

CAPÍTULO IV

APLICACIÓN DE LAS NORMAS AASHTO LRFD AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES

4.1.- INTRODUCCIÓN AL AASHTO LRFD:

El diseño se hará en base a los factores de carga y resistencia (LRFD) presentado en el AASHTO LRFD especificaciones de diseño de puentes. A continuación se presenta una comparación general entre las metodologías primarias de diseño.

El diseño por cargas de servicio (SLD) o el diseño por esfuerzos admisibles (ASD) generalmente tratan cada carga sobre la estructura de igual manera desde el punto de vista de variabilidad estática. El margen de seguridad está desarrollado principalmente por la capacidad o resistencia de un miembro en lugar de las cargas.

El diseño por factores de carga (LFD) reconoce que ciertas cargas de diseño, como las cargas vivas son más variables que otras cargas, como las cargas muertas. Por lo tanto diferentes multiplicadores son usados para cada tipo de carga. La resistencia, basada principalmente en la resistencia máxima estimada de un miembro, deberá exceder la combinación de cargas.

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) toma en cuenta ambas, la resistencia promedio, y el promedio de las cargas. La ecuación fundamental del LRFD incluye:

(η)	Modificadores de carga
(γ)	Factores de carga
(Q)	Efectos de fuerza o solicitaciones
(ϕ)	Factor de resistencia
(Rn)	Resistencia nominal

$(R = \phi R_n)$ resistencia factorada.

El LRFD proporciona un mayor nivel de seguridad a través de todo el puente, en el cual la medida de seguridad es una función de la variabilidad de cargas y de resistencia.

4.2.- CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES:

La intención de los requisitos de estas especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. Sin embargo, los aspectos mecánicos, eléctricos y aspectos especiales relacionados con la seguridad de los vehículos y peatones no están cubiertos. No se incluyen requisitos para puentes exclusivamente ferroviarios ni para puentes usados exclusivamente para el tendido de servicios públicos. Los requisitos de estas Especificaciones se pueden aplicar a los puentes que no están totalmente cubiertos por estas especificaciones, cuidando de incluir criterios de diseño adicionales cuando sea necesario.

No es la intención de estas especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública. El Propietario o el Diseñador 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.

Los requisitos de diseño de estas especificaciones 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.

Se incluyen métodos de análisis adicionales, diferentes a los incluidos en especificaciones anteriores, junto con las técnicas de modelado inherentes a las mismas.

En estas especificaciones con frecuencia se utiliza el término "ideal" para indicar una idealización de un fenómeno físico, como por ejemplo en las frases "carga ideal" o "resistencia ideal". El uso de este término enfatiza la diferencia entre la "idea" o percepción que tiene un Ingeniero sobre el mundo físico dentro del contexto del diseño que está realizando y la realidad física en sí misma.

Para fines didácticos es importante conocer el concepto o interpretación de algunos términos que se enuncian como sigue:

Factor de Carga – Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis 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 las Cargas – Factor que considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente.

Factor de Resistencia – Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y 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.

4.3.- DETERMINACIÓN DE LA LUZ DE CÁLCULO:

Art. 6.7.1 Longitud Efectiva del Vano

La longitud efectiva del vano deberá ser considerada como la distancia entre centros de apoyos u otros puntos de soporte.

Art. 9.7.2.3 Longitud Efectiva

La longitud efectiva de una losa se deberá considerar de la siguiente manera:

- Para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas: distancia entre cara y cara.

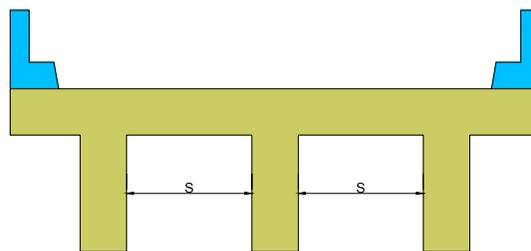


Figura IV - 1: Longitud efectiva para losas monolíticas con vigas

- Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

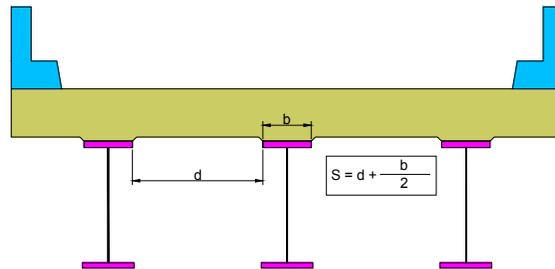


Figura IV - 2: Longitud efectiva para losas apoyadas sobre vigas

4.4.- SEPARACIÓN DE DIAFRAGMAS:

Art. 6.7.4 Diafragmas y Marcos Transversales

Art. 6.7.4.1 Generalidades

Los diafragmas o marcos transversales deberán ser ubicados como sigue:

- En los extremos de la estructura
- A través de los soportes interiores
- En partes intermedias a lo largo del vano.

Una regla general común basada en las ediciones previas del AASHTO es usar un espaciamiento máximo entre diafragmas o marcos transversales de 7600 mm.

Basado en el comentario del Art. 6.7.4.1 (C6.7.4.1) el requisito arbitrario para un máximo espaciamiento de 7600 mm. entre diafragmas de las especificaciones AASHTO estándar, ha sido reemplazado por un requisito de análisis racional que frecuentemente resultará en la eliminación de la vulnerabilidad a la fatiga.

La necesidad de diafragmas deberá ser investigada para:

- Todas las etapas de procedimientos de construcción.
- Para la condición final.

Cuando se investiga la necesidad de diafragmas o marcos transversales y cuando se diseño estos, se debe considerar lo siguiente:

- La transferencia de las cargas laterales de viento, desde la parte inferior de la viga a la losa y desde la losa a los apoyos.
- La estabilidad del patín inferior para todas las cargas cuando este se encuentre en compresión.
- La estabilidad del patín superior previo al curado de la losa.
- Consideración de cualquier efecto de pandeo lateral en el ala.
- Distribución vertical de las cargas viva y muerta aplicadas a la estructura.

Los diafragmas o marcos transversales pueden ser especificados como cualquiera de los siguientes puntos:

- Temporales.- Si estos son requeridos solo durante la construcción.
- Permanentes.- Si estos son requeridos durante la construcción y en la condición final del puente.

Como mínimo, los diafragmas y marcos transversales serán diseñados como sigue:

- Para transferir cargas de viento de acuerdo a las disposiciones del Art. 4.6.2.7
- Satisfacer los requerimientos de esbeltez considerados en el Art. 6.8.4 o Art. 6.9.3.

Adicionalmente las placas de conexión deberán satisfacer de los requerimientos del Art. 6.6.1.3.1

Art. 6.8.4 Límite de Relación de Esbeltez

Miembros en tensión excepto barras de ojo, cables y placas deberán satisfacer los requerimientos de esbeltez que se especifica:

- Miembros principales $\frac{\ell}{r} \leq 140$
- Miembros secundarios $\frac{\ell}{r} \leq 200$

- Miembros de soporte $\frac{\ell}{r} \leq 240$

Donde:

ℓ .- longitud no soportada (mm.)

r.- mínimo radio de giro (mm.)

Art. 6.9.3 Límite de Relación de Esbeltez

Los miembros en compresión deberán satisfacer los requerimientos de esbeltez de acuerdo a lo siguiente:

- Para miembros principales $\frac{k\ell}{r} \leq 120$
- Para miembros de soporte $\frac{k\ell}{r} \leq 140$

Donde:

k.- Factor de longitud efectiva especificada en el Art. 4.6.2.5

Art. 6.6.1.3.1 Placas de Conexión transversal.

Las placas de conexión deberán ser soldadas o apernadas a ambas alas de compresión y tensión de la sección transversal donde:

- La conexión de diafragmas o marcos transversales son sujetos a una placa de conexión transversal ó, a un rigidizador transversal que funcione como placa de conexión.
- Los diafragmas o marcos transversales internos o externos son sujetos a una placa de conexión transversal ó, a un rigidizador transversal que funcione como placa de conexión.
- Floorbeams son sujetos a una placa de conexión transversal ó, a un rigidizador transversal que funcione como placa de conexión.

En ausencia de buena información, las conexiones soldadas o apernadas deberán ser diseñadas para resistir una un esfuerzo por carga lateral de 90,000.0 N, en puentes no distorsionados.

Art. 4.6.2.7 Distribución de la Carga de Viento Lateral en puentes multiviga.

Art. 4.6.2.7.1 Secciones doble te:

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

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

Se deberá asumir que las alas inferiores y superiores sometidas a carga de viento lateral transmiten dicha carga a puntos de arriostamiento adyacentes mediante flexión.

Estos puntos de arriostamiento ocurren en los nodos de arriostamiento contra el viento o en ubicaciones sobre marcos transversales y diafragmas.

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

- Acción de pórtico del arriostamiento horizontal contra el viento en el plano del ala;
- Acción de pórtico de los marcos transversales o diafragmas que transmiten las fuerzas hacia el tablero o el arriostamiento contra el viento en el plano de la otra ala, y luego mediante acción de diafragma del tablero, o acción de pórtico del arriostamiento 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 arriostamiento contra el viento en el plano de ninguna de las alas.

C4.6.2.7.1

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

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

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

$$W = \frac{\eta_i \gamma P_D d}{2}$$

Donde:

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

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

d = profundidad del elemento (mm.)

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

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

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

$$M_w = \frac{WL_b^2}{10}$$

Donde:

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

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

L_b = separación de los puntos de arriostramiento (mm)

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

$$M_w = \frac{WL_b^2}{10} + \frac{WL^2}{8N_b}$$

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

N_b = número de elementos longitudinales.

L = longitud de tramo (mm).

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

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

$$P_w = WL_b$$

Donde:

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

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

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

Los sistemas de arriostramiento lateral requeridos para soportar ambas alas debido a la transmisión de cargas de viento a través de diafragmas o marcos transversales se deberán diseñar para una fuerza horizontal igual a $2P_w$ en cada punto de arriostramiento.

4.5.- SEPARACIÓN ENTRE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS.

Art. 6.10.1.9 Resistencia a la Flexión (Bend – Buckling) ojo

Art. 6.10.1.9.1 Almas sin Rigidizadores Longitudinales

Art. 6.10.9 Resistencia a Corte

Art. 6.10.9.1 Generalidades

El estado límite de fuerza en almas rectas y curvas deberá satisfacer:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

Donde:

ϕ_v factor de resistencia para corte especificado en el Art. 6.5.4.2

V_n Resistencia nominal de corte determinado como se especifica en los Art. 6.10.9.2 y 6.10.9.3 para almas rigidizadas y no rigidizadas respectivamente.

V_u Corte en el alma de la sección, bajo consideraciones debido a cargas factoradas.

Los rigidizadores transversales intermedios deberán ser diseñados como se especifica en el Art. 6.10.11.1. Los rigidizadores longitudinales deberán ser diseñados como se especifica en el Art. 6.10.11.3.

Los paneles interiores del alma de miembros híbridos y no híbridos:

- Sin rigidizador longitudinal y con un rigidizador transversal su espaciamiento no excederá 3D ó,
- Con uno o mas rigidizadores longitudinales y con rigidizador transversal su espaciamiento no excederá 1.5D

Deberá ser considerada la rigidez, se aplicaran las disposiciones del Art.6.10.9.3.

De lo contrario el panel deberá ser considerado no rígido y se aplicaran las disposiciones del Art. 6.10.9.2.

Para almas rígidas, las disposiciones para almas de los extremos deberán ser como se especifican en el Art. 6.10.9.3.3.

Art. 6.10.11 Rigidizadores

Art. 6.10.11.1 Rigidizadores Transversales

Art. 6.10.11.1.1 Generalidades

Los rigidizadores transversales consistirán en placa o ángulos soldados o apernados a cualquier lado del alma ó ambos lados de esta.

Los rigidizadores en vigas rectas no usados como placas de conexión deberán ser asegurados al ala de compresión, pero no necesita estar en apoyo con el ala de tensión.

Los rigidizadores usados como placas de conexión para diafragmas o marcos transversales deberán ser sujetos a ambas alas.

La distancia entre el extremo del ala y la soldadura del rigidizador y cerca al extremo adyacente del alma y soldadura del ala o del rigidizador longitudinal y la soldadura del alma no deberá ser menor que $4t_w$, pero no deberá exceder el menor de $6t_w$ y 100 mm.

Art. 6.10.11.1.2 Proyectar el Ancho

El ancho, b_t , para cada rigidizador proyectado deberá satisfacer:

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \quad Y$$

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad \text{Donde:}$$

b_f = para secciones I, el mayor de los anchos del ala de compresión de la sección en estudio. (mm.)

t_p = espesor de los rigidizadores proyectados (mm.).

Art. 6.10.11.1.3 Momento de Inercia.

Para rigidizadores transversales adyacentes a los paneles del alma en el cual ningún panel soporte fuerzas de corte mayores que la resistencia a corte, el

momento de inercia del rigidizador transversal deberá satisfacer el menor de los siguientes límites:

$$I_t \geq b t_w^3 J$$

$$I_t \geq \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad \text{Donde:}$$

I_t = Momento de inercia del rigidizador transversal tomado cerca del borde en contacto con el alma para un rigidizador, para rigidizadores en pares se tomara cerca de la mitad del espesor del alma. (mm⁴)

b = El menor de d_o y D (mm.)

d_o = espacimiento real entre rigidizadores (revisar)

J = parámetro de rigidez a flexión del rigidizador.

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o/D} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

ρ_t = el mayor de F_{yw}/F_{crs} y 1.0.

F_{crs} = esfuerzo local de pandeo para el rigidizador (MPa.)

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys}$$

F_{ys} = mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el rigidizador (MPa)

Rigidizadores transversales usados los paneles del alma con rigidizadores longitudinales deberán satisfacer:

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_\ell} \right) \left(\frac{D}{3d_o} \right) I_\ell \quad \text{Donde:}$$

b_t = Ancho proyectado para el rigidizador transversal (mm.).

b_ℓ = Ancho proyectado para el rigidizador longitudinal (mm.).

I_ℓ = Momento de inercia del rigidizador longitudinal determinado como se especifica en el Art. 6.10.11.3.3 (mm⁴).

Art. 6.10.11.2 Rigidizadores de Apoyo:

Los rigidizadores de apoyo deberán estar ubicados en el alma para aumentar la sección y sobre el área de apoyo.

Los rigidizadores de apoyo deberán consistir en una o más placas ó ángulos soldados o apernados a ambos lados del alma. La conexión al alma deberá ser diseñada para transmitir una completa fuerza de flexión debida a las cargas factoradas.

Los rigidizadores deberán extenderse todo el peralte del alma y en forma práctica hasta los bordes exteriores de las alas.

Art. 6.10.11.2.2 Proyectar el Ancho

El ancho a proyectar para cada rigidizador, b_t , deberá satisfacer:

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad \text{Donde:}$$

F_{ys} = Esfuerzo de fluencia especificado para el rigidizador (MPa).

t_p = Espesor del rigidizador a proyectar.

Art. 6.10.11.2.3 Resistencia de Apoyo

La resistencia de apoyo factorada para los extremos de los rigidizadores de apoyo deberán tomarse como:

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n \quad \text{En la cuál:}$$

$(R_{sb})_r$ = resistencia nominal de apoyo para los extremos de los rigidizadores de apoyo. (N.)

$$= 1.4A_{pn}F_{ys}$$

ϕ_b = Factor de resistencia para apoyo especificado en el Art. 6.5.4.2

A_{pn} = Área del rigidizador fuera del filete de soldadura alma – ala pero no más allá del borde del ala (mm²).

Art. 6.10.11.2.4 Resistencia Axial de los Rigidizadores de Apoyo

Art. 6.10.11.2.4 a Generalidades:

La resistencia axial factorada, P_r , deberá ser determinada como se especifica en el Art. 6.9.2.1 usando el mínimo esfuerzo de fluencia especificado de las placas del rigidizador F_{ys} . El radio de giro deberá ser calculado cerca de la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva deberá ser tomada como $0.75D$, donde D es el peralte del alma.

Art. 6.10.11.2.4b Sección Efectiva:

Para rigidizadores apernados al alma, la sección efectiva de columna consistirá solamente de los elementos del rigidizador.

Excepto que se especifique lo contrario, para rigidizadores soldados al alma, una porción del alma deberá ser incluida como parte de la sección efectiva de columna. Para rigidizadores que consisten de dos placas soldadas al alma, la sección efectiva de columna consistirá, en los dos elementos del rigidizador, más una franja central del alma que se extiende no más que $9t_w$ a cada lado de los rigidizadores. Si más de un par de rigidizadores es usado, la sección efectiva de columna consistirá de todos los elementos del rigidizador, más una franja central del alma que se extiende no más que $9t_w$ entre los rigidizadores a cada lado.

Si se especifica un mínimo esfuerzo de fluencia para el alma menor que el de los rigidizadores, la franja del alma incluida en la sección efectiva será reducida por la relación F_{yw} / F_{ys} .

Art. 6.10.11.3 Rigidizadores Longitudinales

Art. 6.10.11.3.1 Generalidades:

Donde se requiera, los rigidizadores longitudinales deben consistir de una placa soldada a un lado del alma, o un ángulo apernado.

Los rigidizadores longitudinales deberán ser ubicados en posición vertical sobre el alma tal que se cumpla con la ecuación 6.10.3.2.1-3 cuando se verifique la

constructibilidad, en el estado límite de servicio se cumple con la ecuación 6.10.4.2.2-4, y todos los requerimientos apropiados de diseño serán satisfechos en estado límite de resistencia.

Donde sea posible, los rigidizadores longitudinales deberán extenderse ininterrumpidamente sobre su longitud especificada, a menos que se especifique lo contrario. Si parte de elementos transversales en el alma como rigidizadores son interrumpidos por un rigidizador longitudinal, el elemento transversal deberá fijarse al rigidizador longitudinal para desarrollar la resistencia a flexión y la resistencia axial del elemento transversal.

El esfuerzo de flexión en el rigidizador longitudinal, f_s , debido a las cargas factoradas en estado límite de resistencia y cuando se chequee constructibilidad satisfecerá:

$$f_s \leq \phi_f R_h F_{ys} \quad \text{Donde:}$$

ϕ_f = Factor de resistencia a flexión especificado en el Art. 6.5.4.2

F_{ys} = Esfuerzo de fluencia del rigidizador (MPa.)

R_h = Factor de híbrides determinado como se especifica en el Art. 6.10.1.10.1

Revisar Comentario y Art. Subsiguientes

4.6.- ESFUERZOS ADMISIBLES Y COMBINACIONES DE CARGA

Art. 3.4 Factores de Carga y Combinaciones de Carga:

Art. 3.4.1

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad \text{Donde:}$$

η_i = Modificador de las cargas especificado en el Art. 1.3.2

Q_i = Sollicitaciones de carga aquí especificadas.

γ_i = Factores de cargas especificados en las Tablas 1 y 2

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

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el 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 que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km./h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

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

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

- FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre eje especificada en el Artículo 3.6.1.4.1.

En la Tabla 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 mayorada 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 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.

Los factores de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , y asentamiento, γ_{SE} , se deberían 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:

- 0,0 en los estados límites de resistencia y evento extremo,
- 1,0 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 sobrecarga en la combinación correspondiente a Evento Extremo I, γ_{EQ} , se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. Las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares usaban $\gamma_{EQ} = 0,0$. Este tema aún no ha sido resuelto. Se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial, es decir, $\gamma_{EQ} < 1,0$ con sismos.

Las abreviaturas usadas en la tabla 3.4.1-1 están definidas en el Art. 3.3.2, a continuación se muestran algunas de las más utilizadas a lo largo del diseño:

DC.- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW.- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

LL.- Sobrecarga vehicular.

IM.- Incremento por carga vehicular dinámica.

WS.- Viento sobre la estructura.

WL.- Viento sobre la sobrecarga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Limite													
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 – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	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
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	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	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla IV - 1: Combinación de Cargas y Factores de Carga (AASHTO LRFD tabla 3.4.1-1)

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Tabla IV - 2: Factores de Carga para cargas Permanentes γ_p (AASHTO LRFD tabla 3.4.1-1)

El siguiente es un cuadro de resumen de los factores de diseño del AASHTO LRFD:

COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA								
ESTADO LIMITE	FACTORES DE CARGA							
	DC		DW		LL	IM	WS	WL
	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.				
RESISTENCIA I	1.25	0.9	1.5	0.65	1.75	1.75	-	-
RESISTENCIA III	1.25	0.9	1.5	0.65	-	-	1.4	-
RESISTENCIA V	1.25	0.9	1.5	0.65	1.35	1.35	0.4	1
SERVICIO I	1	1	1	1	1	1	0.3	1
SERVICIO II	1	1	1	1	1.3	1.3	-	-
FATIGA	-	-	-	-	0.75	75	-	-

Tabla IV - 3: Resumen de Combinaciones y Factores de Carga

Art. 1.3.2 Estados Límites:

Art. 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 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1,0 excepto para bulones, a los cuales se aplican los requisitos del Artículo 6.5.5, y para columnas de hormigón en Zonas Sísmicas 3 y 4, a las cuales se aplican los requisitos del Artículo 5.10.11.4.1b. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_r = R_n \quad (\text{Ec. 1.3.2.1 -1})$$

Donde:

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

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (\text{Ec. 1.3.2.1 -2})$$

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

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.00 \quad (\text{Ec. 1.3.2.1 -3})$$

donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, según lo especificado en las Secciones 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 = solicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

Art. 1.3.3 Ductilidad:

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de hormigón en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual que 1,3 veces la máxima solicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes.

Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad.

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 estas Especificaciones

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

Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1,00$

La respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil o por un comportamiento dúctil.

El comportamiento frágil es indeseable debido a que implica la súbita pérdida de la capacidad de carga inmediatamente después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra una pérdida significativa de la capacidad de carga. El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas.

Bajo cargas sísmicas repetitivas, se producen grandes ciclos invertidos de deformación inelástica que disipan energía y tienen un efecto beneficioso para la supervivencia de la estructura.

Si, mediante confinamiento u otras medidas, un elemento o conexión fabricado de materiales frágiles puede soportar deformaciones inelásticas sin pérdida significativa de la capacidad de carga, este elemento se puede considerar dúctil. Este comportamiento dúctil se debe verificar mediante ensayos.

A fin de lograr un comportamiento dúctil adecuado el sistema debería tener un número suficiente de elementos dúctiles y ya sea:

- Uniones y conexiones que también sean dúctiles y puedan proveer disipación de energía sin pérdida de capacidad, o

- Uniones y conexiones que poseen suficiente resistencia en exceso para asegurar que la respuesta inelástica ocurrirá en las ubicaciones diseñadas para proporcionar una respuesta dúctil, de absorción de energía.

La ductilidad de los elementos o conexiones estructurales se puede establecer ya sea mediante ensayos a escala real o a gran escala o bien mediante modelos analíticos basados en el comportamiento documentado de los materiales. La ductilidad de un sistema estructural se puede determinar integrando las deformaciones locales sobre la totalidad del sistema estructural.

Los requisitos especiales aplicables a los dispositivos disipadores de energía se deben a las rigurosas demandas a las que están sometidos estos elementos.

Art. 1.3.4 Redundancia:

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

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$$\begin{aligned} \eta_R &\geq 1,05 \text{ para elementos no redundantes} \\ &= 1,00 \text{ para niveles convencionales de redundancia} \\ &\geq 0,95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia} \end{aligned}$$

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_R = 1,00$$

Art. 1.3.5 Importancia Operativa:

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

El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa. Art. 3.10.3 y C 3.10.3

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes
- $= 1,00$ para puentes típicos
- $\geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_I = 1,00$$

Art. 5.5.4.2 y Art. 6.5.4.2 Factores de Resistencia:

FACTORES DE RESISTENCIA		
MATERIAL	TIPO DE RESISTENCIA	FACTOR DE RESISTENCIA (ϕ)
ACERO ESTRUCTURAL	FLEXION	$\phi_f = 1.00$
	CORTE	$\phi_v = 1.00$
	COMPRESION AXIAL	$\phi_c = 0.90$
	APOYO	$\phi_o = 1.00$
HORMIGON ARMADO	FLEXION Y TENSION	$\phi_f = 0.90$
	CORTE Y TORSION	$\phi_v = 0.90$
	COMPRESION AXIAL COMPRESION CON FLEXION	$\phi_a = 0.75$ $\phi = 0.75$ a 0.90 (interpolacion lineal)

Tabla IV - 4: Factores de Resistencia (Hormigón y Acero)

Art. 3.6.1.1.2 Presencia de Múltiples Sobrecargas:

A menos que en este documento se especifique lo contrario, la sollicitación 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 HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Tabla:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar 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 combinado con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Los factores especificados en la Tabla 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 ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el Artículo 4.6.2.2.2d.

FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE	
NUMERO DE CARRILES CARGADOS	FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Tabla IV - 5: Factores de presencia múltiple (m)

Art. 3.6.2 Incremento por Carga Dinámica, IM:

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

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

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

INCREMENTO POR CARGA DINAMICA	
ESTADO LIMITE	IM
ESTADO LIMITE DE FATIGA Y FRACTURA	15%
TODOS LOS DEMAS ESTADOS	33%

Tabla IV - 6: Incremento por carga Dinámica (IM)

4.7 BARANDAS Y PROTECCIONES

Refiérase a la Sección 13 de las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD, o al capítulo V del presente documento.

4.8 ESPESOR DEL TABLERO

Art. 4.6.2 Métodos de Análisis Aproximados:

Art. 4.6.2.1 Requisitos Generales:

Un método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para los tableros, excepto para aquellos 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.

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.

Para el análisis por el método de fajas equivalentes, las vigas actúan como soporte, y la losa actúa como una viga simple o continua de soporte a soporte.

Art. 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. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1000 mm en el caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 3600 mm para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles.

Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja especificado en Tabla para vuelos de tableros. Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho.

En la Tabla se utiliza la siguiente simbología:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

h = altura del tablero (mm)

L = longitud de tramo del tablero (mm)

P = carga de eje (N)

S_b = separación de las barras del emparrillado (mm)

+M = momento positivo

-M = momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ 	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
• Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
Acero: <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto 	Barras principales	$0,007P + 4,0S_b$
	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
• 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
Madera: <ul style="list-style-type: none"> • Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> ○ No interconectada ○ Interconectada • Laminada y tesada • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> ○ Tableros continuos o paneles interconectados ○ Paneles no interconectados 	Paralela	$2,0h + 760$
	Perpendicular	$2,0h + 1020$
	Paralela	$2280h + 0,07L$
	Perpendicular	$4,0h + 760$
	Paralela	$0,066S + 2740$
	Perpendicular	$0,84S + 610$
	Paralela	$2,0h + 760$
	Perpendicular	$4,0h + 1020$
	Paralela	$2,0h + 760$
	Perpendicular	$2,0h + 1020$

**Tabla IV - 7: Ancho de Faja para diseño de Tablero
(AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1 Fajas Equivalentes)**

Art. 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 componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes 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 profundidad del tablero. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- Para construcciones monolíticas y vigas cajón de hormigón – en la cara del componente de apoyo;
- Para vigas de acero y madera – un cuarto del ancho de ala a partir del eje del apoyo;
- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te – un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Para los propósitos del presente artículo, cada una de las almas de una viga cajón de acero u hormigón se puede tratar como un componente de apoyo independiente.

Art. 9.7.1.1 Mínima Altura y Recubrimiento:

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

El mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.12.3.

Art. 5.12.3 Recubrimiento de Hormigón:

A menos que se especifique lo contrario los recubrimientos de hormigón se los realizará conforme a lo especificado en la siguiente tabla:

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Tabla IV - 8: Recubrimientos de Hormigón
(AASHTO LRFD Tabla 5.12.3-1 Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas)

4.9.- UBICACIÓN DE LA CARGA VIVA EN EL VOLADIZO

Art. 9.7.1.5 Diseño de Losas en Voladizo:

La porción del tablero en voladizo se deberá diseñar para las cargas de impacto sobre las barandas de acuerdo con los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4.

Se deberán investigar los efectos del punzonamiento debidos a las cargas de colisión de vehículos en la base exterior de los postes de barandas o barreras.

C9.7.1.5

En el Apéndice de la Sección 13 se presenta un método aceptable para analizar los vuelos de los tableros para las cargas de impacto sobre las barandas.

Para evitar las fallas debidas al corte por punzonamiento se puede utilizar cualquier combinación de los siguientes métodos: aumentar de la altura de la losa, utilizar armadura especial que se extienda en un ancho de losa más allá de la baranda y utilizar placas base de mayor tamaño debajo de los postes de las barandas.

Art. 3.6.1.3 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño:

Art. 3.6.1.3.1 Requisitos Generales:

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

- La solicitud debida al tándem de diseño combinada con la solicitud debida a la carga del carril de diseño, o
- La solicitud 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 solicitud debida a la carga del carril de diseño, y
- Los ejes que no contribuyen a la solicitud extrema considerada se deberán despreciar. Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitudes 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 vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
 - Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm 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 solicitud extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

Art. 3.6.1.3.4 Carga para el Vuelo del Tablero:

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la Sección 13.

Art. 13.7.3.1.2

A menos que durante el procedimiento del ensayo de choque se pueda demostrar que un espesor menor resulta satisfactorio, el mínimo espesor de borde de los vuelos de tablero de hormigón se deberá tomar como:

- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 300 mm
- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 200 mm.

4.10 ANCHO DE DISTRIBUCIÓN

Art. 4.6.2.2 Puentes de Viga y Losa

Art. 4.6.2.2.1 Aplicabilidad:

A excepción de lo especificado en el Artículo 4.6.2.2.4, 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 sollicitación por carril.

Si un carril está cargado con un vehículo especial o con un vehículo de circulación restringida, la solicitación de diseño en cada viga resultante del tráfico mixto se puede determinar como se especifica en el Artículo 4.6.2.2.4.

Para separación entre vigas mayor que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, a menos que este documento especifique lo contrario, la sobrecarga sobre cada viga deberá ser la reacción de los carriles cargados determinada según la ley de momentos.

Art. 4.6.2.2.2 Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte:

Art. 4.6.2.2.2b Vigas interiores con tablero 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.

Para la etapa de diseño preliminar los términos $K_g/(L_t^3)$

e I/J se pueden tomar iguales a 1,0.

Véase: Tabla 4.6.2.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Art. 4.6.2.2.2d Vigas Exteriores:

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril, g , especificada en la Tabla.

La distancia d_e se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico.

En las secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas o marcos 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.

Véase: Tabla 4.6.2.2.2d-1 – Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores.

4.11 MÉTODO DE ANÁLISIS DE LOSAS Y TABLEROS

Véase en el numeral 4.8 ESPESOR DEL TABLERO del presente documento

4.12 ARMADURAS

Art. 5.7.3.3 Límite para las Armaduras:

Art. 5.7.3.3.1 Armadura Máxima:

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{de} \leq 0.42$$

Donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

de = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la ecuación enunciada la sección se deberá considerar sobreamada.

Art. 5.7.2.2 Distribución Rectangular de las Tensiones

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de **0,85f_c** en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia

a = β₁c a partir de la fibra extrema comprimida.

La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor **β₁** se deberá tomar como **0,85** para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa.

Para resistencias mayores que 28 MPa, a β₁ se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β₁ no podrá ser menor que 0,65.

Art. 5.4.2.6 Modulo de Rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el modulo de rotura, f_r , en Mpa se puede tomar como:

Para hormigones de densidad normal:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c}$$

Art. 9.7.3.2 Armadura de Distribución:

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

Art. 5.10.8 Armadura de Contracción y Temperatura:

Art. 5.10.8.1 Requisitos Generales

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural.

Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada.

Art. 5.10.8.2 Componentes de menos de 1200mm de espesor

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s \geq 0,1 \cdot 0,75 f_y \quad (5.10.8.2-1)$$

donde:

A_g = área bruta de la sección (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras; sin embargo, en los elementos de menos de 150 mm espesor, el acero se puede colocar en una sola capa. La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3,0 veces el espesor del componente ó 450 mm.

4.13 REQUISITOS PARA EL DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

Art. 6.10.1.1 Secciones Compuestas:

Las secciones que consistan de una losa de concreto que provea una acción compuesta y soporte lateral conectado a una sección de acero por conectores de corte diseñados de acuerdo a las disposiciones del Art. 6.10.10 serán considerados secciones compuestas.

Art. 6.10.1.1.1 Esfuerzos:

Art. 6.10.1.1.1 a Secuencia de Carga:

Los esfuerzos elásticos en cualquier parte de la sección compuesta debido a cargas aplicadas serán la suma de los esfuerzos causado por las fuerzas aplicadas separadamente en:

- La sección de Acero
- Periodos cortos en la sección compuesta
- Periodos largos en la sección compuesta

Para construcciones no aisladas, la carga permanente aplicada antes de que la losa de concreto se endurezca en la sección compuesta se asume será llevada

solamente por la sección de acero; la carga permanente y la carga viva aplicada después del endurecimiento de la losa de concreto se asume será llevada por la sección compuesta.

Art. 6.10.1.1.1b Esfuerzos de Flexión Positiva en la Sección:

Para calcular los esfuerzos de flexión en la sección sujeta a flexión positiva, la sección compuesta consistirá de la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la losa de concreto.

Para cargas instantáneas asumidas aplicadas en el periodo corto de la sección compuesta el área de la losa de concreto usando la relación de módulos n . Para las cargas permanentes asumidas aplicadas en el periodo largo de la sección compuesta el área de la losa de concreto será transformado usando la relación de módulos n pero multiplicada por **3, (3n)**.

Art. 6.10.1.1.1c Esfuerzos de Flexión Negativa en la Sección:

Para calcular los esfuerzos de flexión en secciones sujetas a sección negativa, la sección compuesta para periodo corto y periodo largo consistirá de la sección de acero y del refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, excepto con se especifica en los artículos 6.6.1.2.1, 6.10.1.1.1d, 6.10.4.2.1.

Art. 6.10.1.1.1d Esfuerzos en la Losa de Concreto:

Para calcular los esfuerzos de flexión longitudinal en la losa de concreto debido a cargas permanentes e instantáneas, la relación de módulos para periodo corto (n) será usada.

Art. 6.10.1.1.1e Ancho efectivo de la Losa de Concreto:

El ancho efectivo de la losa de concreto será determinado como se especifica en el Art. 4.6.2.6

Art. 4.6.2.6 Ancho de Ala Efectivo:

Art. 4.6.2.6.1 Requisitos Generales:

En ausencia de un análisis más refinado y/o a meno que se especifique lo contrario, los límites para el ancho de una losa de hormigón, considerado efectivo en acción compuesta para determinar la resistencia para todos los estados

límites, serán como aquí se especifica. El cálculo de deformaciones se debería basar en el ancho de ala total.

Para el cálculo de las deformaciones por sobrecarga, si corresponde, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.5.2.6.2.

La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a las cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos. Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor;
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la longitud de tramo efectiva;
- 6,0 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- El ancho del vuelo.

4.14 SOBRECARGAS

Art. 3.6.1.2 Sobrecarga Vehicular de Diseño:

Art. 3.6.1.2.1 Requisitos Generales:

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir 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, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

Art. 3.6.1.2.2 Camión de Diseño:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 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 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

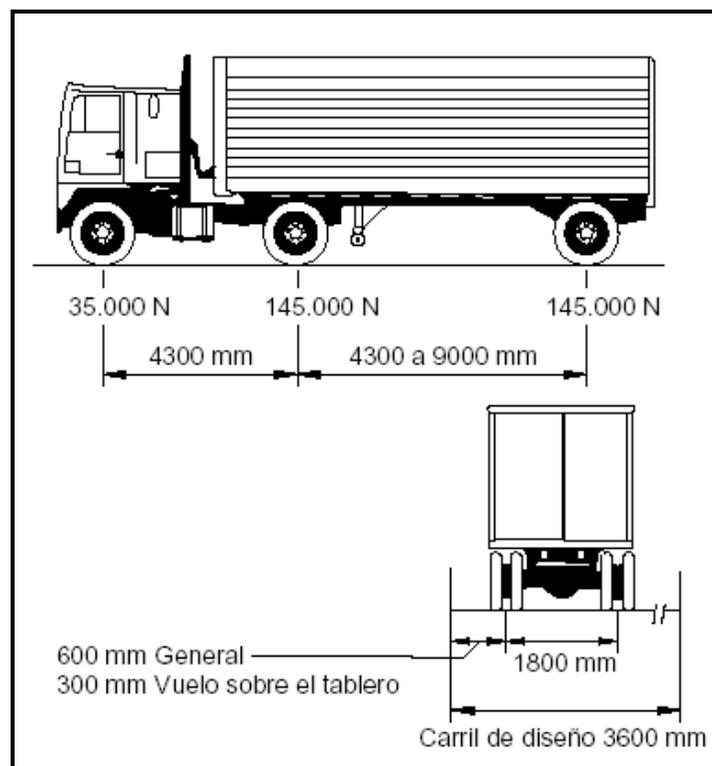


Figura IV - 3: Camión de Diseño (Componente de la Carga HL-93)

Art. 3.6.1.2.3 Tandem de Diseño:

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2

Art. 3.6.1.2.4 Carga de Carril de Diseño:

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal.

Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

4.15 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN

Refiérase al Art. 4.6.2.2.1 del numeral 4.10 ANCHO DE DISTRIBUCION del presente capítulo

CAPÍTULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL (CÓDIGO AASHTO LRFD)

5.1.- SOBRECARGA:

Hay algunas diferencias entre la carga viva usada en el diseño por esfuerzos admisibles (ASD), o el diseño por factores de carga (LFD) y la carga viva usada en el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Algunas de las más significativas se enuncian a continuación:

En ASD y LFD, la designación básica de carga viva, es HS – 20 u HS – 25. En LRFD la designación básica de carga viva es el HL – 93.

En ASD y LFD, la carga viva consiste, en cualquiera de los dos, en una carga de camión o, una carga de carril y cargas concentradas. En LRFD, la carga consiste de un camión de diseño o tandem, combinado con una carga de carril.

En ASD y LFD, el término “Impacto” es usado para la interacción dinámica entre el puente y movimiento de los vehículos. En LRFD el término “incremento por carga dinámica” es usado en lugar del término “Impacto”.

En ASD y LFD, el Impacto es aplicado en toda la carga viva. En LRFD, el incremento por carga dinámica es aplicado solo al camión de diseño y al tandem de diseño.

Sobrecarga: HL – 93

5.2.- ESFUERZOS ADMISIBLES:

Art. 6.4.1 Acero Estructural:

El acero estructural estará conforme a los requerimientos especificados en la Tabla 6.4.1-1, y el diseño estará basado en las propiedades mínimas indicadas.

El módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica de todos los grados de acero estructural serán asumidos como 200 000,0 MPa y 11.7×10^{-6} mm/mm/°C respectivamente.

Acero Estructural:

Designación AASHTO: M270M Grado 345W

Equivalencia ASTM: A709M Grado 345W

$F_y = 345$ MPa

$F_u = 485$ MPa

El acero estructural utilizado para el diseño de las vigas de acero en LRFD tiene propiedades parecidas al acero utilizado en el diseño ESTÁNDAR (A -588).

Art. 5.4.2.1 Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

$f_c = 28$ MPa

Art. 5.4.3 Acero de la Armaduras:

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica. Sólo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Propietario.

$f_y = 420$ Mpa

5.3.- DISEÑO DE PROTECCIONES:

Las protecciones serán diseñadas de acuerdo a el APÉNDICE A de la SECCIÓN 13 del AASHTO LRFD, y únicamente como probeta de ensayo, debido a que las protecciones deben resistir ensayos a Choque y en el país no se cuenta con los recursos necesarios para implementar esa clase de tecnología.

Art. 13.7 Barandas para Tráfico Vehicular:

13.7.1.1 Requisitos Generales:

El propósito principal de las barandas para tráfico vehicular deberá ser contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura. Se deberá demostrar que todas las barreras para tráfico vehicular, barandas para tráfico peatonal y barandas combinadas nuevas son estructural y geoméricamente resistentes al choque. Se deberían considerar los siguientes factores:

- Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera,
- Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto,
- Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura,
- Posibles mejoras futuras de las barandas,
- Relación costo-beneficio de las barandas, y
- Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.

Art. 13.7.3 Diseño de la Barandas:

Art. 13.7.3.1 Requisitos Generales:

Normalmente una baranda para tráfico vehicular debería tener una cara de riel continua y hacia el lado del tráfico. Los postes de acero que sostienen los rieles se deberían estar retirados de la cara del riel.

Art. 13.7.3.1.2 Sistemas Nuevos:

Se podrán utilizar sistemas de barandas nuevos, siempre y cuando mediante ensayos de choque a escala real se demuestre que su comportamiento es aceptable.

La probeta utilizada para realizar el análisis de choque para un sistema de barandas se podrá diseñar de manera que resista las cargas aplicadas de acuerdo con el Apéndice A de la sección 13 o de acuerdo con el Informe 350 del NCHRP y sus revisiones.

A menos que durante el procedimiento del ensayo de choque se pueda demostrar que un espesor menor resulta satisfactorio, el mínimo espesor de borde de los vuelos de tablero de hormigón se deberá tomar como:

- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 300 mm
- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 200 mm

Art. 13.7.3.2 Altura del Parapeto ó Baranda para Trafico Vehicular

Las barandas para tráfico vehicular deberán tener como mínimo una altura de 685mm si se trata de barandas TL-3, 810mm si se trata de barandas TL-4 y 2290 mm si se trata de barandas TL-6.

La mínima altura de un parapeto de cara vertical deberá ser 685 mm. La altura de otros tipos de barandas combinadas de metal y hormigón no deberá ser menor que 685mm y se deberá demostrar que son adecuadas mediante ensayos de choque utilizando el nivel de ensayo deseado.

“Las especificaciones de la AASHTO establecen ciertas restricciones de cargas y geometría para el cálculo y diseño de sistemas de contención. Además exige que para su utilización tengan un desempeño satisfactorio en ensayos de impacto a escala real, incluso modelando la baranda con el voladizo correspondiente al puente.

La altura mínima para impedir el vuelco por sobre la barrera del vehículo que impacta está restringida a 685mm para TL-3 o menor, 810mm para TL-4, 1070mm para TL-5 y 2290 para TL-6. El reglamento de

Debido a que estas medidas son derivadas del sistema métrico inglés, a los efectos prácticos y para un mejor ajuste al sistema de medida internacional vigente en el país resultaría conveniente la adopción de los siguientes límites inferiores para la altura de baranda vehicular (He, Tabla A13.2-1): 0,45m para TL-1; 0,50m para TL-2; 0,60m para TL-3; 0,80m TL-4; 1,10m TL-5 y 1,40m TL-6.”

Art. 13.11 Cordones y Aceras

Art. 13.11.2 Aceras

Cuando en los accesos carreteros se utilizan cordones cuneta con acera, la altura del cordón para las aceras sobreelevadas en el puente no debería ser mayor que 200 mm. Si se requiere un cordón barrera, la altura del cordón no debería ser menor que 150 mm. Si la altura del cordón en el puente difiere de la altura del cordón fuera del puente se deberá proveer una transición uniforme en una distancia mayor o igual que 20 veces el cambio de altura.

Art. 13.4 y Art. 13.7 Requisitos Generales

El cordón debe estar integrado a una vereda de 1,20m o más de ancho cuando no haya otra barrera que separe la calzada de los peatones. Un cordón puede ser utilizado en un puente en alguna de las siguientes situaciones

- Como única separación entre la vereda y la calzada solamente cuando la velocidad máxima permitida sea de 70Km/h o menor
- Cuando existe también un cordón en los accesos al puente
- Cuando sea necesario contener la caída del agua de lluvia desde el borde del tablero

Se recomienda que la altura del cordón por encima de la superficie de la calzada se encuentre entre 15 y 20cm y que su cara lateral tenga por lo menos 10cm de altura contados desde la rasante de la vereda.

Al estar el sistema cordón vereda limitado exclusivamente para casos con velocidades menores a los 70Km/h en nivel de seguridad exigido para las barandas vehiculares y peatonales es 1 o 2 según sea el caso.

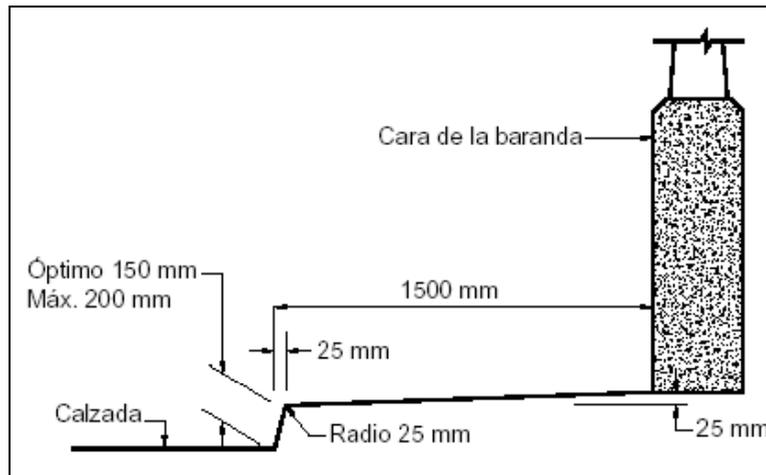


Figura V - 1: Recomendaciones de Diseño Cordón - Vereda

Art. A13.1.1 Separación de los Elementos de las Barandas

Para las barandas para tráfico vehicular, los criterios para definir la máxima abertura libre debajo del riel inferior, C_b , el retiro de los postes, S , y la máxima abertura entre rieles, c , se deberán basar en los criterios siguientes:

- Los anchos de contacto de los rieles de las barandas típicas se pueden tomar como se ilustra en la Figura A13.1.1.-1
- El ancho total del riel o los rieles en contacto con el vehículo, ΣA , no deberá ser menor que **25** por ciento de la altura de la baranda;
- En el caso de las barandas con postes, la abertura libre vertical, c , y el retiro de los postes, S , deberá estar dentro o por debajo del área sombreada ilustrada en la Figura A13.1.1-2; y
- En el caso de las barandas con postes, la combinación de $(\Sigma A/H)$ y el retiro de los postes, S , deberá estar dentro o por encima del área sombreada ilustrada en la Figura A13.1.1-3.

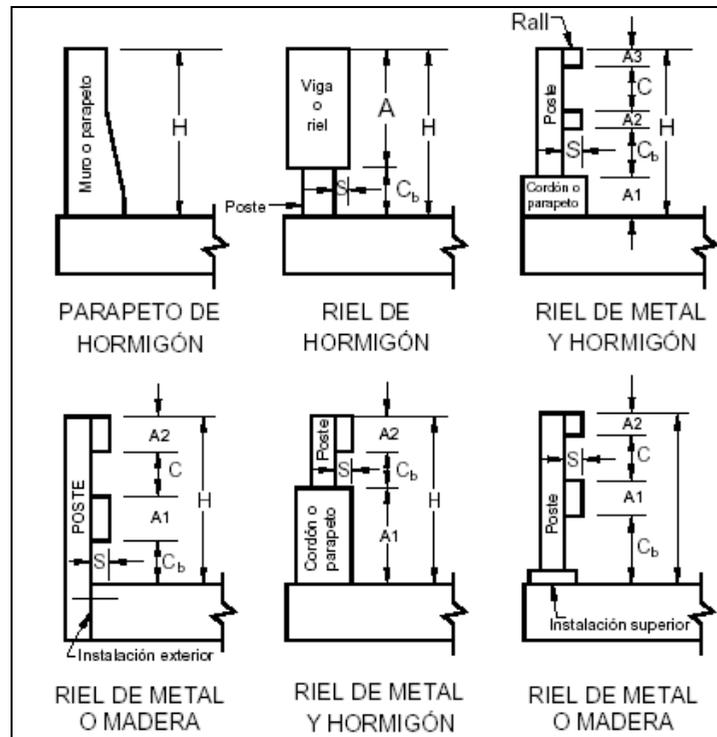


Figura V - 2: Típicas barandas para Tráfico Vehicular (fig. A13.1.1-1 AASHTO LRFD)

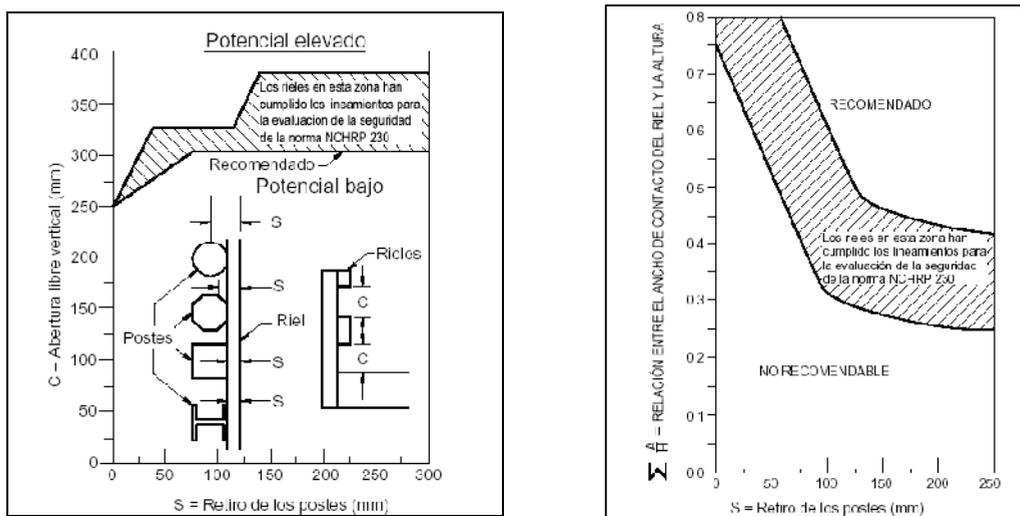


Figura V - 3: Potencial de Impacto de las ruedas, parachoques o capó contra los postes (derecha); Criterios para determinar el retiro de los postes (izquierda) (figs. A13.1.1-2 y A13.1.1.3 respectivamente)

La máxima abertura vertical libre entre rieles y postes sucesivos deberá ser como se especifica en las secciones 13.8, 13.9 y 13.10

Art. A13.1.2 Anclajes:

Las armaduras de las barandas de hormigón deberán tener una longitud embebida suficiente para desarrollar la tensión de fluencia.

La longitud de anclaje de las barras de armadura se especifica en la sección 5

Art. 5.11.2 Anclaje de las Armaduras:

Art. 5.11.2.1 Barras Conformadas y Alambre conformada en Tracción:

Art. 5.11.2.1.1 Longitud de Anclaje en Tracción:

La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , aquí especificada y el factor o los factores de modificación especificados en los Artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300 mm.

La longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , en mm, se deberá tomar como:

- Para barras No. 36 y menores $\frac{0,02 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$
pero no menor que $0,06 d_b f_y$
- Para barras No. 43 $\frac{25 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Para barras No. 57..... $\frac{34 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Para alambre conformado $\frac{0,36 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

Donde:

A_b = sección de la barra o alambre (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 2 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b = diámetro de la barra o alambre (mm)

Art. 5.11.2.1.3 Factores de Modificación que Disminuyen ℓ_d

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , se puede multiplicar por los siguientes factores:

Si la armadura que se está anclando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de al menos 150 mm, y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor que 75 mm el factor modificador será 0,8

“A diferencia del diseño realizado en AASHTO ESTÁNDAR de una baranda metálica, en AASHTO LRFD se procederá a diseñar un parapeto de hormigón puesto que cumple con la mayoría de las exigencias que se estipulan en el código, mientras que las barandas metálicas se encuentran sometidas a pruebas y análisis más rigurosos que exceden el alcance de este trabajo.”

Art. A13.2 Fuerzas de Diseño para las Barandas para Tráfico Vehicular

A menos que la presente establezca lo contrario, se deberán aplicar el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de carga de la tabla 3.4.1-1 correspondientes.

Las fuerzas de diseño para las barandas y los criterios geométricos a utilizar al desarrollar probetas de ensayo para el programa de ensayo de choques se deberían tomar como se especifica en tabla A13.2-1.

No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales indicadas en la tabla A13.2-1 simultáneamente con las cargas verticales.

Las fuerzas de diseño son fuerzas estáticas que representan la fuerza dinámica transferida al sistema de contención por un determinado vehículo impactado a una velocidad y ángulos especificados de acuerdo a la categoría de ensayo.

FUERZAS DE DISEÑO PARA LAS BARRERAS PARA TRAFICO VEHICULAR						
NIVEL DE SEGURIDAD	ALTURA MÍNIMA (m)	FUERZA TRANSVERSA L (KN)	FUERZA LONGITUDINA L (KN)	FUERZA VERTICAL (KN)	LONGITUD TRANSVERSAL Y LONGITUDINA L (m)	LONGITUD VERTICAL (m)
TL	H	F _t	FL	F _v	L _t , LL	L _v
1	0.45	60	20	20	1.20	5.50
2	0.50	120	40	20	1.20	5.50
3	0.60	240	80	20	1.20	5.50
4	0.80	240	80	80	1.10	5.50
5	1.10	500	180	355	2.40	12.00
6	1.40	780	260	355	2.40	12.00

Tabla V - 1: Fuerzas de Diseño Transversal, Longitudinal y Vertical para barreras de tráfico vehicular

Las medidas en cuanto a la altura mínima, han sido modificadas para efectos prácticos y para un mejor ajuste al sistema de medida internacional vigente, ya que los valores que constan en el código AASHTO LRFD en la tabla A13.2-1 sección 13 son medidas derivadas de sistema métrico inglés.

Las combinaciones de carga a tener en cuenta para el diseño de la baranda son dos:

- Las cargas transversal F_t y longitudinal, F_L , actuando simultáneamente.
- La carga vertical, F_v , actuando solamente.

Estado límite de Evento Extremo

Art. 1.3.2 Estados Límites

Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia (ϕ) se deben tomar igual a 1,0

“El método recomendado para el dimensionamiento de barandas de hormigón armado (parapetos) es el de líneas de rotura. Este método dimensiona el hormigón armado a rotura suponiendo la plastificación de las secciones.”

Art. A13.3 Procedimiento de Diseño de las Barandas utilizadas como Probetas de Ensayo:

Art. A13.3.1 Barandas de Hormigón:

Para las barreras o parapetos de hormigón armado y pretensado se podrán utilizar análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.

La resistencia nominal de la baranda frente a la carga transversal, R_w , se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de fluencia de la siguiente manera:

- Para impactos dentro de un segmento de muro:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (\text{A13.3.1-1}) \quad (\text{Ecuación 1})$$

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia, L_c , se deberá tomar como:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{A13.3.1-2}) \quad (\text{Ecuación 2})$$

- Para impactos en el extremo de un muro o en una junta:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (\text{A13.3.1-3})$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{A13.3.1-4}) \quad (\text{Ecuación 3 y 4})$$

Donde:

F_t = fuerza transversal especificada en la Tabla A13.2-1 que se supone actuando en la parte superior de un muro de hormigón (N)

H = altura del muro (mm)

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (mm)

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F (mm)

R_w = resistencia transversal total de la baranda (N)

M_b = resistencia flexional adicional de la viga acumulativa con M_w , si corresponde, en la parte superior del muro (N-mm)

M_c = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente, (involucra a la armadura dispuesta en forma vertical) (N-mm/mm)

M_w = resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical, (involucra a la armadura dispuesta en forma horizontal) (N-mm/mm)

Para poder ser utilizados en las expresiones anteriores, M_c y M_w no deberían variar significativamente con la altura del muro. En otros casos se debería realizar un análisis riguroso mediante líneas de fluencia.

C A13.3.1

En este análisis se supone que el patrón de falla por líneas de fluencia ocurre exclusivamente en el parapeto y no se propaga hacia el tablero. Esto significa que el tablero debe tener suficiente resistencia para obligar a que el patrón de falla se mantenga dentro del parapeto. Si el patrón de falla se extiende hacia el tablero, las expresiones para calcular la resistencia del parapeto pierden su validez.

Las líneas de rotura para la contención de hormigón se muestran en las siguientes figuras:

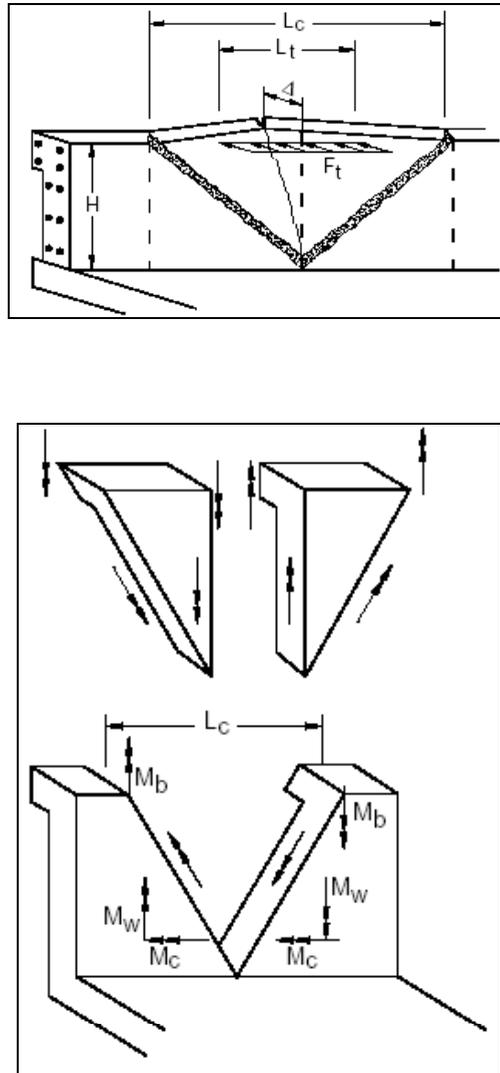


Figura V - 4: Mecanismo de tres líneas de rotura en una sección dentro del segmento del muro

En la sección lejana a las juntas predomina el mecanismo de rotura de tres líneas, donde existen dos líneas de rotura que traccionan la cara interior y una que tracciona la cara exterior de la baranda.

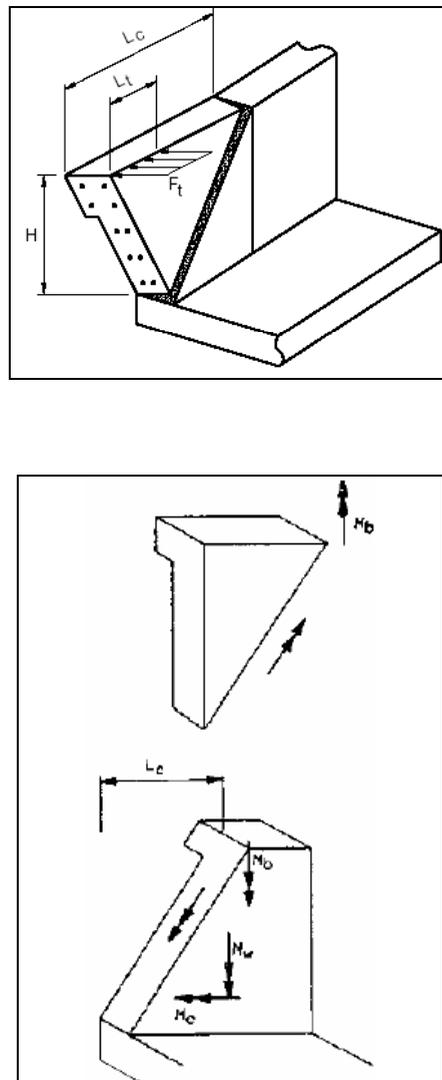


Figura V - 5: Mecanismo de una línea de rotura en la cercanía a las juntas y el final de las barandas

En la cercanía a las juntas y el final de la baranda aparece una línea de rotura que tracciona la cara interior de la baranda.

5.3.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE BARANDAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LÍNEAS DE ROTURA:

Para el diseño de barandas vehiculares de hormigón armado se adopta el método de las líneas de rotura, donde las secciones de hormigón armado se plastifican, estando la armadura en fluencia con una tensión f_y y el hormigón comprimido en un tensión f'_c .

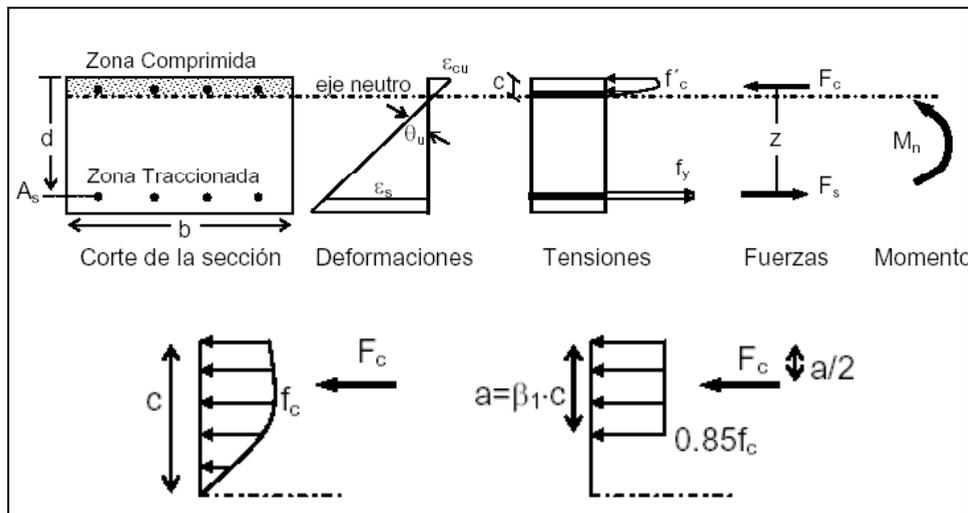


Figura V - 6: Descripción del proceso de obtención del momento de rotura de una sección de Hormigón Armado

En la figura se describe el proceso de obtención del momento de rotura de una sección de hormigón armado. Cuando se provoca el giro de la sección si las secciones se mantienen planas después de la deformación, ésta en su estado último llegará a la deformación de rotura del hormigón (ϵ_{cu}) en la zona comprimida y si la armadura se encuentra lo suficientemente alejada del eje neutro se encontrará a una deformación (ϵ_s) mucho mayor que su deformación de fluencia (ϵ_y). De este modo despreciando la resistencia a la tracción del hormigón y el aporte de la armadura cercana al eje neutro, se desarrollara una zona comprimida de hormigón donde éste ha alcanzado su tensión de rotura f'_c y el acero que se encuentra en la zona traccionada estará en fluencia a una tensión f_y . Para el caso del hormigón el diagrama desarrollado en una longitud c , puede simplificarse en una equivalente de forma rectangular de altura a como muestra la figura anterior, de manera que $a = \beta_1 \cdot c$ siendo β_1 el factor para equiparar la distribución de tensiones teórica del hormigón con un bloque rectangular a una tensión

constante. Esta tensión toma el valor de $0.85f'_c$ para hormigones con una tensión de rotura que no exceda lo 28 Mpa.

Por equilibrio de fuerzas horizontales:

La fuerza F_s tiene que se ser igual a la fuerza F_c que se desarrolla en el hormigón siendo ambas el resultado de multiplicar el área correspondiente por la tensión a la que esta sometido el material.

$$F_s = A_s \cdot f_y$$

$$F_c = 0.85f'_c \cdot a \cdot b$$

Igualando ambas expresiones es posible obtener la altura del bloque comprimido de hormigón como:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (\text{Ecuación 5})$$

Siendo el brazo de palanca z la distancia entre F_s y F_c de modo que:

$$z = d - \frac{a}{2} \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde d es la altura útil de la sección para la armadura traccionada.

Estando en condiciones de calcular el momento último nominal de la sección; el par resultante será igual al brazo de palanca z multiplicado por la fuerza en el acero F_s ó en el hormigón F_c ya que como se ha dicho son iguales y contrarias.

$$M_n = F_s \cdot z = A_s \cdot f_y \cdot z \quad (\text{Ecuación 7})$$

Resta aplicar a este momento el factor de resistencia ϕ para obtener el momento resistente de la sección

$$M_r = \phi M_n = 1.0 \cdot M_n = M_n \quad (\text{Ecuación 8})$$

Para poder aplicar las fórmulas de líneas de rotura, es necesario calcular los momentos resistentes de las secciones en ambas direcciones. Debido a que la sección no es de espesor uniforme, debe hacerse un análisis detallado para cada

armadura y posición para luego obtener el momento resistente por unidad de longitud.

Los momentos a obtener son M_w momento resistente flexional unitario alrededor del eje vertical, que involucra a la armadura dispuesta en forma horizontal y M_c momento resistente flexional por unidad de longitud alrededor del eje paralelo al puente que involucra a la armadura dispuesta en forma vertical.

Cálculo de M_w en una sección central (Armadura Horizontal)

Para el cálculo de M_w primero se obtiene la altura a del bloque de hormigón comprimido para el total de la armadura de la cara traccionada, de acuerdo a la ecuación 5, con la particularidad de que el ancho de hormigón corresponde a la altura de la baranda.

Luego se procede a obtener el brazo de palanca z para cada posición con la ecuación 6, para finalmente calcular el momento nominal (M_n) de cada armadura con la ecuación 7. Sumando estos momentos para cada posición se obtiene el momento resistente correspondiente a la cara. Debido a que este es un momento total de la sección de ancho h y es necesario trabajar con momentos unitarios se calcula:

$$M_w = \frac{M_n}{h} \quad (\text{Ecuación 9})$$

h.- Altura de la baranda o parapeto (m.)

Se calcula el momento M_w para la cara interna y externa y debido a que existen tres líneas de rotura (una vertical, donde la armadura traccionada es la horizontal que se encuentra hacia el exterior de la baranda y dos inclinadas donde el acero traccionado es el interior) se ponderará el momento de la siguiente forma:

$$M_w = \frac{2 \cdot M_{w_{int}} + M_{w_{ext}}}{3} \quad (\text{Ecuación 10})$$

Cálculo de M_c en una sección central (Armadura Vertical)

Las líneas de rotura que involucran a la armadura vertical son las dos que aparecen inclinadas, de manera que el acero traccionado es el que se encuentra en la cara interior. La armadura vertical se encuentra en dos zonas netamente

diferenciadas una superior con menor altura útil, y una inferior más ancha. A partir de esta división se calcula el momento M_c para cada sector superior e inferior. Se obtiene a con la ecuación 5 para un ancho b de hormigón de 1.0m. Luego se calcula el brazo de palanca z con un promedio de las alturas útiles d en cada sector utilizando la ecuación 6 y se obtiene el momento nominal unitario M_c de cada sector con la ecuación 7. Para obtener el momento M_c en toda la altura de la baranda se ponderará el momento de acuerdo a la altura que implica cada sector.

$$M_c = \frac{h_s \cdot M_{c_{sup}} + (h_i + h_m) M_{c_{inf}}}{h} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Cálculo de M_w en una sección extrema (armadura Horizontal)

De igual manera que para una sección central con la particularidad que hay que tener en cuenta que de acuerdo a la línea de rotura solo trabajaran a tensión las armaduras interiores. Además es posible que las armaduras ubicadas en la zona inferior no lleguen a desarrollar la tensión de fluencia f_y en el acero debido a que no cuentan con la longitud de anclaje suficiente, para estos casos se aplica un factor de anclaje dado por:

$$\phi_{\text{anclaje}} = \frac{\ell_{\text{anclaje}}}{\ell_{\text{db}}} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Donde ℓ_{anclaje} es la longitud en que la barra se encuentra efectivamente anclada y ℓ_{db} es la longitud mínima de anclaje dada por reglamento. De este modo aplicando el factor de anclaje correspondiente al área de cada barra es posible obtener la armadura $A_{s_{\text{util}}}$ de cada posición. Obtener a , z , y M_n a partir las ecuaciones 5,6 y 7 respectivamente. Finalmente se obtiene M_w de la sección, solo a la armadura interna aplicando la ecuación 9.

Cálculo de M_c en una sección extrema (armadura vertical)

La manera de calcular el momento resistente unitario M_c para la armadura vertical en una sección extrema es similar al utilizado en la sección central con la única particularidad que generalmente la armadura involucrada por metro de ancho es mayor debido a que se refuerza esta zona más débil con una menor separación de armadura vertical.

Si bien el costo inicial de una baranda rígida puede resultar más elevado que otro tipo de barandas, los gastos de mantenimiento y reparación ante impactos son mínimos y ocurrirán generalmente en el que caso que resulten chocados por vehículos de mayor tamaño para el que han sido diseñados.

El criterio adoptado para esta actualización es cumplir con los requerimientos de diseño especificados por el AASHTO LRFD en cuanto a resistencia y altura mínima y la adopción de un perfil de impacto de reconocida efectividad. Si bien este parapeto de hormigón seguramente nunca sea ensayado a impacto como lo requieren las normas para la aprobación de las barandas según el nivel de seguridad, es altamente probable que resulte adecuado para evitar la penetración de los vehículos para los cuales esta siendo diseñado.

C A13.4.2

Debido a que los ensayos de impacto están orientados a la supervivencia de las personas y no a la resistencia última del sistema de contención, puede ocurrir que la baranda quede significativamente sobredimensionada de manera que existe también la posibilidad que el voladizo esté sobredimensionado.

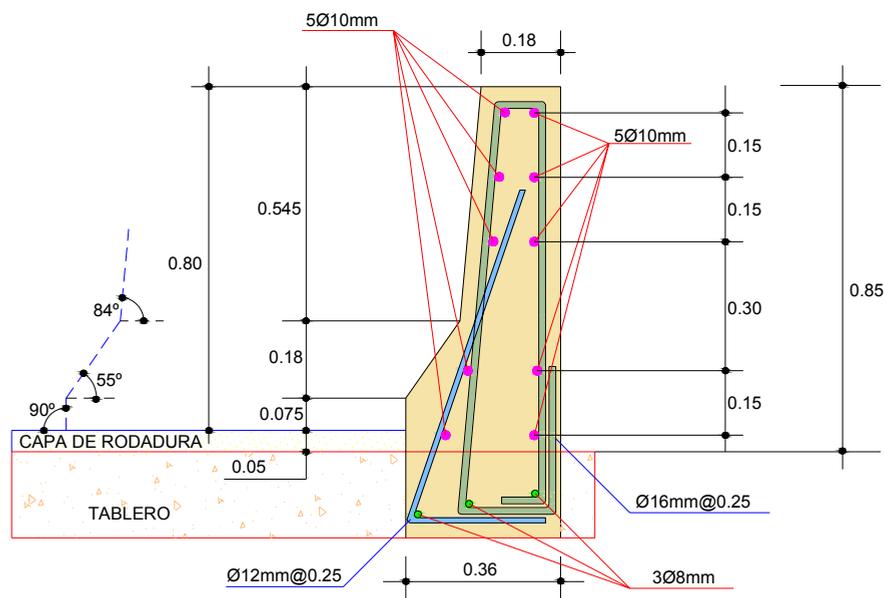


Figura V - 7: Diseño de parapeto adoptado para su análisis

DISEÑO DE BARANDAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO

Características de Diseño de la Baranda

TL	=	4
Ft	=	240 kN
FL	=	80 kN
Lt	=	1.10 m
Hmin	=	0.80 m

Características de los Materiales

Fy	=	420 Mpa
fc	=	28 Mpa

Características Geométricas

Bs	=	0.18 m
H	=	0.85 m
α	=	90 °
β	=	55 °
γ	=	84 °
Hi	=	0.075 m
Hm	=	0.18 m
Hic	=	0.05 m

Armaduras

R	=	0.035 m
ϕh	=	10 mm
$\phi v3$	=	12 mm
$\phi v4$	=	16 mm
Svc	=	0.25 m
Sve	=	0.15 m

Parámetros geométricos deducidos

Hs	=	0.595 m
Bss	=	0.243 m
Bii	=	0.369 m
Bi	=	0.369 m
Bic	=	0.369 m
δ	=	69.0 °

Longitudes básicas de anclaje

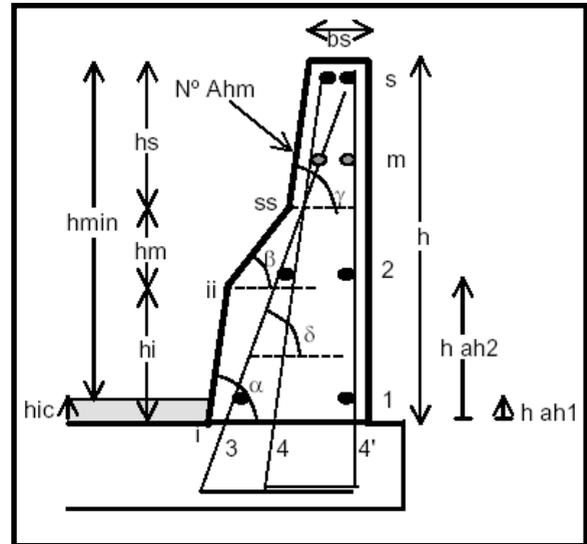
Para barras No36 o menores

$$\frac{0.02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

pero no menor que

$$0.06 \cdot d_b \cdot f_y$$

Ldb h	=	0.252 m
Ldb v3	=	0.302 m
Ldb v4	=	0.403 m



espesor capa de rodadura

recubrimiento

diámetro barras horizontales

diámetro barras verticales posición 3

diámetro barras verticales posición 4

separación barras verticales zona central

separación barras verticales zona extrema y juntas

altura paramento superior

ancho en sección ss

ancho en sección ii

ancho en interfaz con tablero

ancho a la altura de la carpeta de rodamiento

ángulo de la armadura vertical en posición 3

db (mm)	Ab (mm ²)
10	78.54
12	113.10
16	201.06

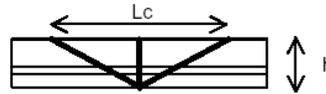
longitud básica de anclaje barras horizontales

longitud básica de anclaje barras verticales pos. 3

longitud básica de anclaje barras verticales pos. 4

SECCIÓN CENTRAL

Mecanismo de Rotura Inferior



Armadura Horizontal - Momento por unidad de longitud respecto al eje vertical - Mw

Cantidad = 5 barras c/ cara
 Ash = 3.93 cm² c/ cara

A = 0.0082 m

Posición	d (m)	z (m)	As (cm ²)	Mn (Kn-m)
ah1i	0.265	0.261	0.79	8.61
ah2i	0.215	0.211	0.79	6.96
ahmi	0.150	0.146	1.57	9.63
ahsi	0.130	0.126	0.79	4.15

Mn cara interna 29.35 kN-m

Posición	d (m)	z (m)	As (cm ²)	Mn (Kn-m)
ah1e	0.300	0.296	0.79	9.76
ah2e	0.260	0.256	0.79	8.44
ahme	0.150	0.146	1.57	9.63
ahse	0.130	0.126	0.79	4.15

Mn cara interna 31.98 kN-m

Mw int = 34.52 KN-m / m participando Mw interior en dos líneas de rotura
 KN-m /

Mw ext = 37.63 m participando Mw exterior en una línea de rotura

Mw = 35.56 KN-m / m Mw = (2*Mwint + Mwext) / 3

Armadura Vertical - Momento por unidad de longitud respecto al eje horizontal - Mc

(despreciando aporte de av3 en esta zona)

Zona Superior
 B = 1 m
 No barras = 4 c/m
 Asv = 8.04 cm² / m cara interior
 A = 0.0142 m

Posición	dss (m)	ds (m)	z prom (m)	As (cm ² /m)	Mn (kN-m /m)
av4	0.190	0.145	0.160	8.04	54.18

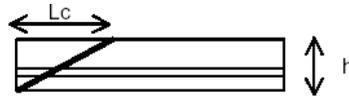
Mc sup. 54.18 kN-m / m

Zona Inferior (teniendo en cuenta pos. 3 y 4)
 Asv = 12.57 cm² / m cara interior
 A = 0.0222 m

Posición	d i (m)	dss (m)	z prom (m)	As (cm ² /m)	Mn (kN-m /m)
av3	0.285	0.190	0.226	4.52	43.02
av4	0.215	0.190	0.191	8.04	64.66

Mc inf. 107.68 kN-m / m

Mc	=	70.23 kN-m / m		
Lc	=	2.35 m		
Rw	=	270.09 kN	>	Ft OK

SECCIÓN EXTREMA**Mecanismo de Rotura Inferior****Armadura Horizontal - Momento por unidad de longitud respecto al eje vertical - Mw**

Posición	Factor de Anclaje Art. 5.11.2.1.3	As (cm ²)	As útil (cm ²)
ah1i	0.8	0.79	0.63
ah2i	0.8	0.79	0.63
ahmi	0.8	1.57	1.26
ahsi	0.8	0.79	0.63

As util **3.14 cm²****A = 0.0065 m**

Posición	d (m)	z (m)	As (cm ²)	Mn (KN-m)
ah1i	0.265	0.262	0.79	8.63
ah2i	0.215	0.212	0.79	6.98
ahmi	0.150	0.147	1.57	9.68
ahsi	0.130	0.127	0.79	4.18

Mn cara interna **29.48 kN-m****Mw = 34.68 KN-m / m**

Mw = Mn/h

Armadura Vertical - Momento por unidad de longitud respecto al eje horizontal - Mc

(despreciando aporte de av3 en esta zona)

Zona Superior

B = 1 m

No barras = 7 c/m

Asv = 13.40 cm² / m cara interior

A = 0.0278 m

Posición	dss (m)	ds (m)	z prom (m)	As (cm ² /m)	Mn (kN-m /m)
av4	0.190	0.145	0.154	13.40	86.46

Mc sup. **86.46 kN-m / m**

(teniendo en cuenta pos. 3 y 4)

Asv = 20.94 cm² / m cara interior

A = 0.0435 m

Posición	d i (m)	dss (m)	z prom (m)	As (cm ² /m)	Mn (kN-m /m)
av3	0.285	0.190	0.226	7.54	71.70
av4	0.215	0.190	0.191	13.40	107.76

Mcinf. **179.46 kN-m / m****Mc = 76.36 kN-m / m****Lc = 2.26 m****Rw = 285.64 kN > Ft OK**

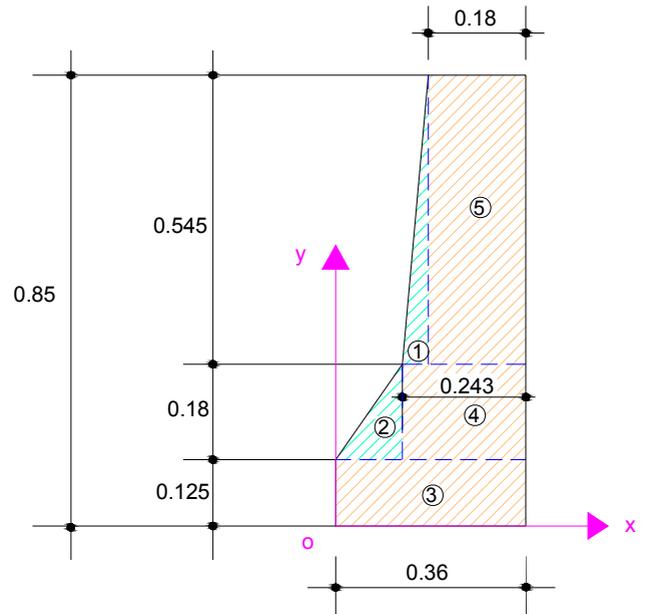
5.4.- CARGA DEL PARAPETO POR UNIDAD DE LONGITUD:

FIG.	b (m)	h (m)	A (m ²)	x (m)	A*x (m ³)
1	0.063	0.545	0.017	0.159	0.003
2	0.117	0.180	0.011	0.078	0.001
3	0.360	0.125	0.045	0.180	0.008
4	0.243	0.180	0.044	0.239	0.010
5	0.180	0.545	0.098	0.270	0.026
Sum			0.215		0.049

$$X_{cg} = \frac{0.049}{0.215} = \boxed{0.226 \text{ m}}$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.215 * 2.4 = \mathbf{0.516 \text{ T/m}}$$

$$\mathbf{W_{\text{parapeto}} = 0.516 \text{ T/m}}$$



5.5.- CÁLCULO DEL TABLERO

5.5.1.- SECCIÓN TRANSVERSAL:

Para el diseño del tablero se utilizara el método de análisis aproximado de fajas equivalentes especificado en el Art. 4.6.2. Para el análisis por el método de las fajas equivalentes, las vigas actúan como soportes, y la losa actúa como una viga simple continua espaciada de soporte a soporte.

El ancho del volado es determinado generalmente tal que los momentos y cortes en la viga exterior son similares a aquellos en la viga interior. Una regla general común es tomar el volado aproximadamente 0.35 a 0.50 veces el espaciamiento entre vigas.

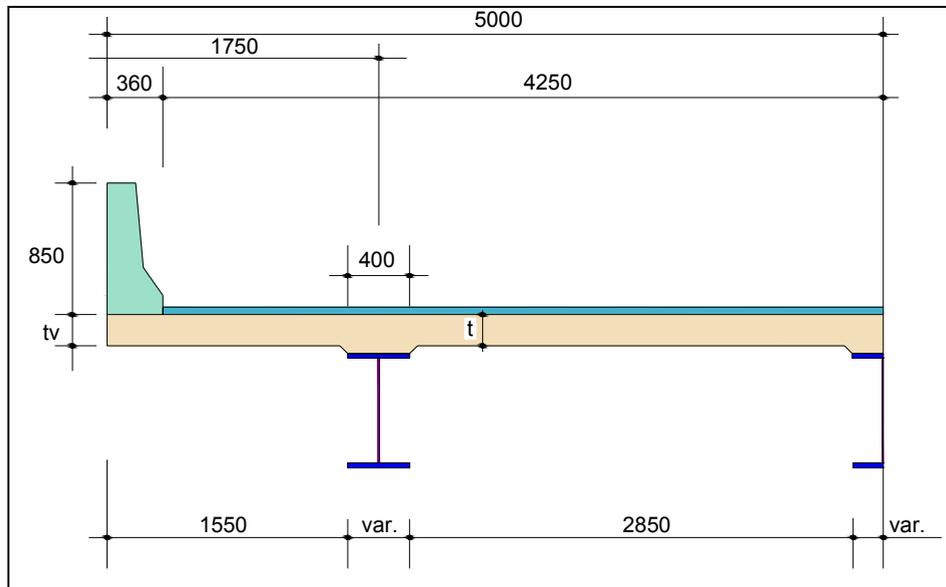


Figura V - 8: Sección Transversal del Puente (Esquema General distancia en mm.)

Propiedades de la Losa:

Espaciamiento entre Vigas	S	=	3250 mm
Número de vigas	n_v	=	3
Recubrimiento superior	r_s	=	25 mm
Recubrimiento inferior	r_i	=	25 mm
Peso Especifico hormigón	γ_c	=	2400 kg/m ³
Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días.	f'_c	=	28 MPa
Resistencia del Acero de refuerzo	f_y	=	420MPa

Selección del Espesor de Losa y Volado:

Art. 9.7.1.1

El peralte de la losa de hormigón no puede ser menor que 175 mm, excluyendo cualquier disposición de pulido, texturizado y superficie de sacrificio.

Art. 13.7.3.1.2

Para volados en losas de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero un espesor mínimo de 200mm será tomado.

Esesor de Losa (tramos) $t_L = 200\text{mm}$

Esesor de Losa (Volado) $t_V = 200\text{mm}$

5.5.2.- CARGA MUERTA: VOLADIZO – TRAMO

Se procede a identificar los factores de carga para cargas permanentes (γ_p) para estado límite de RESISTENCIA I especificados en la tabla 3.4.1-2

Para la Losa y accesorios (barandas), DC:

Máximo $\gamma_p DC_{max} = 1.25$

Mínimo $\gamma_p DC_{min} = 0.90$

Para superficies de Rodamiento (capa de rodadura), DW:

Máximo $\gamma_p DW_{max} = 1.50$

Mínimo $\gamma_p DW_{min} = 0.65$

Para el cálculo de Momentos por Carga muerta no factorados:

Asumimos un ancho de faja = 1000 mm

Asumimos un ancho mínimo de patín (b) = 400 mm

Distancia libre del Tablero (d) = 2850 mm

Longitud del Volado = 1500 mm

Longitud efectiva de Losa Art. 4.6.21

S_t = 3250 mm

La configuración del modelo a utilizar será la siguiente:

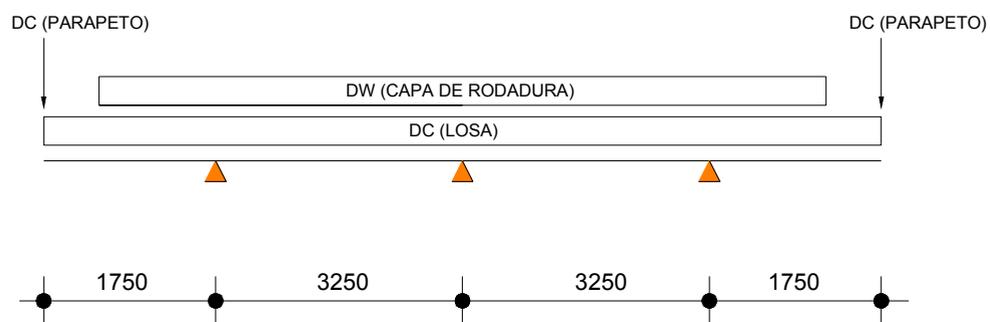


Figura V - 9: Esquema estructural para el cálculo de Carga Muerta en Voladizo y Tramos

DC Losa:

Tramos y Volado = $1.00 \cdot 0.20 \cdot 2.4$ = 0.48 t/m = 4.704 N/mm

DC Parapeto:

Tramos y Volado = 0.516 ton = 5.057 N

DW (Capa de Rodadura):

Tramos y Volado = $1.00 \cdot 0.05 \cdot 2.2$ = 0.11 t/m = 1.078 N/mm

Resumen de Momentos por Carga Muerta no Factorados:

		0	325	650	975	1300	1625	1950	2275	2600	2925	3250
DISTANCIA		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
CARGA MUERTA LOSA + PARAPETO	VANO 1	-7210	-4515	-2317	-615	589	1297	1507	1221	438	-842	-2618
	VANO 2	-13875	-842	438	1221	1507	1297	589	-615	-2317	-4515	-7210
CARGA MUERTA CAPA DE RODADURA	VANO 1	-1041	-515	-103	196	380	451	408	251	-20	-404	-903
	VANO 2	-903	-404	-20	251	408	451	380	196	-103	-515	-1041

Tabla V - 2: Momentos por carga muerta no factorados divididos para el ancho de faja de 1000 mm en (N-mm/mm)

5.5.3.- CARGA VIVA

Antes de calcular los efectos de carga viva, los siguientes parámetros básicos deben ser definidos:

Art. 3.6.1.3 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

La mínima distancia entre las ruedas de dos vehículos adyacentes será igual a 1200 mm.

Tabla 3.6.2.1-1 Incremento por Carga Dinámica, IM

Todos los demás estados Límites IM = 33%

Se diseñará el tablero para el Estado Límite de **Resistencia I.-** Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular del puente, sin viento.

Según la Tabla 3.4.1-1 el factor de carga para Carga Viva es:

$$\gamma_{LL} = 1.75$$

Factor de Presencia Múltiple Art. 3.6.1.1.2

Según la Tabla 3.6.1.1.2-1

Un carril cargado m = 1.20

Dos carriles cargados m = 1.00

Art. 5.5.3 Estado Límite de Fatiga

Art. 5.5.3.1 Requisitos Generales:

No es necesario investigar la fatiga para losas de tablero de hormigón en aplicaciones multiviga

Art. 9.5.3 Estado Límite de Fatiga y Fractura

No será necesario investigar la fatiga en los siguientes casos:

- Tableros de hormigón; y
- Tableros de madera de acuerdo con lo listado en el Artículo 9.9.

Factores de Resistencia a Flexión:

Estado Límite de Resistencia $\phi_{res} = 0.90$ Art. 5.5.4.2

Estado Límite de Servicio $\phi_{serv} = 1.00$ Art. 1.3.2.1

Estado Límite de Evento Extremo $\phi_{ext} = 1.00$ Art. 1.3.2.1

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

Los requisitos 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 rectangulares se utiliza el método aproximado de las fajas, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es menor o igual que 4600 mm – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N.
- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es mayor que 460 mm – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N y la carga del carril.

- Si las fajas primarias son longitudinales – las fajas longitudinales se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2, incluyendo la carga del carril.

Si se utilizan los métodos refinados se deberán considerar todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2, incluyendo la carga del carril.

Se deberá asumir 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.

Art. 3.6.1.3.4 Carga para el Vuelo de Tablero:

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la Sección 13.

Las ecuaciones para obtener el ancho de Fajas Equivalentes para momentos positivos, negativos y para el volado se presentan en la siguiente figura:

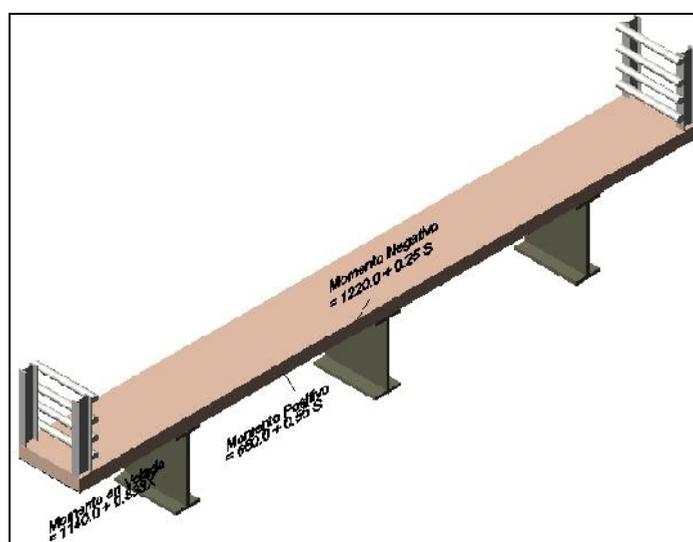


Figura V - 10: Ecuaciones para obtener el ancho de faja equivalente para momentos positivos y negativos

Ancho de Faja $W_{(v)}$ Para Volado: **$1140.0 + 0.833X$**

Ancho de Faja $W_{M(+)}$ Para $M(+)$: **$660.0 + 0.55 S$**

Ancho de Faja $W_{M(-)}$ Para $M(-)$: **$1220.0 + 0.25 S$**

S.- Separación de los elementos de apoyo (mm)

X.- Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

Ancho de Faja para momento positivo:

$$S = 3250 \text{ mm}$$

$$W_{M(+)} = 660.0 + 0.55(3250)$$

$$W_{M(+)} = 2447.5 \text{ mm} \quad \text{Usar: } 2448 \text{ mm} < 4600 \text{ mm}$$

Ancho de Faja para momento negativo:

$$S = 3250 \text{ mm}$$

$$W_{M(-)} = 1220.0 + 0.25(3250)$$

$$W_{M(-)} = 2032.5 \text{ mm} \quad \text{Usar: } 2033 \text{ mm} < 4600 \text{ mm}$$

Entonces se diseñará las fajas transversales primarias como se menciona en el Art. 3.6.1.3.3 para las ruedas de eje del camión de 145.000 N

La configuración de los modelos a utilizar son los siguientes:

Un carril cargado:

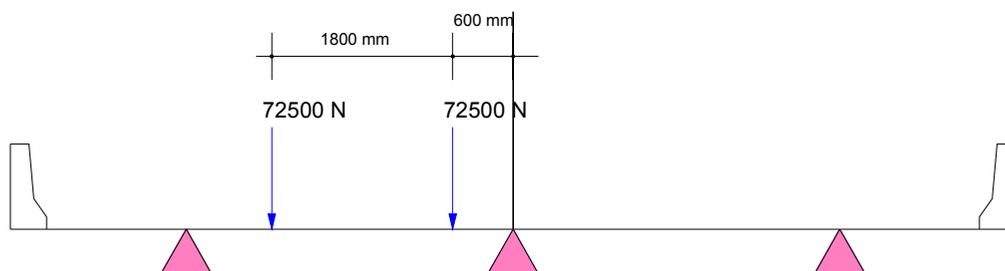


Figura V - 11: Modelo Estructural para un carril cargado

Dos carriles cargados:

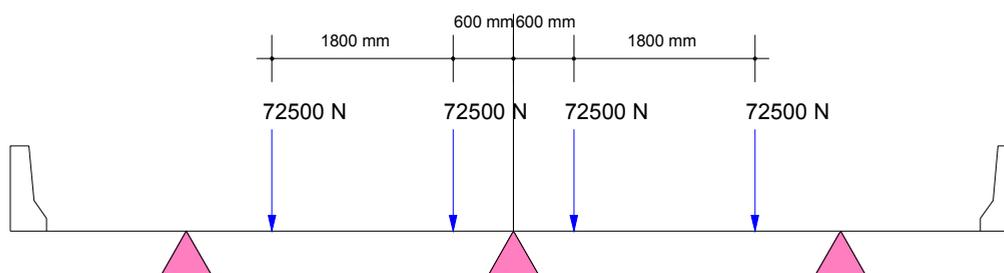


Figura V - 12: Modelo estructural para dos carriles cargados

De los modelos que se presentan arriba se elegirán aquellos con resultados de máximo momento en N-mm, los cuales estarán afectados por los factores de presencia múltiple correspondiente, pero no estarán afectados por el incremento por carga dinámica:

Apéndice:

A4. Tabla para diseño de Losas de Tablero

La Tabla A4-1 se puede utilizar para determinar los momentos de diseño para diferentes configuraciones de vigas. Al utilizar los valores listados para el diseño se deberían considerar las siguientes hipótesis y limitaciones en base a las cuales se desarrolló esta tabla:

- Los momentos se calculan usando el método de la faja equivalente como se aplica a losas de hormigón apoyadas en vigas paralelas.
- Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.
- Ver el Artículo 4.6.2.1.6 para la distancia entre el centro de las vigas y la ubicación de las secciones de diseño para momentos negativos en el tablero. Para distancias diferentes a las listadas en la Tabla A4-1 se puede interpolar.

- Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores es mayor o igual que 4200 mm.
- Los momentos representan el límite superior para los momentos en las regiones interiores de la losa y, para cualquier separación específica entre vigas, se tomarán el máximo valor calculado, asumiendo diferente número de vigas en la sección transversal del puente. Para cada combinación de separación entre vigas y número de vigas se consideraron los dos casos de vuelo siguientes:

(a) Mínimo ancho de vuelo total igual a 530 mm medido a partir del centro de la viga exterior, y

(b) Máximo ancho de vuelo total igual al menor valor entre 0,625 veces la separación de las vigas y 1800 mm

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

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

$$S = 3250 \text{ mm}$$

$$1/4b_f = 100 \text{ mm} \quad \text{Sección de diseño } M(-)$$

Momento positivo tabla A4-1:

$$M_{cv(+)} = 32930 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

Momento negativo tabla A4-1:

$$M_{cv(-)} = -34292 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

Resumen de Momentos por Carga Viva:

	DISTANCIA	0	325	650	975	1300	1625	1950	2275	2600	2925	3250
UN CARRIL CARGADO m = 1.20	VANO 1	0	22455936	44911872	56492808	50673744	44854680	39035616	33216552	27397488	-2346576	-
	VANO 2	-36440640	32796576	29152512	25508448	21864384	18220320	14576256	10932192	-7288128	-3644064	0
DOS CARRILES CARGADOS m = 1.00	VANO 1	0	15676560	31353120	37967180	30081240	22195300	14309360	6423420	-1462520	29285960	60734400
	VANO 2	-60734400	29285960	-1462520	6423420	14309360	22195300	30081240	37967180	31353120	15676560	0

Tabla V - 3: Resumen de momentos por carga viva para uno y dos carriles cargados

Máximo momento positivo sin factorar:

$$M_{cv(+)} = 56492808 \text{ N} - \text{mm}$$

Máximo momento negativo sin factorar:

$$M_{cv(-)} = -60734400 \text{ N} - \text{mm}$$

5.5.4.- MOMENTOS ÚLTIMOS DE DISEÑO:

5.5.4.1. Cálculo del Momento Positivo Factorado:

Por Carga Viva:

El ancho de faja equivalente para momento positivo es.

$$W_{M(+)}=2448 \text{ mm}$$

De la tabla de momentos por carga viva para uno y dos carriles cargados el máximo momento no factorado positivo es 56'492.808 N –mm para un carril cargado, a la distancia de 975 mm en el Vano 1. El máximo momento por carga viva factorado es:

$$M_{u_{CV(+)}} = \gamma_{LL} \cdot (1+IM) \frac{56492808}{W_{m(+)}} = 1.75 * (1+33) \frac{56492808}{2448}$$

$M_{u_{CV(+)}}$	=	53712 N-mm / mm
-----------------------------------	----------	------------------------

De la tabla A4-1 el momento positivo por milímetro incluido el incremento por carga dinámica es 32930 N – mm /mm entonces:

$$M_{u_{CV(+)}} = \gamma_{LL} \cdot 32940 \text{ N – mm / mm}$$

$$M_{u_{CV(+)}} = \mathbf{57645 \text{ N-mm / mm}}$$

Por Carga Muerta:

Basado en el cuadro de resumen de Momentos por Carga Muerta no Factorados, los máximos momentos no factorados positivos por Carga Muerta de la Losa + Parapeto y Capa de Rodadura son:

	Max (+)	Max (-)
CARGA MUERTA LOSA + PARAPETO	1507	-7210
CARGA MUERTA CAPA DE RODADURA	451	-1041

Tabla V - 4: Momentos máximos positivos y negativos

$$Mu_{CM(+)} = \left[\gamma_{pDC \max} \left(1507 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} \right) + \gamma_{pDW \max} \left(451 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} \right) \right]$$

$$Mu_{CM(+)} = 2560 \text{ N-mm/mm}$$

El momento total positivo de diseño es:

$$Mu_{\text{total}(+)} = 53712 + 2560$$

$$Mu_{\text{total}(+)} = 56272 \text{ N-mm/mm} \quad (5.74 \text{ ton- m/ m})$$

5.5.4.2. Cálculo del Momento Negativo Factorado:

Art. 4.6.2.1.6 Cálculo de Solicitaciones:

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- Para vigas de acero y madera – un cuarto del ancho de ala a partir del eje del apoyo.

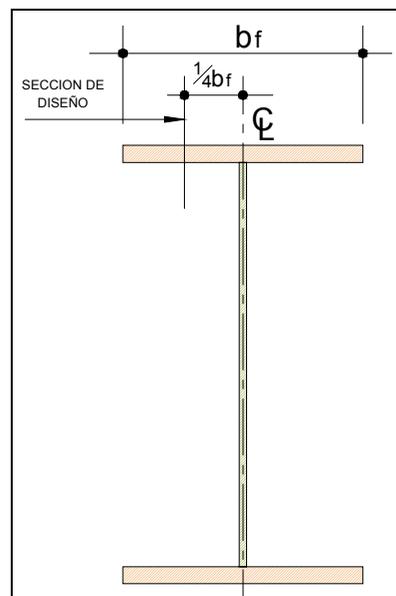


Figura V - 13: Sección de diseño para momentos negativos

Se asume:

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$1/4b_f = 100 \text{ mm}$$

Por Carga Viva:

El ancho de faja equivalente para momento negativo es.

$$W_{M(-)} = 2033 \text{ mm}$$

De la tabla de momentos por carga viva para uno y dos carriles cargados el mínimo momento negativo no factorado es -60734400 N –mm para dos carriles cargados, a la distancia de 0 mm en el vano 2. El máximo momento por carga viva factorado es:

$$Mu_{cv(-)} = \gamma_{LL} \cdot (1 + IM) \frac{-60734400}{W_{m(-)}} = 1.75 * (1 + 33) \frac{-60734400}{2033}$$

$$Mu_{cv(-)} = -69532 \text{ N-mm / mm}$$

De la tabla A4-1 el momento negativo por milímetro incluido el incremento por carga dinámica es -34292 N – mm /mm entonces:

$$Mu_{cv(-)} = \gamma_{LL} * -34292 \text{ N – mm / mm}$$

$$Mu_{cv(+)} = -60011 \text{ N-mm / mm}$$

Por Carga Muerta:

Basado en el cuadro de resumen de Momentos por Carga Muerta no Factorados, los máximos momentos no factorados negativos por Carga Muerta de la Losa, Baranda y Capa de Rodadura son:

	Max (+)	Max (-)
CARGA MUERTA LOSA + PARAPETO	1507	-7210
CARGA MUERTA CAPA DE RODADURA	451	-1041

$$M_{u_{CM(-)}} = \left[\gamma_{pDC_{\max}} \left(-7210 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} \right) + \gamma_{pDW_{\max}} \left(-1041 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} \right) \right]$$

$$M_{u_{CM(-)}} = -10574 \text{ N-mm/mm}$$

El momento total negativo de diseño es:

$$M_{u_{\text{total}(-)}} = (-60011) + (-10574)$$

$$M_{u_{\text{total}(-)}} = -70585 \text{ N-mm/mm} \quad (7.20 \text{ ton- m/m})$$

Resumen de Momentos Últimos de Diseño				
Mutotal (+)	56272	N-mm/mm	5.74	ton – m/m
Mutotal (-)	-70585	N-mm/mm	7.20	ton – m/m

Tabla V - 5: Resumen de Momentos últimos de Diseño

5.5.5.- ARMADURAS:

Se utilizará la teoría de última resistencia de Hormigón Armado, que se puede encontrar en cualquier texto de dicha materia, para el cálculo de la armadura y su respectivo espaciamiento.

DISEÑO PARA FLEXION POSITIVA EN LOSA

ϕ_f	= 0.9		factor de resistencia Art. 5.5.4.2
b	= 1	mm	ancho asumido
h	= 200	mm	espesor de losa en tramo
ri	= 25	mm	recubrimiento inferior
rs	= 25	mm	recubrimiento superior
f'c	= 28	Mpa	resistencia del hormigón a los 28 días
fy	= 420	Mpa	límite de fluencia del acero de refuerzo
Mutotal (+)	= 56272	mm/mm	Momento último positivo
db	= 14	mm	diámetro de la varilla asumido
Área de varilla	= 153.9	mm ²	
de	= 168	mm	peralte efectivo (h - ri - db)

$$R_n = \frac{M_{u_{\text{total}(+)}} * 1\text{mm}}{(\phi_f * b * de^2)}$$

$$\rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$A_s = 0.93 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Espaciamiento} = 165 \text{ mm} \quad \text{aprox} \quad 150$$

Usar:

1	ϕ 14	@	0.150	m
---	-----------	---	-------	---

Art. 5.7.3.3 Límite para las Armaduras:

Art. 5.7.3.3.1 Armadura Máxima:

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{de} \leq 0.42$$

Donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

de = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la ecuación enunciada la sección se deberá considerar sobreamada.

Art. 5.7.2.2 Distribución Rectangular de las Tensiones

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de **0,85f_c** en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia

a = β₁c a partir de la fibra extrema comprimida.

La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor **β₁** se deberá tomar como **0,85** para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa.

Para resistencias mayores que 28 MPa, a β₁ se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β₁ no podrá ser menor que 0,65.

Art. 5.4.2.6 Módulo de Rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r, en Mpa se puede tomar como:

Para hormigones de densidad normal:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c}$$

$$T = \text{Área de varilla} \cdot f_y$$

$$T = 153.9 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa} = 64638 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'c \cdot \text{espaciamiento}} = \frac{64638}{0.85 \cdot 28 \cdot 150}$$

$$a = 18.106 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 21.2 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{de} = \frac{21.2}{168} = 0.126$$

$$0.13 \leq 0.42 \quad \text{ok}$$

DISEÑO PARA FLEXION NEGATIVA EN LOSA

ϕ_f	= 0.9		factor de resistencia Art. 5.5.4.2
b	= 1	mm	ancho asumido
h	= 200	mm	espesor de losa en tramo
ri	= 25	mm	recubrimiento inferior
rs	= 25	mm	recubrimiento superior
f'c	= 28	Mpa	resistencia del hormigón a los 28 días
f _y	= 420	Mpa	límite de fluencia del acero de refuerzo
M _{total (-)}	= 70585	mm/mm	Momento último negativo
db	= 16	mm	diámetro de la varilla asumido
Área de varilla	= 201.1	mm ²	
de	= 167	mm	peralte efectivo (h - ri - db)
R _n	= 2.81	N/mm ²	$R_n = \frac{M_{u\text{total}(-)} \cdot 1\text{mm}}{(\phi_f \cdot b \cdot de^2)}$
ρ	= 0.0071		$\rho = 0.85 \frac{f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 f'c}} \right)$
A _s	= 1.19	mm ² /mm	
Espaciamiento	= 168	mm	aprox 150
Usar:			
1	φ 16	@	0.150 m

Chequeo del máximo refuerzo límite:

$$T = \text{Área de varilla} \cdot f_y$$

$$T = 201.1 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa} = 84462 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'_c \cdot \text{espaciamiento}} = \frac{84462}{0.85 \cdot 28 \cdot 150}$$

$$a = 23.70 \text{ mm} = 54.0 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 27.83 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{de} = \frac{27.83}{167} = 0.167$$

$$0.17 \leq 0.42 \quad \text{ok}$$

Diseño por Flexión en el Volado:

Art. A13.4 Diseño de los Voladizos del Tablero

Art. A13.4.1 Casos de Diseño:

Los vuelos del tablero de un puente se deberán diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño:

- **Caso de Diseño 1:** fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el Artículo A13.2 – Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo
- **Caso de Diseño 2:** fuerzas verticales especificadas en el Artículo A13.2 Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo
- **Caso de Diseño 3:** cargas que ocupan el vuelo, especificadas en el Artículo 3.6.1 – Estado Límite de Resistencia

Art. A13.4.2 Tableros que soportan Parapetos de Hormigón

Para el Caso de Diseño 1, el tablero del puente se puede diseñar para proveer una resistencia flexional, M_s , en Nmm/mm, que actuando conjuntamente con la fuerza de tracción T en N/mm aquí especificada sea mayor que la M_c del

parapeto en su base. La fuerza de tracción axial, T , se puede tomar de la siguiente manera:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad (\text{A13.4.2-1})$$

donde:

R_w = resistencia del parapeto especificada en el Artículo A13.3.1 (N)

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (mm)

H = altura del muro (mm)

T = fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero (N/mm)

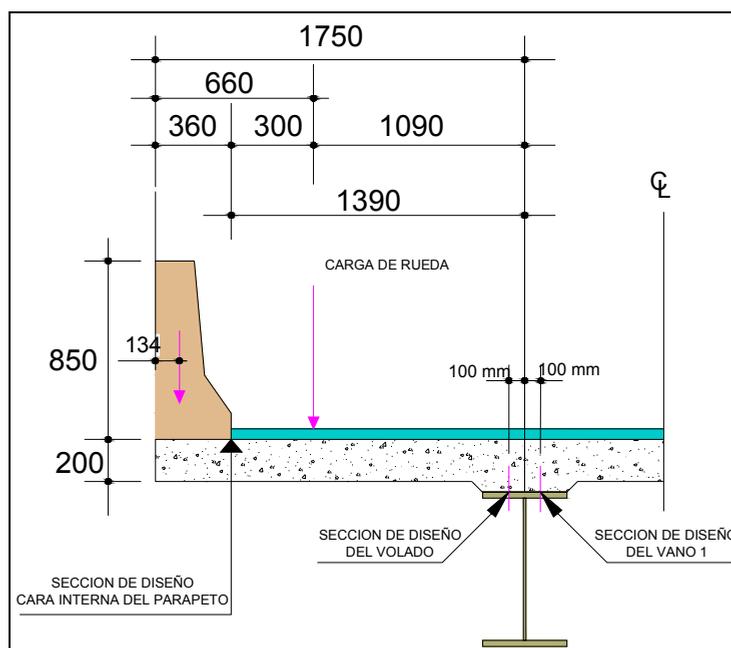


Figura V - 14: Esquema estructural para el Diseño del volado

Diseño del Volado para Fuerzas de Colisión Vehicular Horizontales (Caso 1):

Las fuerzas de colisión vehicular horizontales se chequearán en la cara interna del parapeto, y en la sección de diseño del volado, en un ancho de faja asumido de 1.0 mm

Chequeo en la cara interna del parapeto:

Para estado límite de evento extremo:

$$\phi_{\text{ext}} = 1.0 \quad \text{Art. 1.3.2.1}$$

$$\gamma_p DC = 1.25 \quad \text{Tabla 3.4.1-2}$$

$$M_c = 70230 \text{ N-mm/mm} \quad (\text{Diseño del Parapeto Sección Central})$$

$$MDC_{\text{losa}} = \gamma_p DC \cdot 1.0 \cdot \frac{200 \cdot 2.352E-5 \cdot (360)^2}{2}$$

$$MDC_{\text{losa}} = 381 \text{ N - mm /mm}$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.516 \text{ T/m} = 5.06 \text{ N/mm}$$

$$MDC_{\text{parapeto}} = \gamma_p DC \cdot 1.0 \cdot 5.06 \cdot (360 - 134)$$

$$MDC_{\text{parapeto}} = 1430 \text{ N - mm /mm}$$

$$Mu_{\text{total}} = M_c + MDC_{\text{losa}} + MDC_{\text{parapeto}}$$

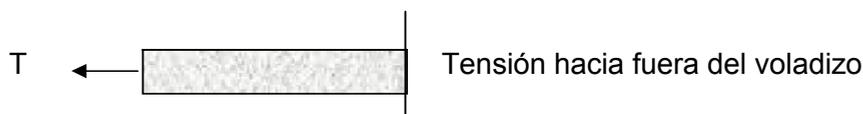
$$\boxed{Mu_{\text{total}} = 72041.00 \text{ N - mm /mm}}$$

$$L_c = 2350 \text{ mm}$$

$$R_w = 270090 \text{ N}$$

$$T = \frac{270090}{2350 + (2 \cdot 850)} = 66.69 \text{ N / mm}$$

$$\boxed{T = 67 \text{ N /mm}}$$

El espesor de la losa en el voladizo es: $t_v = 200 \text{ mm}$

El área de refuerzo de acero requerido se calcula como sigue:

ϕ_{ext}	= 1		factor de resistencia para evento extremo Art1.3.2.1
B	= 1	mm	ancho asumido
H	= 200	mm	espesor de losa en voladizo
Ri	= 25	mm	recubrimiento inferior
Rs	= 25	mm	recubrimiento superior
f'c	= 28	Mpa	resistencia del hormigón a los 28 días
Fy	= 420	Mpa	límite de fluencia del acero de refuerzo
Mutotal (+)	= 72041	mm/mm	Momento último positivo
Db	= 16	mm	diámetro de la varilla asumido
Área de varilla	= 201.1	mm ²	
De	= 167	mm	peralte efectivo (h - ri - db)

$$Rn = \frac{M_{u\ total(+)} * 1mm}{(\phi_{ext} * b * de^2)}$$

Rn = 2.58 N/mm²

$$\rho = 0.0065 \quad \rho = 0.85 \frac{f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 f'c}} \right)$$

As = 1.09 mm²/mm

Espaciamiento = 184 mm aprox

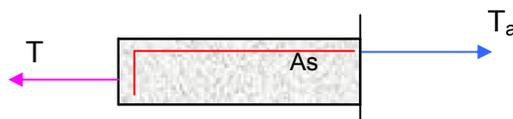
150

Usar:

1	ϕ 16	@	0.150	m
----------	------------------	----------	--------------	----------

As real = 1.34 mm² /mm

Una vez conocida el área de acero, se deberá chequear la altura del bloque de compresión:



$$T_a = As * f_y = 1.34 * 420$$

$$T_a = 562.97 \text{ N / mm}$$

$$C = T_a - T = 562.97 - 67$$

$$C = 496 \text{ N/mm}$$

$$a = \frac{C}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = 20.84 \text{ mm}$$

$$M_n = T a \left(d_e - \frac{a}{2} \right) - T \left(\frac{d_e}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 83254 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

$$M_r = \phi_{\text{ext}} * M_n = 83254 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

M_r	$>$	$M_{u_{\text{total}}}$	Ok
-------	-----	------------------------	-----------

Control de Armadura:

$$c = a / \beta_1 = 24.52 \text{ mm}$$

$$c = 25 \text{ mm}$$

$$c / d_e = 0.15$$

$$c / d_e \leq 0.42 \quad \text{Art. 5.7.3.3.1}$$

$$0.15 \leq 0.42 \quad \text{Ok.}$$

Chequeo en la sección de diseño del Volado:

$$\gamma_p D_w = 1.50 \quad \text{Tabla 3.4.1-2}$$

$$L_c = 2350 \text{ mm}$$

Las fuerzas de colisión están distribuidas sobre una distancia L_c para momento y $L_c + 2H$ para fuerza axial. Cuando la sección de diseño es trasladada a $\frac{1}{4} b_f$ del eje de la viga en el hacia el volado, la longitud de distribución se incrementará. Asumimos un incremento de la longitud de distribución basado en un Angulo de 30 grados desde la cara del parapeto como se muestra en la figura.

