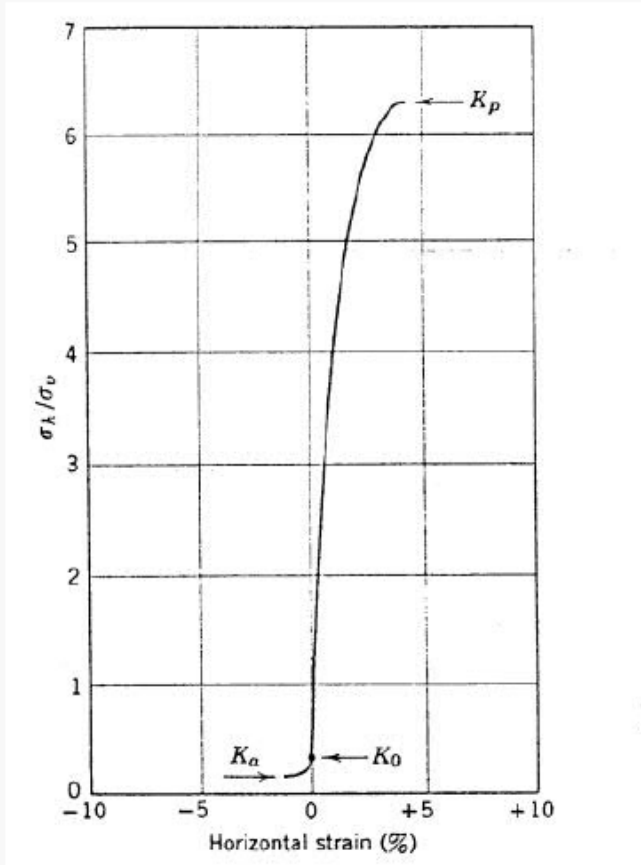
Figura 3.11.5.4-1:
 Procedimientos computacionales para las presiones de tierra pasivas para paredes verticales y inclinadas con relleno horizontal (Departamento de Marina de los EE. UU., 1982a)

EH – Presión horizontal de tierra

El movimiento requerido para alcanzar la presión activa o presión pasiva es una función de la altura de la pared y del tipo de suelo.

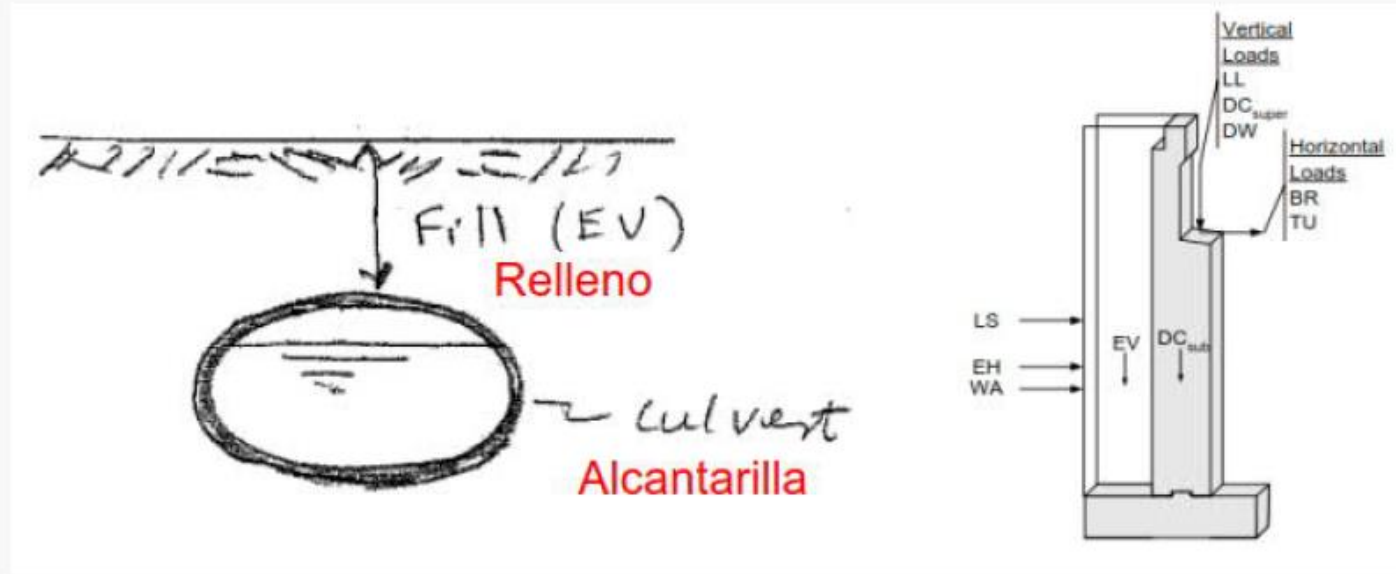
Type of Backfill	Δ/H (mm/mm) (ft./ft.)	
	Active	Passive
Dense sand	0.001	0.01
Medium dense sand	0.002	0.02
Loose sand	0.004	0.04
Compacted silt	0.002	0.02
Compacted lean clay	0.010	0.05

Valores aproximados de movimientos relativos requeridos para alcanzar condiciones de presión de tierra activas o pasivas (AASHTO Tabla C3.11.1-1)



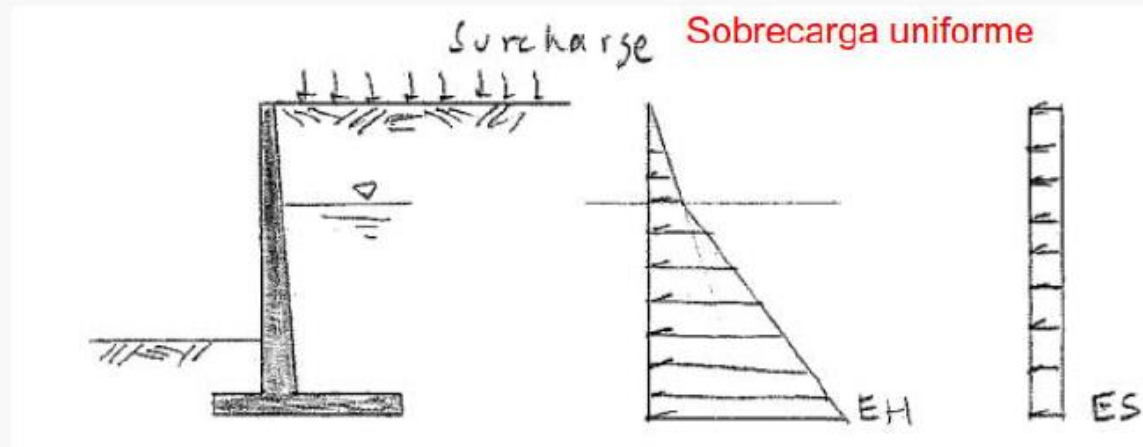
Mecanica de Suelos,
Lambe & Whitman,
1969

EV – Presión vertical por carga muerta de rellenos de tierra



ES – Sobrecarga del terreno

Para sobrecarga uniforme, la presión horizontal viene dada por:



$$\Delta_p = k_s q_s$$

ES – Sobrecarga del terreno

Donde:

Δ_p = Presión horizontal constante debido la sobrecarga uniforme (ksf)

k_s = Coeficiente de presión de la tierra debido la sobrecarga uniforme

q_s = Sobrecarga uniforme aplicado en la superficie superior de la cuña de tierra activa (ksf)

Para condiciones de presión de tierra activa, k_s se toma como k_a ; para condiciones de reposo, k_s se toma como k_o .

Véase la sección 3.11.6 de AASHTO para otros casos tales como: cargas puntuales, de línea y franja para paredes restringidas del movimiento y cargas de franja para paredes flexibles.

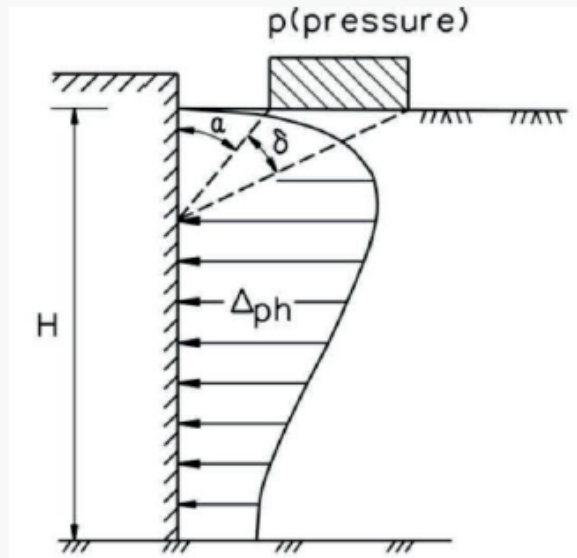


Figure 3.11.6.2-1—Horizontal Pressure on Wall Caused by a Uniformly Loaded Strip

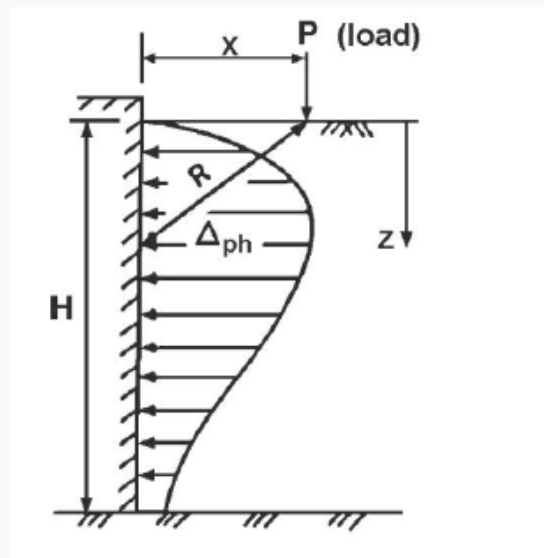


Figure 3.11.6.2-2—Horizontal Pressure on a Wall Caused by a Point Load

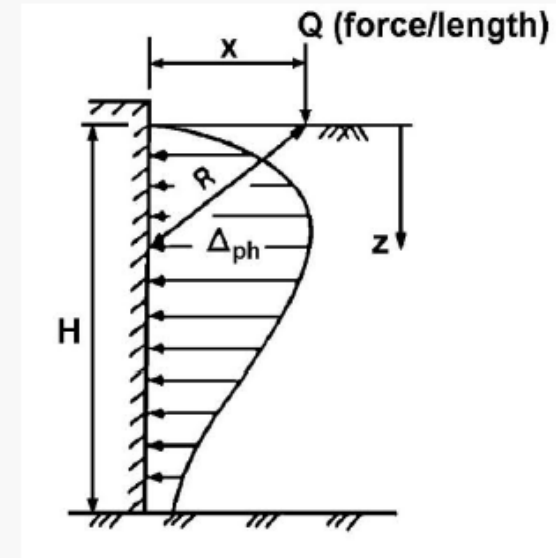
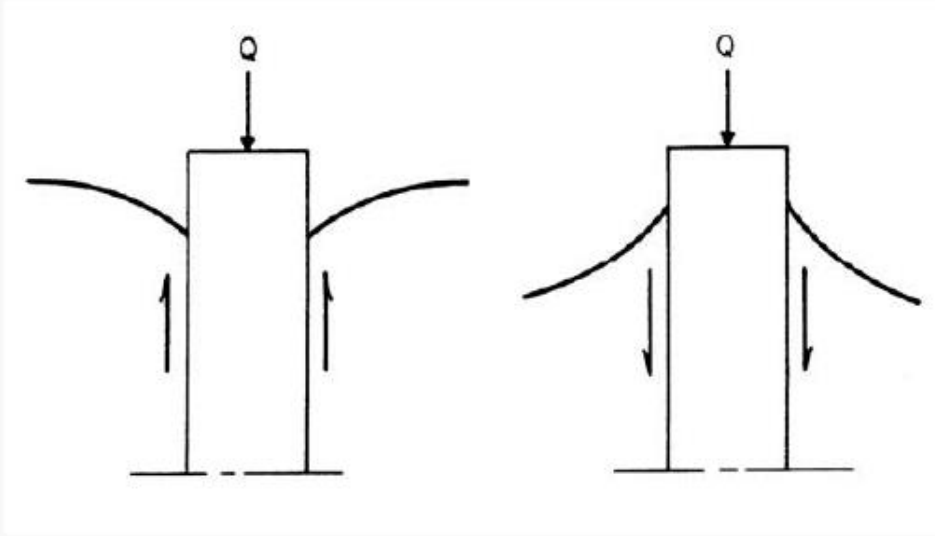


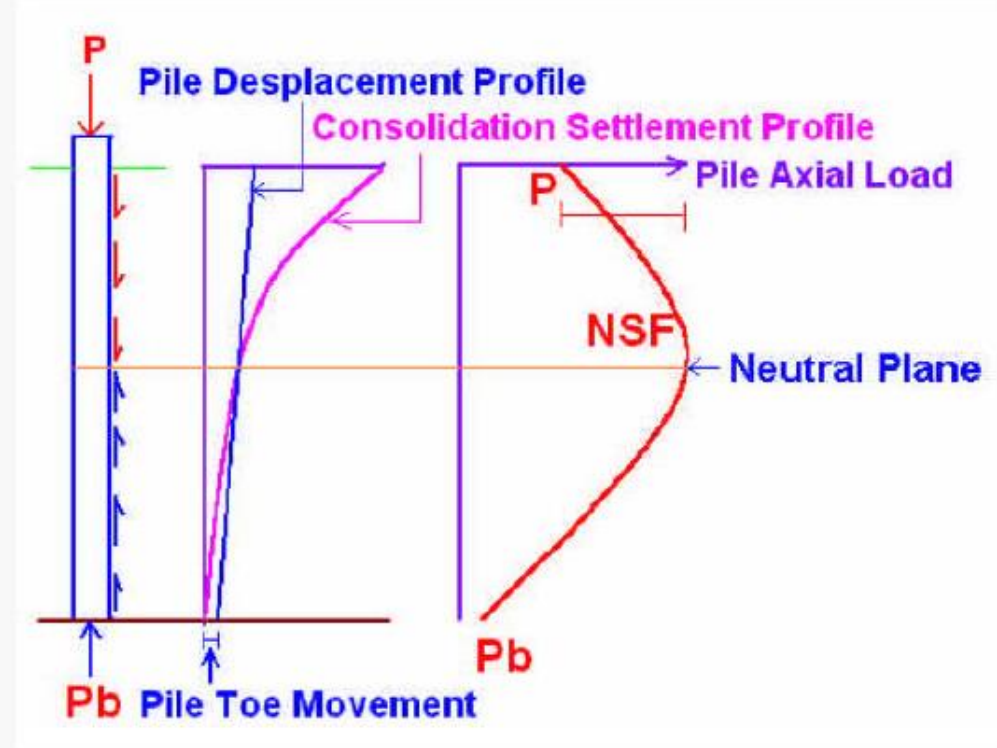
Figure 3.11.6.2-3—Horizontal Pressure on a Wall Caused by an Infinitely Long Line Load Parallel to the Wall

DD – Arrastre por asentamientos (Downdrag)

Fricción negativa en los pilotes debido a asentamientos del terreno con respecto al asentamiento del pilote. Actúa como una carga en el pilote.



Carga debido a DD = Integración de los esfuerzos de fricción negativa.



Algunas de las causas de fricción negativa (downdrag) son:

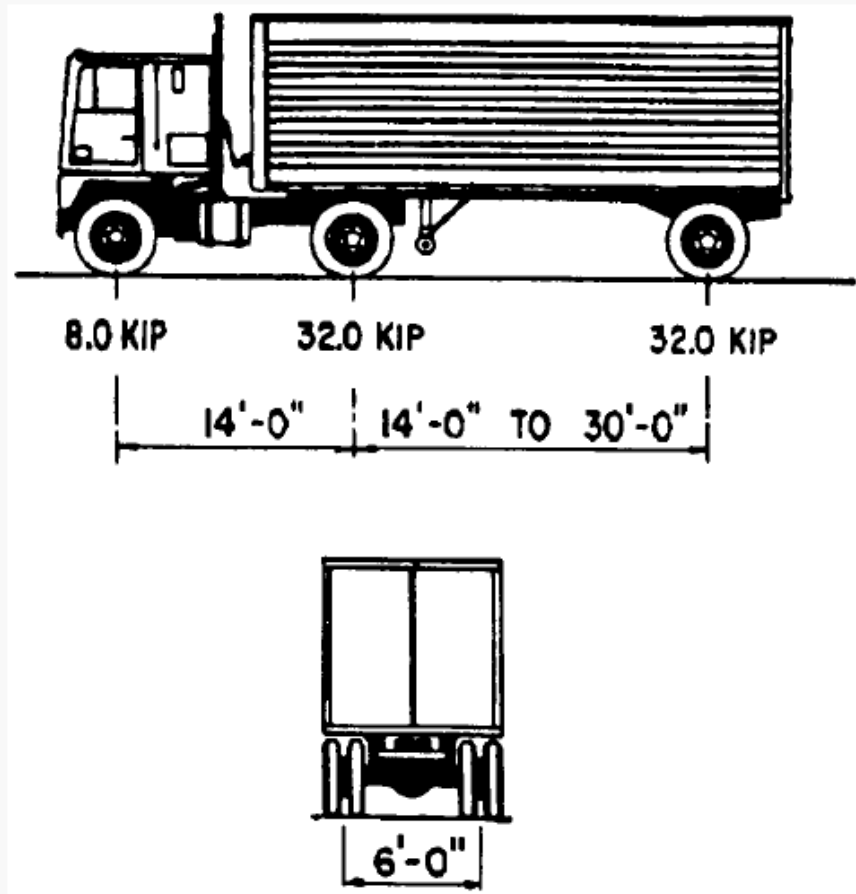
- Relleno reciente no consolidado
- Asentamientos debido a sobrecarga del terreno
- Abatimiento de la napa freática

Modelo de Carga Viva Vehicular

- Ancho del carril de tráfico es de 12 ft (3.6 m). Se usa para determinar el número de carriles de diseño para un puente.
- Carril de diseño de 10 ft (3.0 m) se define para el diseño estructural.
- El número de carriles de diseño se calcula con base en la sección (3.6.1.1.1) como:
$$N = \text{parte entera del ancho libre del puente dividido entre } 12.0. \text{ El ancho libre se define como la distancia entre barreras o bordillo}$$

Modelo de Carga Viva Vehicular

Existen tres componentes del modelo las cuales se combinan en manera diferente dependiendo del estado límite que se esté analizando:



1. Camión de Diseño (HS-20)

2. Tandem de Diseño
Dos ejes de 25 kip espaciados 4 ft

3. Carga de Carril de Diseño
Carga uniformemente distribuida =
0.64 kip/ft en un ancho de 10 ft.

Comentarios sobre la Carga Vehicular de Diseño

- La carga se obtuvo modificando la carga viva en las especificaciones estándar del *AASHTO* para tomar en cuenta la presencia de camiones pesados en las carreteras estadounidenses (vehículos de exclusión); su presencia se verificó realizando mediciones del peso de vehículos en movimiento.
- La carga viva vehicular en *AASHTO LRFD* representa una carga ficticia la cual genera acciones similares a los vehículos de exclusión.
- Vehículos de exclusión (camiones) son aquellos que circulan de manera rutinaria sobre puentes pero que son más pesados que el camión de diseño (HS-20).

Justificación para el Uso de una Carga Viva Vehicular Nueva

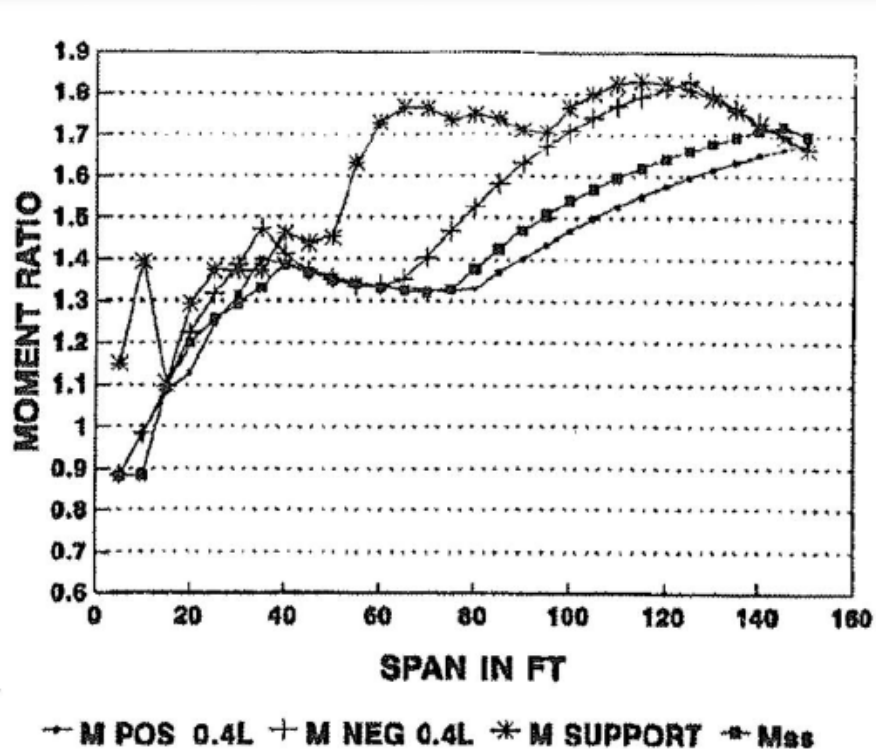


Figure C3.6.1.2.1-1 Moment Ratios: Exclusion Vehicles to HS20 (truck or lane) or Two 24.0-kip Axles at 4.0 ft.

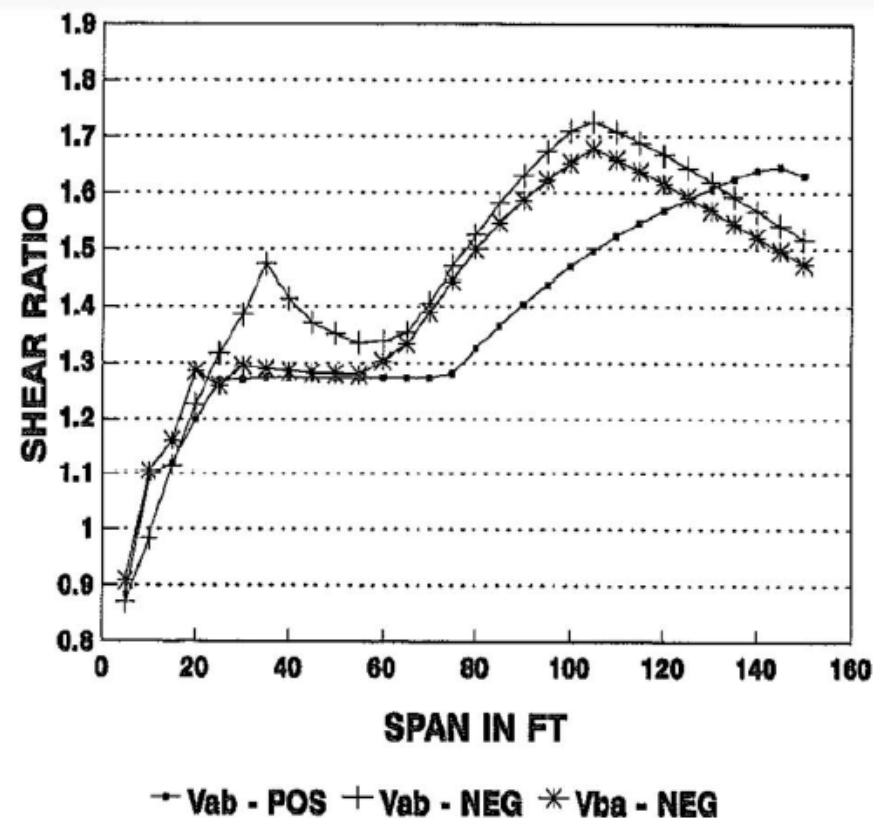
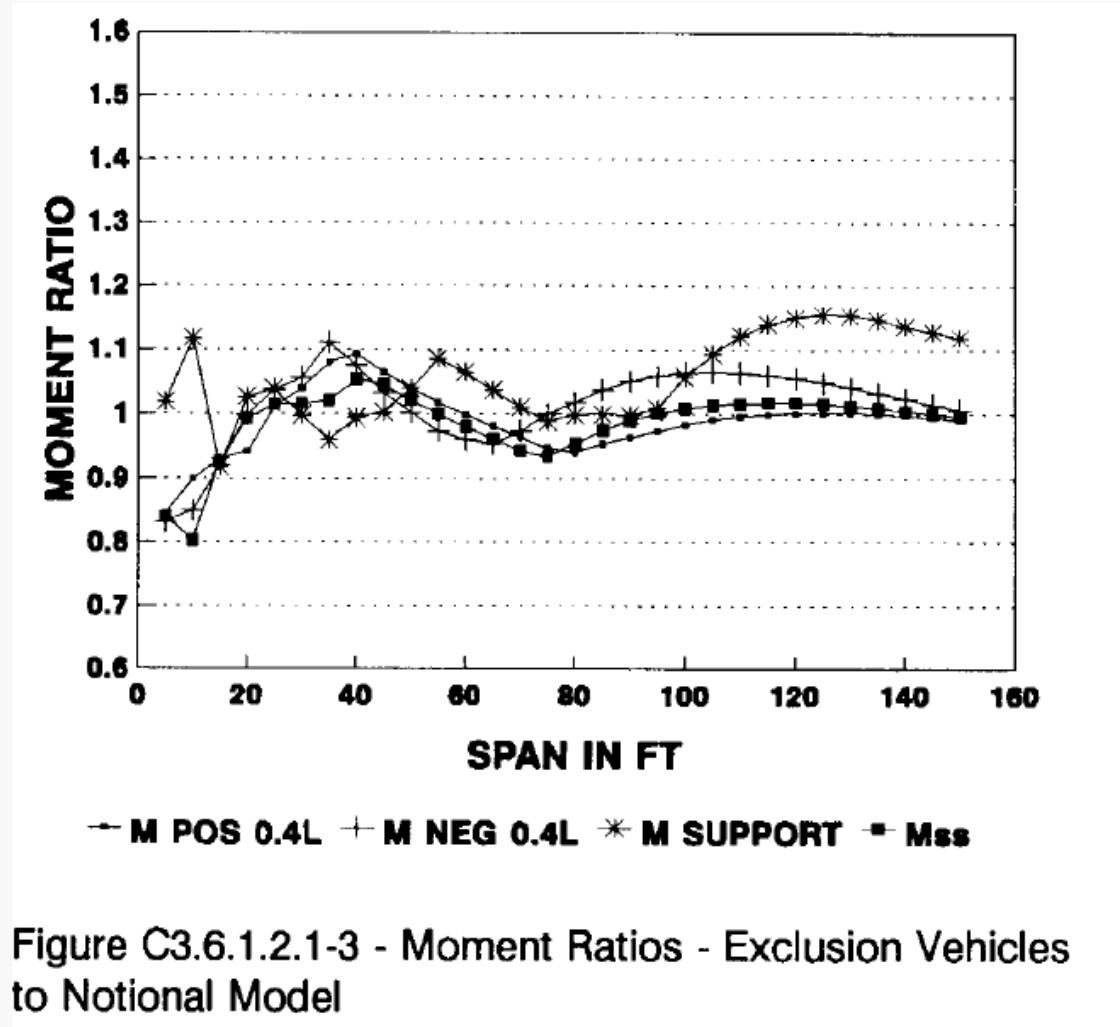


Figure C3.6.1.2.1-2 Shear Ratios: Exclusion Vehicles to HS20 (truck or lane) or Two 24.0-kip Axles at 4.0 ft.

Vehículos de exclusión en puentes generaban cortantes y momentos por carga viva que eran mucho mayores que los causados por el camión HS20, principalmente para claros largos (Especificación Estándar AASHTO).

Justificación para el Uso de una Carga Viva Vehicular Nueva

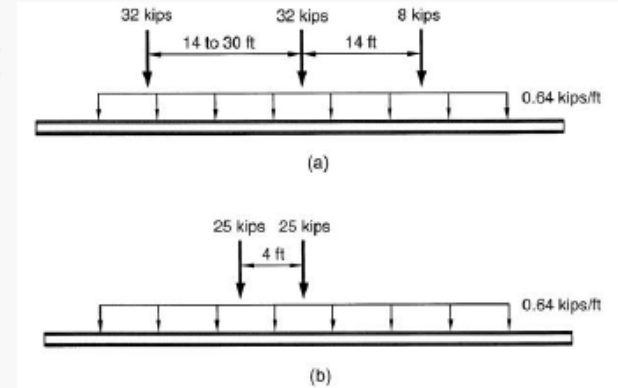


El modelo HL-93 (carga ficticia) simula los efectos de cortante y momento mejor para el grupo de vehículos de exclusión que circulan rutinariamente en carreteras en varios estados (camiones de basura, mezcladoras de concrete,...)

Aplicación de la Carga Viva Vehicular de Diseño (AASHTO 3.6.1.2)

- Designación: HL-93
 - Para estados límite de servicio o de falla:

Camión de Diseño Q Tándem de Diseño
Y
Carga en el Carril de Diseño

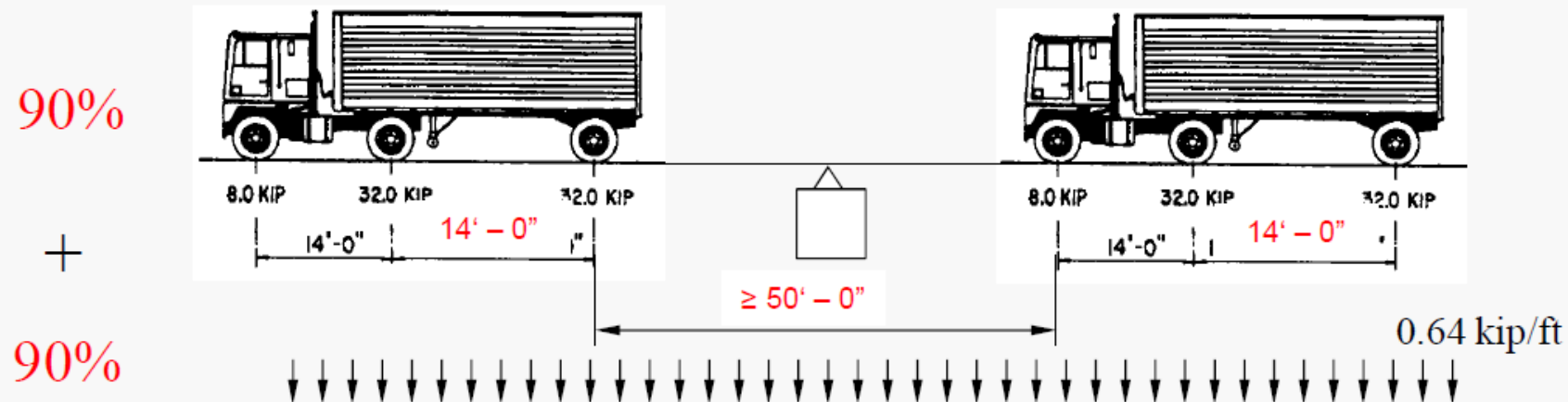


Notas: la carga en el carril de diseño no se interrumpe como solía hacerse en versiones previas del código AASHTO para aplicar la carga de camión o tándem. La carga sólo se interrumpe cuando se desean generar acciones máximas mediante patrones de carga (claros múltiples).

Esta combinación de camión/tándem más carga de carril tiene como propósito capturar los efectos generados por vehículos pesados (vehículos de exclusión).

Aplicación de la Carga Viva Vehicular de Diseño (AASHTO 3.6.1.3)

- Para los estados límite de servicio y de falla en estructuras continuas:
En la zona de momento negativo entre puntos de inflexión y para determinar la reacción en apoyos intermedios, se debe considerar la carga viva vehicular siguiente:
- 90% of del efecto de 2 camiones de diseño con un espaciamiento mínimo de 50 ft entre el eje trasero y el eje delantero de los camiones. La separación entre ejes variables del camión de diseño debe mantenerse igual a 14 ft,
+
- 90% del efecto de la carga del carril de diseño



Aplicación de la Carga Viva Vehicular de Diseño (AASHTO 3.6.1.4)

- Para el estado límite de fatiga:
 - La resistencia a la fatiga se calcula determinando el rango de esfuerzos y el número de ciclos de carga

Carga de fatiga:

1 camión de diseño Q 1 tandem de diseño
(excluir el carril de diseño)

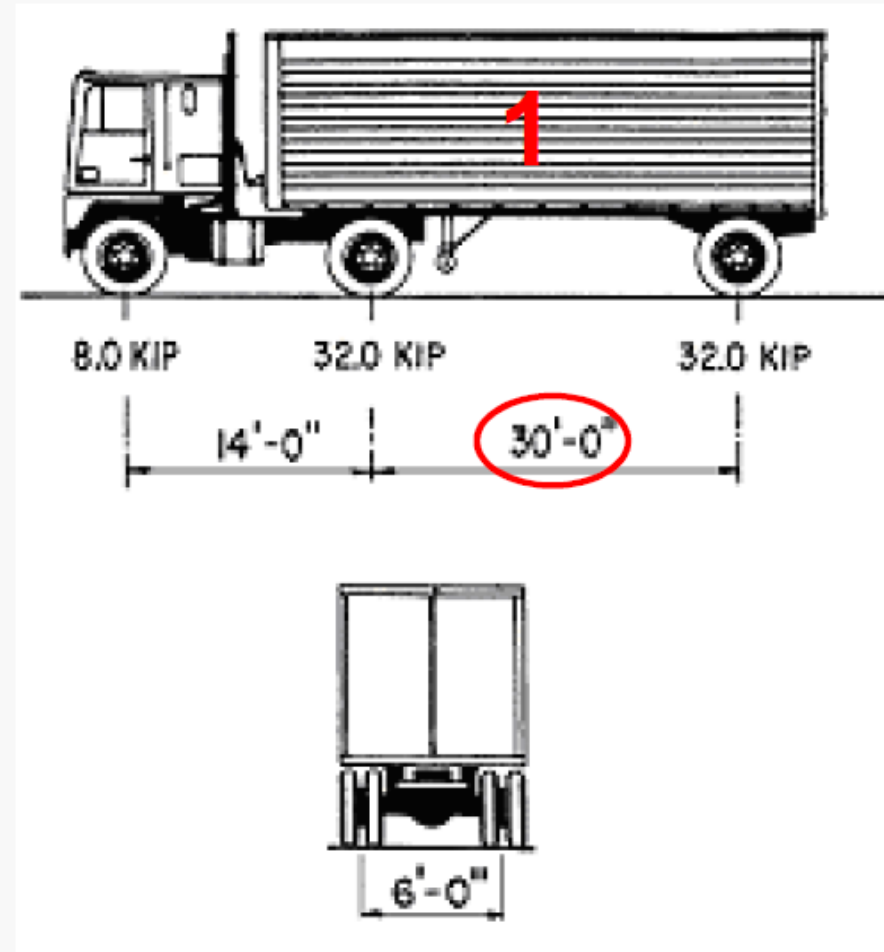
Notas:

El camión de diseño debe tener un espaciamiento constante de 30 ft entre los ejes que pesan 32 kip.

El factor de carga dinámica de impacto (IM) se añade a la carga de fatiga.

Carga de Fatiga del AASHTO LRFD (3.6.1.4.1)

- Camión de diseño =>
 - Espacio entre ejes de 32 kip = 30 ft
 - Aplicarlo en un carril solamente



Número de Ciclos de Carga para el Estado Límite de Fatiga

$$ADTT_{SL} = p(ADTT)$$

ADTT número promedio de camiones diarios en tráfico:

<i>Número de carriles disponible a camiones</i>	<i>p</i>
1	1.00
2	0.85
3 ó más	0.80

Si *ADTT* no está disponible, el número de vehículos promedio diario en el tráfico (*ADT*) puede usarse y el tráfico de camiones puede estimarse usando:

<i>Tipo de carretera</i>	<i>Fracción de camiones en tráfico</i>
Rural interestatal	0.20
Urbana interestatal	0.15
Otra rural	0.15
Otra urbana	0.10

Factor de Amplificación Dinámico, IM (3.6.2)

Los efectos estáticos causados por el camión de diseño o el tandem (no el carril de diseño), deben incrementarse los porcentajes indicados en la tabla usando:

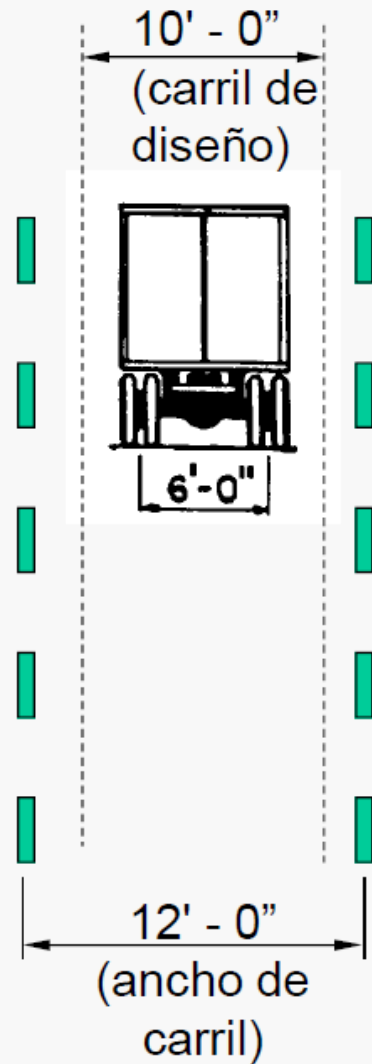
$$\left(1 + \frac{IM}{100}\right)$$

Tabla 3.6.2.1-1

Component	IM
Deck Joints - All Limit States	75%
All Other Components	
● Fatigue and Fracture Limit State	15%
● All Other Limit States	33%

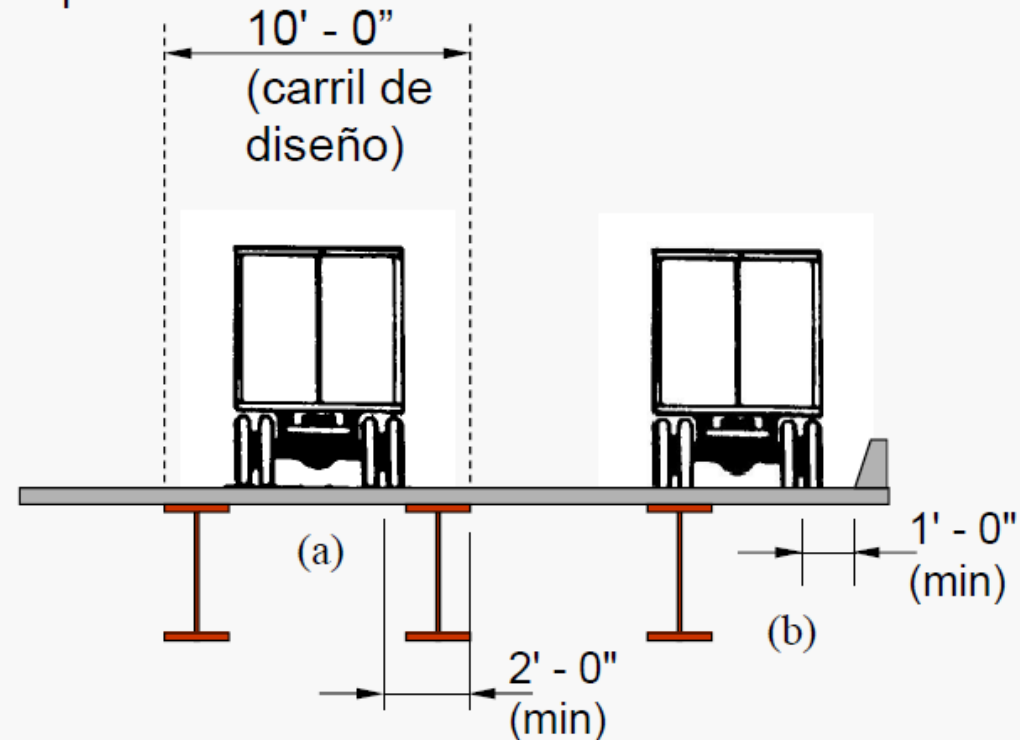
Exclusión: Efectos causados por fuerza centrífuga o de frenado.

Aplicación Transversal de Carga Viva Vehicular



El camión de diseño o tandem deben posicionarse para generar acciones extremas. El centro de cualquier neumático del camión de diseño o tandem debe mantenerse a:

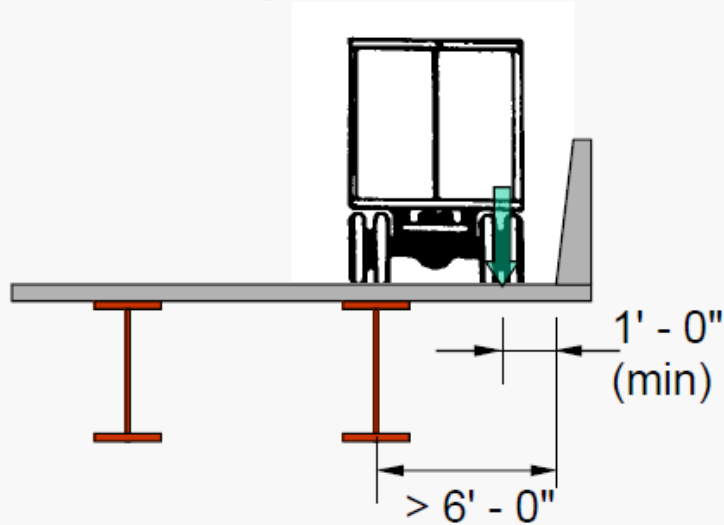
- (a) 2 ft del borde del carril de diseño para el diseño de componentes longitudinales, o
- (b) 1 ft del bordillo en el diseño del voladizo de la losa del puente.



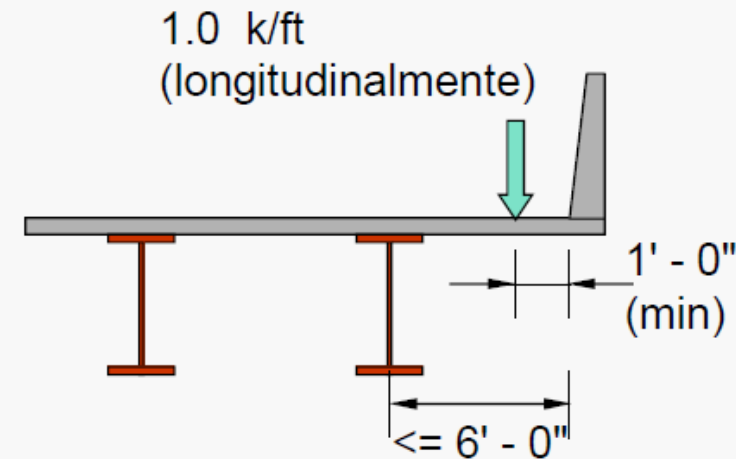
Carga Simplificada para Voladizo en Losa – Caso: Barrera de Concreto Continua

Barreras de concreto estructuralmente continuas actúan como vigas de borde apoyadas en vigas transversales.

Continuidad estructural aplica a barreras que son monolíticas con la losa del puente y que no contienen juntas para expansión longitudinal.

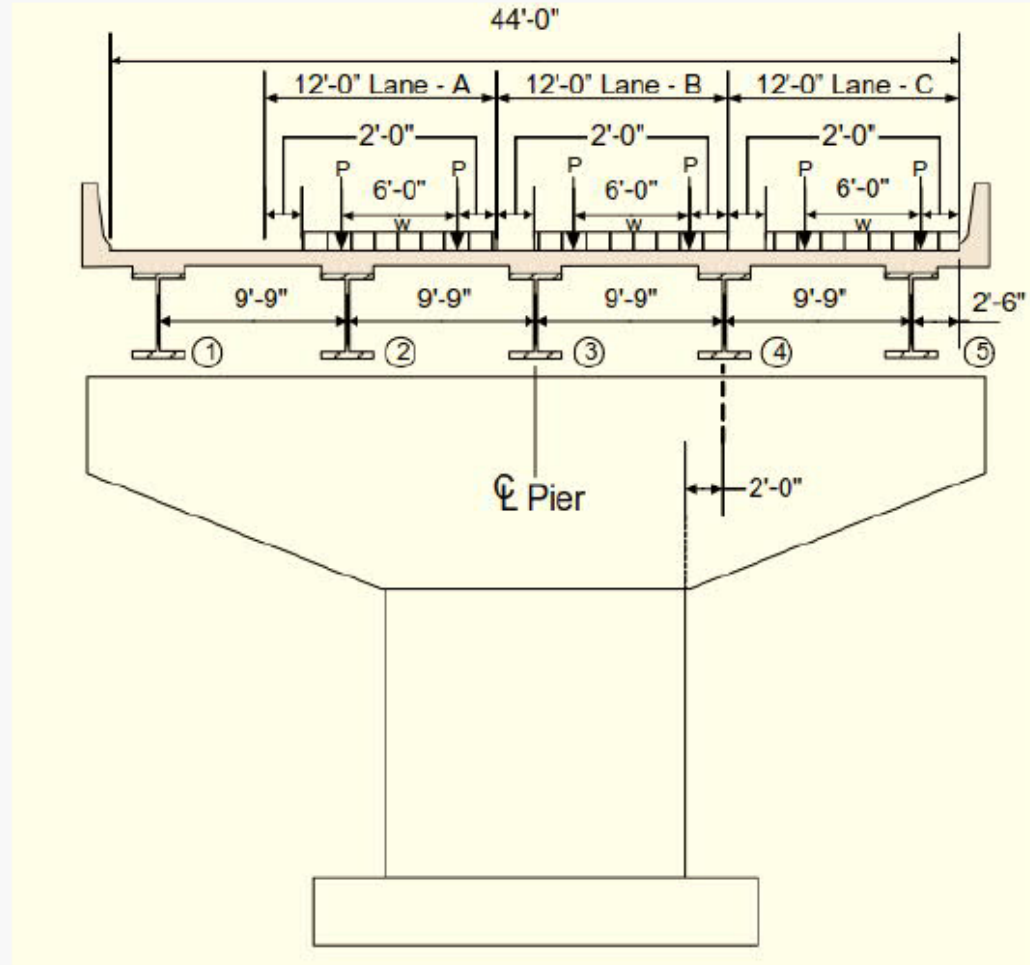


Si la distancia entre el centro de la viga exterior y la cara interna de la barrera continua es mayor que 6 ft, posicionar la carga de uno de los neumáticos del camión de diseño a 1 ft de la barrera.



Si la distancia entre el centro de la viga exterior y la cara interna de la barrera continua es menor o igual a 6 ft, puede usarse una carga de 1 kip/ft aplicada longitudinalmente.

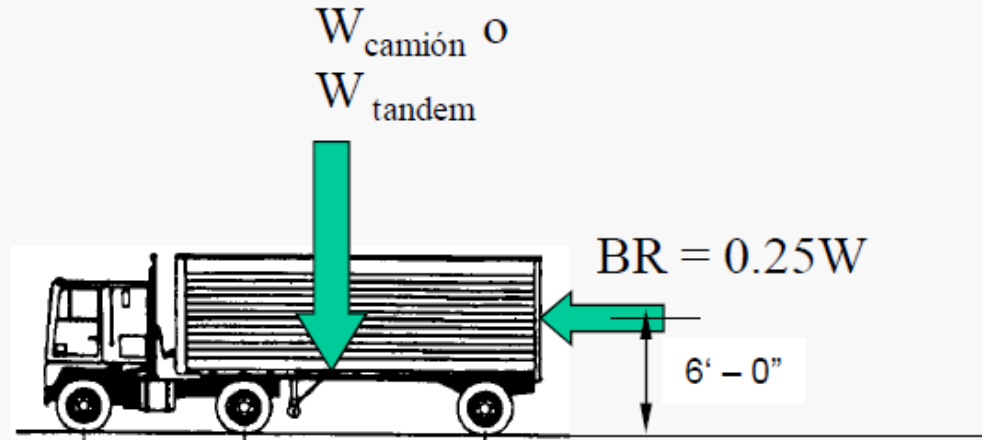
Ejemplo de localización de la carga viva para el diseño de la viga cabezal, la columna y la fundación de una cepa



Se maximizara o minimizara los efectos (carga axial, cortante, momento etc.) en diferentes secciones de la cepa para lo cual las cargas vivas se moverán transversalmente en el tablero y se consideraran 1, 2 o 3 líneas de trafico.

BR-Fuerza de Frenado

25%

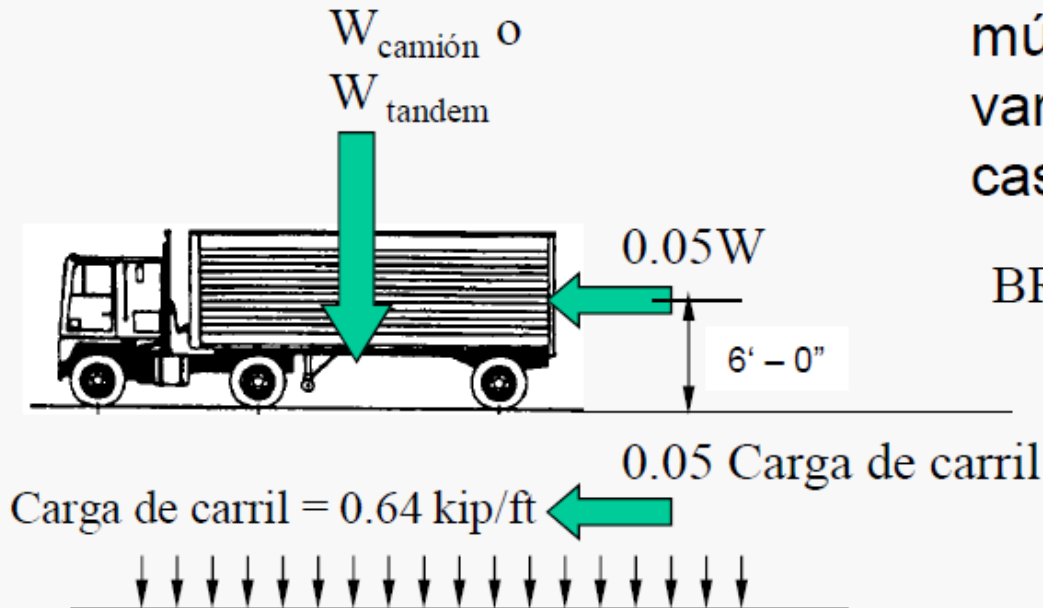


Usar factores de presencia múltiple para considerar varios carriles cargados en caso de ser aplicable.

5%

+

5%



$$BR = 0.05W + 0.05 \text{ Carga de carril}$$

Fuerza de Frenado

Basado en:

- Desaceleración es constante
- Energía cinética del vehículo = Trabajo de la fuerza de fricción

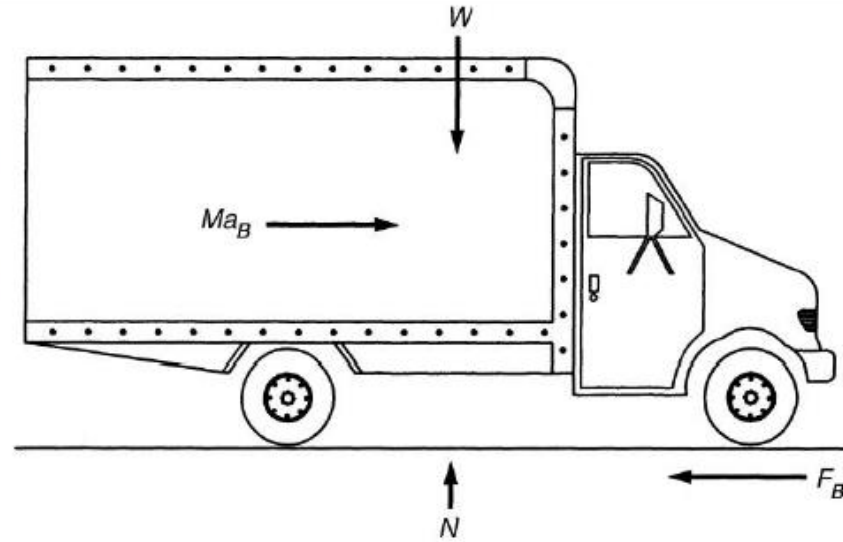


Diagrama de cuerpo Libre para fuerza de frenado

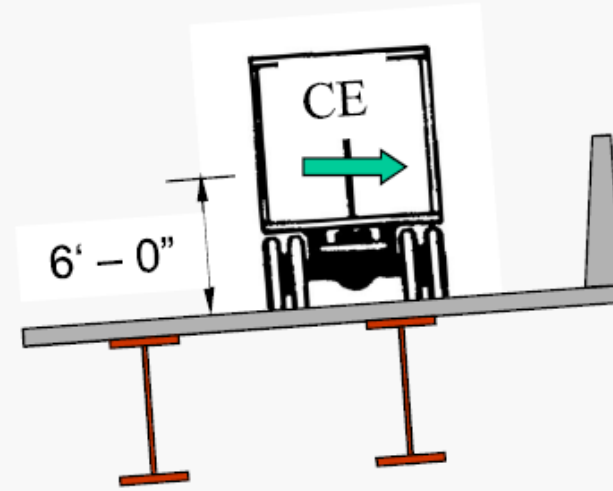
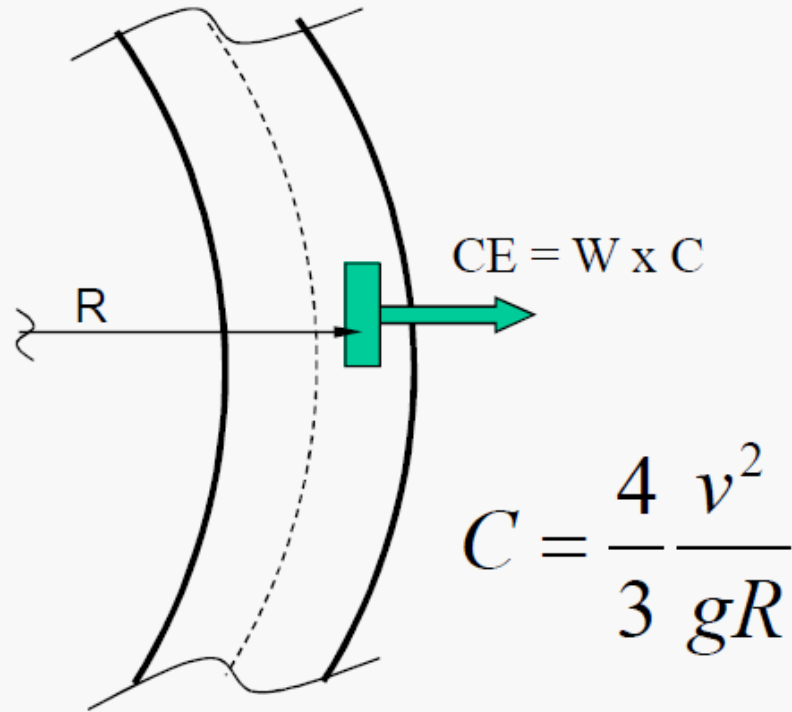
$$\frac{1}{2} mV^2 = \int_0^s F_B ds = F_B s$$

$$F_B = \frac{1}{2} \left(\frac{W}{g} \right) \left(\frac{V^2}{s} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{V^2}{gs} \right) W = bW \quad \text{Donde:} \quad b = \frac{1}{2} \left(\frac{V^2}{gs} \right)$$

Para: $V=55$ mph (90 mph) = 80 ft/sec (25 m/sec), $s=400$ ft (122 m)

$$b = \frac{(80)^2}{2(32.2)(400)} = 0.25 = 25\%$$

Fuerza Centrífuga



W = peso del camión o tandem.

v = velocidad de diseño (ft/sec)

g = aceleración de la gravedad = 32.2 ft/seg²

R = radio de curvatura del carril (ft)

Usar factores de presencia múltiple para considerar varios carriles cargados en caso de ser aplicable.

Factores para Presencia Múltiple de la Carga Viva (3.6.1.1.2)

- Toman en cuenta la posibilidad de la aplicación simultánea de la carga viva de diseño (HL-93) en varios carriles, lo cual produce efectos críticos en algunos componentes del puente. La probabilidad de la carga en diferentes carriles estén localizados simultáneamente en la localización crítica disminuye con el número de carriles cargados
- Los camiones estarán presentes en carriles adyacentes en carreteras con múltiples carriles de diseño, pero es poco probable que se carguen tres carriles adyacentes simultáneamente con las tres cargas pesadas.
- No se aplica al estado límite de fatiga, para el cual debe usarse sólo un camión de diseño.

Factores de Presencia Múltiple, m

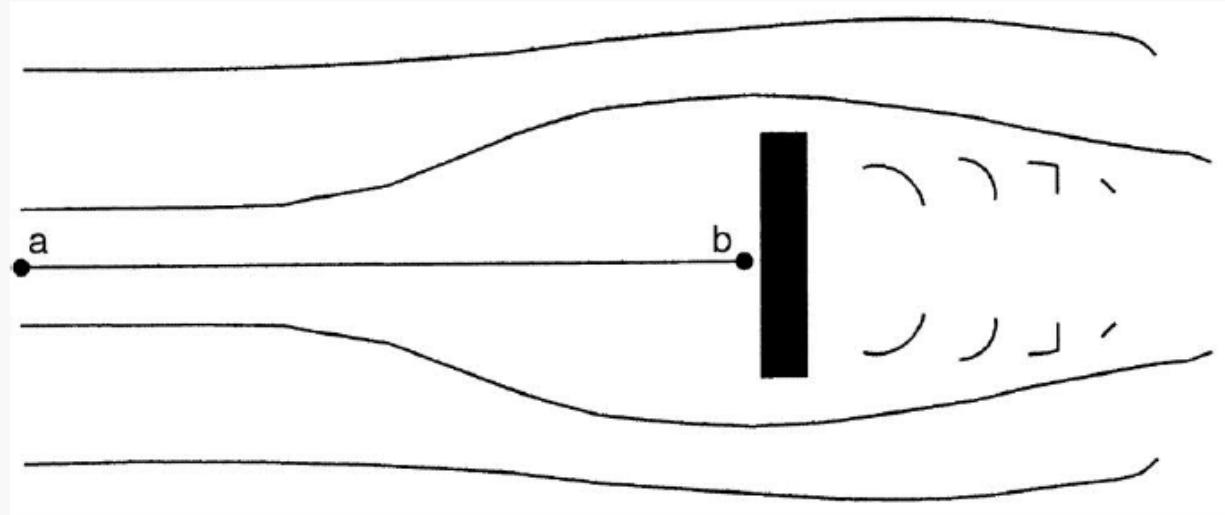
- El efecto extremo causado por carga viva se calcula considerando las combinaciones de carriles cargados multiplicados por el factor de presencia múltiple que es dependiente del número de carriles cargados.
- Los factores de presencia múltiple no deben aplicarse cuando se utilizan los factores aproximados de distribución de carga viva de las secciones 4.6.2.2 and 4.6.2.3.

Tabla 3.6.1.1.2-1

Número de Carriles Cargados	Factor de Presencia Múltiple (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Carga de fluidos - Cargas de viento

- La fuerza sobre un componente estructural debido al flujo de un fluido (agua o aire) se establece mediante la ecuación de Bernoulli en combinación con coeficientes de arrastre establecidos empíricamente.



Energía en A = Energía en B

$$\frac{1}{2}\rho V_a^2 + p_a + \rho gh_a = \frac{1}{2}\rho V_b^2 + p_b + \rho gh_b$$

Elev. en A = Elev. en B

Velocidad en A = V_a y Velocidad en $V_b = 0$

Y tomando como referencia el punto A, $p_a=0$ entonces:

$$p_b = \frac{1}{2}\rho V_a^2$$

Carga de fluidos - Cargas de viento

- Desde que no en todos los puntos del cuerpo $V_b=0$, entonces existe una componente de presión (energía potencial) y otra de energía cinética.
- La integración de estas presiones resulta en la fuerza total inducida por el fluido en movimiento.
- La relación entre la presión promedio en el cuerpo y la máxima presión (correspondiente a $V_b=0$) se conoce como el coeficiente de arrastre (C_d) del cuerpo y es función de la forma (geometría de cuerpo).
- La presión media en el cuerpo es dada por:

$$p = C_d \frac{1}{2} \rho V^2$$

Cargas de viento

AASHTO considera tres tipos de cargas de viento:

- Carga de viento en la estructura del puente (WS)
- Carga de viento actuando sobre la carga viva (WL) y
- Carga de viento de volteo (o carga de viento vertical)

La presión de viento viene dada por: $P_z = 2.56 \times 10^{-6} V^2 K_z G C_D$

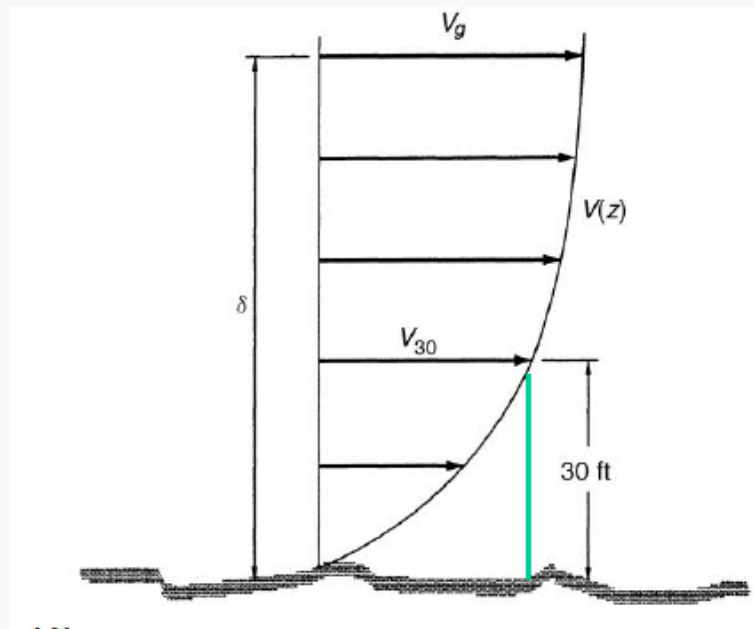
Carga de fluidos - Cargas de viento

Donde:

P_z = presión de viento de diseño (ksf)

V = velocidad del viento de ráfaga de 3 segundos en mph (AASHTO Tabla y Figura 3.8.1.1.2-1)

K_z = Coeficiente de variación de presión debido a categoría de exposición (B, C o D, rugosidad del terreno) y elevación.

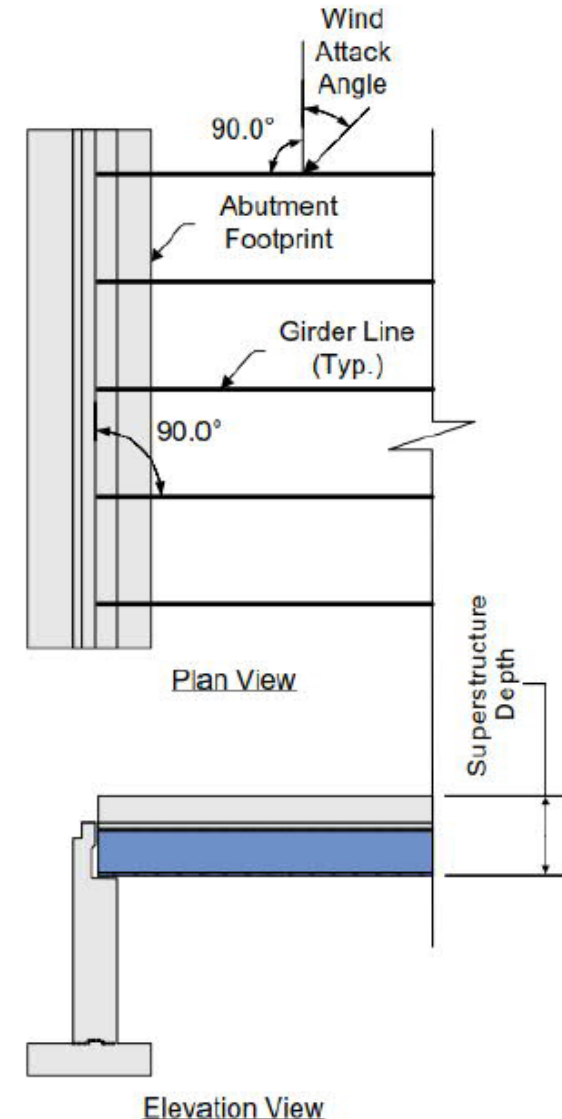


G = Factor de efecto de ráfaga

C_D = coeficiente de arrastre determinado utilizando un estudio específico de la estructura o como se especifica en la Tabla 3.8.1.2.1-2

Carga de fluidos - Cargas de viento

- La fuerza del viento debe considerarse desde todas las direcciones y los valores extremos son usados para el diseño.
- **Viento en carga viva, WL:** Fuerza uniforme de 0.1 k/ft (1.46 N/mm) aplicado a 6ft (1.8 m) encima de la calzada. Esta basada en una larga fila de automóviles, furgonetas comerciales y camiones con secuencia aleatoria expuestos al viento de diseño de 55 mph (90 km/h).
- **Presión del viento vertical, OT:** actúa en la parte inferior de las superestructuras con una magnitud de 0.02 ksf (9.6×10^{-4} MPa) y se aplica en el punto cuarto de barlovento del ancho del puente. Se aplica conjuntamente con WS cuando el viento es normal a la estructura.



WA–Carga de agua y presión de corriente

- Incluyen los efectos de la presión estática, flotación y presión de corriente.
- El efecto conjunto de flotación, presión de corriente y la de desechos flotantes es importante en el caso de marejadas debido a huracanes y tsunamis.
- El agua que fluye contra y alrededor de la subestructura crea una fuerza lateral sobre la estructura, que se ve agravada por escombros que pueden acumularse debajo del puente.
- La presión de corriente longitudinal viene dada por:

$$p = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{g} C_d V_d^2 = \frac{C_D V^2}{1000} \quad (\text{US}) \text{ or: } p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (\text{SI})$$

Donde:

p es en (ksf, Mpa), C_d es el coeficiente de arrastre para pilares y V es la velocidad del agua (ft/sec, m/sec).

Type	C _D	
Semicircular nosed pier	0.7	Coeficiente De Arrastre
Square-ended pier	1.4	
Debris lodged against pier	1.4	
Wedged-nosed pier with nose angle 90° or less	0.8	

WA–Carga de agua y presión de corriente

- La presión de corriente lateral viene dada por:

$$p = \frac{C_L V^2}{1,000} \quad (\text{US}) \quad \text{or:} \quad p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (\text{SI})$$

Donde C_L es el coeficiente de arrastre lateral

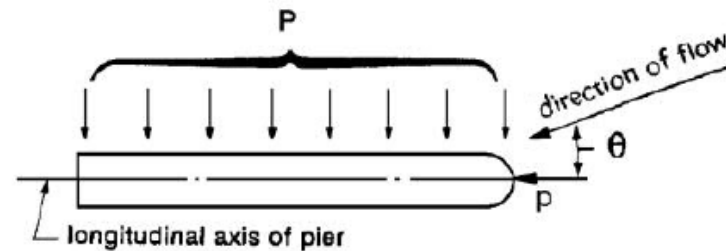


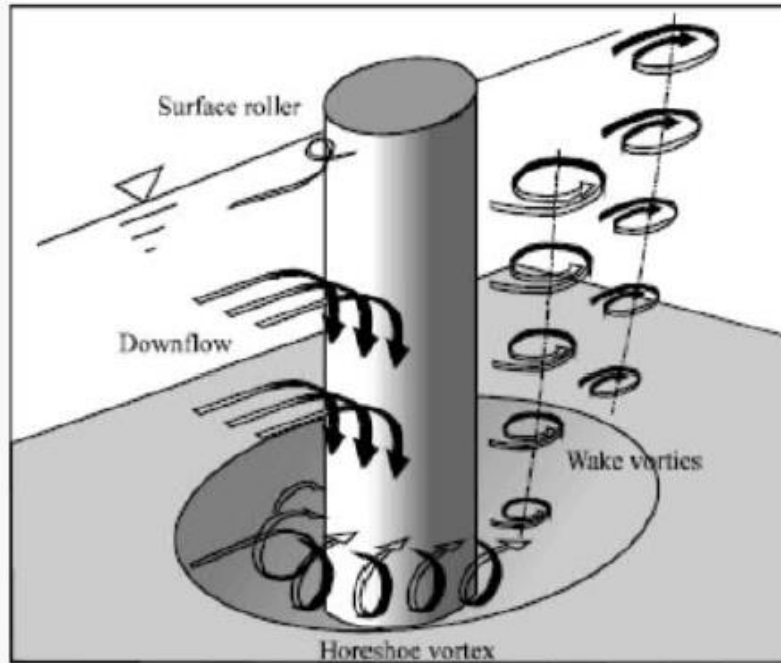
Figure 3.7.3.2-1—Plan View of Pier Showing Stream Flow Pressure

Table 3.7.3.2-1—Lateral Drag Coefficient

Angle, θ , between direction of flow and longitudinal axis of the pier	C_L
0 degrees	0.0
5 degrees	0.5
10 degrees	0.7
20 degrees	0.9
≥ 30 degrees	1.0

WA–Carga de agua y presión de corriente

- La fuerza de arrastre longitudinal o lateral es el producto de la presión por el área proyectada en la dirección correspondiente.
- Aunque no es una fuerza, la **socavación** del lecho de la corriente alrededor de la fundación puede provocar una falla estructural. La socavación puede cambiar significativamente el sistema estructural. AASHTO considera un estado de límite extremo para la socavación.



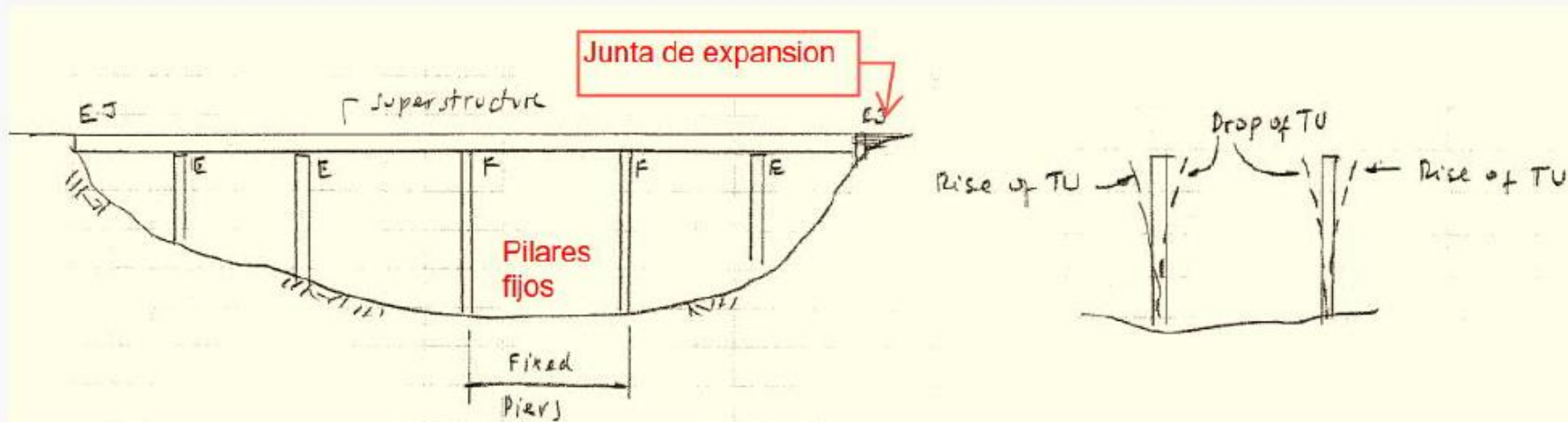
Cargas debidas a Deformaciones Térmicas

Se deben incluir dos tipos de cambios de temperatura en el análisis de la superestructura.

- 1) Cambio de temperatura uniforme, TU.
- 2) Cambio de temperatura no uniforme o gradiente de temperatura, TG.

Cambio de temperatura uniforme, TU.

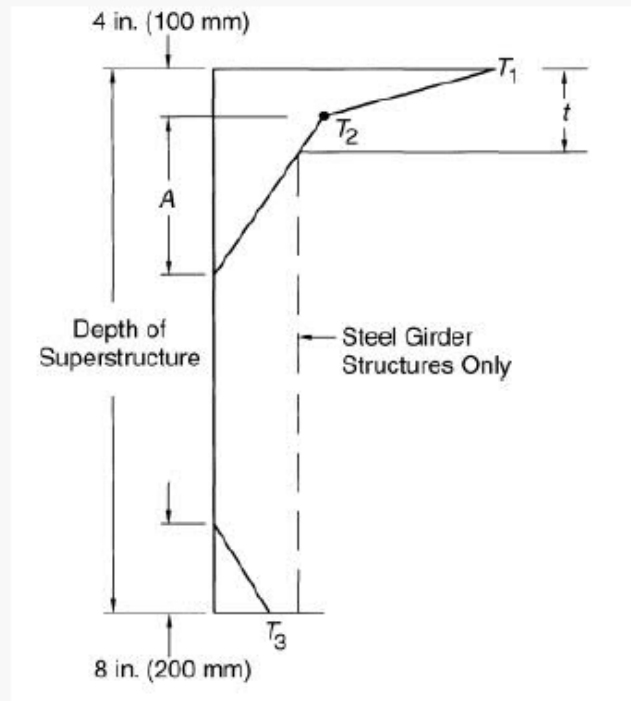
Toda la superestructura cambia la temperatura en una cantidad constante. Este tipo de cambio alarga o acorta el puente o, si los soportes están restringidos, provocará reacciones en los soportes y fuerzas en la estructura.



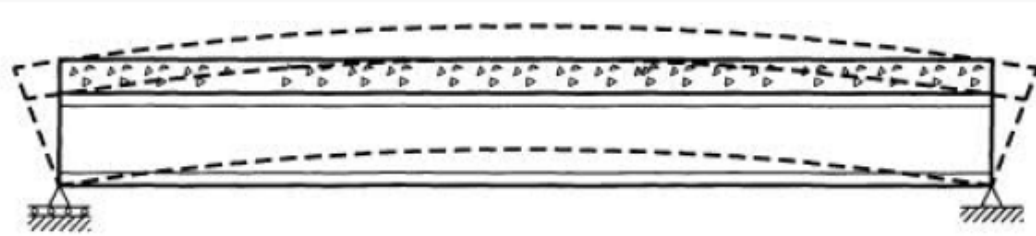
Cargas debidas a Deformaciones Térmicas

Gradiente de temperatura, TG.

Temperatura no uniforme (calentamiento o enfriamiento) que produce deformaciones térmicas en la superestructura.



Para una estructura isostática el gradiente de temperatura produce un estado auto equilibrado de esfuerzos y curvatura



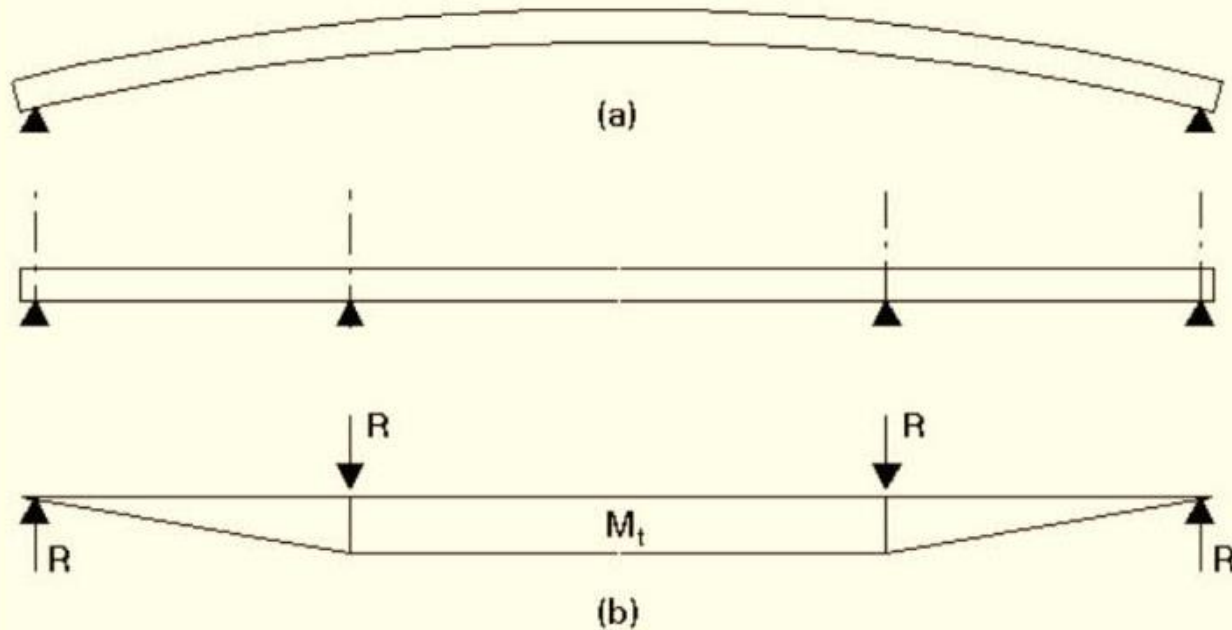
Gradiente de temperatura de AASHTO

Cargas debidas a Deformaciones Térmicas

Gradiente de temperatura, TG.

- Para una estructura hiperestática el gradiente de temperatura produce esfuerzos adicionales debido a las restricciones de los apoyos al movimiento.

(i) Primary thermal stresses. **Esfuerzos termicos primarios**



a) Curved shape of simply supported beam.

b) Secondary moments and reactions in beam continuous over four supports.

ii) Secondary thermal effects. **Esfuerzos termicos secundarios**

Eventos Extremos

- Ante estos eventos el puente puede sufrir daños importantes, hasta una interrupción de servicio
- Diseño elástico sería anti-económico, pero se para puentes de gran importancia es aceptable
- El factor de carga para el evento específico será 1.0
- Los eventos extremos son eventos cuasi-independientes

Eventos Extremos

- Profundidad de socavación será la mitad del máximo ante sismo, impacto de barcos, explosiones
- La estructura ante eventos extremos sufrirá considerable deformación inelástica por el cual los efectos de creep, encogimiento, temperatura, y asentamientos serán aliviadas

Eventos Extremos

- Colisión con Vehicular (CT) AASHTO 3.6.5
- Carga de hielo (IC) AASHTO 3.9
- Sismo (EQ) AASHTO 3.10
- Colisión con barcos (CV) AASHTO 3.14
- Explosiones (BL) AASHTO 3.15
- Socavación AASHTO 2.6.4.4.2

Combinaciones de Carga

Load Combination Limit State	<i>DC</i> <i>DD</i> <i>DW</i> <i>EH</i> <i>EV</i> <i>ES</i> <i>EL</i> <i>PS</i> <i>CR</i> <i>SH</i>	<i>LL</i> <i>IM</i> <i>CE</i> <i>BR</i> <i>PL</i> <i>LS</i>	<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>TU</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	Use One of These at a Time				
										<i>EQ</i>	<i>BL</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00

Colisión Vehicular (CT)

- Estribos y cepas dentro de 10m del borde de una carretera serán analizados por colisión vehicular
- Se puede obviar esta carga si la frecuencia vehicular es bastante baja
- Usar algún sistema de protección o
- Proveer resistencia estructural para una fuerza estática equivalente de 600 k (272 Ton) a una altura de 5 pies (1.5m) del suelo considerando varias direcciones de impacto

Colisión Vehicular (CT)

- Los mismos criterios que para cargas sísmicas. No colapso, pero reparable
- Verificar la capacidad de las secciones
- Análisis de Pushover para ver si ocurre falla progresiva



Colisión Vehicular (CT)

Daño Menor



Perdida de la ceba



Colapso



Carga de hielo (IC)

- Aplicable a puentes en agua dulce
- Hielo que navega por el cauce e impacta a la cepa
- Fuerza de impacto depende de la geometría de la cepa y propiedades mecánicas del hielo de la zona

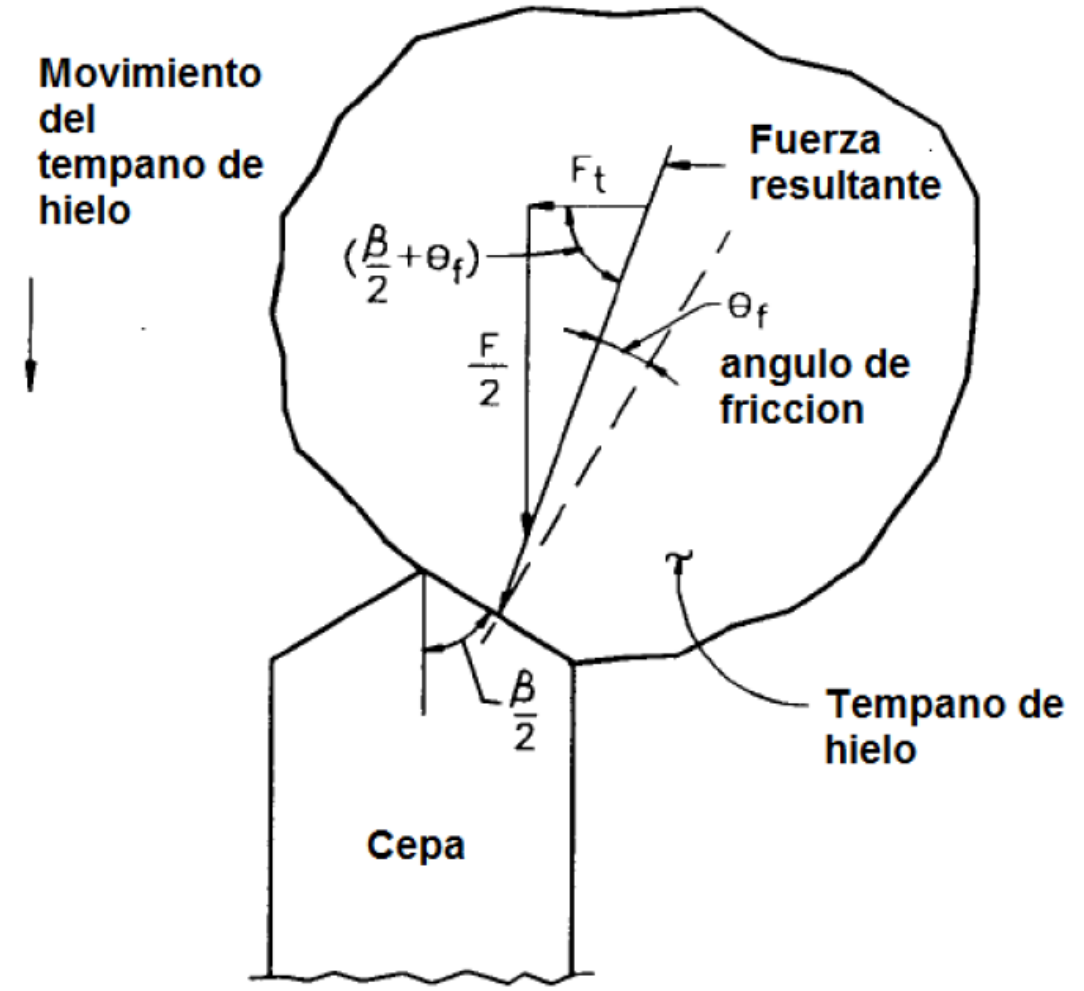


Carga de hielo (IC)

- La resistencia del hielo depende de la temperatura y del tamaño del grano de hielo y varia de 400kpa a 1500kpa
- La fuerza generada podrá ser reducida en cauces pequeños o arroyos

Carga de hielo (IC)

- En cepas esviadas, la fuerza de impacto tendrán componentes en la dirección longitudinal y transversal. La fuerza transversal no será menor al 20% de la fuerza total
- No se diseñaran cepas esbeltas y/o flexibles en regiones muy heladas



Sismo (EQ)

- Puentes se diseñara para tener baja probabilidad de colapso, pero puede sufrir daño importante y el servicio se podría interrumpir
- Sismos ligeros o moderados serán resistidos elásticamente
- El daño debe ser detectable, accesible a inspección y reparación
- Debe evaluarse el potencial de licuación
- La inclusión de la carga viva será especifica para cada proyecto

Periodo de Retorno

- El periodo de retorno corresponde a una probabilidad de excedencia de 7% en 75 años, el cual es aproximadamente 1000 años.
- $P=7\%$, $n=75 \rightarrow T=1034$ años

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P)^{1/n}}$$

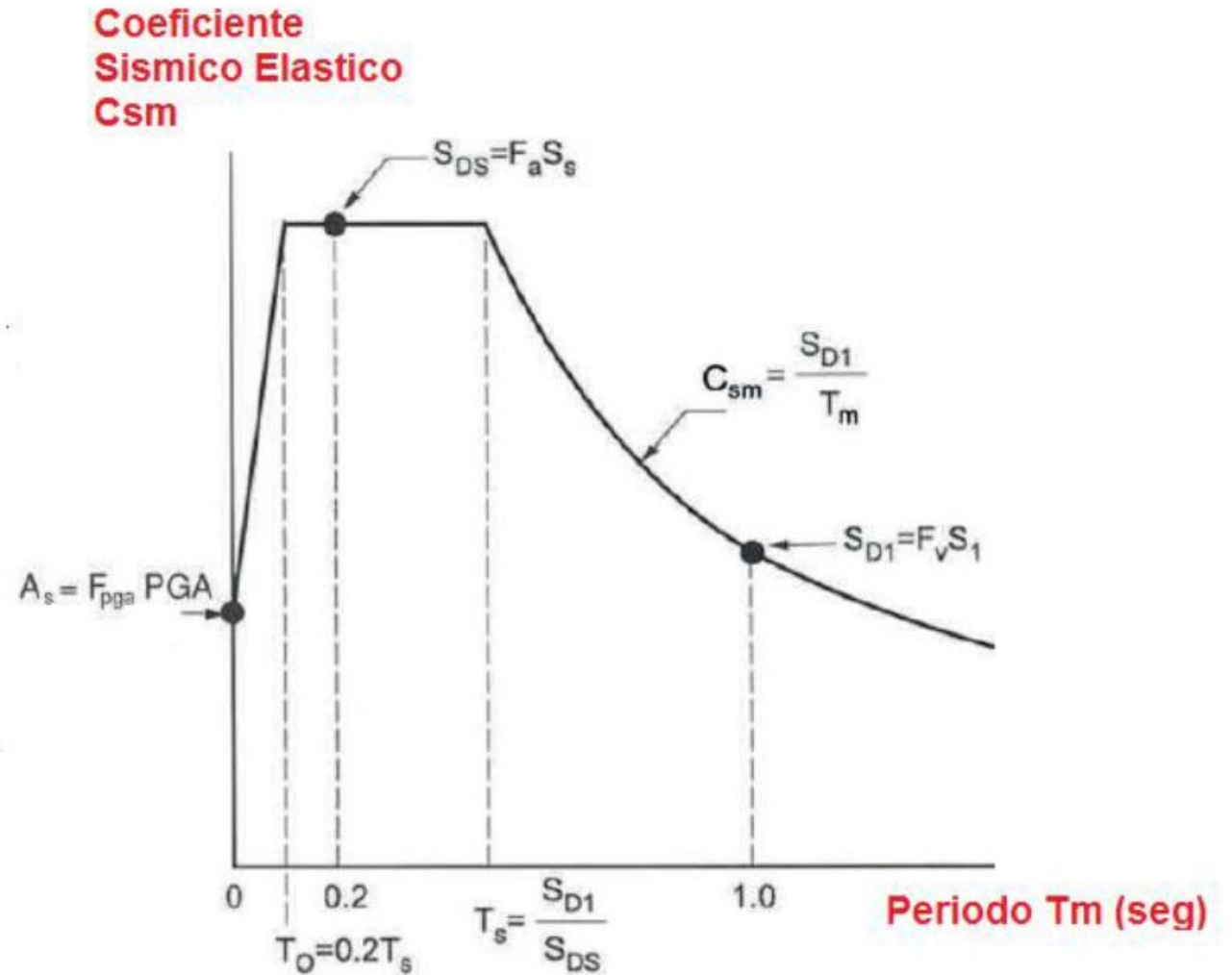
- El uso de intervalo de 75 años es conveniente pero arbitrario, lo cual NO IMPLICA que el puente tendrá una vida útil de 75 años

Riesgo Sísmico

- El riesgo sísmico será caracterizado por el espectro de respuesta de aceleraciones
- El espectro de aceleraciones será específico del lugar o el que provee AASHTO
- El Servicio Geológico de los Estados Unidos desarrollo los mapas de riesgo

Espectro de Respuesta

- Usar el PGA, los coeficientes de periodo corto (S_s) y largo (S_1), así como los factores F_{pga} , F_a y F_v para calcular el espectro



Colisión con barcos (CV)

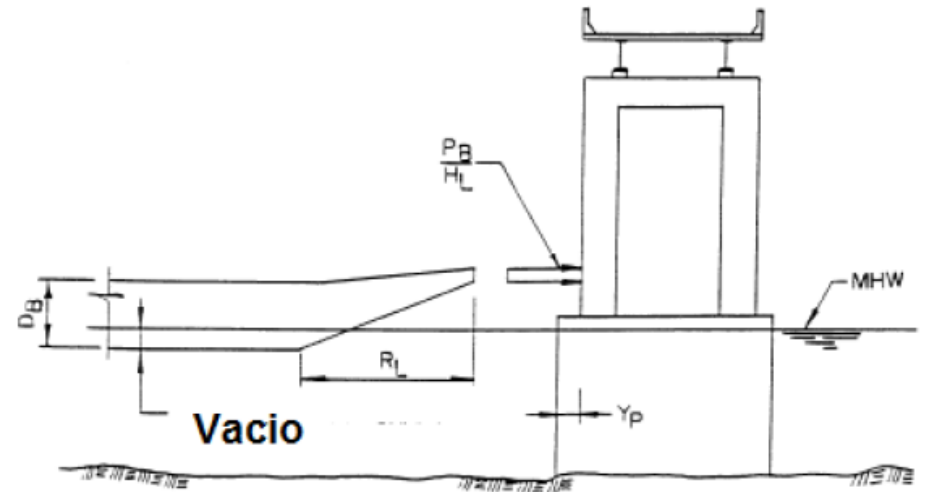
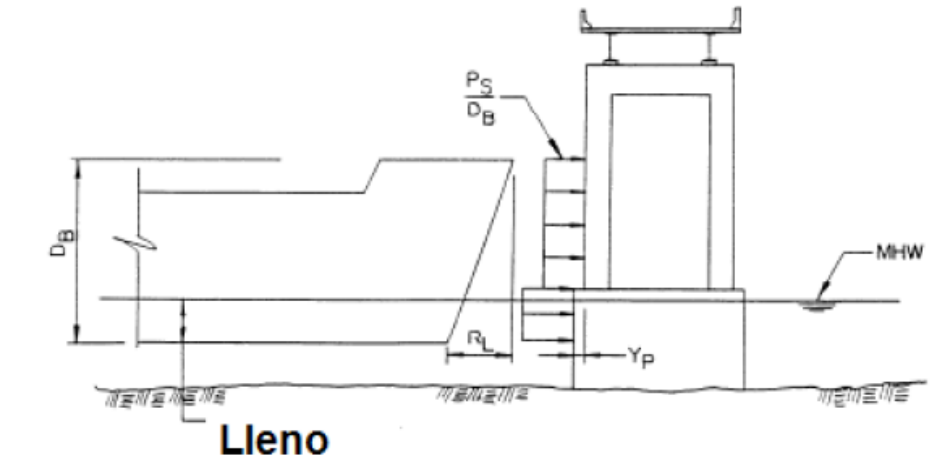
- Colisión accidental entre una nave y un puente
- Diferente para el caso colisión intencional
- Todo puente en un curso navegable de al menos 60cm de profundidad será diseñado para la colisión de barcos
- No hay una carga fija como el caso de CT
- Proveer un sistema de protección o

Colisión con barcos (CV)

- Fuerza de diseño depende la velocidad de diseño
- La velocidad de diseño depende se interpolara entre la típica velocidad de operación y la velocidad mínima de impacto

Barcaza Estándar de Diseño

- Ancho 35 ft
- Largo 195 ft
- Profundidad 12ft
- Barcaza vacía 1.7 ft
- Barcaza llena 8.7 ft
- Desplazamiento 1700 ton



Colisión con barcos (CV)



Explosiones (BL)

- AASHTO solo da una breve descripción cualitativa para este evento extremo
- Se recomienda tener en cuenta:
 - Tamaño de la carga explosiva
 - Forma de la carga explosiva
 - Tipo de explosivo
 - Localización de la carga
 - La distancia del explosivo al puente
- Usar manuales del US Army Corps of Engineers

Eventos Extremos no incluidos en AASHTO

- Fuego
- Tornados
- Huracanes

