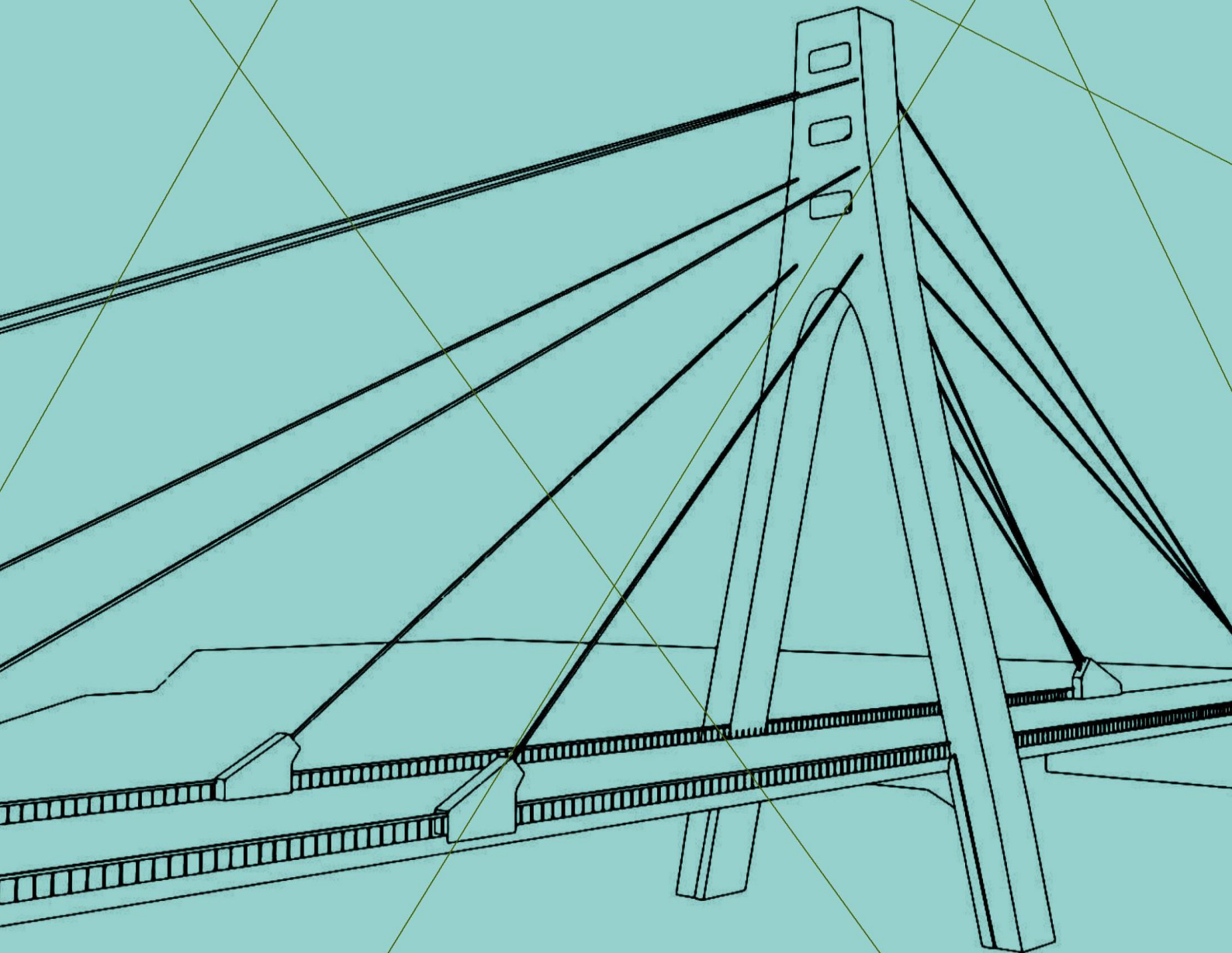


ACTUALIZADO AL 2020

PUENTES

Con AASHTO LRFD 2017 (8th Edition)



Arturo Rodríguez Serquén

PUENTES

MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén
E-mail: ing_ars@hotmail.com

Derechos Reservados. Prohibida la reproducción de este libro por cualquier método, total o parcialmente, sin permiso expreso del autor.

Exención de responsabilidad: el autor no se responsabiliza de consecuencia alguna derivada por el buen o mal uso del contenido que aquí se expresa.

Hecho el Depósito Legal

Perú – Marzo 2020

CONTENIDO

| | |
|---|----|
| CAPÍTULO 1: CONSIDERACIONES GENERALES | 7 |
| 1.1 DEFINICIÓN | 7 |
| 1.2 CLASIFICACIÓN | 8 |
| 1.3 UBICACIÓN Y ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE | 8 |
| 1.4 ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES | 9 |
| 1.5 GEOMETRÍA | 9 |
| 1.6 NORMATIVIDAD | 15 |
| APÉNDICE A1 | 16 |
| | |
| CAPÍTULO 2: CARGAS | 17 |
| 2.1 CARGAS PERMANENTES | 17 |
| 2.2 SOBRECARGAS VIVAS | 17 |
| 2.3 FUERZAS CENTRÍFUGAS | 20 |
| 2.4 FUERZAS DE FRENADO | 20 |
| 2.5 CARGA SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y SARDINELES | 20 |
| 2.6 FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO | 22 |
| 2.7 CARGAS HIDRÁULICAS | 22 |
| 2.8 CARGA DE VIENTO | 23 |
| 2.9 EFECTOS SÍSMICOS | 26 |
| 2,10 DEFORMACIONES SUPERPUESTAS | 26 |
| 2.11 EMPUJE DEL SUELO | 27 |
| FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES | 28 |
| APÉNDICE A2.1 | 34 |
| APÉNDICE A2.2 | 39 |
| APÉNDICE A2.3 | 43 |
| PROBLEMAS | 50 |
| | |
| CAPÍTULO 3: SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES | 73 |
| 3.1 GENERALIDADES | 73 |
| 3.2 PERALTES MÍNIMOS EN SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES | 75 |
| 3.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN | 76 |
| 3.4 ANCHOS DE FAJA EQUIVALENTE PARA PUENTES TIPO LOSA CON ARMADURA PRINCIPAL PARALELA AL TRÁFICO | 77 |
| 3.5 ANCHOS DE FAJA EQUIVALENTE INTERIORES PARA TABLEROS CON ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO | 78 |
| 3.6 DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO | 79 |
| 3.7 MÉTODO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO Y CORTE EN VIGAS | 80 |
| 3.8 ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN | 89 |
| 3.9 ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMEPERATURA | 89 |
| 3.10 LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN MEDIANTE DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA | 90 |
| 3.11 LÍMITES PARA EL REFUERZO | 91 |
| 3.12 FACTORES DE RESISTENCIA | 92 |

| | |
|--|-----|
| 3.13 RECUBRIMIENTOS | 94 |
| 3.14 ANCLAJE DE LAS ARMADURAS | 95 |
| 3.15 SEPARACIÓN DE LAS BARRAS DE ARMADURA | 100 |
| 3.16 ARMADURA TRANSVERSAL | 100 |
| 3.17 FATIGA | 104 |
| 3.18 BARRERAS DE CONCRETO | 105 |
| PROBLEMAS | 116 |
| 3.19 PUENTES DE VIGAS PRESFORZADAS | 194 |
| PROBLEMA | 202 |
| APÉNDICE A3.1 | 214 |
| APÉNDICE A3.2 | 218 |
| APÉNDICE A3.3 | 220 |
| | |
| CAPÍTULO 4: DISPOSITIVOS DE APOYO | 223 |
| 4.1 DEFINICIÓN | 223 |
| 4.2 TIPOS DE DISPOSITIVOS | 223 |
| 4.3 APOYOS DE ELASTÓMERO | 223 |
| 4.4 ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD | 229 |
| PROBLEMAS | 234 |
| | |
| CAPÍTULO 5: ESTRIBOS | 240 |
| 5.1 ESTRIBOS | 240 |
| 5.2 PRE-DIMENSIONADO DE ESTRIBOS | 240 |
| 5.3 EMPUJE DEL SUELO | 242 |
| 5.4 CARGAS DE DISEÑO | 247 |
| 5.5 CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD | 248 |
| 5.6 CONSIDERACIONES SÍSMICAS | 252 |
| PROBLEMAS | 257 |
| | |
| CAPÍTULO 6: PILARES | 294 |
| 6.1 REFUERZO MÁXIMO Y MÍNIMO EN MIEMBROS A COMPRESIÓN | 294 |
| 6.2 EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ | 294 |
| 6.3 RESISTENCIA AXIAL | 295 |
| 6.4 FLEXIÓN BIAXIAL | 296 |
| 6.5 ESPIRALES Y ZUNCHOS | 297 |
| 6.6 ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN | 297 |
| 6.7 AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGA-COLUMNA | 298 |
| 6.8 FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA | 299 |
| PROBLEMAS | 303 |
| | |
| CAPÍTULO 7: ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES | 316 |
| 7.1 GENERALIDADES | 316 |
| 7.2 MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO | 319 |
| 7.2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS UNI-MODAL | 322 |
| 7.2.2 MÉTODO DE ANÁLISIS MULTIMODAL | 324 |
| 7.2.3 MÉTODOS TIEMPO-HISTORIA | 325 |
| 7.2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEAR | 325 |

| | |
|---|-----|
| 7.2.5 OTROS MÉTODOS | 325 |
| PROBLEMAS | 326 |
| APÉNDICE 7A.1 | 337 |
| APÉNDICE 7A.2 | 340 |
| | |
| CAPÍTULO 8: ALCANTARILLAS | 341 |
| 8.1 GENERALIDADES | 341 |
| 8.2 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO | 341 |
| PROBLEMA | 344 |
| | |
| CAPÍTULO 9: LÍNEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS | 361 |
| 9.1 DEFINICIÓN | 361 |
| 9.2 CASOS | 361 |
| 9.2.1 CASO DE VIGAS ISOSTÁTICAS | 361 |
| 9.2.2 CASO DE VIGAS HIPERESTÁTICAS | 366 |

(Hoja en blanco)

CAP I: CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 DEFINICIÓN

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman *acueductos*. Aquellos construidos sobre terreno seco o en un valle, *viaductos*. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman *pasos elevados*.

Constan fundamentalmente de dos partes:

- a) La *superestructura* conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.
- b) La *infraestructura* conformada por: *pilares* (apoyos centrales); *estribos* (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y *cimientos*, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

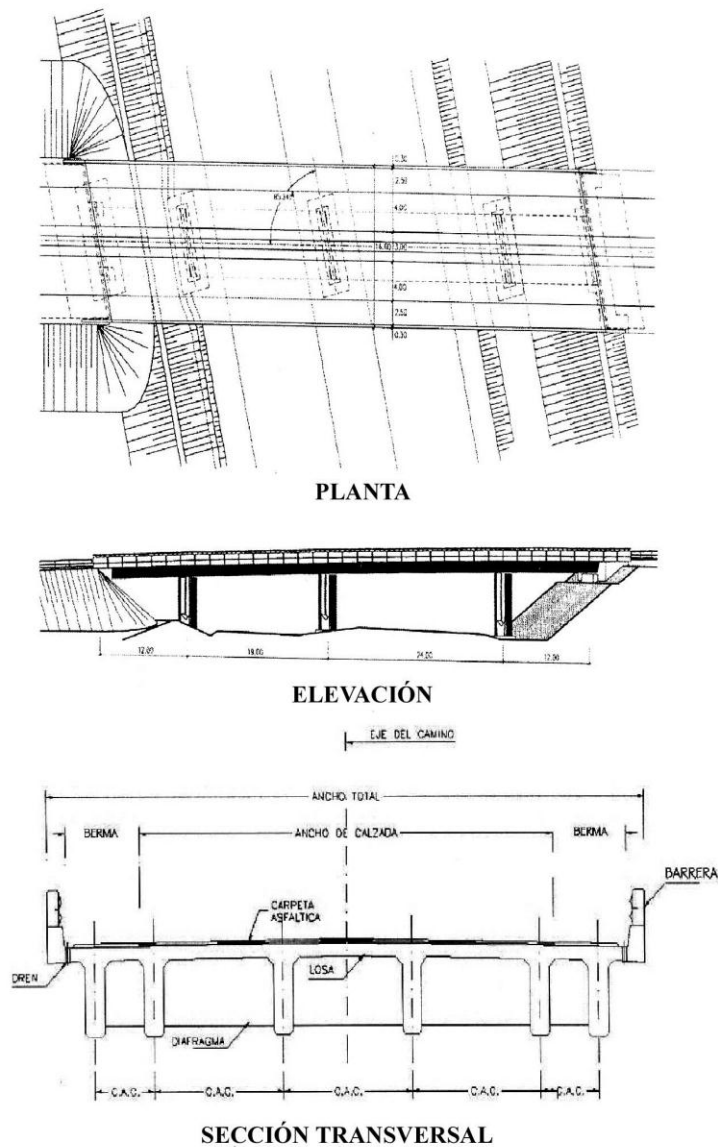


Fig. 1.1 Vista en planta, elevación y sección transversal de un puente típico de concreto

1.2 CLASIFICACIÓN

A los puentes podemos clasificarlos:

- a) Según su función:
 - Peatonales
 - Carreteros
 - Ferroviarios
 - Acueductos
 - Puentes para aviones en los aeropuertos
- b) Por los materiales de construcción
 - Madera
 - Mampostería
 - Acero Estructural
 - Sección Compuesta
 - Concreto Armado
 - Concreto Presforzado
 - Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.
- c) Por el tipo de estructura
 - Simplemente apoyados
 - Continuos
 - Simples de tramos múltiples
 - Cantilever (brazos voladizos)
 - En Arco
 - Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
 - Colgantes
 - Levadizos (basculantes)
 - Pontones: denominación para plataformas flotantes. También con esa denominación son referidos los puentes pequeños cuya longitud no supera los 10m
- d) Por su geometría en planta
 - Rectos
 - Esviados
 - Curvos
- e) Según el tiempo de vida
 - Definitivo: puente diseñado para una vida en servicio de 75 años. Las especificaciones se han elaborado con ese objetivo.
 - Temporal: puente que se usa por un tiempo limitado, no mayor a 5 años.

1.3 UBICACIÓN Y ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE

Los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- a. Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- b. Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- c. Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- d. Obras complementarias tales como: barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.

- e. En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.

I.4 ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES

a. Estudios topográficos

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.

b. Estudios de hidrología e hidráulicos

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.

c. Estudios geológicos y geotécnicos

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

d. Estudios de riesgo sísmico

Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

e. Estudios de impacto ambiental

Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.

f. Estudios de tráfico

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

g. Estudios complementarios

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

h. Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

i. Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica, elegir la solución más conveniente.

I.5 GEOMETRÍA

a. Sección transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del camino de acceso al puente, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovía, barreras y barandas, elementos de drenaje.

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera tanto en planta como en perfil.

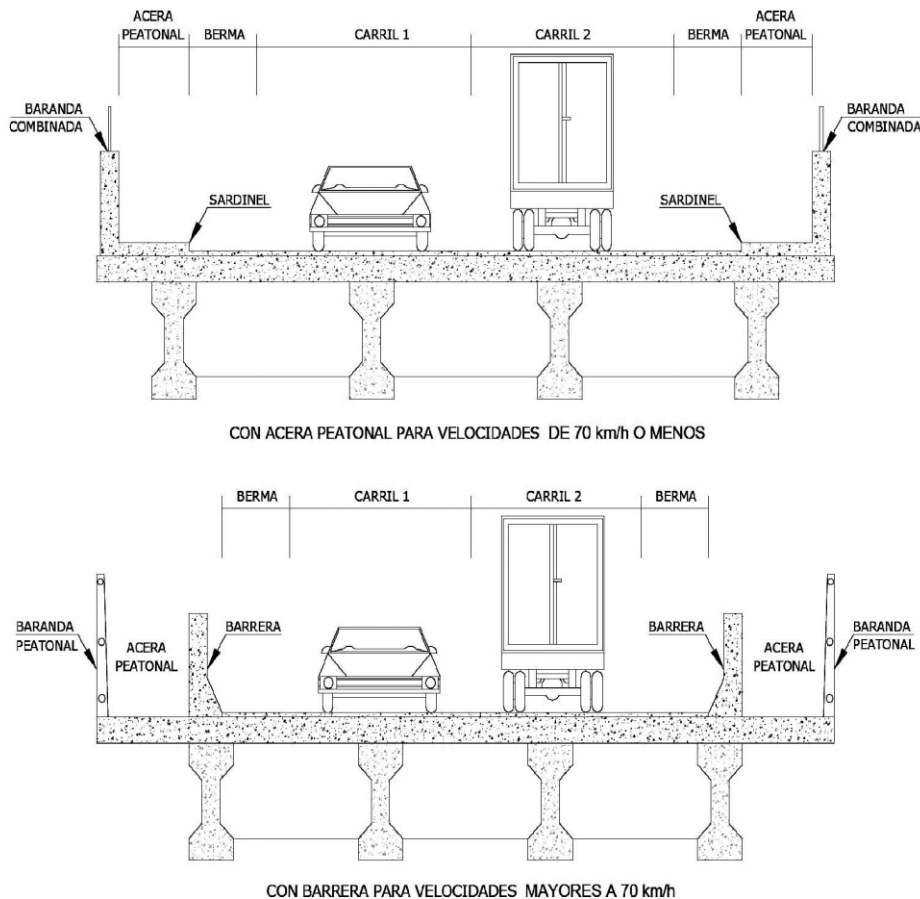


Fig. 1.2 Elementos en la sección transversal de un puente (Fig. 2.1.4.3.2-1, Manual de Puentes, MTC-Perú)

b. Ancho de vía (calzada)

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

El número de carriles de diseño según AASTHO Art. 3.6.1.1.1, se determina tomando la parte entera de la relación $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada (m). Cuando las vías de tráfico tienen menos de 3.60m el número de vías de diseño se toma igual al número de vías de tráfico.

Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

c. Bermas

Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0 m, y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico.

d. Veredas

Se deberá poner veredas para el flujo peatonal en todos los puentes, tanto en zonas rurales como urbanas (Manual de Puentes, MTC-Perú 2018).

El ancho mínimo de las veredas para velocidades de diseño menores a 70 km/h debe ser 1.20m efectivo, es decir sin incluir barandas ni barreras. Para velocidades mayores deberán tener 1.50m de ancho efectivo mínimo y además

estar protegidas por barreras. En zonas urbanas las veredas peatonales deben tener como mínimo 1.50m de ancho efectivo, debiendo protegerse con barreras.

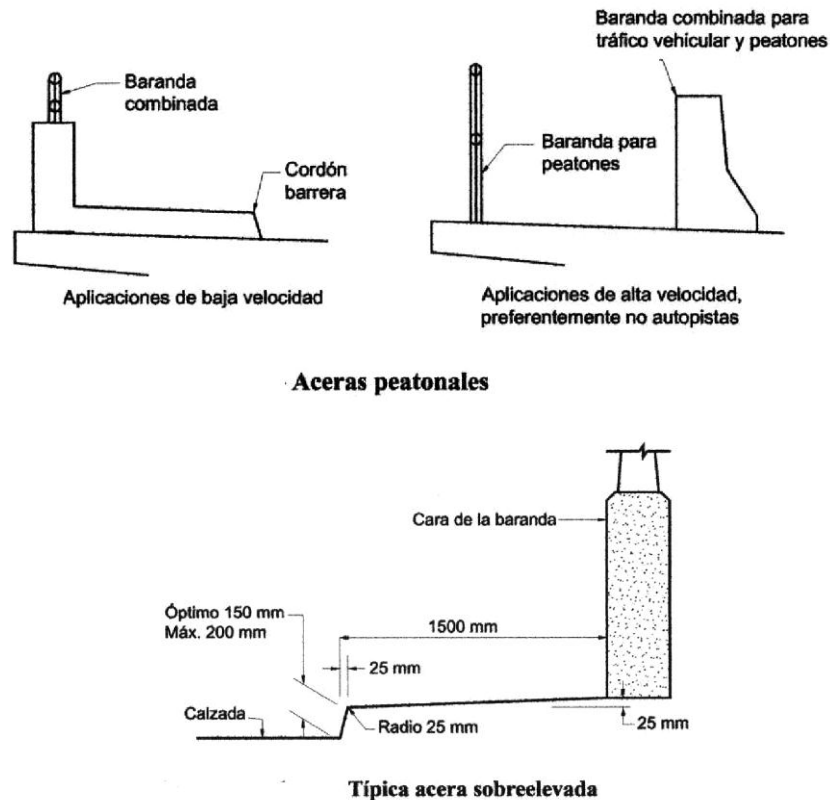


Fig. 1.3 Aceras peatonales típicas (Fig. 13.4-1 y 13.7.1.1-1, AASHTO)

e. Cordón barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

f. Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m.

Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores, a fin de proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera de concreto.

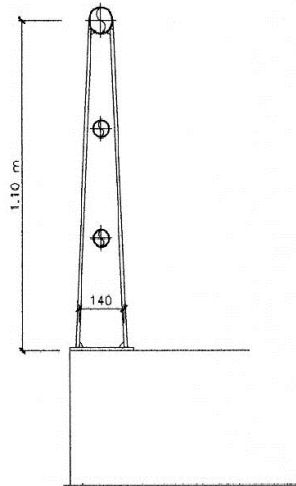


Fig. 1.4 Baranda peatonal típica

g. Barreras de concreto

Su propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que deben estructural y geoméricamente resistir al choque. Brindan además seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura. Deben ubicarse como mínimo a 0.60 m del borde de una vía y como máximo a 1.20 m. En puentes de dos vías de tráfico puede disponerse de una barrera como elemento separador entre las vías.

No debe colocarse barandas peatonales (excepto barandas diseñadas para usos múltiples) en lugar de las barreras, pues tienen diferente función. Mientras las barandas evitan que los peatones caigan del puente, las barreras contienen y protegen el tránsito vehicular.

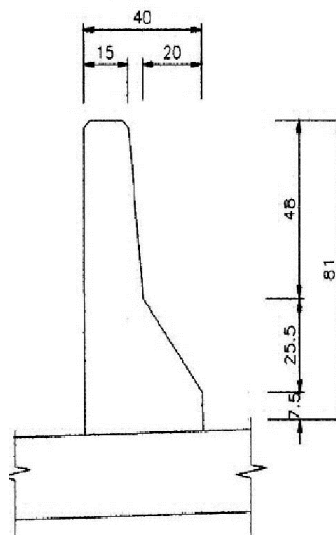


Fig. 1.5 Barrera peatonal típica

h. Pavimento

Puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía.

i. Losas de transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m.

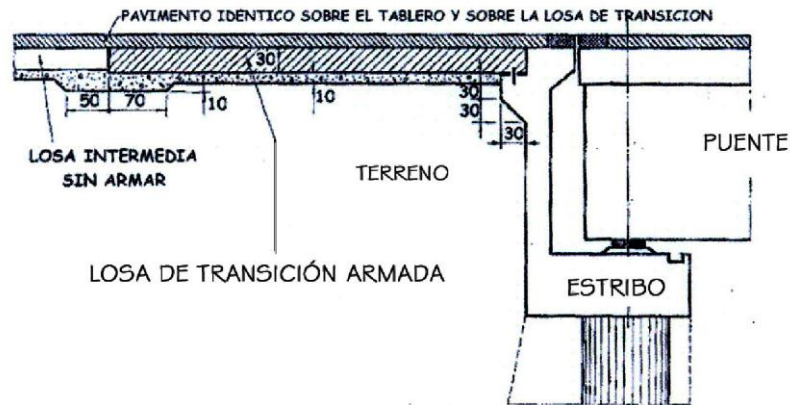


Fig. 1.6 Losa de transición en un puente

j. Drenaje

La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible, recomendándose un mínimo de 0.5%.

La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.

En caso de rasante horizontal, se utilizan también sumideros o lloraderos, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo, $\varnothing 0.10\text{m}$ cada 4.00m, sobresaliendo debajo del tablero 5cm como mínimo. El agua drenada no debe caer sobre las partes de la estructura.

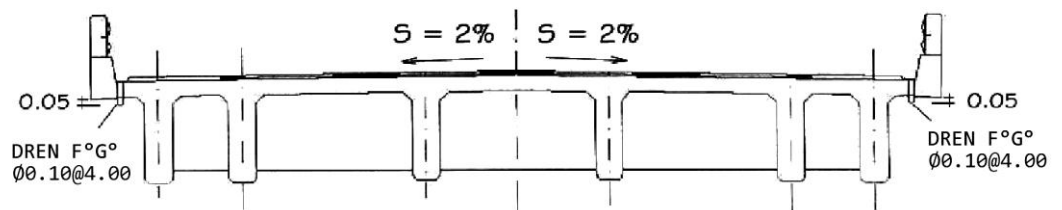


Fig. 1.7 Drenaje transversal en un puente

k. Gálbos

Los gálbos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálbo vertical no será menor que 5.50 m.

Los gálbos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento precalculado de la superestructura excede los 2.5 cm.

El gálibo vertical en los puentes peatonales será 0.30m más alto que el de los vehiculares.

En puentes sobre cursos de agua se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50m sobre el nivel máximo de las aguas. Para el caso de ríos que arrastran palizadas y troncos se considerará una altura libre de 2.50m.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálibos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro.

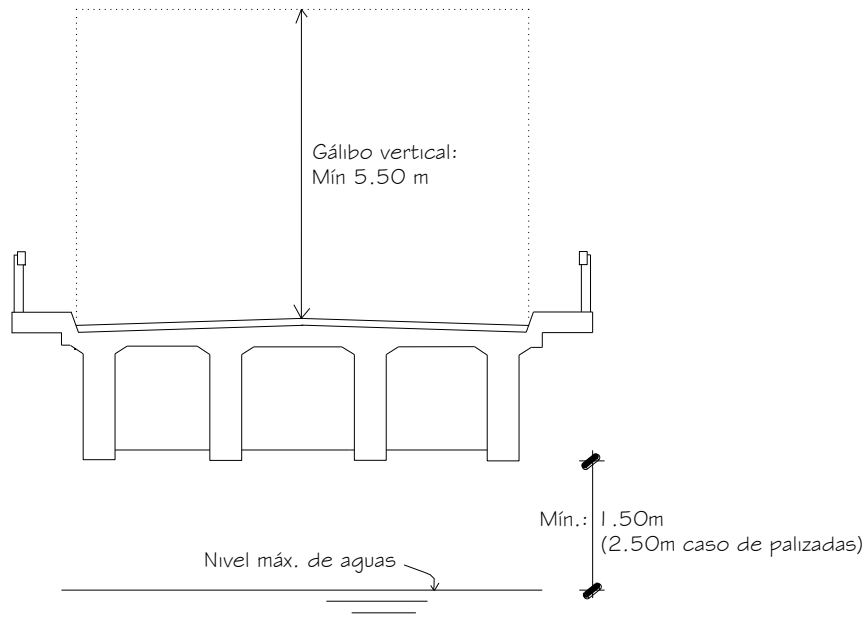


Fig. 1.8 Gálibo vertical y distancia libre entre fondo del puente y nivel máximo de aguas

1. Juntas de dilatación

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables.

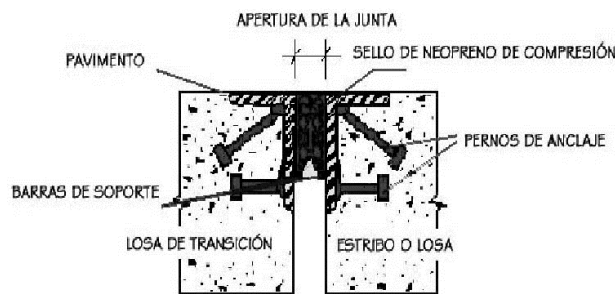


Fig. 1.9 Junta de dilatación

1.6 NORMATIVIDAD

- *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2017, 8th Edition.
- *Manual de Puentes*, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima, Perú, Diciembre 2018.

IMPORTANTE

Por ser de utilidad se detallará entre paréntesis y a la derecha la numeración o referencia que las normas AASHTO LRFD establecen para las fórmulas y disposiciones utilizadas.

EQUIVALENCIA DE UNIDADES

$$1 \text{ kgf} = 9.807 \text{ N}$$

$$1 \text{ N} = 0.10197 \text{ kgf}$$

$$1 \text{ N-mm} = 1.0197 \times 10^{-2} \text{ kgf-cm}$$

$$1 \text{ kgf-cm} = 98.07 \text{ N-mm}$$

$$1 \text{ N/mm} = 1.0197 \times 10^2 \text{ kgf/m}$$

$$1 \text{ kgf/m} = 9.807 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.09807 \text{ MPa}$$

$$1 \text{ MPa} = 10.197 \text{ kgf/cm}^2 = 1.0197 \times 10^5 \text{ kgf/m}^2$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

$$F^{\circ} = \frac{9}{5} (^{\circ}\text{C}) + 32$$

CAPÍTULO 2: CARGAS

2.1 CARGAS PERMANENTES (DC, DW y EV)

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales*

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos*

EV= Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Tabla 2.1 Pesos unitarios de materiales (de acuerdo a Tabla 3.5.1-1, AASHTO)

| Material | Peso Unitario(kg/m ³) |
|---|---|
| Acero | 7850 |
| Agua fresca | 1000 |
| salada | 1020 |
| Albañilería de piedra | 2700 |
| Aleaciones de aluminio | 2800 |
| Arcilla blanda | 1600 |
| Arena, limo o grava no compactados | 1600 |
| Arena, limo, o arcilla compactados | 1900 |
| Concreto simple | |
| Liviano | 1760 |
| De arena liviana | 1920 |
| Peso Normal con $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$ | 2320 |
| Peso Normal con $350 < f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$ | $2240 + 0.23f'c$ |
| Concreto Armado (C3.5.1 AASHTO) | Peso Concreto Simple + 80 kg/m ³ |
| Grava, Macadam o balasto compactados | 2240 |
| Hierro fundido | 7200 |
| Madera dura | 960 |
| Blanda | 800 |
| Relleno de ceniza | 960 |
| Superficies de rodamiento bituminosas | 2240 |
| Material | Peso por unidad de longitud (kg/m) |
| Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía | 300 |

* El Manual de Puentes 2018, Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Perú, difiere en lo siguiente:

- El Art. 2.4.2.1 especifica como cargas (DC) todos los elementos que son indispensables para que la estructura funcione como tal. Para las cargas (DW) considera el peso de todos los elementos no estructurales tales como: veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables. Lo anterior sin embargo no está concordado con el Art. 2.4.5.2 del mismo Manual, que refiere:

DC = carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW = carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

2.2 SOBRECARGAS VIVAS (LL y PL)

(Art. 3.6.1.2)

LL= sobrecarga vehicular

PL= sobrecarga peatonal

La Carga HL-93 es un modelo teórico expresado por:

Carga HL-93:

1.-Camión de diseño:

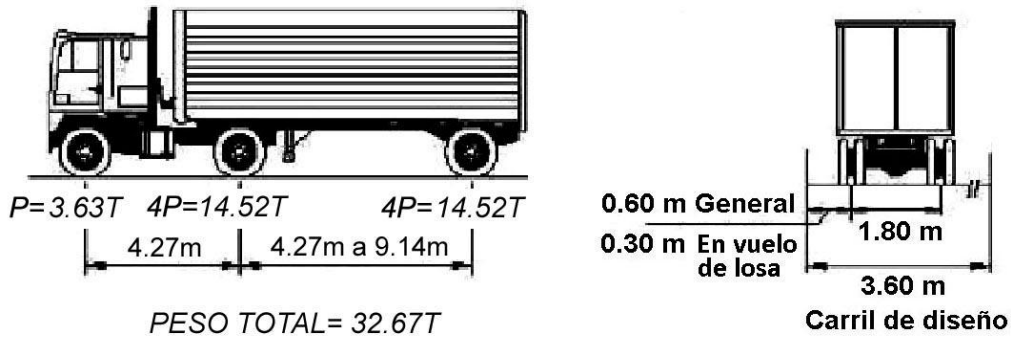


Fig. 2.1 Camión estándar HL-93

La distancia entre los dos ejes más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 4.27m y 9.14m., resulta en los mayores efectos.

2.-Tandem de diseño:

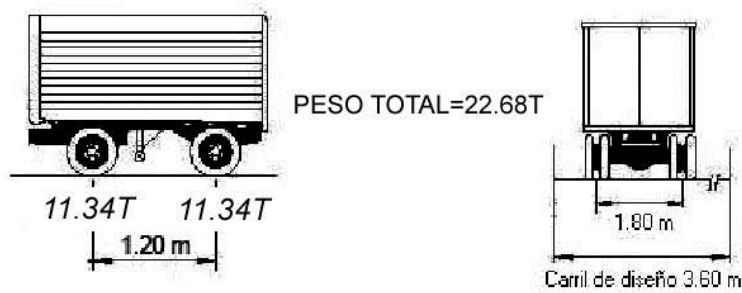


Fig. 2.2 Tándem HL-93

3.-Carga de carril de diseño:

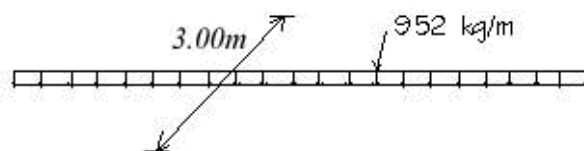


Fig. 2.3 Carga de carril HL-93

APLICACIÓN (Art. 3.6.1.3)

a) *La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de: Camión de diseño o tandem de diseño + Carga de carril de diseño.*

b) *Para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño (con ejes posteriores a 4.27m) separados como mínimo 15.24m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.*

Carga de Fatiga

(Art. 3.6.1.4)

Para el chequeo por fatiga se utiliza un camión similar al camión de diseño pero con los ejes posteriores separados 9.14m

Presencia de Múltiples Sobrecargas

(Art. 3.6.1.1.2)

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga.

Tabla 2.2 Factor *m* de presencia múltiple (Tabla 3.6.1.1.2-1, AASHTO)

| Número de carriles cargados | Factor de presencia múltiple, <i>m</i> |
|-----------------------------|--|
| 1 | 1.20 |
| 2 | 1.00 |
| 3 | 0.85 |
| >3 | 0.65 |

No es aplicable para el estado de Fatiga, para el cual se utiliza la carga de fatiga sin importar el número de carriles. Los factores de distribución de los Art. 4.6.2.2 y 4.6.2.3 (excepto cuando se utiliza el método estático) se deberán dividir por 1.20

Las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Incremento por Carga Dinámica: IM

(Art. 3.6.2)

Los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Tabla 2.3 Factor de incremento por carga dinámica IM (Tabla 3.6.2.1-1, AASHTO)

| Componente | IM |
|--|-----|
| Juntas del tablero – Todos los Estados Límites | 75% |
| Todos los demás componentes | |
| Estado Límite de fatiga y fractura | 15% |
| Todos los demás Estados Límites | 33% |

Nota.- No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño. Tampoco en muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura

ni en componentes de fundaciones que estén completamente por debajo del nivel del terreno.

En caso de componentes enterrados como en el caso de alcantarillas, el porcentaje se deberá tomar como:

$$IM = 33(1.0 - 0.4 |D_E|) \geq 0\% \quad (3.6.2.2-1)$$

Siendo D_E = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (m).

2.3 FUERZAS CENTRÍFUGAS: CE

(Art. 3.6.3)

Se toman como el producto entre los pesos por eje del camión o tandem de diseño y el factor C, dado por:

$$C = f \frac{V^2}{gR} \quad (3.6.3-1)$$

Siendo:

$f = 1.0$ para el estado de fatiga y $4/3$ para otras combinaciones

V = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Las fuerzas centrífugas se aplican horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la calzada. Se deben emplear además los factores de presencia múltiple. No se aplica el incremento por carga dinámica IM. Se desprecia la carga de carril (sobrecarga distribuida).

2.4 FUERZA DE FRENADO: BR

(Art. 3.6.4)

Se toma como el mayor valor de:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tandem de diseño
- 5 por ciento del camión o tandem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se emplean los factores de presencia múltiple. No se aplica el incremento por carga dinámica IM. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

2.5 CARGA SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y SARDINELES

Sobrecargas en Veredas

(Art. 3.6.1.6)

Se deberá aplicar una carga peatonal de 366 kg/m^2 en todas las aceras de más de 0.60m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, excepto cuando los vehículos pueden subir sobre la vereda. Si la condición de carga incluye cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas se diseñan para una carga viva de 420 kg/m^2 (AASHTO's LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges). Sin embargo, deberá evaluarse también la posible circulación de vehículos de emergencia o mantenimiento los cuales no se incrementan por efectos dinámicos ni son combinados con la carga viva de diseño.

Fuerzas sobre Sardineles

Los sardineles se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor que 760 kg por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

Fuerzas sobre Barandas

(Art. A13.2)

Las fuerzas se toman de la Tabla A13.2-1. Se aplica el estado límite de evento extremo para el diseño. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales simultáneamente con las cargas verticales.

TL-1 Nivel de Ensayo Uno

Usado en zonas donde las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad.

TL-2 Nivel de Ensayo Dos

Usado en zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del emplazamiento son favorables; también donde se prevé un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas.

TL-3 Nivel de Ensayo Tres

Usado para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad donde la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del emplazamiento son favorables.

TL-4 Nivel de Ensayo Cuatro

Usado para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autopistas, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados.

TL-5 Nivel de Ensayo Cinco

Usado para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas.

TL-6 Nivel de Ensayo Seis

Usado cuando se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

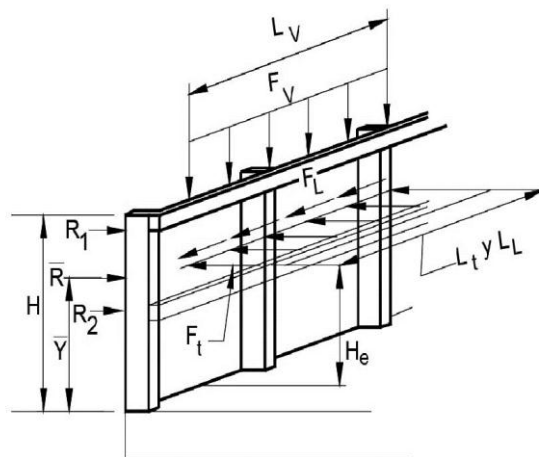


Fig. 2.4 Fuerzas de diseño en una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal (Figura A13.2-1, AASHTO)

Tabla 2.4 Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular (Tabla A13.2-1, AASHTO)

| Fuerzas de diseño y simbología | Niveles de Ensayo para las Barandas | | | | | |
|---------------------------------|-------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | TL-1 | TL-2 | TL-3 | TL-4 | TL-5 | TL-6 |
| Transversal F_t (N) | 60.000 | 120.000 | 240.000 | 240.000 | 550.000 | 780.000 |
| Longitudinal F_L (N) | 20.000 | 40.000 | 80.000 | 80.000 | 183.000 | 260.000 |
| Vertical descendente F_v (N) | 20.000 | 20.000 | 20.000 | 80.000 | 355.000 | 355.000 |
| L_t y L_L (mm) | 1220 | 1220 | 1220 | 1070 | 2440 | 2440 |
| L_v (mm) | 5500 | 5500 | 5500 | 5500 | 12.200 | 12.200 |
| H_e (mín.) (mm) | 460 | 510 | 610 | 810 | 1070 | 1420 |
| Mínima altura del riel H (mm) | 685 | 685 | 685 | 810 | 1070 | 2290 |

2.6 FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO: CT (Art. 3.6.5)

Los estribos y pilas de puentes ubicados a 9.0 m o menos del borde de la calzada se deberán diseñar para una fuerza estática equivalente de 272t, la cual se asume actúa en una dirección de 0° a 15° con el borde del pavimento en un plano horizontal, a una altura de 1.5 m sobre el nivel del terreno.

No es necesario aplicar esta fuerza, en el caso de estructuras protegidas por terraplenes o barreras antichoques.

2.7 CARGAS HIDRÁULICAS: WA

(Art. 3.7)

Presión Hidrostática.- Actúa de forma perpendicular a la superficie, y se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

Flotabilidad.- Fuerza de levantamiento tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas. Actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua.

Presión de Flujo.- La presión de flujo de agua, actuando en la dirección longitudinal de las subestructuras se tomará como:

$$p = 52.6C_D V^2 \quad (3.7.3.1-1)$$

Donde:

p = presión del agua (kg/m^2)

v = velocidad del agua para la inundación de diseño (resistencia y servicio) y para la inundación de control (evento extremo), en m/s

C_D = coeficiente de arrastre para pilas

Tabla 2.5 Coeficiente de arrastre (Tabla 3.7.3.1-1, AASHTO)

| Tipo | C_D |
|---|-------|
| Pila con borde de ataque semicircular | 0.7 |
| Pila de extremo cuadrado | 1.4 |
| Arrastres acumulados contra la pila | 1.4 |
| Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$ | 0.8 |

La fuerza de arrastre longitudinal será el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

Carga Lateral.- La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila será:

$$p = 52.6C_L V^2 \quad (3.7.3.2-1)$$

Donde:

p = presión lateral (kg/m^2)

C_L = coeficiente de arrastre lateral

Tabla 2.6 Coeficiente de arrastre lateral (Tabla 3.7.3.2-1, AASHTO)

| Ángulo θ | C_L |
|-----------------|-------|
| 0° | 0 |
| 5° | 0.5 |
| 10° | 0.7 |
| 20° | 0.9 |
| $\geq 30^\circ$ | 1.0 |

Carga del Oleaje.- Se deberá considerar si se anticipa que se pueden desarrollar fuerzas de oleaje significativas.

Empuje hidrodinámico.- Presiones adicionales originadas por la masa del agua al ocurrir un sismo podrán estimarse con las fórmulas de Westergard o cualquier otro procedimiento equivalente.

Socavación.- Se deberá considerar en los estados límites de resistencia y servicio. El nivel de cimentación del puente debe estar por lo menos 1.0m por debajo de la profundidad de socavación calculada.

2.8 CARGA DE VIENTO: WL y WS

(Art. 3.8)

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

La presión del viento se asume como uniformemente distribuida sobre el área expuesta a la acción del viento. El área expuesta se considerada como la suma de las áreas de todos los componentes incluyendo el sistema de piso, postes, barandas y barreras de sonido, tal como se muestran en elevación perpendicular a la dirección del viento. La carga de viento se considera como el producto de la presión del viento y el área expuesta.

La presión del viento establecida por AASHTO 2017 es:

$$P_z = 2.56 \times 10^{-6} V^2 K_z G C_D \quad (3.8.1.2.1-1)$$

donde:

P_z = presión del viento de diseño

V = velocidad del viento de diseño para ráfagas de 3 segundos como lo especifica la

Tabla 3.8.1.1.2-1

K_z = coeficiente de presión de exposición y elevación

- G = factor de efecto de ráfaga determinado usando una estructura específica de estudio o como lo especifica la Tabla 3.8.1.2.1-1
- C_D = coeficiente de arrastre determinado usando una estructura específica de estudio o como lo especifica la Tabla 3.8.1.2.1-2

El Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú 2018 acerca de la acción del viento adopta las siguientes disposiciones AASHTO 2014:

Presión Horizontal del Viento.- La carga de viento se asume está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes a más de 9.15m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño se deberá ajustar con:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_9}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.8.1.1-1)$$

Donde:

- V_{DZ} = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h)
- V₀ = velocidad friccional (km/h)
- V₉ = velocidad del viento a 9.15m sobre el nivel del terreno o agua de diseño (km/h). En ausencia de datos V₉ = V_B = 160 km/h
- V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 9.15m
- Z₀ = longitud de fricción que trae el viento aguas arriba (m)
- Z = altura de la estructura > 9.15m

Tabla 2.7 Valores de V₀ y Z₀ (Tabla 3.8.1.1-1, AASHTO 2014)

| CONDICIÓN | TERRENO ABIERTO | ÁREA SUBURBANA | ÁREA URBANA |
|-----------------------|-----------------|----------------|-------------|
| V ₀ (km/h) | 13.2 | 17.5 | 19.3 |
| Z ₀ (m) | 0.07 | 1.00 | 2.50 |

Presión de Viento sobre las Estructuras: WS

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{160} \right)^2 \quad (3.8.1.2.1-1)$$

- P_D = presión del viento de diseño (kg/m²)
- P_B = presión básica del viento (kg/m²)

Tabla 2.8 Presiones básicas P_B correspondientes a V_B = 160 km/h (Tabla 3.8.1.2.1-1, AASHTO 2014)

| COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA | CARGA A BARLOVENTO (kg/m ²) | CARGA A SOTAVENTO (kg/m ²) |
|----------------------------------|---|--|
| Reticulados, columnas y arcos | 245 | 122 |
| Vigas | 245 | No Aplicable |
| Grandes superficies planas | 195 | No Aplicable |

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 445 kg/m en el plano de un cordón a barlovento ni 223 kg/m en el plano de un cordón a sotavento de un

componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 445 kg/m en componentes de vigas o vigas cajón.

Cargas de las Superestructuras.- Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento P_B para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar según la Tabla 3.8.1.2.2-1. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 2.9 P_B para distintos ángulos de ataque con $V_B = 160$ km/h (Tabla 3.8.1.2.2-1, AASHTO 2014)

| Ángulo de oblicuidad del viento (°) | Reticulados, columnas y arcos | | Vigas | |
|-------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| | Carga lateral Kg/m ² | Carga longitudinal Kg/m ² | Carga lateral Kg/m ² | Carga longitudinal Kg/m ² |
| 0 | 365 | 0 | 245 | 0 |
| 15 | 342 | 60 | 215 | 30 |
| 30 | 317 | 137 | 200 | 60 |
| 45 | 230 | 200 | 160 | 78 |
| 60 | 117 | 245 | 83 | 93 |

Para los puentes viga y losa comunes que tienen longitud de tramos individuales no mayores a 38m y una altura máxima de 9.15m sobre el nivel del terreno o agua, se pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

- 245 kg/m², transversal
- 60 kg/m², longitudinal

Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura.- Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 195 Kg/m². Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura.

Presión de Viento sobre los Vehículos (WL).- Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se aplicará tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 150 kg/m actuando normal a la calzada y 1.80m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Si el viento sobre los vehículos no es normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como:

Tabla 2.10 Componentes del viento en la sobrecarga (Tabla 3.8.1.3-1, AASHTO 2014)

| Ángulo de oblicuidad respecto a la normal a la superficie (°) | Componente normal (kg/m) | Componente Paralela (kg/m) |
|---|--------------------------|----------------------------|
| 0 | 150 | 0 |
| 15 | 130 | 18 |
| 30 | 122 | 36 |
| 45 | 98 | 48 |
| 60 | 50 | 57 |

Para los puentes viga y losa comunes que tienen longitud de tramos individuales no mayores a 38m y una altura máxima de 9.15m sobre el nivel del terreno o agua, se pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

- 150 kg/m, transversal
- 60 kg/m, longitudinal

Presión Vertical del Viento.- En el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento, se debe considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 100kg/m^2 por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Se debe aplicar sólo para los estados límites Resistencia III y Servicio IV que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Se aplicará en un punto a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas.

Inestabilidad Aeroelástica.- Todos los puentes y sus componentes estructurales, cuya relación longitud de tramo/ancho o profundidad sea superior a 30, se deberán considerar sensibles al viento, y por lo tanto deberán considerar en su diseño, solicitaciones aeroelásticas.

2.9 EFECTOS SÍSMICOS: EQ

(Art. 3.10 AASHTO)

Lo referido a la acción sísmica actuando sobre las estructuras de puente se ve con más detalle en el Capítulo 8.

2.10 DEFORMACIONES SUPERPUESTAS: TU, TG, SH, CR, SE, PS (Art. 3.12)

Temperatura uniforme (TU)

Se deben considerar las solicitaciones internas que la fluencia lenta (creep) y la contracción provocan en los componentes. Si es conveniente se debe incluir el efecto de gradiente de temperatura.

Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá usar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica supuesta de la construcción en el diseño.

La temperatura de referencia básica será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

Tabla 2.11 Rangos de Temperatura (°C)
(Tabla 2.4.3.9.2-1, Manual de Puentes, MTC Perú, 2018)

| Material | Costa | Sierra | Selva |
|-------------------------------|------------|--------------|------------|
| Concreto armado o presforzado | 10° a 40°C | -10° a +35°C | 10° a 50°C |
| Acero | 5° a 50°C | -20° a +50°C | 10° a 60°C |
| Madera | 10° a 40°C | -10° a +35°C | 10° a 50°C |

Gradiente de Temperatura (TG)

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados.

Las diferencias de temperatura T_1 y T_2 corresponderán a los valores positivos dados en la Tabla, ó a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la Tabla por -0.5 .

Tabla 2.12 Temperaturas que definen los Gradientes (°C)
(Tabla 2.4.3.9.3-1, Manual de Puentes, MTC Perú, 2018)

| Región | Sin Asfalto | | 5 cm Asfalto | | 10 cm Asfalto | |
|--------|-------------|-------|--------------|-------|---------------|-------|
| | T_1 | T_2 | T_1 | T_2 | T_1 | T_2 |
| Costa | 40 | 15 | 35 | 15 | 30 | 15 |
| Sierra | 40 | 5 | 35 | 5 | 30 | 5 |
| Selva | 50 | 20 | 45 | 20 | 40 | 20 |

Contracción diferencial (SH)

Cuando corresponda deberán determinarse las deformaciones por contracción diferencial entre hormigones de diferentes edades o composiciones, y entre el hormigón y el acero.

Fluencia lenta (CR)

Las deformaciones por fluencia lenta del hormigón (creep) y la madera deben estar de acuerdo con las disposiciones del Art. 5.4.2.3. Al determinar las solicitaciones y deformaciones provocadas por la fluencia lenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y el cambio de las tensiones de compresión.

Asentamiento (SE)

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales que ocurren en la subestructura.

Fuerzas secundarias de elementos postensados (PS)

La aplicación de fuerzas de postensado sobre una estructura continua produce reacciones en los apoyos y fuerzas internas denominadas fuerzas secundarias, las cuales serán consideradas.

2.11 EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS, y DD (Art. 3.11)

(Se trata con más detalle en el Capítulo 5: ESTRIBOS).

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

Debida consideración se dará también a las siguientes solicitaciones sobre la estructura de puente, en caso de ocurrencia:

- CARGAS DE HIELO (IC)
- FUERZAS FRICCIONALES (FR)
- COLISIÓN DE EMBARCACIONES (CV)
- CARGAS EXPLOSIVAS (BL)

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES (Art. 3.4)

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

η_i = modificador de las cargas

Q_i = sollicitación

γ_{ii} = factor de carga

Estados Límites:

- RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas 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 sollicitaciones 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 normales.
- 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 I – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga infinita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga infinita es usado en puentes con volumen de tráfico alto.
- FATIGA II – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga finita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga finita es usado en puentes con volumen de tráfico bajo.

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.3.2.1-1)$$

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

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \cong 0.95$$

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

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

siendo:

γ_i = factor de carga

ϕ = factor de resistencia

η = factor de modificación de las cargas

η_D = factor relacionado con la ductilidad

η_R = factor relacionado con la redundancia

η_I = factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = solicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada = ϕR_n

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 evento extremo antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles

= 1.00 para diseños y detalles convencionales

≥ 0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las Especificaciones.

Para todos los demás estados límites: $\eta_D = 1.00$

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.

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:

$\eta_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes

= 1.00 para niveles convencionales de redundancia

≥ 0.95 para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites: $\eta_R = 1.00$

Importancia Operativa.-

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y evento extremo.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1.05$ para puentes importantes

= 1.00 para puentes típicos

≥ 0.95 para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites: $\eta_I = 1.00$

Nota.- Observar que para los estados límites de Servicio y Fatiga, $n = 1.0$ ($\eta_D = \eta_R = \eta_I = 1$)

Aunque en muchas estructuras cada uno de los modificadores de carga será 1.0, para un número limitado de puentes los valores son distintos de 1.0. A continuación se detallan los valores adoptados por el Departamento de Transportes del Estado de Minnesota:

Tabla 2.13 Modificadores de carga n propuestos por el Departamento de Transportes del Estado de Minnesota

| Modificador | Valor | Condición |
|-------------------------|-------|---|
| Ductilidad (n_D) | 1.00 | Estructuras de acero, puentes de madera, estructuras de concreto dúctiles |
| | 1.05 | Estructuras de concreto no dúctiles |
| Redundancia (n_R)* | 1.00 | Redundantes |
| | 1.05 | No redundantes |
| Importancia (n_I)** | 0.90 | Puentes temporales |
| | 0.95 | ADT < 500 |
| | 1.00 | 500 ≤ ADT ≤ 40,000 |
| | 1.05 | Cruces en ríos mayores ó con ADT > 40,000 ó en puentes de vías interestatales |

Notas.-

* Las superestructuras tipo viga con 4 ó más vigas por tramo se consideran redundantes

** Usar el modificador de carga por Importancia sólo para el diseño de la superestructura; no aplicable al diseño de cubiertas en puentes con cubiertas sobre vigas. Usar sólo en puentes nuevos.

ADT = tráfico diario promedio

Los modificadores de carga no necesitan ser aplicados para casos de cargas de construcción.

Tabla 2.14 Factores de carga y combinaciones (Tabla 3.4.1-1, AASHTO)

| Load Combination Limit State | DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH | LL IM CE BR PL LS | WA | WS | WL | FR | TU | TG | SE | Use One of These at a Time | | | | |
|------------------------------------|--|----------------------------------|------|------|------|------|-----------|---------------|---------------|----------------------------|------|------|------|------|
| | | | | | | | | | | EQ | BL | IC | CT | CV |
| Strength I (unless noted) | γ_p | 1.75 | 1.00 | — | — | 1.00 | 0.50/1.20 | γ_{TG} | γ_{SE} | — | — | — | — | — |
| Strength II | γ_p | 1.35 | 1.00 | — | — | 1.00 | 0.50/1.20 | γ_{TG} | γ_{SE} | — | — | — | — | — |
| Strength III | γ_p | — | 1.00 | 1.00 | — | 1.00 | 0.50/1.20 | γ_{TG} | γ_{SE} | — | — | — | — | — |
| Strength IV | γ_p | — | 1.00 | — | — | 1.00 | 0.50/1.20 | — | — | — | — | — | — | — |
| Strength V | γ_p | 1.35 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50/1.20 | γ_{TG} | γ_{SE} | — | — | — | — | — |
| Extreme Event I | 1.00 | γ_{EQ} | 1.00 | — | — | 1.00 | — | — | — | 1.00 | — | — | — | — |
| Extreme Event II | 1.00 | 0.50 | 1.00 | — | — | 1.00 | — | — | — | — | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Service I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00/1.20 | γ_{TG} | γ_{SE} | — | — | — | — | — |
| Service II | 1.00 | 1.30 | 1.00 | — | — | 1.00 | 1.00/1.20 | — | — | — | — | — | — | — |
| Service III | 1.00 | γ_{LL} | 1.00 | — | — | 1.00 | 1.00/1.20 | γ_{TG} | γ_{SE} | — | — | — | — | — |
| Service IV | 1.00 | — | 1.00 | 1.00 | — | 1.00 | 1.00/1.20 | — | 1.00 | — | — | — | — | — |
| Fatigue I— LL, IM & CE only | — | 1.75 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| Fatigue II— LL, IM & CE only | — | 0.80 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |

Notas.-

- El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.
- El factor de carga para sobrecarga γ_{EQ} en la combinación de Evento Extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. En ediciones anteriores de AASHTO se usaba $\gamma_{EQ} = 0$, y aunque este tema no ha sido resuelto, se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial con sismos, es decir $\gamma_{EQ} < 1.0$. Podría ser razonable $\gamma_{EQ} = 0.5$ para un amplio rango de valores de tráfico.
- Los factores de carga γ_{TG} y γ_{SE} se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. γ_{TG} se puede tomar si no hay información: 0.0 en estados límites de resistencia y evento extremo, 1.0 en estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga. γ_{SE} se puede tomar si no hay información: 1.0

Tabla 2.15 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p (Tabla 3.4.1-2, AASHTO)

| Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para Calcular Fricción Negativa (Downdrag) | | Factor de Carga | |
|---|--|-----------------|--------|
| | | Máximo | Mínimo |
| DC: Elemento y Accesorios | | 1.25 | 0.90 |
| DC: Sólo Resistencia IV | | 1.50 | 0.90 |
| DD: Downdrag | Pilotes, Método Tomlinson α | 1.4 | 0.25 |
| | Pilotes, Método λ | 1.05 | 0.30 |
| | Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999) | 1.25 | 0.35 |
| DW: Superficies de Rodamiento e Instalaciones para Servicios | | 1.50 | 0.65 |
| EH: Presión Horizontal del Terreno: | | | |
| • Activa | | 1.50 | 0.90 |
| • En Reposo | | 1.35 | 0.90 |
| • AEP para muros anclados | | 1.35 | N/A |
| EL: Tensiones Residuales en Construcción | | 1.00 | 1.00 |
| EV: Presión Vertical del Terreno | | | |
| • Estabilidad Global | | 1.00 | N/A |
| • Muros de Sosténimiento y Estribos | | 1.35 | 1.00 |
| • Estructura Rígida Enterrada | | 1.30 | 0.90 |
| • Marcos Rígidos | | 1.35 | 0.90 |
| • Estructuras Flexibles Enterradas | | | |
| o Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas | | 1.5 | 0.9 |
| o Alcantarillas Termoplásticas | | 1.3 | 0.9 |
| o Todas las demás | | 1.95 | 0.9 |
| ES: Sobrecarga de Suelo | | 1.50 | 0.75 |

Tabla 2.16 Factores de carga para cargas permanentes debido a deformaciones sobreimpuestas, γ_p (Tabla 3.4.1-3, AASHTO)

| Componente del Puente | PS | CR, SH |
|---|-----|---------------------------------------|
| Superestructuras - Segmentadas | 1.0 | Ver γ_p para DC, Tabla 3.4.1-2 |
| Subestructuras de Concreto soportando Superestructuras Segmentadas (ver 3.12.4, 3.12,5) | | |
| Superestructuras de concreto - no segmentadas | 1.0 | 1.0 |
| Subestructuras soportando Superestructuras no segmentadas | | |
| • usando I_g | 0.5 | 0.5 |
| • usando $I_{effective}$ | 1.0 | 1.0 |
| Subestructuras de Acero | 1.0 | 1.0 |

Tabla 2.17 Factores de carga para carga viva γ_{LL} , combinación de carga Servicio III (Tabla 3.4.1-4, AASHTO)

| Componente | γ_{LL} |
|---|---------------|
| Componentes de concreto presforzado diseñados usando las estimaciones refinadas de pérdidas dependientes del tiempo como lo especificado en el Art. 5.9.5.4 en conjunción con el aprovechamiento de la ganancia elástica. | 1.0 |
| Otros componentes de concreto presforzado | 0.8 |

Denominación de las Cargas

Cargas Permanentes:

CR = efectos debido al creep

DD = fricción negativa (downdrag)

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW= peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo el jacking de construcciones segmentales en voladizo.

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

PS = fuerzas secundarias de postensado

SH = contracción

Cargas Transitorias:

BL = explosiones

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga de la carga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

APÉNDICE A2.1

MÁXIMO MOMENTO DE FLEXIÓN EN UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA PARA UN TREN DE CARGAS (Teorema de Barré)

Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada.

En efecto, en el tren de cargas mostrado, tomando momentos en el punto donde incide la carga P_3 tenemos:

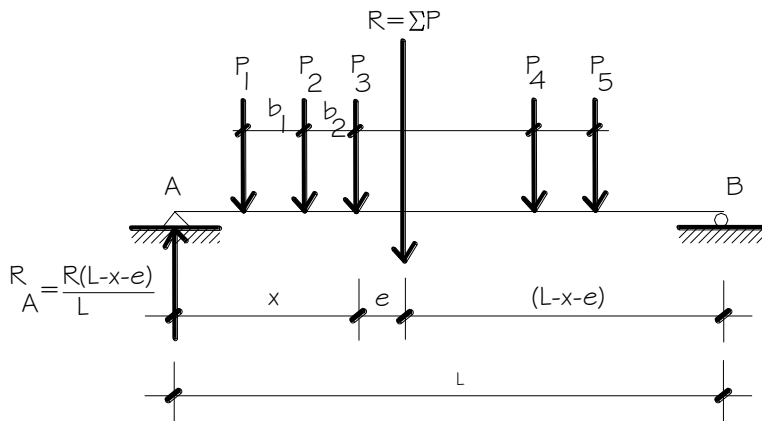


Fig. A2.1 Tren de cargas sobre una viga simplemente apoyada

$$M_{P_3} = \frac{R(L-x-e)}{L}x - P_1(b_1 + b_2) - P_2b_2$$

Para $M_{P_3} = \text{máx}$, $\frac{dM_{P_3}}{dx} = 0$

$$\frac{R}{L}[-1(x) + (L-x-e)] = 0 \quad \text{Luego: } \boxed{x = \frac{L-e}{2}}$$

Es decir:

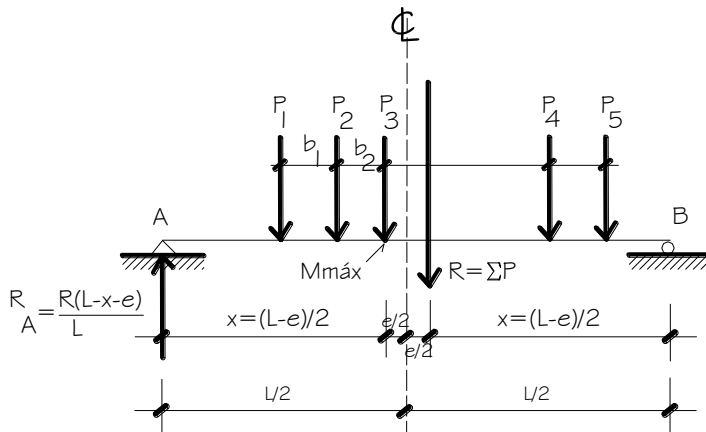
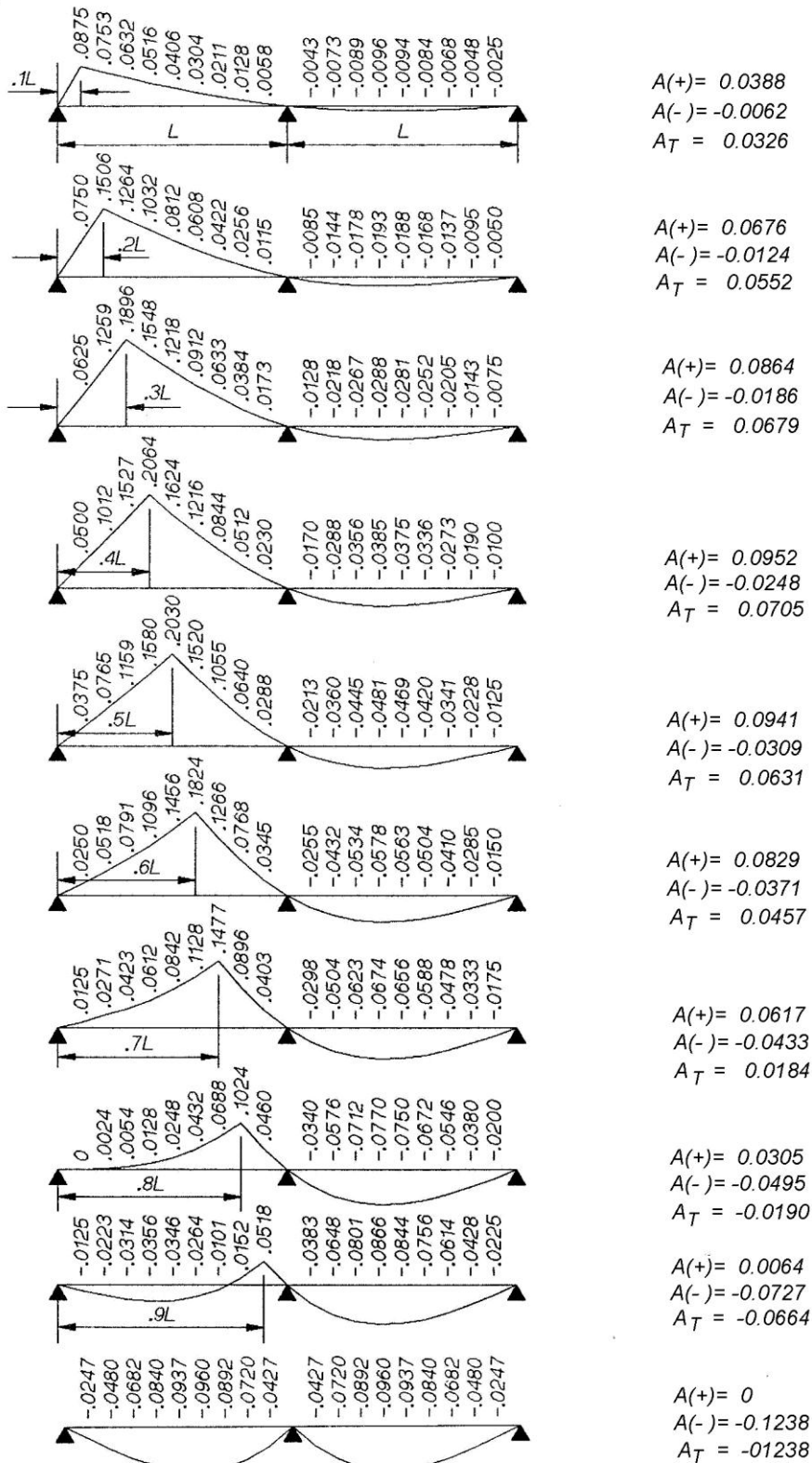


Fig. A2.2 Posición de un tren de cargas para momento máximo

LÍNEAS DE INFLUENCIA DE MOMENTOS EN VIGAS DE DOS TRAMOS IGUALES
(multiplicar ordenadas por L)

ÁREAS EN LÍNEAS DE INFLUENCIA DE MOMENTOS
(multiplicar valores por L²)



L.I. DE MOMENTO EN APOYO CENTRAL

Fig. A2.3 Líneas de influencia en vigas continuas de dos tramos iguales

LÍNEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS CONTINUAS DE TRES TRAMOS IGUALES

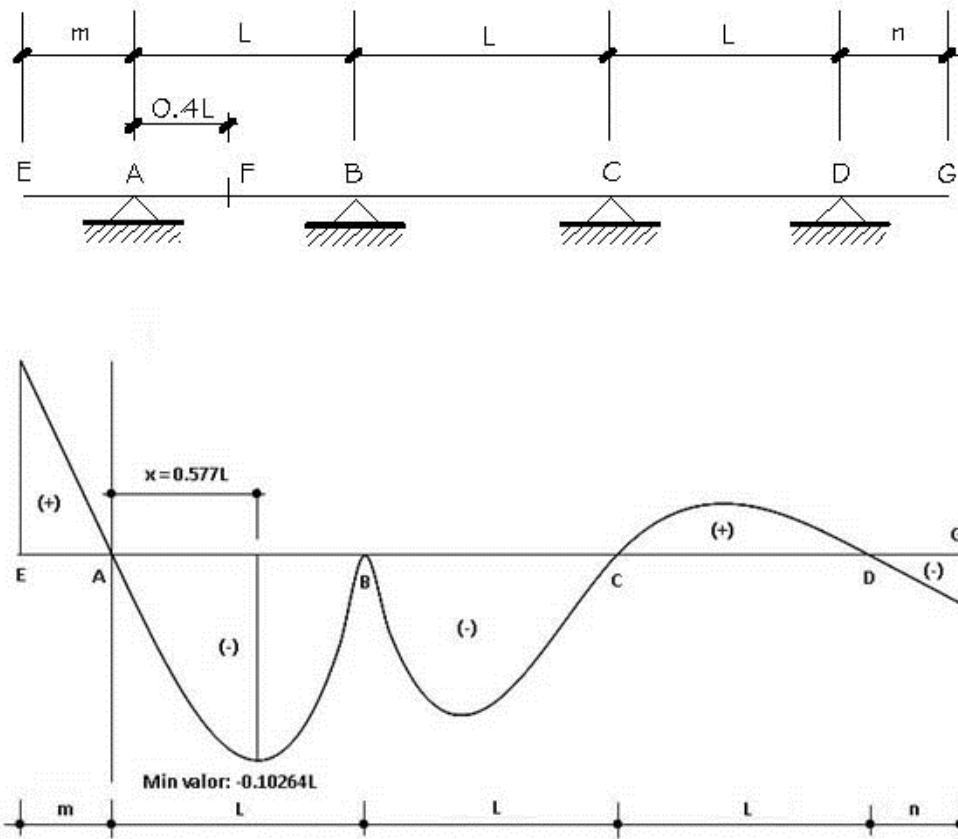


Fig. A2.4 Línea de influencia del momento flector en B para una viga continua de tres tramos iguales

Expresiones del momento flector en el apoyo B:

Tramo \overline{EA} ($-m \leq x \leq 0$)

$$M_B = -\frac{4}{15}x$$

Tramo \overline{AB} ($0 \leq x \leq L$)

$$M_B = \frac{4}{15L^2}x^3 - \frac{4}{15}x$$

Tramo \overline{BC} ($L \leq x \leq 2L$)

$$M_B = -\frac{1}{3L^2}x^3 + \frac{9}{5L}x^2 - \frac{46}{15}x + \frac{8L}{5}$$

Tramo \overline{CD} ($2L \leq x \leq 3L$)

$$M_B = \frac{1}{15L^2}x^3 - \frac{3}{5L}x^2 + \frac{26}{15}x - \frac{8L}{5}$$

Tramo \overline{DG} ($3L \leq x \leq 3L + n$)

$$M_B = -\frac{1}{15}x + \frac{L}{5}$$

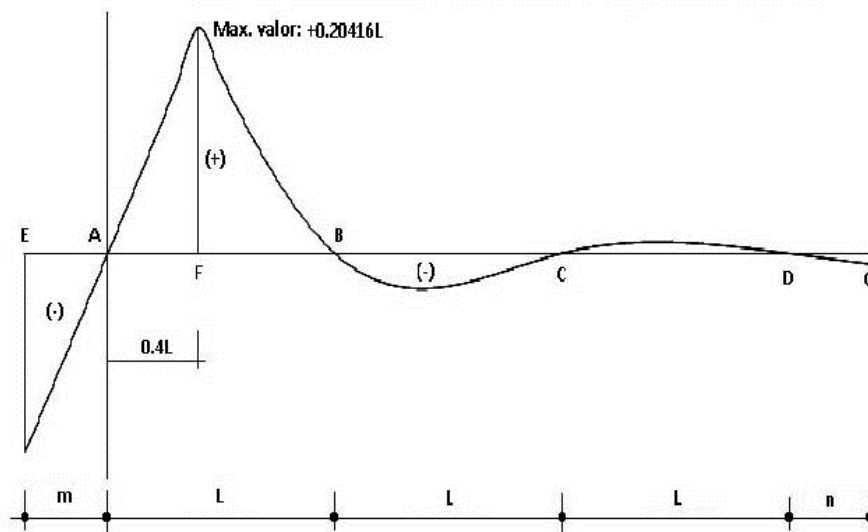


Fig. A2.5 Línea de influencia del momento flector en la sección F ($x=0.4L$) para una viga continua de tres tramos iguales

Expresiones del momento flector en la sección F:

Tramo $\overline{E\bar{A}}$ ($-m \leq x \leq 0$) $M_F = \frac{37}{75}x$

Tramo $\overline{A\bar{F}}$ ($0 \leq x \leq 0.4L$) $M_F = \frac{8}{75L^2}x^3 + \frac{37}{75}x$

Tramo $\overline{F\bar{B}}$ ($0.4L \leq x \leq L$) $M_F = \frac{8}{75L^2}x^3 - \frac{38}{75}x + \frac{2L}{5}$

Tramo $\overline{B\bar{C}}$ ($L \leq x \leq 2L$) $M_F = -\frac{2}{15L^2}x^3 + \frac{54}{75L}x^2 - \frac{92}{75}x + \frac{48L}{75}$

Tramo $\overline{C\bar{D}}$ ($2L \leq x \leq 3L$) $M_F = \frac{2}{75L^2}x^3 - \frac{6}{25L}x^2 + \frac{52}{75}x - \frac{48L}{75}$

Tramo $\overline{D\bar{G}}$ ($3L \leq x \leq 3L + n$) $M_F = -\frac{2}{75}x + \frac{6L}{75}$

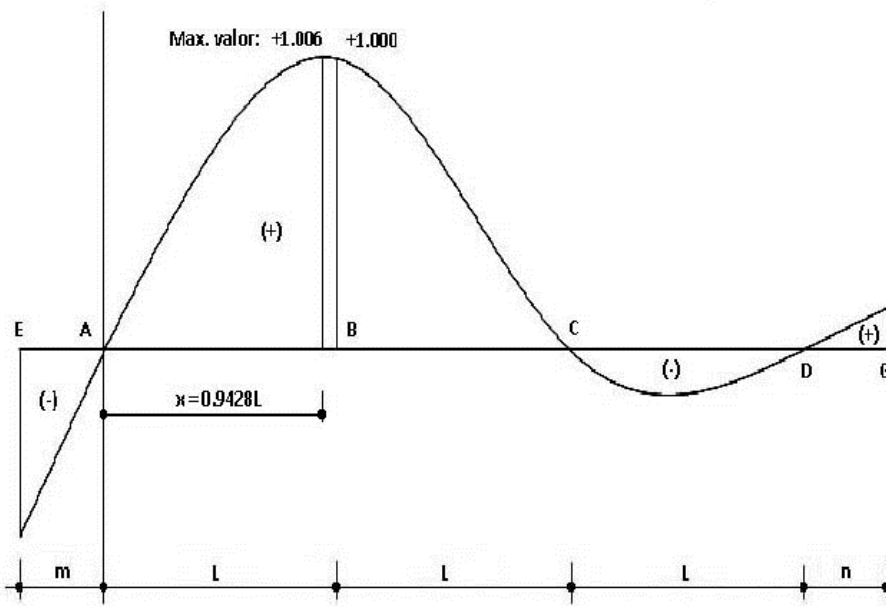


Fig. A2.6 Línea de influencia de la reacción en el apoyo interior B para una viga continua de tres tramos iguales

Expresiones de la reacción en el apoyo B:

Tramo EA ($-m \leq x \leq 0$) $R_B = \frac{8}{5L}x$

Tramo AB ($0 \leq x \leq L$) $R_B = -\frac{3}{5L^3}x^3 + \frac{8}{5L}x$

Tramo BC ($L \leq x \leq 2L$) $R_B = \frac{1}{L^3}x^3 - \frac{24}{5L^2}x^2 + \frac{32}{5L}x - \frac{8}{5}$

Tramo CD ($2L \leq x \leq 3L$) $R_B = -\frac{2}{5L^3}x^3 + \frac{18}{5L^2}x^2 - \frac{52}{5L}x + \frac{48}{5}$

Tramo DG ($3L \leq x \leq 3L + n$) $R_B = \frac{2}{5L}x - \frac{6}{5}$

APÉNDICE A2.2

Tabla A2.1 Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados por sobrecarga HL-93 (x=distancia desde el apoyo)

| MOMENTOS POR CARGA HL-93 (T-m) | | | | | REACCIÓN POR CARGA HL-93 (T) | | | | MOMENTO FATIGA (T-m) | | | |
|--------------------------------|-------|----------------------|-----------|----------------------|------------------------------|----------------------|-----------|----------------------|----------------------|-------|--------------|----------------------|
| LUZ | X | M por CAMIÓN ó | M por | M _(LL+IM) | LUZ | R por CAMIÓN ó | R por | V _(LL+IM) | LUZ | X | M por camión | M _(LL+IM) |
| (m) | (m) | (1)= TANDEM | S/C EQUIV | (IM=0.33) | (m) | (1)= TANDEM | S/C EQUIV | (IM=0.33) | (m) | (m) | de fatiga | (IM=0.15) |
| 1 | 0.50 | 3.63 | 0.12 | 4.95 | 1 | 14.52 | 0.48 | 19.79 | 1 | 0.50 | 3.63 | 4.17 |
| 2 | 1.00 | 7.26 | 0.48 | 10.13 | 2 | 15.88 ⁽¹⁾ | 0.95 | 22.07 | 2 | 1.00 | 7.26 | 8.35 |
| 3 | 1.50 | 10.89 | 1.07 | 15.55 | 3 | 18.14 ⁽¹⁾ | 1.43 | 25.56 | 3 | 1.50 | 10.89 | 12.52 |
| 4 | 1.70 | 16.39 ⁽¹⁾ | 1.86 | 23.65 | 4 | 19.28 ⁽¹⁾ | 1.90 | 27.54 | 4 | 2.00 | 14.52 | 16.70 |
| 5 | 2.20 | 21.95 ⁽¹⁾ | 2.93 | 32.13 | 5 | 19.96 ⁽¹⁾ | 2.38 | 28.92 | 5 | 2.50 | 18.15 | 20.87 |
| 6 | 2.70 | 27.56 ⁽¹⁾ | 4.24 | 40.89 | 6 | 20.41 ⁽¹⁾ | 2.86 | 30.00 | 6 | 3.00 | 21.78 | 25.05 |
| 7 | 3.20 | 33.18 ⁽¹⁾ | 5.79 | 49.91 | 7 | 20.74 ⁽¹⁾ | 3.33 | 30.91 | 7 | 3.50 | 25.41 | 29.22 |
| 8 | 3.70 | 38.81 ⁽¹⁾ | 7.57 | 59.19 | 8 | 21.29 | 3.81 | 32.12 | 8 | 4.00 | 29.04 | 33.40 |
| 9 | 4.20 | 44.45 ⁽¹⁾ | 9.60 | 68.72 | 9 | 22.34 | 4.28 | 33.99 | 9 | 4.07 | 33.46 | 38.47 |
| 10 | 4.70 | 50.10 ⁽¹⁾ | 11.86 | 78.49 | 10 | 23.37 | 4.76 | 35.84 | 10 | 4.57 | 37.96 | 43.65 |
| 11 | 5.20 | 55.75 ⁽¹⁾ | 14.36 | 88.51 | 11 | 24.22 | 5.24 | 37.44 | 11 | 5.07 | 42.46 | 48.83 |
| 12 | 5.70 | 61.41 ⁽¹⁾ | 17.09 | 98.76 | 12 | 24.92 | 5.71 | 38.86 | 12 | 5.57 | 46.98 | 54.02 |
| 13 | 5.79 | 68.70 | 19.87 | 111.24 | 13 | 25.52 | 6.19 | 40.12 | 13 | 6.07 | 51.49 | 59.22 |
| 14 | 6.29 | 76.78 | 23.08 | 125.19 | 14 | 26.03 | 6.66 | 41.28 | 14 | 6.57 | 56.01 | 64.41 |
| 15 | 6.79 | 84.86 | 26.53 | 139.40 | 15 | 26.47 | 7.14 | 42.35 | 15 | 7.07 | 60.53 | 69.61 |
| 16 | 7.29 | 92.96 | 30.22 | 153.86 | 16 | 26.86 | 7.62 | 43.34 | 16 | 7.57 | 65.06 | 74.82 |
| 17 | 7.79 | 101.07 | 34.15 | 168.57 | 17 | 27.20 | 8.09 | 44.27 | 17 | 6.71 | 70.93 | 81.56 |
| 18 | 8.29 | 109.18 | 38.31 | 183.53 | 18 | 27.50 | 8.57 | 45.15 | 18 | 7.21 | 78.75 | 90.56 |
| 19 | 8.79 | 117.30 | 42.72 | 198.73 | 19 | 27.78 | 9.04 | 45.99 | 19 | 7.71 | 86.61 | 99.60 |
| 20 | 9.29 | 125.43 | 47.36 | 214.18 | 20 | 28.02 | 9.52 | 46.79 | 20 | 8.21 | 94.50 | 108.68 |
| 21 | 9.79 | 133.55 | 52.24 | 229.87 | 21 | 28.24 | 10.00 | 47.56 | 21 | 8.71 | 102.42 | 117.78 |
| 22 | 10.29 | 141.69 | 57.35 | 245.80 | 22 | 28.44 | 10.47 | 48.30 | 22 | 9.21 | 110.36 | 126.91 |
| 23 | 10.79 | 149.82 | 62.71 | 261.97 | 23 | 28.63 | 10.95 | 49.02 | 23 | 9.71 | 118.32 | 136.06 |
| 24 | 11.29 | 157.96 | 68.30 | 278.39 | 24 | 28.79 | 11.42 | 49.72 | 24 | 10.21 | 126.29 | 145.24 |
| 25 | 11.79 | 166.10 | 74.13 | 295.04 | 25 | 28.95 | 11.90 | 50.40 | 25 | 10.71 | 134.29 | 154.43 |
| 26 | 12.29 | 174.24 | 80.20 | 311.94 | 26 | 29.09 | 12.38 | 51.07 | 26 | 11.21 | 142.29 | 163.64 |
| 27 | 12.79 | 182.38 | 86.51 | 329.08 | 27 | 29.23 | 12.85 | 51.72 | 27 | 11.71 | 150.31 | 172.86 |
| 28 | 13.29 | 190.53 | 93.05 | 346.46 | 28 | 29.35 | 13.33 | 52.36 | 28 | 12.21 | 158.34 | 182.09 |
| 29 | 13.79 | 198.68 | 99.84 | 364.08 | 29 | 29.46 | 13.80 | 52.99 | 29 | 12.71 | 166.38 | 191.33 |
| 30 | 14.29 | 206.83 | 106.86 | 381.94 | 30 | 29.57 | 14.28 | 53.61 | 30 | 13.21 | 174.42 | 200.59 |
| 31 | 14.79 | 214.98 | 114.12 | 400.03 | 31 | 29.67 | 14.76 | 54.22 | 31 | 13.71 | 182.48 | 209.85 |
| 32 | 15.29 | 223.13 | 121.61 | 418.37 | 32 | 29.76 | 15.23 | 54.82 | 32 | 14.21 | 190.54 | 219.12 |
| 33 | 15.79 | 231.28 | 129.35 | 436.95 | 33 | 29.85 | 15.71 | 55.41 | 33 | 14.71 | 198.61 | 228.40 |
| 34 | 16.29 | 239.43 | 137.32 | 455.77 | 34 | 29.93 | 16.18 | 56.00 | 34 | 15.21 | 206.68 | 237.68 |
| 35 | 16.79 | 247.58 | 145.53 | 474.82 | 35 | 30.01 | 16.66 | 56.58 | 35 | 15.71 | 214.76 | 246.97 |
| 36 | 17.29 | 255.74 | 153.98 | 494.12 | 36 | 30.09 | 17.14 | 57.15 | 36 | 16.21 | 222.84 | 256.27 |
| 37 | 17.79 | 263.89 | 162.67 | 513.65 | 37 | 30.16 | 17.61 | 57.72 | 37 | 16.71 | 230.93 | 265.57 |
| 38 | 18.29 | 272.05 | 171.59 | 533.42 | 38 | 30.22 | 18.09 | 58.28 | 38 | 17.21 | 239.02 | 274.88 |
| 39 | 18.79 | 280.21 | 180.76 | 553.43 | 39 | 30.29 | 18.56 | 58.84 | 39 | 17.71 | 247.12 | 284.19 |
| 40 | 19.29 | 288.36 | 190.16 | 573.68 | 40 | 30.34 | 19.04 | 59.40 | 40 | 18.21 | 255.22 | 293.50 |
| 41 | 19.79 | 296.52 | 199.80 | 594.17 | 41 | 30.40 | 19.52 | 59.95 | 41 | 18.71 | 263.33 | 302.82 |
| 42 | 20.29 | 304.68 | 209.67 | 614.90 | 42 | 30.46 | 19.99 | 60.50 | 42 | 19.21 | 271.43 | 312.15 |
| 43 | 20.79 | 312.84 | 219.79 | 635.86 | 43 | 30.51 | 20.47 | 61.04 | 43 | 19.71 | 279.54 | 321.47 |
| 44 | 21.29 | 320.99 | 230.14 | 657.07 | 44 | 30.56 | 20.94 | 61.58 | 44 | 20.21 | 287.65 | 330.80 |
| 45 | 21.79 | 329.15 | 240.73 | 678.51 | 45 | 30.60 | 21.42 | 62.12 | 45 | 20.71 | 295.77 | 340.13 |
| 46 | 22.29 | 337.31 | 251.56 | 700.19 | 46 | 30.65 | 21.90 | 62.66 | 46 | 21.21 | 303.88 | 349.47 |
| 47 | 22.79 | 345.47 | 262.63 | 722.11 | 47 | 30.69 | 22.37 | 63.19 | 47 | 21.71 | 312.00 | 358.80 |
| 48 | 23.29 | 353.63 | 273.93 | 744.27 | 48 | 30.73 | 22.85 | 63.72 | 48 | 22.21 | 320.12 | 368.14 |
| 49 | 23.79 | 361.79 | 285.48 | 766.66 | 49 | 30.77 | 23.32 | 64.25 | 49 | 22.71 | 328.25 | 377.48 |
| 50 | 24.29 | 369.95 | 297.26 | 789.30 | 50 | 30.81 | 23.80 | 64.78 | 50 | 23.21 | 336.37 | 386.83 |

Tabla A2.2 Valores de la envolvente de momentos flectores debido a la sobrecarga HL-93 aplicada a vigas continuas de dos tramos iguales (incluye IM=0.33) considerando secciones cada décimo de luz

| L(m) | SECCIONES | | | | | | | | | | |
|------|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5 | 0.00 | -1.48 | -2.96 | -4.44 | -5.92 | -7.40 | -8.88 | -10.35 | -11.83 | -13.71 | -21.12 |
| | 0.00 | 11.93 | 20.04 | 24.57 | 25.83 | 25.05 | 23.08 | 18.30 | 11.23 | 5.18 | 0.00 |
| 6 | 0.00 | -1.85 | -3.71 | -5.56 | -7.41 | -9.26 | -11.11 | -12.96 | -14.81 | -17.24 | -26.27 |
| | 0.00 | 14.96 | 25.23 | 31.09 | 32.89 | 32.04 | 29.26 | 23.13 | 14.28 | 6.23 | 0.00 |
| 7 | 0.00 | -2.23 | -4.46 | -6.68 | -8.91 | -11.14 | -13.36 | -15.59 | -17.82 | -20.82 | -31.53 |
| | 0.00 | 18.07 | 30.59 | 37.84 | 40.24 | 39.27 | 35.70 | 28.23 | 17.59 | 7.30 | 0.00 |
| 8 | 0.00 | -2.62 | -5.23 | -7.84 | -10.45 | -13.07 | -15.68 | -18.29 | -20.90 | -24.54 | -37.66 |
| | 0.00 | 21.26 | 36.07 | 44.76 | 47.77 | 46.69 | 42.31 | 33.45 | 20.97 | 8.38 | 0.00 |
| 9 | 0.00 | -3.01 | -6.02 | -9.03 | -12.04 | -15.05 | -18.06 | -21.07 | -24.08 | -28.40 | -44.08 |
| | 0.00 | 24.53 | 41.69 | 51.85 | 55.49 | 54.29 | 49.08 | 38.80 | 24.42 | 9.48 | 0.00 |
| 10 | 0.00 | -3.53 | -7.07 | -10.60 | -14.13 | -17.66 | -21.19 | -24.72 | -28.25 | -33.39 | -50.73 |
| | 0.00 | 28.06 | 47.44 | 59.10 | 63.39 | 62.07 | 56.01 | 44.27 | 27.93 | 10.58 | 0.00 |
| 11 | 0.00 | -4.09 | -8.18 | -12.27 | -16.36 | -20.45 | -24.53 | -28.62 | -32.71 | -38.75 | -57.59 |
| | 0.00 | 32.39 | 53.34 | 66.52 | 71.47 | 70.03 | 63.10 | 49.85 | 31.50 | 11.70 | 0.00 |
| 12 | 0.00 | -4.70 | -9.39 | -14.09 | -18.78 | -23.47 | -28.17 | -32.86 | -37.56 | -44.58 | -64.48 |
| | 0.00 | 36.86 | 60.92 | 74.10 | 79.74 | 78.17 | 70.34 | 55.55 | 35.12 | 12.93 | 0.00 |
| 13 | 0.00 | -5.33 | -10.65 | -15.98 | -21.30 | -26.62 | -31.95 | -37.27 | -42.59 | -50.65 | -71.31 |
| | 0.00 | 41.44 | 68.70 | 82.88 | 88.23 | 86.53 | 78.58 | 61.45 | 38.91 | 14.60 | 0.00 |
| 14 | 0.00 | -5.97 | -11.93 | -17.90 | -23.87 | -29.83 | -35.80 | -41.76 | -47.73 | -56.86 | -77.83 |
| | 0.00 | 46.10 | 76.63 | 92.72 | 99.17 | 96.75 | 88.03 | 68.52 | 42.78 | 16.31 | 0.00 |
| 15 | 0.00 | -6.61 | -13.22 | -19.83 | -26.44 | -33.05 | -39.66 | -46.27 | -52.88 | -63.13 | -84.49 |
| | 0.00 | 50.89 | 84.81 | 102.94 | 110.49 | 107.91 | 97.85 | 75.99 | 46.71 | 18.04 | 0.00 |
| 16 | 0.00 | -7.27 | -14.53 | -21.79 | -29.05 | -36.32 | -43.58 | -50.84 | -58.10 | -69.51 | -96.19 |
| | 0.00 | 55.76 | 93.15 | 113.38 | 122.05 | 119.29 | 107.90 | 83.64 | 50.70 | 19.78 | 0.00 |
| 17 | 0.00 | -7.93 | -15.86 | -23.79 | -31.71 | -39.64 | -47.57 | -55.50 | -63.42 | -77.19 | -113.47 |
| | 0.00 | 60.71 | 101.62 | 123.99 | 133.79 | 130.85 | 118.10 | 91.41 | 54.74 | 21.53 | 0.00 |
| 18 | 0.00 | -8.60 | -17.20 | -25.80 | -34.39 | -42.99 | -51.59 | -60.19 | -68.78 | -87.45 | -130.57 |
| | 0.00 | 65.75 | 110.27 | 134.85 | 145.72 | 142.59 | 128.45 | 99.34 | 58.85 | 23.30 | 0.00 |
| 19 | 0.00 | -9.28 | -18.56 | -27.84 | -37.12 | -46.40 | -55.68 | -64.95 | -74.23 | -97.20 | -147.66 |
| | 0.00 | 70.87 | 119.05 | 145.87 | 157.82 | 154.51 | 138.97 | 107.39 | 63.16 | 25.08 | 0.00 |
| 20 | 0.00 | -9.98 | -19.95 | -29.92 | -39.89 | -49.86 | -59.83 | -69.81 | -79.78 | -106.69 | -164.44 |
| | 0.00 | 76.06 | 127.96 | 157.06 | 170.11 | 166.61 | 149.64 | 115.56 | 68.01 | 26.87 | 0.00 |
| 21 | 0.00 | -10.68 | -21.36 | -32.03 | -42.71 | -53.39 | -64.06 | -74.74 | -85.41 | -116.06 | -180.85 |
| | 0.00 | 81.33 | 136.99 | 168.42 | 182.57 | 178.89 | 160.48 | 123.85 | 72.92 | 28.67 | 0.00 |
| 22 | 0.00 | -11.37 | -22.74 | -34.11 | -45.48 | -56.85 | -68.22 | -79.59 | -90.96 | -125.02 | -196.69 |
| | 0.00 | 86.69 | 146.21 | 180.04 | 195.32 | 191.44 | 171.60 | 132.43 | 78.13 | 30.48 | 0.00 |
| 23 | 0.00 | -12.07 | -24.13 | -36.19 | -48.25 | -60.32 | -72.38 | -84.44 | -96.50 | -133.01 | -211.53 |
| | 0.00 | 92.13 | 155.59 | 191.91 | 208.30 | 204.21 | 182.96 | 141.22 | 83.52 | 32.31 | 0.00 |
| 24 | 0.00 | -12.77 | -25.54 | -38.31 | -51.07 | -63.84 | -76.61 | -89.37 | -102.14 | -141.14 | -226.37 |
| | 0.00 | 97.65 | 165.09 | 203.97 | 221.46 | 217.16 | 194.48 | 150.17 | 88.98 | 34.15 | 0.00 |
| 25 | 0.00 | -13.49 | -26.97 | -40.45 | -53.94 | -67.42 | -80.90 | -94.39 | -107.87 | -149.17 | -240.64 |
| | 0.00 | 103.25 | 174.73 | 216.20 | 234.80 | 230.30 | 206.15 | 159.30 | 94.49 | 36.00 | 0.00 |
| 26 | 0.00 | -14.22 | -28.43 | -42.64 | -56.85 | -71.06 | -85.27 | -99.48 | -113.70 | -157.33 | -254.99 |
| | 0.00 | 108.91 | 184.49 | 228.59 | 248.33 | 243.61 | 217.98 | 168.54 | 100.06 | 37.86 | 0.00 |
| 27 | 0.00 | -14.96 | -29.91 | -44.86 | -59.81 | -74.76 | -89.71 | -104.66 | -119.61 | -165.64 | -268.84 |
| | 0.00 | 114.65 | 194.38 | 241.15 | 262.03 | 257.10 | 229.97 | 177.90 | 105.68 | 39.73 | 0.00 |
| 28 | 0.00 | -15.71 | -31.41 | -47.11 | -62.82 | -78.52 | -94.22 | -109.93 | -125.63 | -174.14 | -282.45 |
| | 0.00 | 120.47 | 204.40 | 253.87 | 275.92 | 270.77 | 242.11 | 187.37 | 111.37 | 41.62 | 0.00 |
| 29 | 0.00 | -16.47 | -32.94 | -49.40 | -65.87 | -82.34 | -98.80 | -115.27 | -131.74 | -182.74 | -296.27 |
| | 0.00 | 126.36 | 214.56 | 266.75 | 289.99 | 284.62 | 254.42 | 196.97 | 117.16 | 43.52 | 0.00 |
| 30 | 0.00 | -17.25 | -34.49 | -51.73 | -68.97 | -86.21 | -103.46 | -120.70 | -137.94 | -191.45 | -310.31 |
| | 0.00 | 132.33 | 224.86 | 279.80 | 304.24 | 298.65 | 266.88 | 206.68 | 123.05 | 45.43 | 0.00 |

Tabla A2.3 Valores de la envolvente de momentos debido al camión de fatiga HL-93 aplicado en vigas continuas de dos tramos iguales (incluye IM=0.15) considerando secciones cada décimo de luz

| L(m) | SECCIONES | | | | | | | | | | |
|------|-----------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5 | 0.00 | -0.79 | -1.59 | -2.38 | -3.17 | -3.96 | -4.76 | -5.55 | -6.34 | -7.75 | -9.88 |
| | 0.00 | 7.37 | 12.57 | 15.84 | 17.26 | 16.99 | 15.27 | 12.37 | 8.60 | 4.34 | 0.00 |
| 6 | 0.00 | -0.96 | -1.91 | -2.86 | -3.82 | -4.77 | -5.73 | -6.68 | -7.63 | -8.87 | -11.78 |
| | 0.00 | 9.08 | 15.33 | 19.00 | 20.70 | 20.38 | 18.31 | 14.82 | 10.31 | 5.20 | 0.00 |
| 7 | 0.00 | -1.12 | -2.23 | -3.35 | -4.46 | -5.58 | -6.69 | -7.81 | -8.92 | -12.42 | -17.57 |
| | 0.00 | 10.83 | 18.29 | 22.62 | 24.14 | 23.76 | 21.35 | 17.62 | 12.06 | 6.05 | 0.00 |
| 8 | 0.00 | -1.33 | -2.66 | -3.99 | -5.33 | -6.66 | -7.99 | -9.32 | -10.65 | -15.71 | -23.07 |
| | 0.00 | 12.61 | 21.32 | 26.37 | 28.09 | 27.15 | 24.95 | 20.47 | 13.86 | 6.91 | 0.00 |
| 9 | 0.00 | -1.55 | -3.11 | -4.66 | -6.21 | -7.76 | -9.32 | -10.87 | -12.42 | -19.18 | -28.07 |
| | 0.00 | 14.40 | 24.37 | 30.17 | 32.16 | 30.90 | 28.63 | 23.35 | 15.70 | 7.77 | 0.00 |
| 10 | 0.00 | -1.77 | -3.55 | -5.32 | -7.09 | -8.86 | -10.63 | -12.40 | -14.18 | -21.69 | -33.14 |
| | 0.00 | 16.20 | 27.45 | 34.01 | 36.29 | 35.08 | 32.32 | 26.25 | 17.58 | 8.62 | 0.00 |
| 11 | 0.00 | -1.99 | -3.98 | -5.97 | -7.96 | -9.95 | -11.94 | -13.93 | -15.92 | -23.99 | -37.36 |
| | 0.00 | 18.01 | 30.53 | 37.87 | 40.45 | 39.26 | 36.02 | 29.16 | 19.49 | 9.48 | 0.00 |
| 12 | 0.00 | -2.21 | -4.41 | -6.61 | -8.82 | -11.02 | -13.23 | -15.43 | -17.63 | -25.68 | -41.11 |
| | 0.00 | 19.82 | 33.64 | 41.76 | 44.66 | 43.44 | 39.74 | 32.12 | 21.46 | 10.34 | 0.00 |
| 13 | 0.00 | -2.42 | -4.84 | -7.26 | -9.67 | -12.09 | -14.51 | -16.93 | -19.35 | -27.03 | -44.47 |
| | 0.00 | 21.73 | 36.74 | 45.66 | 48.87 | 47.63 | 43.47 | 35.07 | 23.42 | 11.20 | 0.00 |
| 14 | 0.00 | -2.63 | -5.27 | -7.90 | -10.53 | -13.16 | -15.80 | -18.43 | -21.06 | -27.81 | -47.35 |
| | 0.00 | 24.37 | 39.85 | 49.55 | 53.08 | 51.82 | 47.19 | 38.03 | 25.39 | 12.06 | 0.00 |
| 15 | 0.00 | -2.95 | -5.89 | -8.84 | -11.78 | -14.73 | -17.67 | -20.62 | -23.56 | -28.44 | -50.15 |
| | 0.00 | 27.03 | 43.74 | 53.47 | 57.33 | 56.02 | 50.94 | 41.02 | 27.41 | 12.92 | 0.00 |
| 16 | 0.00 | -3.36 | -6.71 | -10.07 | -13.42 | -16.78 | -20.13 | -23.49 | -26.84 | -30.20 | -52.32 |
| | 0.00 | 29.97 | 48.28 | 58.22 | 61.59 | 60.23 | 54.69 | 44.75 | 29.45 | 13.78 | 0.00 |
| 17 | 0.00 | -3.79 | -7.58 | -11.37 | -15.16 | -18.95 | -22.74 | -26.53 | -30.32 | -34.11 | -54.23 |
| | 0.00 | 32.94 | 52.96 | 64.58 | 67.93 | 64.43 | 60.12 | 49.30 | 31.49 | 14.64 | 0.00 |
| 18 | 0.00 | -4.27 | -8.53 | -12.80 | -17.07 | -21.33 | -25.60 | -29.86 | -34.13 | -38.40 | -55.95 |
| | 0.00 | 35.95 | 57.94 | 70.94 | 74.52 | 68.64 | 66.36 | 53.85 | 33.53 | 15.50 | 0.00 |
| 19 | 0.00 | -4.73 | -9.45 | -14.18 | -18.90 | -23.63 | -28.35 | -33.08 | -37.80 | -42.53 | -57.64 |
| | 0.00 | 39.01 | 63.04 | 77.52 | 81.42 | 74.54 | 72.66 | 58.53 | 35.57 | 16.36 | 0.00 |
| 20 | 0.00 | -5.18 | -10.36 | -15.53 | -20.71 | -25.89 | -31.06 | -36.24 | -41.41 | -46.59 | -59.32 |
| | 0.00 | 42.12 | 68.26 | 84.18 | 88.45 | 81.53 | 78.97 | 63.25 | 37.61 | 17.22 | 0.00 |
| 21 | 0.00 | -5.63 | -11.26 | -16.89 | -22.52 | -28.14 | -33.77 | -39.40 | -45.03 | -50.66 | -60.99 |
| | 0.00 | 45.24 | 73.49 | 90.84 | 95.49 | 88.85 | 85.28 | 67.98 | 39.65 | 18.08 | 0.00 |
| 22 | 0.00 | -6.08 | -12.15 | -18.22 | -24.29 | -30.36 | -36.44 | -42.51 | -48.58 | -54.65 | -62.65 |
| | 0.00 | 48.35 | 78.73 | 97.50 | 102.53 | 96.20 | 91.63 | 72.75 | 42.17 | 18.94 | 0.00 |
| 23 | 0.00 | -6.51 | -13.02 | -19.53 | -26.04 | -32.55 | -39.05 | -45.56 | -52.07 | -58.58 | -65.09 |
| | 0.00 | 51.49 | 84.01 | 104.19 | 109.62 | 103.56 | 98.02 | 77.59 | 45.01 | 19.80 | 0.00 |
| 24 | 0.00 | -6.92 | -13.84 | -20.76 | -27.68 | -34.60 | -41.52 | -48.44 | -55.35 | -62.27 | -69.20 |
| | 0.00 | 54.69 | 89.43 | 111.06 | 116.98 | 110.97 | 104.52 | 82.60 | 48.13 | 20.66 | 0.00 |
| 25 | 0.00 | -7.33 | -14.66 | -21.99 | -29.32 | -36.65 | -43.98 | -51.31 | -58.64 | -65.97 | -73.30 |
| | 0.00 | 57.88 | 94.84 | 117.94 | 124.34 | 118.38 | 111.01 | 87.62 | 51.25 | 21.52 | 0.00 |
| 26 | 0.00 | -7.74 | -15.48 | -23.22 | -30.96 | -38.70 | -46.44 | -54.18 | -61.92 | -69.66 | -77.40 |
| | 0.00 | 61.07 | 100.25 | 124.81 | 131.71 | 125.79 | 117.50 | 92.63 | 54.37 | 22.38 | 0.00 |
| 27 | 0.00 | -8.15 | -16.30 | -24.45 | -32.60 | -40.75 | -48.90 | -57.05 | -65.20 | -73.35 | -81.51 |
| | 0.00 | 64.27 | 105.67 | 131.69 | 139.07 | 133.20 | 124.00 | 97.65 | 57.49 | 23.28 | 0.00 |
| 28 | 0.00 | -8.56 | -17.12 | -25.68 | -34.25 | -42.81 | -51.37 | -59.93 | -68.49 | -77.05 | -85.61 |
| | 0.00 | 67.48 | 111.12 | 138.56 | 146.43 | 140.61 | 130.49 | 102.66 | 60.61 | 24.31 | 0.00 |
| 29 | 0.00 | -8.97 | -17.94 | -26.92 | -35.89 | -44.86 | -53.83 | -62.80 | -71.77 | -80.74 | -89.71 |
| | 0.00 | 70.69 | 116.58 | 145.43 | 153.80 | 148.02 | 136.99 | 107.67 | 63.73 | 25.34 | 0.00 |
| 30 | 0.00 | -9.38 | -18.77 | -28.15 | -37.53 | -46.91 | -56.29 | -65.67 | -75.05 | -84.43 | -93.82 |
| | 0.00 | 73.91 | 122.04 | 152.31 | 161.16 | 155.43 | 143.48 | 112.69 | 66.85 | 26.37 | 0.00 |

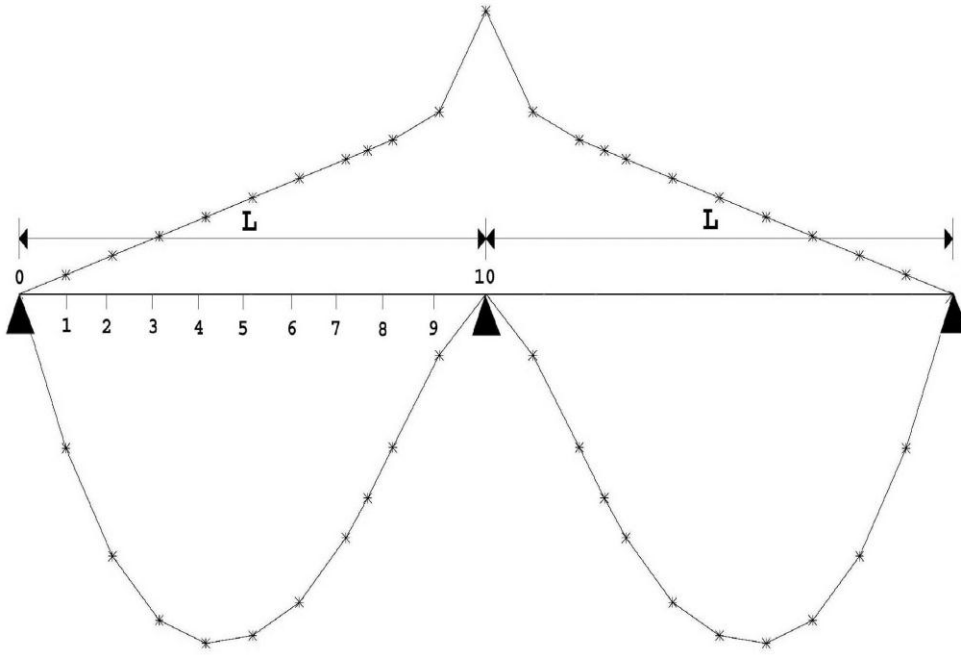


Fig. A2.7 Envolverte de momentos por sobrecarga HL-93 en vigas continuas de dos tramos iguales con secciones cada décimo de luz

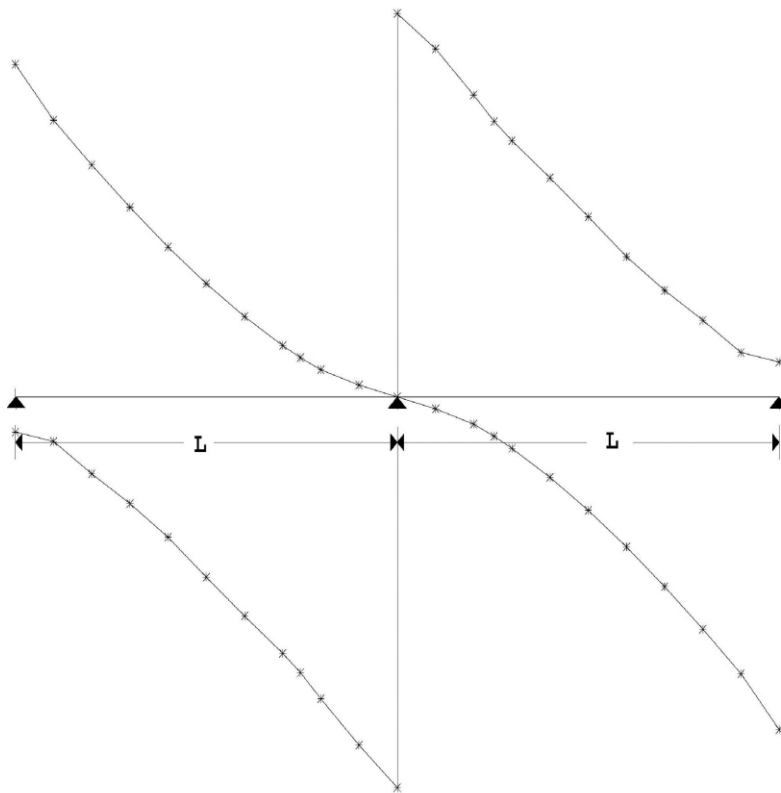



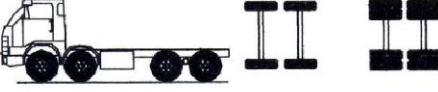
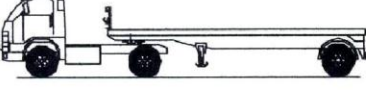

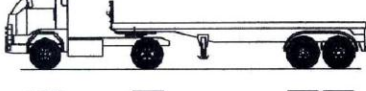

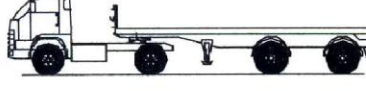

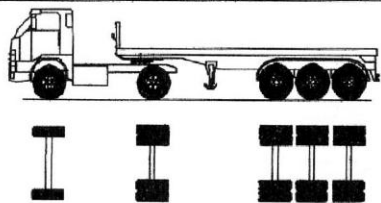
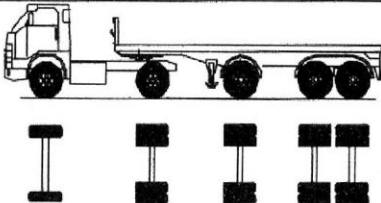
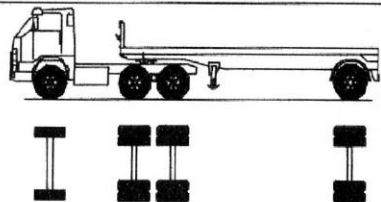
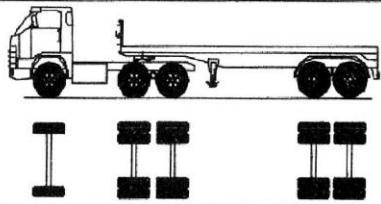
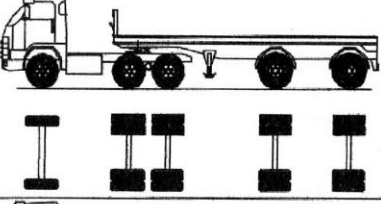
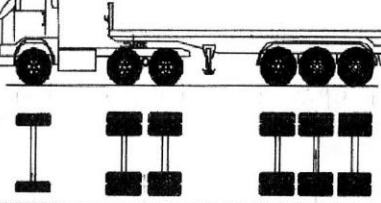


Fig. A2.8 Envolverte de cortantes por sobrecarga HL-93 en vigas continuas de dos tramos iguales con secciones cada décimo de luz

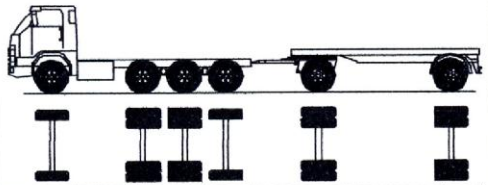
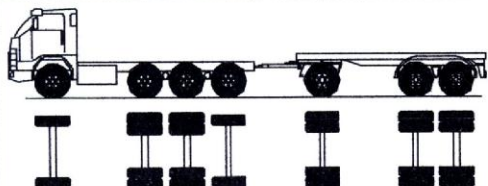
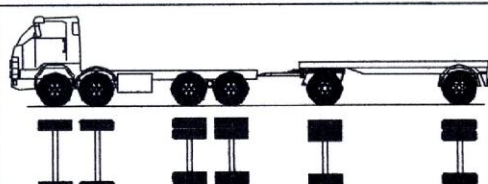
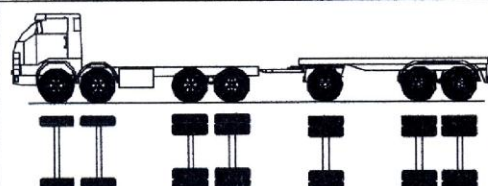
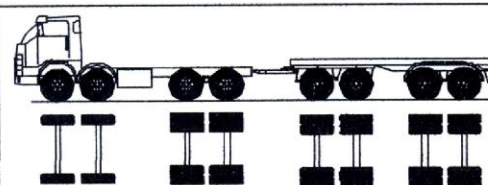
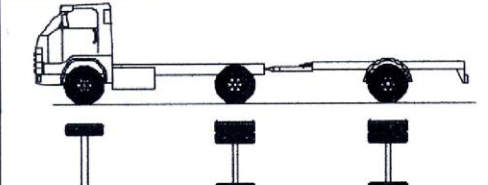
APÉNDICE A2.3

Tabla A2.4 Tabla de Dimensiones y Cargas (del Reglamento de Peso y Dimensión Vehicular para la Circulación en la Red Vial Nacional, MTC Perú)

| TABLA DE PESOS Y MEDIDAS | | | | | | | | | |
|--------------------------|--|------------------|--------------------|------------------------------|-----|-----|-----------------------|----|--|
| Configuración vehicular | Descripción gráfica de los vehículos | Long. Máx. (m) | Peso máximo (t) | | | | Peso bruto máx. (t) | | |
| | | | Eje Delant | Conjunto de ejes posteriores | | | | | |
| | | | | 1º | 2º | 3º | | 4º | |
| C2 |  | 12,30 | 7 | 11 | --- | --- | --- | 18 | |
| C3 |  | 13,20 | 7 | 18 | --- | --- | --- | 25 | |
| C4 |  | 13,20 | 7 | 23 ⁽¹⁾ | --- | --- | --- | 30 | |
| 8x4 |  | 13,20 | 7+7 ⁽⁶⁾ | 18 | --- | --- | --- | 32 | |
| T2S1 |   | 20,50 | 7 | 11 | 11 | --- | --- | 29 | |
| T2S2 |   | 20,50 | 7 | 11 | 18 | --- | --- | 36 | |
| T2Se2 |   | 20,50 | 7 | 11 | 11 | 11 | --- | 40 | |

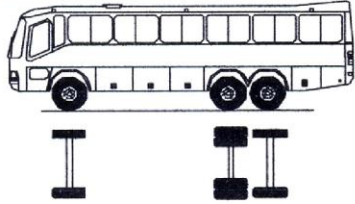
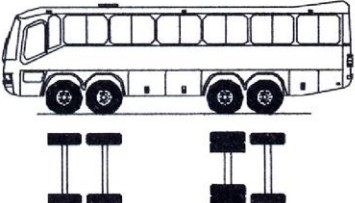
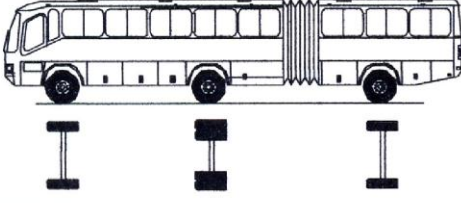
| Configuración vehicular | Descripción gráfica de los vehículos | Long. Máx. (m) | Peso máximo (t) | | | | Peso bruto máx. (t) | |
|-------------------------|---|------------------|-------------------|------------------------------|-------------------|-----|-----------------------|-------------------|
| | | | Eje Delant | Conjunto de ejes posteriores | | | | |
| | | | | 1° | 2° | 3° | | 4° |
| T2S3 |  | 20,50 | 7 | 11 | 25 | --- | --- | 43 |
| T2Se3 |  | 20,50 | 7 | 11 | 11 ⁽⁴⁾ | 18 | --- | 47 |
| T3S1 |  | 20,50 | 7 | 18 | 11 | --- | --- | 36 |
| T3S2 |  | 20,50 | 7 | 18 | 18 | --- | --- | 43 |
| T3Se2 |  | 20,50 | 7 | 18 | 11 | 11 | --- | 47 |
| T3S3 |  | 20,50 | 7 | 18 | 25 | --- | --- | 48 ⁽²⁾ |

| Configuración vehicular | Descripción gráfica de los vehículos | Long. Máx. (m) | Peso máximo (t) | | | | Peso bruto máx. (t) | |
|-------------------------|--------------------------------------|------------------|-------------------|------------------------------|-------------------|----|-----------------------|-------------------|
| | | | Eje Delant | Conjunto de ejes posteriores | | | | |
| | | | | 1º | 2º | 3º | | 4º |
| T3Se3 | | 20,50 | 7 | 18 | 11 ⁽⁴⁾ | 18 | --- | 48 ⁽²⁾ |
| C2R2 | | 23,00 | 7 | 11 | 11 | 11 | --- | 40 |
| C2R3 | | 23,00 | 7 | 11 | 11 | 18 | --- | 47 |
| C3R2 | | 23,00 | 7 | 18 | 11 | 11 | --- | 47 |
| C3R3 | | 23,00 | 7 | 18 | 11 | 18 | --- | 48 ⁽²⁾ |
| C3R4 | | 23,00 | 7 | 18 | 18 | 18 | --- | 48 ⁽²⁾ |

| Configuración vehicular | Descripción gráfica de los vehículos | Long. Máx. (m) | Peso máximo (t) | | | | Peso bruto máx. (t) | |
|-------------------------|---|------------------|--------------------|------------------------------|----|-----|-----------------------|-------------------|
| | | | Eje Delant | Conjunto de ejes posteriores | | | | |
| | | | | 1° | 2° | 3° | | 4° |
| C4R2 |  | 23,00 | 7 | 23 ⁽¹⁾ | 11 | 11 | --- | 48 ⁽²⁾ |
| C4R3 |  | 23,00 | 7 | 23 ⁽¹⁾ | 11 | 18 | --- | 48 ⁽²⁾ |
| 8x4R2 |  | 23,00 | 7+7 ⁽⁵⁾ | 18 | 11 | 11 | --- | 48 ⁽²⁾ |
| 8x4R3 |  | 23,00 | 7+7 ⁽⁵⁾ | 18 | 11 | 18 | --- | 48 ⁽²⁾ |
| 8x4R4 |  | 23,00 | 7+7 ⁽⁵⁾ | 18 | 18 | 18 | --- | 48 ⁽²⁾ |
| C2RB1 |  | 20,50 | 7 | 11 | 11 | --- | --- | 29 |

| Configuración vehicular | Descripción gráfica de los vehículos | Long. Máx. (m) | Peso máximo (t) | | | | Peso bruto máx. (t) | |
|-------------------------|--------------------------------------|------------------|--------------------|------------------------------|----|-----|-----------------------|----|
| | | | Eje Delant | Conjunto de ejes posteriores | | | | |
| | | | | 1° | 2° | 3° | | 4° |
| C2RB2 | | 20,50 | 7 | 11 | 18 | --- | --- | 36 |
| C3RB1 | | 20,50 | 7 | 18 | 11 | --- | --- | 36 |
| C3RB2 | | 20,50 | 7 | 18 | 18 | --- | --- | 43 |
| C4RB1 | | 20,50 | 7 | 23 ⁽¹⁾ | 11 | --- | --- | 41 |
| C4RB2 | | 20,50 | 7 | 23 ⁽¹⁾ | 18 | --- | --- | 48 |
| 8x4 RB1 | | 20,50 | 7+7 ⁽⁵⁾ | 18 | 11 | --- | --- | 43 |

| Configuración vehicular | Descripción gráfica de los vehículos | Long. Máx. (m) | Eje Delant | Peso máximo (t) | | | | Peso bruto máx. (t) |
|-------------------------|--------------------------------------|------------------|--------------------|------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| | | | | Conjunto de ejes posteriores | | | | |
| | | | | 1° | 2° | 3° | 4° | |
| 8x4 RB2 | | 20,50 | 7+7 ⁽⁵⁾ | 18 | 18 | --- | --- | 48 ⁽²⁾ |
| T3S2 S2 | | 23,00 | 7 | 18 | 18 | 18 | --- | 48 ⁽²⁾ |
| T3Se2 Se2 | | 23,00 | 7 | 18 | 11 + 11 ⁽³⁾ | 11 + 11 ⁽³⁾ | --- | 48 ⁽²⁾ |
| T3S2 S1S2 | | 23,00 | 7 | 18 | 18 | 11 | 18 | 48 ⁽²⁾ |
| T3Se2 S1Se2 | | 23,00 | 7 | 18 | 11 + 11 ⁽³⁾ | 11 | 11 + 11 ⁽³⁾ | 48 ⁽²⁾ |
| B2 | | 13,20 | 7 | 11 | --- | --- | --- | 18 |

| Configuración vehicular | Descripción gráfica de los vehículos | Long. Máx. (m) | Peso máximo (t) | | | | Peso bruto máx. (t) | |
|-------------------------|--|------------------|--------------------|------------------------------|-----|-----|-----------------------|----|
| | | | Eje Delant | Conjunto de ejes posteriores | | | | |
| | | | | 1º | 2º | 3º | | 4º |
| B3-1 |  | 14,00 | 7 | 16 | --- | --- | --- | 23 |
| B4-1 |  | 15,00 | 7+7 ⁽⁵⁾ | 16 | --- | --- | --- | 30 |
| BA-1 |  | 18,30 | 7 | 11 | 7 | --- | --- | 25 |

- (1) Conjunto de ejes con un eje direccional
- (2) Vehículos con facilidad de distribución de peso por ejes
- (3) Conjunto de ejes separados compuesto por dos ejes simples donde la distancia entre centros de ruedas es superior a 2,40 m
- (4) Eje direccional
- (5) Carga máxima para conjunto de ejes direccionales compuestos por dos ejes simples donde la distancia entre centros de ruedas es superior a 1,70 m

PROBLEMAS

PROBLEMA 2.1 Utilizando la carga HL-93 calcular en un puente simplemente apoyado de 25.0 m de longitud para el estado limite de Resistencia: 1) el momento por sobrecarga que ocurre en el centro de luz; 2) el momento máximo por sobrecarga.

Solución.-

1) Momento por sobrecarga que ocurre en el centro de luz

1.A) Camión de Diseño

Utilizando la línea de influencia de momento flector para la sección central del puente, posicionamos el camión HL-93 de manera que se generen los máximos valores (Fig. 2.5):

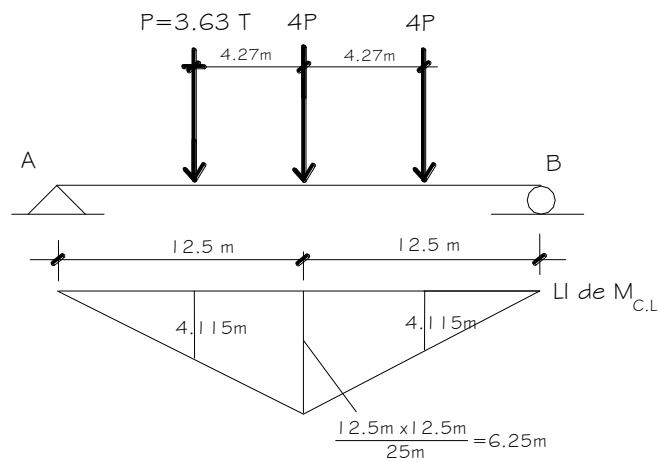


Fig. 2.5 Línea de influencia de momento flector en el centro de luz y posición del camión estándar

El momento flector por camión en el centro de luz es:

$$M_{C.L.} = P(4.115m) + 4P(6.25m) + 4P(4.115m) = 45.575P = 165.44 T - m$$

1.B) Tándem de Diseño

De modo similar se tiene para el tándem:

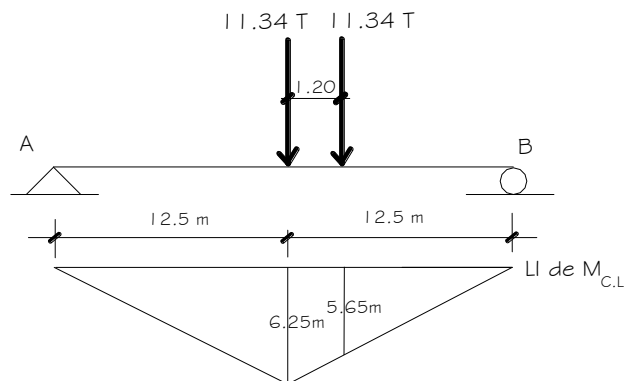


Fig. 2.6 Línea de influencia de momento flector en el centro de luz y posición del tándem

$$M_{C.L.} = 11.34T(6.25m) + 11.34T(5.65m) = 134.95T - m$$

1.C) Carga de carril

En este caso hallamos el momento en el centro de luz multiplicando el valor de la carga distribuida por el área respectiva en la línea de influencia:

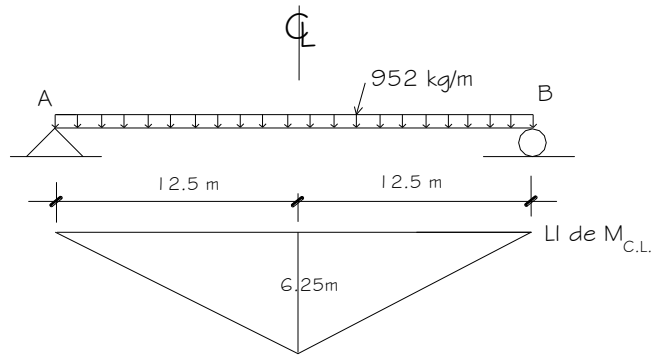


Fig. 2.7 Línea de influencia de momento flector en el centro de luz y distribución de la carga de vía

$$M_{C.L.} = 0.952T/m(1/2 \times 25m \times 6.25m) = 74.38T - m$$

Debemos combinar ahora el camión o tándem de diseño con la carga de carril. En este caso escogemos, por ser crítica, la combinación: camión de diseño con carga de carril considerando además el incremento por carga dinámica del 33% para la carga de camión.

$$M_{m\acute{a}x(LL+IM)} = 165.44T-m(1.33) + 74.38T-m = \underline{294.41T-m}$$

2) Momento máximo por sobrecarga

2.A) Camión de Diseño

Ubicamos en el camión HL-93 la posición de la resultante tomando momentos en el tercer eje:

$$Z(9P) = 4.27m(4P) + 8.54m(P)$$

$$Z = 2.85m$$

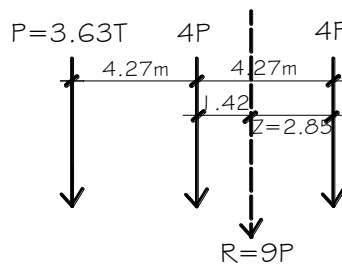


Fig. 2.8 Resultante de los ejes del camión HL-93

Luego la distancia de 1.42m se dispone en partes iguales con respecto al centro de luz para tener la siguiente disposición de cargas:

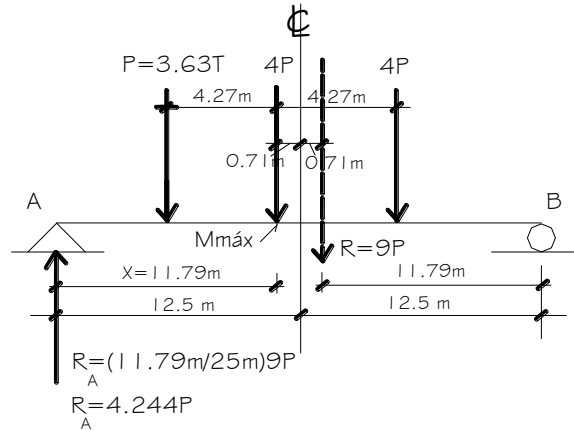


Fig. 2.9 Posición del camión estándar para momento máximo

El momento máximo ocurre bajo la carga más cercana a la resultante, a $X = 11.79m$ del apoyo izquierdo:

$$M_{m\acute{a}x} = 4.244P(11.79m) - P(4.27m) = 45.767P = 166.13T - m$$

2.B) Tandem de Diseño

Se muestra la posición de momento máximo:

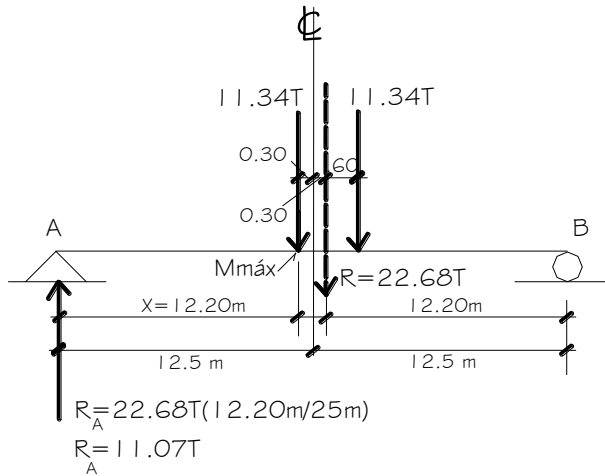


Fig. 2.10 Posición del tándem para momento máximo

$$M_{m\acute{a}x} = 11.07T(12.20m) = 135.03T - m$$

2.C) Carga de carril

Debemos combinar ahora el camión o tándem de diseño con la carga de carril. En este caso escogemos, por ser crítica, la combinación: camión de diseño con carga de carril, en la posición $X = 11.775m$ del apoyo izquierdo:

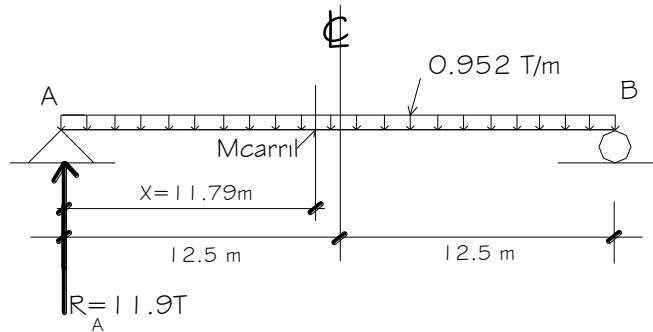


Fig. 2.11 Sección de momento por carga de vía en x=11.79m

$$M_{carril} = 11.9T(11.79m) - \frac{0.952T/m(11.79m)^2}{2}$$

$$M_{carril} = 74.14 T\cdot m$$

Considerando el incremento por carga dinámica para la carga de camión tenemos:

$$M_{máx(LL+IM)} = 166.13(1.33) + 74.14 = \underline{295.09 T\cdot m}$$

(En la Tabla A2.1 del APÉNDICE A2.2 de este libro, para L=25.00 m se obtiene $M_{máx(LL+IM)} = \underline{295.04 T\cdot m}$, en X=11.79m)

PROBLEMA 2.2 Calcular en el problema anterior, la reacción máxima por sobrecarga provocada por una carga HL-93

Solución.-

A) Camión de Diseño

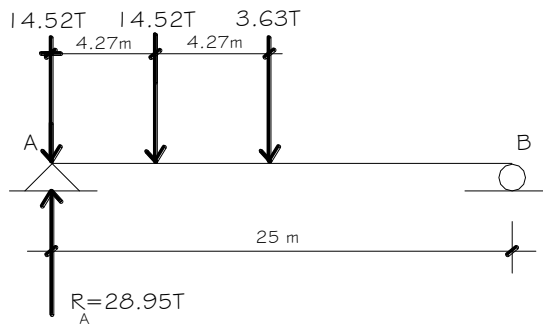


Fig. 2.12 Reacción máxima por camión estándar

B) Tandem de Diseño

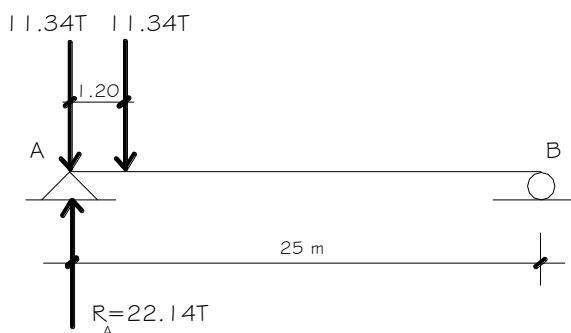


Fig. 2.13 Reacción máxima por tándem

C) Carga de carril

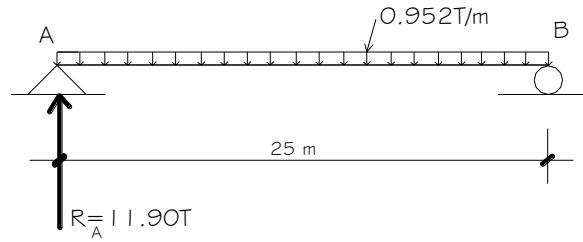


Fig. 2.14 Reacción por carga de vía

Luego $R_{A \text{ máx (LL+IM)}} = 28.95(1.33) + 11.9 = 50.40 T$

(En la Tabla A2.1 del APÉNDICE A2.2 de este libro, para $L=25.00$ m se obtiene

$R_{A \text{ máx (LL+IM)}} = 50.40 T$)

PROBLEMA 2.3 Comparar en un puente simplemente apoyado de 14 m. de longitud, el momento y reacción máxima por sobrecarga provocados por el vehículo T3S3 y por la carga HL-93.

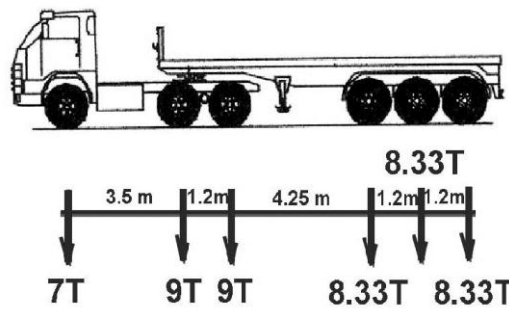


Fig. 2.15 Vehículo T3S3

Solución.-

a) Momento por sobrecarga

a. 1) Vehículo T3S3

- Determinamos la ubicación de la resultante del tren de cargas suponiendo que los 6 ejes se encuentran sobre el puente:

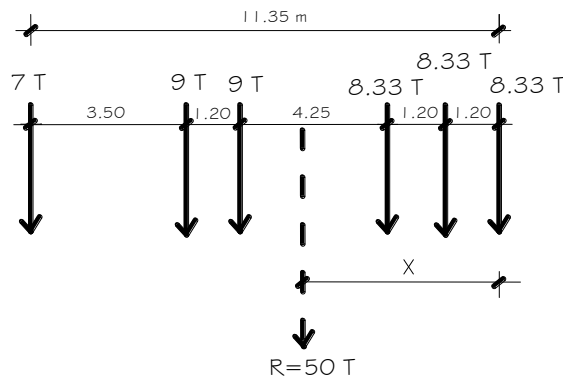


Fig. 2.16 Resultante de los 6 ejes del vehículo T3S3

$$X = \frac{239.94 \text{ Tm}}{50T} = 4.80\text{m}$$

Para localizar el punto de momento máximo, bisecamos la distancia que hay entre la resultante y el eje más cercano a ella, por el eje central de la viga:

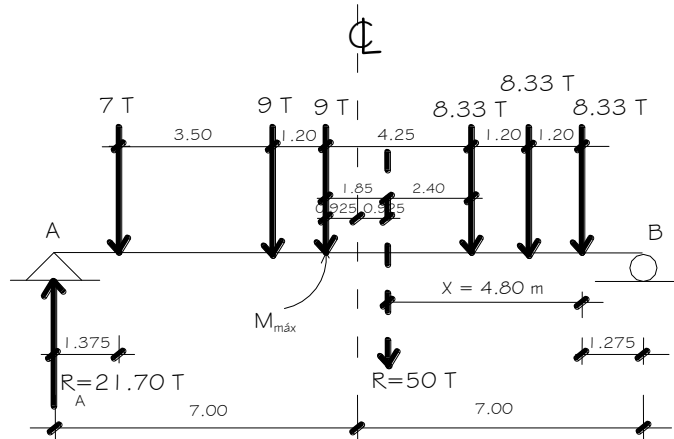


Fig. 2.17 Posición del vehículo T3S3 para momento máximo

El momento por sobrecarga máximo será:

$$M_{s/c} = 21.70T(6.075\text{m}) - 7T(4.70\text{m}) - 9T(1.2\text{m}) = 88.106 \text{ T}\cdot\text{m}$$

- Determinamos la ubicación de la resultante del tren de cargas suponiendo ahora que sólo 5 ejes se encuentran sobre el puente:

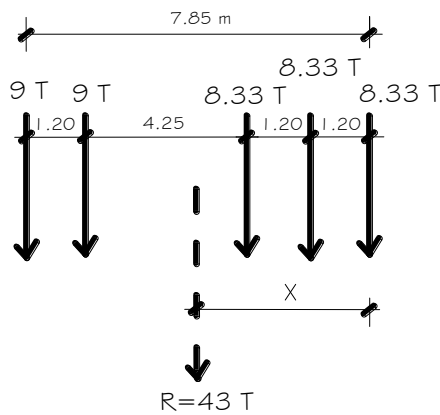


Fig. 2.18 Resultante de 5 ejes del vehículo T3S3

$$X = \frac{160.488 \text{ Tm}}{43T} = 3.732 \text{ m}$$

Para localizar el punto de momento máximo, bisecamos la distancia que hay entre la resultante y el eje más cercano a ella, por el eje central de la viga:

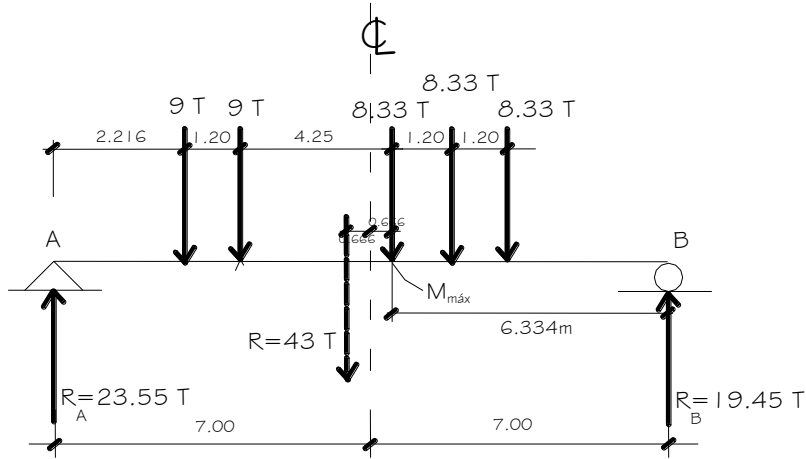


Fig. 2.19 Posición de 5 ejes del vehículo T3S3 para momento máximo

El momento por sobrecarga máximo será:

$$M_{s/c} = 19.45T(6.334m) - 8.33T(1.20m) - 8.33T(2.40m) = 93.21 \text{ T-m}$$

Tomando el mayor de los momentos e incrementando por carga dinámica para el estado límite de Resistencia con $IM=0.33$, tenemos:

$$M_{s/c+IM} = 93.21 \text{ T-m} \times 1.33 = \underline{123.97 \text{ T-m}}$$

a.2) Carga HL-93

De la Tabla A2.1 del APÉNDICE A2-2 de este libro, para $L=14.00 \text{ m}$:

$$M_{s/c+IM} = \underline{125.19 \text{ T-m}}$$

En este caso el momento provocado por la carga HL-93, es ligeramente mayor que el producido por el vehículo T3S3.

b) Reacción máxima por sobrecarga

b.1) Vehículo T3S3

La máxima reacción ocurre posicionando el vehículo de la siguiente manera:

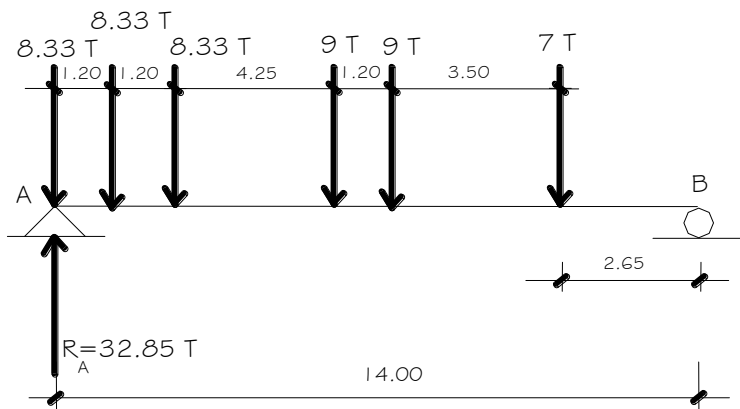


Fig. 2.20 Reacción máxima por el vehículo T3S3

Luego, $R_{A\text{ máx}} = 32.85 \text{ T}$

Incrementando por carga dinámica para el estado límite de Resistencia con $IM=0.33$, tenemos:

$$R_{s/c+IM} = 32.85 \text{ T} \times 1.33 = 43.69 \text{ T}$$

b.2) Carga HL-93

De la Tabla A2.1 del APÉNDICE A2.2 de este libro, para $L=14.00 \text{ m}$:

$$R_{A(LL+IM)} = 41.28 \text{ T}$$

En este caso la reacción provocada por la carga HL-93, es menor que la producida por el vehículo T353.

PROBLEMA 2.4 Comparar en un puente simplemente apoyado de 25 m. de longitud, el momento y reacción máxima por sobrecarga provocados por dos vehículos T353 distanciados 9.00m como se muestra, y por la carga HL-93.

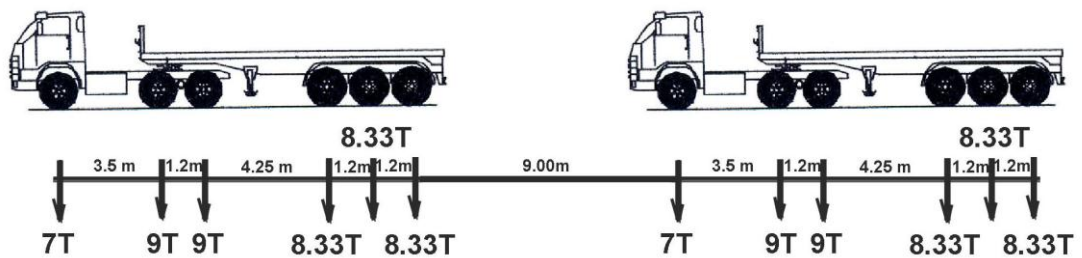


Fig. 2.21 Vehículo T353 para el cálculo

Solución.-

- a) Momento por sobrecarga
- a.1) Vehículo T353

Determinamos primero la ubicación de la resultante del tren de cargas que puede posicionarse en la longitud de 25 m.:

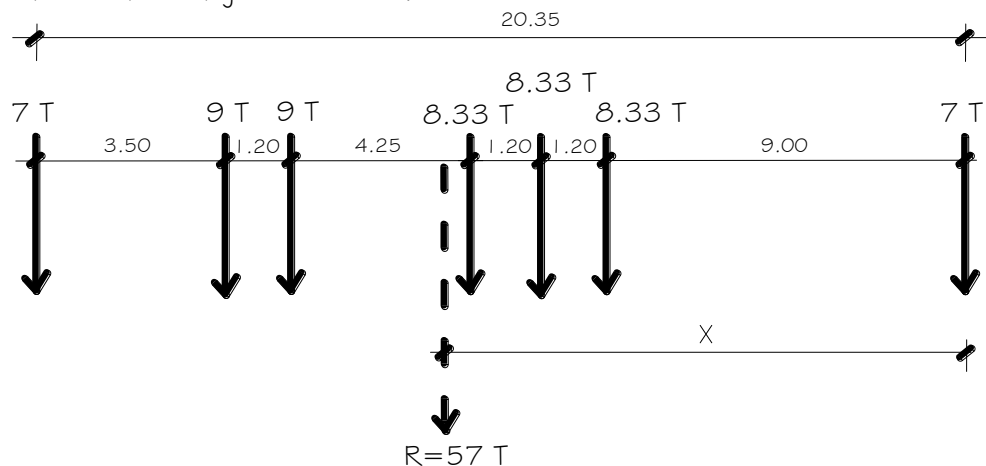


Fig. 2.22 Resultante de 7 ejes de los vehículo T353 sobre el puente

Tomando momentos en el último eje, tenemos:

$$57T(X) = 8.33T(9.0m) + 8.33T(10.20m) + 8.33T(11.40m) + 9T(15.65m) + 9T(16.85m) + 7T(20.35m)$$

Con lo que la resultante se ubica en:

$$X = \frac{689.85 \text{ Tm}}{57T} = 12.10 \text{ m}$$

Para localizar el punto de momento máximo, bisecamos la distancia que hay entre la resultante y el eje más cercano a ella, por el eje central de la viga:

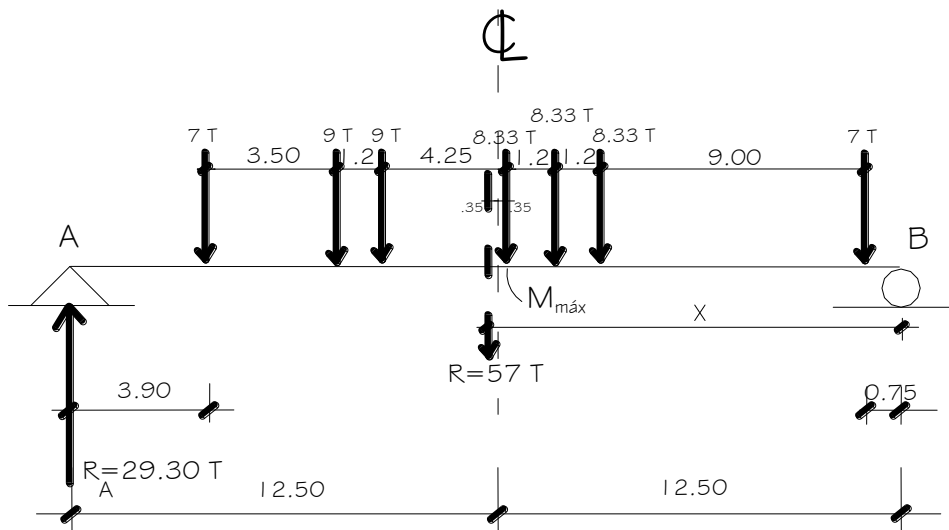


Fig. 2.23 Posición de momento máximo de ejes de los vehículos T3S3

El momento por sobrecarga máximo será:

$$M_{s/c} = 29.30T(12.85m) - 9T(4.25m) - 9T(5.45m) - 7T(8.95m)$$

$$M_{s/c} = 226.56 \text{ T-m}$$

Considerando el incremento por carga dinámica para el estado límite de Resistencia, IM=0.33, tenemos:

$$M_{s/c+IM} = 226.56 \text{ T-m} \times 1.33 = 301.32 \text{ T-m}$$

a.2) Carga HL-93

De la Tabla A2.1 del APÉNDICE A2.2 de este libro, para L=25.00 m:

$$M_{s/c+IM} = 295.04 \text{ T-m}$$

En este caso el momento provocado por el vehículo T3S3, es mayor que el producido por la carga HL-93.

b) Reacción máxima por sobrecargab.1) Vehículo T3S3

La máxima reacción ocurre posicionando el vehículo de la siguiente manera:

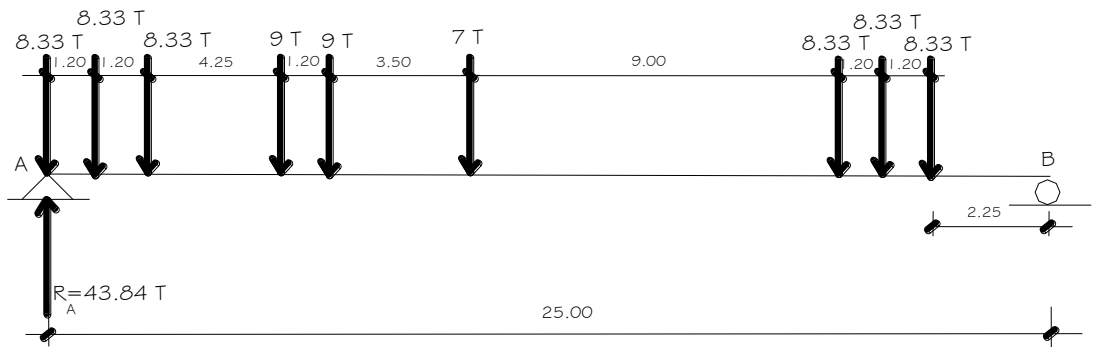


Fig. 2.24 Reacción máxima por ejes de los vehículos T3S3

$$\text{Luego, } R_{A \text{ máx}} = 43.84 \text{ T}$$

Incrementando por carga dinámica para el estado límite de Resistencia con $IM=0.33$, tenemos:

$$R_{s/c+IM} = 43.84 \text{ T} \times 1.33 = 58.31 \text{ T}$$

b.2) Carga HL-93

De la Tabla A2.1 del APÉNDICE A2.2 de este libro, para $L=25.00 \text{ m}$:

$$R_{A (LL+IM)} = 50.40 \text{ T}$$

En este caso la reacción provocada por dos vehículos T3S3, es mayor que la producida por la carga HL-93.

PROBLEMA 2.5 En un puente continuo de dos tramos iguales de 10 m. de longitud cada uno, calcular el máximo momento positivo y negativo por sobrecarga provocados por la carga HL-93.

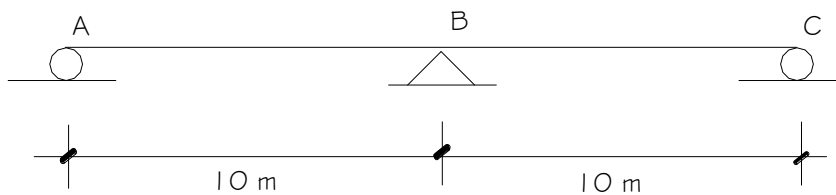


Fig. 2.25 Puente continuo para el cálculo

Solución.-

a) Máximo momento positivo

Observando la Fig. A2.3 del APÉNDICE A2.1 determinamos que el máximo momento positivo en todo el puente ocurre a 0.4L de un apoyo exterior. Utilizando tal línea de influencia se puede comprobar que la combinación crítica es de tándem y sobrecarga distribuida. Buscando provocar el máximo esfuerzo, posicionamos el tándem como se muestra en la figura. La sobrecarga distribuida la aplicamos sólo en el área positiva del gráfico. La combinación de camión y sobrecarga distribuida por provocar esfuerzos menores, no es considerada.

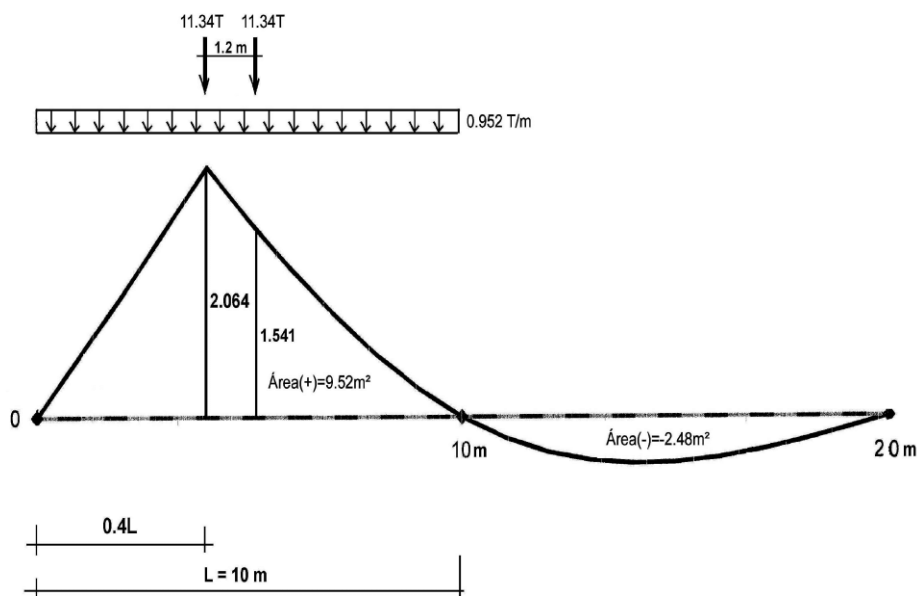


Fig. 2.26 Posición crítica de la sobrecarga HL-93 y la línea de influencia de momento flector para la sección $x=0.4L$

El momento por tándem de diseño es:

$$(+M)_{t\acute{a}ndem} = 11.34T(2.064m) + 11.34T(1.541m) = 40.88 T\cdot m$$

El momento por la sobrecarga distribuida en el primer tramo es:

$$(+M)_{s/c\ distrib} = 0.952 T/m (9.52 m^2) = 9.06 T\cdot m$$

El momento positivo por sobrecarga máximo, considerando el incremento por carga dinámica para el estado límite de Resistencia, $IM=0.33$, es:

$$(+M)_{S/C+IM} = 40.88 \text{ T-m} \times 1.33 + 9.06 \text{ T-m} = 63.43 \text{ T-m}$$

b) Máximo momento negativo

El máximo momento negativo en todo el puente ocurre en el apoyo central. Utilizando la línea de influencia para momento en dicho apoyo se comprueba que la combinación crítica es de camión y sobrecarga distribuida. Buscando provocar el máximo esfuerzo, posicionamos el camión de diseño con los ejes posteriores en las ordenadas máximas, tal como se muestra en la Fig. 2.27. Quedarán estos ejes separados 8.452 m. La sobrecarga distribuida la aplicamos en ambos tramos. La combinación de tándem y sobrecarga distribuida, por provocar esfuerzos menores, no es considerada.

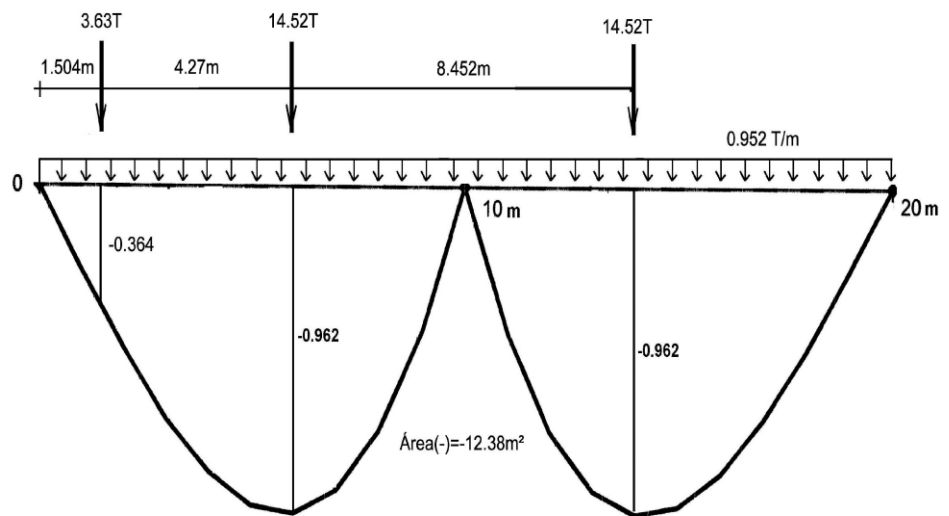


Fig. 2.27 Posición crítica de la sobrecarga HL-93 y línea de influencia del momento flector para el apoyo interior B

El momento por camión de diseño es:

$$\begin{aligned} (-) M_{\text{camión}} &= 3.63\text{T}(-0.364\text{m}) + 14.52\text{T}(-0.962\text{m}) + 14.52\text{T}(-0.962\text{m}) \\ &= -29.26 \text{ T-m} \end{aligned}$$

El momento por sobrecarga distribuida es:

$$(-)M_{S/C \text{ distrib}} = 0.952 \text{ T/m} (-12.38 \text{ m}^2) = -11.79 \text{ T-m}$$

El momento negativo máximo por sobrecarga, considerando el incremento por carga dinámica para el estado límite de Resistencia, $IM=0.33$, es:

$$(-)M_{S/C+IM} = -29.26 \text{ T-m} \times 1.33 - 11.79 \text{ T-m} = -50.71 \text{ T-m}$$

NOTA.- También es posible utilizar la Tabla A2.2 del APÉNDICE A2.2. Así, para $L=10m$, advertimos que los máximos momentos positivo y negativo respectivamente ocurren en la Sección 4: $(+)M_{SIC+IM} = 63.39 T\cdot m$ y en la Sección 10 (apoyo central): $(-)M_{SIC+IM} = -50.73 T\cdot m$. Los valores son similares a los obtenidos analíticamente.

PROBLEMA 2.6 En un puente continuo de tres tramos iguales de 20 m. de longitud cada uno, calcular en un apoyo interior los momentos de diseño por sobrecarga provocados por la carga HL-93.



Fig. 2.28 Puente para el cálculo

Solución.-

a) Línea de Influencia de momento flector en B

Graficamos la línea de influencia (ver APÉNDICE A2.1, Fig. A2.4) haciendo uso de las siguientes expresiones:

Tramo \overline{AB} ($0 \leq x \leq 20$)

$$y = \frac{1}{1500} (x^3 - 400x)$$

Tramo \overline{BC} ($20 \leq x \leq 40$)

$$y = \frac{1}{1200} (-x^3 + 108x^2 - 3680x + 38400)$$

Tramo \overline{CD} ($40 \leq x \leq 60$)

$$y = \frac{1}{6000} (x^3 - 180x^2 + 10400x - 192000)$$

b) Máximo momento negativo

Utilizando tal línea de influencia, después de realizar las combinaciones de carga viva aplicables, encontramos que el máximo momento negativo ocurre con el posicionamiento de dos camiones* y la sobrecarga distribuida tal como se muestra en la Fig. 2.29, considerando de acuerdo a las especificaciones el 90 por ciento de dicha solicitación. Los dos camiones en este caso están distanciados 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje posterior del otro.

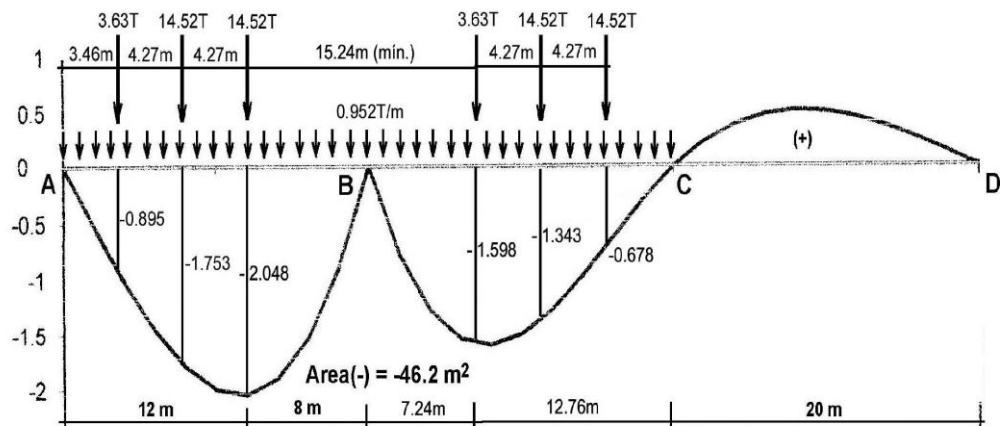


Fig. 2.29 Posición crítica de la sobrecarga HL-93 y línea de influencia de momento flector para el apoyo interior B

El momento por dos camiones de diseño es:

$$\begin{aligned}
 (-)M_{2 \text{ camiones}} &= 3.63T(-0.895m) + 14.52T(-1.753m - 2.048m) + 3.63T(-1.598m) \\
 &\quad + 14.52T(-1.343m - 0.678m) \\
 &= -93.59T\text{-m}
 \end{aligned}$$

El momento por la sobrecarga distribuida es:

$$(-)M_{s/c \text{ distrib}} = 0.952T/m (-46.2 \text{ m}^2) = -43.98 \text{ T-m}$$

El momento máximo negativo por sobrecarga, considerando el incremento por carga dinámica para el estado límite de Resistencia, IM=0.33, es:

$$(-)M_{s/c+IM} = 0.90 [(-93.59T\text{-m}) \times 1.33 + (-43.98T\text{-m})] = \underline{\underline{-151.61T\text{-m}}}$$

NOTA.-

* La utilización del 90 por ciento de la sollicitación de dos camiones y la carga de carril se emplea en el caso de momentos negativos entre puntos de contraflexión debido a una carga uniforme en todos los tramos (Artículo 3.6.1.3.1). En este caso como se aprecia en la Fig. 2.30, el apoyo interior B se encuentra en el tramo de contraflexión de 9.53m, ámbito para el cual es aplicable lo indicado. Los puntos de contraflexión para una viga continua de tres tramos iguales quedan definidos por:

$$L_1 = 0.8L = 16m, L_2 = 0.4764L = 9.53m, L_3 = 0.4472L = 8.94m, \text{ con } L = 20m.$$

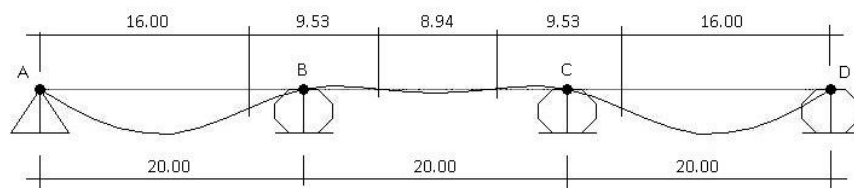


Fig. 2.30 Tramos de contraflexión en el puente continuo

c) **Máximo momento positivo**

El máximo momento positivo, después de realizar las combinaciones de carga viva aplicables, se encuentra posicionando en la línea de influencia el camión de diseño con un eje posterior en la ordenada máxima, tal como se muestra en la Fig. 2.31. La sobrecarga distribuida la aplicamos únicamente en el área positiva.

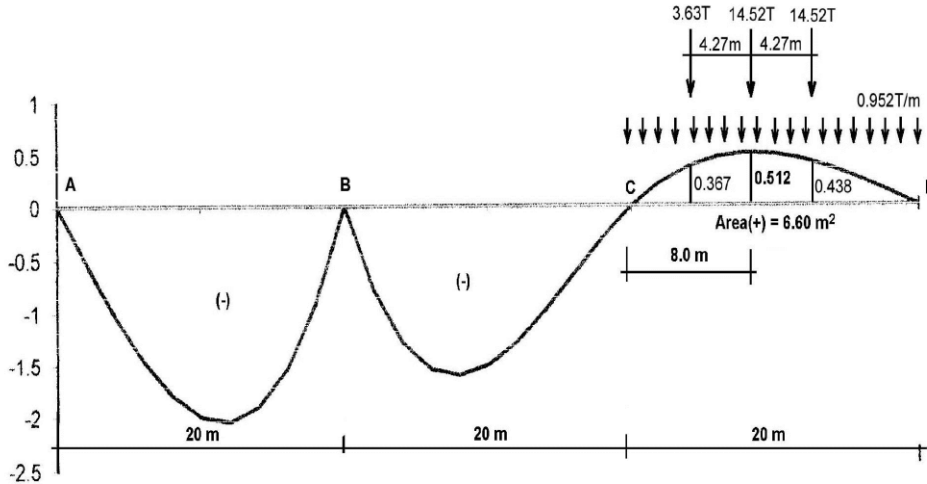


Fig. 2.31 Posición crítica de la sobrecarga HL-93 y línea de influencia de momento flector para el apoyo interior B

El momento por camión de diseño es:

$$(+)\ M_{\text{camión}} = 3.63T(0.367m) + 14.52T(0.512m + 0.438m) = 15.13T\text{-m}$$

El momento por sobrecarga distribuida es:

$$(+)\ M_{\text{s/c distrib}} = 0.952T/m (6.60\ m^2) = 6.28T\text{-m}$$

El momento positivo máximo por sobrecarga, considerando el incremento por carga dinámica para el estado límite de Resistencia, $IM=0.33$, es:

$$(+)\ M_{\text{s/c+IM}} = 15.13T\text{-m} \times 1.33 + 6.28T\text{-m} = \underline{26.40T\text{-m}}$$

NOTA 1.-

Utilizando el programa de cómputo CSIBridge ó el SAP2000V14, se obtiene la envolvente de momentos por carga viva como se muestra en la Fig. 2.32. En ella se aprecia en el apoyo 2, los momentos $+26.53T\text{-m}$ y $-151.99T\text{-m}$. Los resultados son similares a $+26.40T\text{-m}$ y $-151.61T\text{-m}$, obtenidos analíticamente.

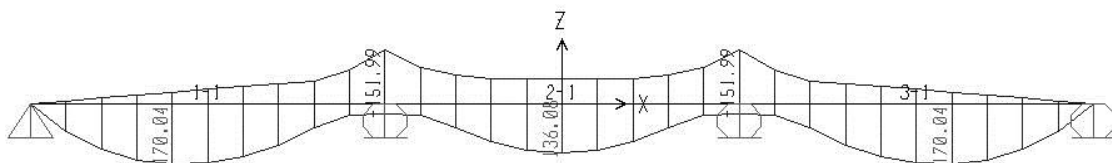


Fig. 2.32 Envolvente de sobrecarga HL-93

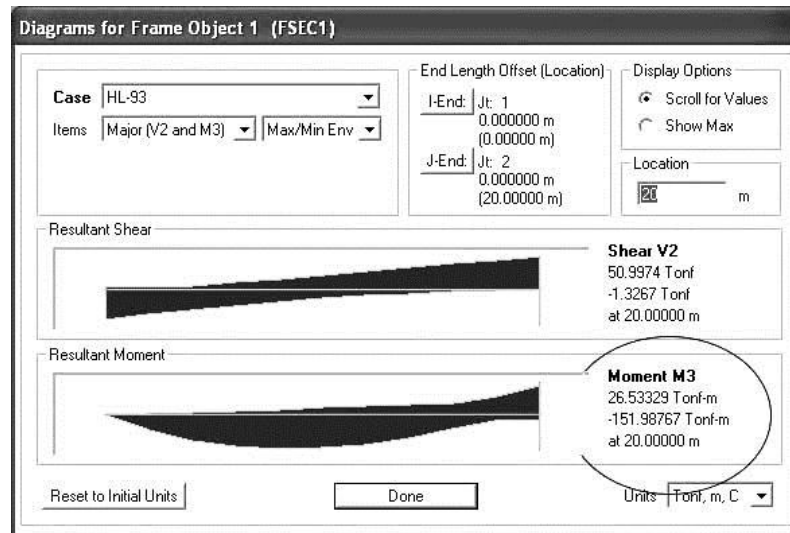


Fig. 2.33 Valores de momento para el apoyo interior B en la envolvente por sobrecarga HL-93

NOTA 2.-

Tal como se señala en C3.6.1.3.1 AASHTO-LRFD, las cargas ideales de diseño están basadas en la información descrita en C3.6.1.2.1 AASHTO-LRFD que contiene datos sobre vehículos de tipo “low boy” con pesos de hasta 50 T. Si se considera probable que haya múltiples carriles con versiones más pesadas de este tipo de vehículo, se debe investigar el momento negativo y las reacciones en los apoyos interiores para pares de tandems de diseño separados entre 8.00 m y 12.00 m, en combinación con la carga de carril. Se debe usar el 100 por ciento de tal solicitación.

PROBLEMA 2.7 Calcular la fuerza de frenado y la fuerza de viento que actúan sobre el pilar central del puente mostrado, de dos vías. El viento incide perpendicularmente al eje longitudinal del puente. Utilizar vehículo HL-93.

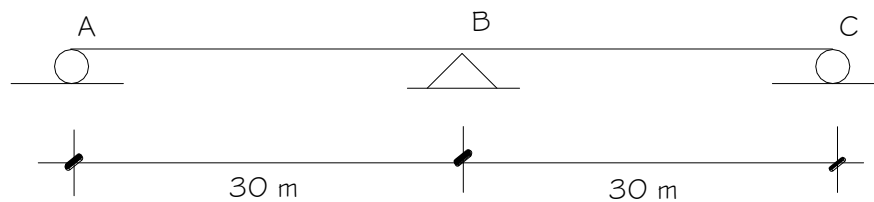


Fig. 2.34 Puente para el cálculo

Solución.-

a) **Fuerza de Frenado**

De acuerdo con las Especificaciones, la fuerza de frenado será la mayor de:

- 25% de los pesos por eje de camión o tandem de diseño
- 5% del camión o tandem de diseño más la carga de carril

En este caso el peso del vehículo HL-93 es 32.67 T, peso del tandem: 22.68 T, carga de carril: 0.952 T/m.

La fuerza de frenado se calcula con los carriles que transportan tráfico en la misma dirección. Asumiendo que a futuro los dos carriles transportan tráfico en la misma dirección y considerando el factor de presencia múltiple $m = 1.00$, tendremos:

$$\begin{aligned} BR_1 &= 0.25 \times 32.67T \times 2 \text{vías} \times 1.00 && = 16.34 T \\ BR_2 &= 0.25 \times 22.68 T \times 2 \times 1.00 && = 11.20 T \\ BR_3 &= 0.05 [32.67T + (30m + 30m) 0.952T/m] \times 2 \times 1.0 && = 8.98 T \\ BR_4 &= 0.05 [22.68T + (30m + 30m) 0.952T/m] \times 2 \times 1.0 && = 7.98 T \end{aligned}$$

Luego, la fuerza de frenado será: 16.34T, aplicada a 1.80 m sobre la superficie de calzada.

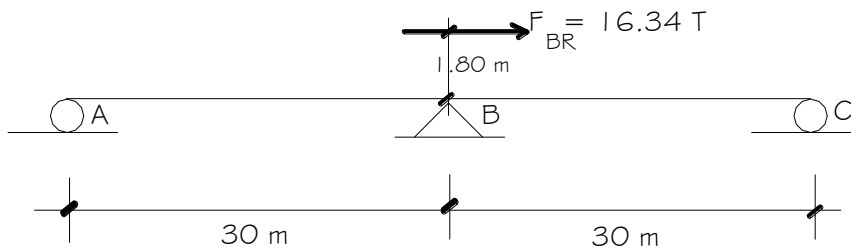


Fig. 2.35 Fuerza de frenado actuando sobre el puente

NOTA.-

Un vehículo T3S3 circulando por dicho puente a una velocidad de 60 km/h, que al frenar tarda en detenerse 10 segundos, provocará según las leyes de la física una fuerza de frenado igual a:

$$F = m \cdot a$$

donde:

F = fuerza

$$m = \text{masa} = \frac{W}{g} = \frac{50 T}{9.8 \text{ m/seg}^2} = 5.10 \frac{T \cdot \text{seg}^2}{m}$$

$$a = \text{acelerac} = \frac{v}{t} = \frac{60 \text{ km/h}}{10 \text{ seg}} = \frac{16.67 \text{ m/seg}}{10 \text{ seg}} = 1.67 \text{ m/seg}^2$$

Luego:

$$F = \left(5.10 \frac{T \cdot \text{seg}^2}{m} \right) \times 1.67 \text{ m/seg}^2 = 8.52 T$$

En 2 vías se tendrá:

$$F = 2 \times 8.52 T = 17.04 T$$

Comparar este resultado con el valor obtenido para la carga HL-93 de las normas AASHTO LRFD.

b) Carga de Viento (según Manual de Diseño de Puentes, MTC-Perú 2018)

b.1) Sobre la superestructura

b.1.1) Carga horizontal

La carga de viento se asume actúa uniformemente sobre el área expuesta al viento. El área expuesta se toma perpendicular a la dirección del viento. La velocidad del viento básica varía según la localidad y se tomará como $V_B = 160$ km/h

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \left(\frac{V_{DZ}^2}{25600} \right) \quad (3.8.1.2.1-1)$$

Donde:

P_B = presión básica del viento = 245 kg/m² (Tabla 3.8.1.2.1-1)

P_D = presión del viento de diseño

V_{DZ} = velocidad del viento a la altura de diseño z

Asumiendo que la altura de los componentes del puente son menores a 9.15m sobre la línea de tierra ($z \leq 9.15$ m), $V_{DZ} = V_B = V_{10} = 160$ km/h.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = 245 \left(\frac{160}{160} \right)^2 = 245 \text{ kg/m}^2$$

La carga será:

$$F_{W \text{ Sup}} = 245 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} \times (30\text{m} + 30\text{m}) / 2 = 22.05 \text{ T}$$

b.1.2) Carga vertical

Cuando no existe circulación vehicular en el puente, una carga lineal de viento vertical hacia arriba con una magnitud de 100kg/m² veces el ancho total de la superestructura W, actúa en el punto cuarto de la cubierta:

$$P_V = 100 \text{ kg/m}^2 \times 8\text{m} = 800 \text{ kg/m}$$

Fuerza total de levantamiento = 800 kg/m X 60m = 48T

En los estribos extremos = 800 kg/m X (30m/2) = 12T

En el pilar central = 800 kg/m X 30m = 24T

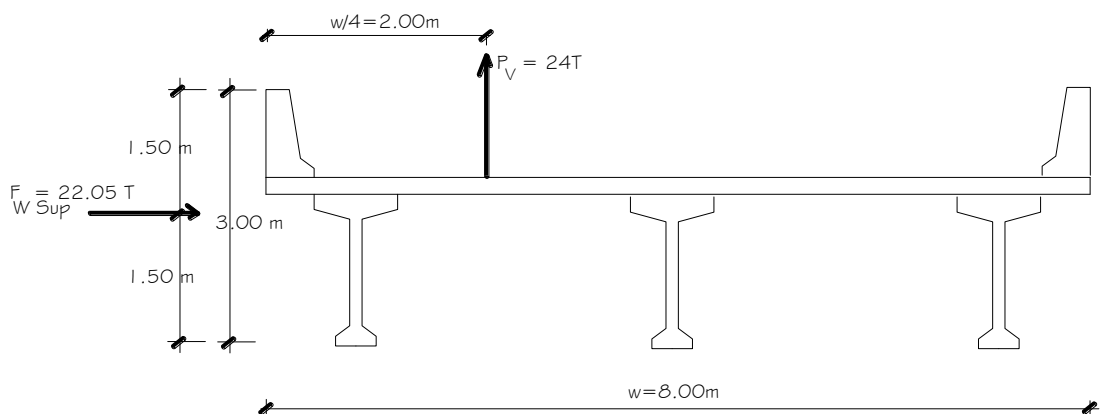


Fig. 2.36 Fuerzas de viento actuando en la superestructura del puente

b.2) Sobre la subestructura

Se calcula en base a una presión del viento de 195 kg/m^2 (Tabla 3.8.1.2.1-1):

$$F_{W_{Sub1}} = 195 \text{ kg/m}^2 \times 1.20 \text{ m} \times 1.20 \text{ m} = 0.28 \text{ T}$$

$$F_{W_{Sub2}} = 195 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} = 0.98 \text{ T}$$

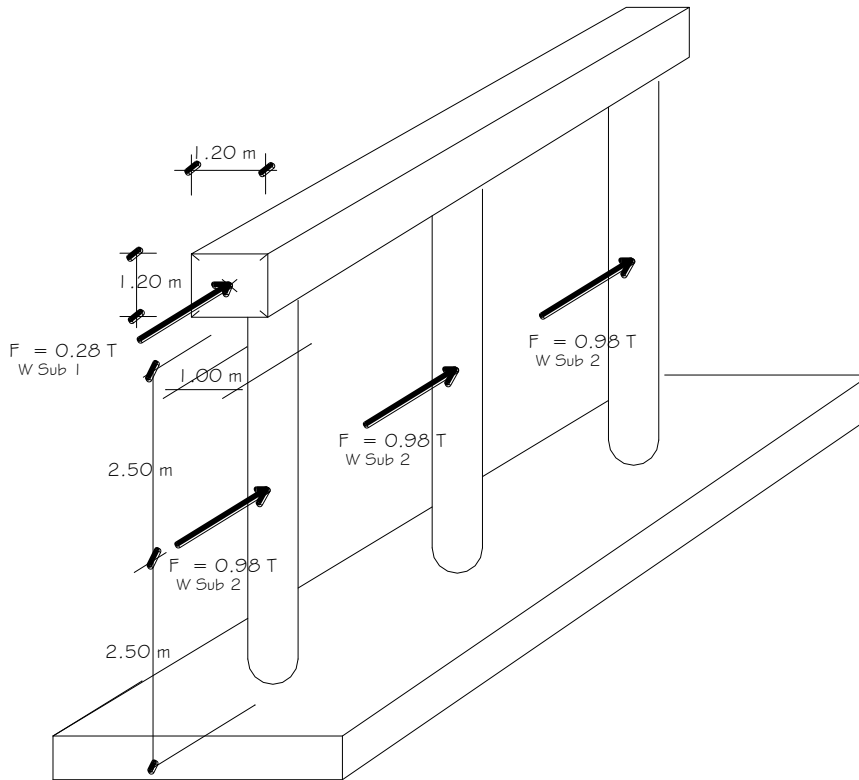


Fig. 2.37 Fuerzas de viento actuando en la subestructura del puente

b.3) Sobre la carga viva

La presión del viento sobre los vehículos se representa como un fuerza interrumpible y móvil de 150 kg/m (Tabla 3.8.1.3-1) actuando normal a la calzada y a 1.80 m sobre la misma.

$$F_{WL} = 150 \text{ kg/m} (30 \text{ m} + 30 \text{ m}) / 2 = 4.50 \text{ T}$$

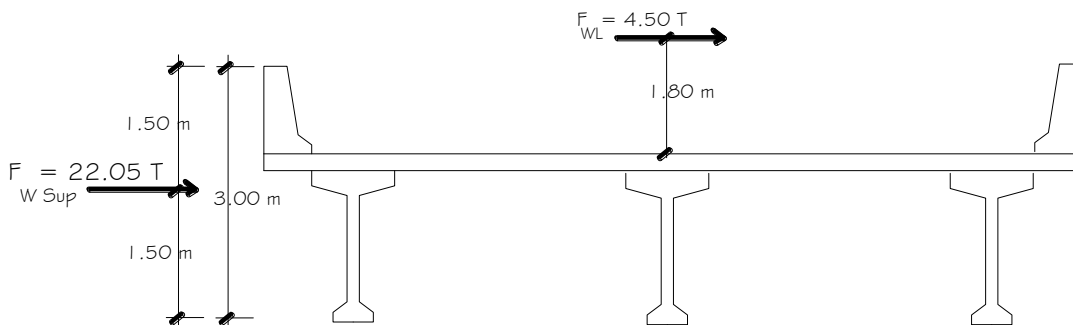
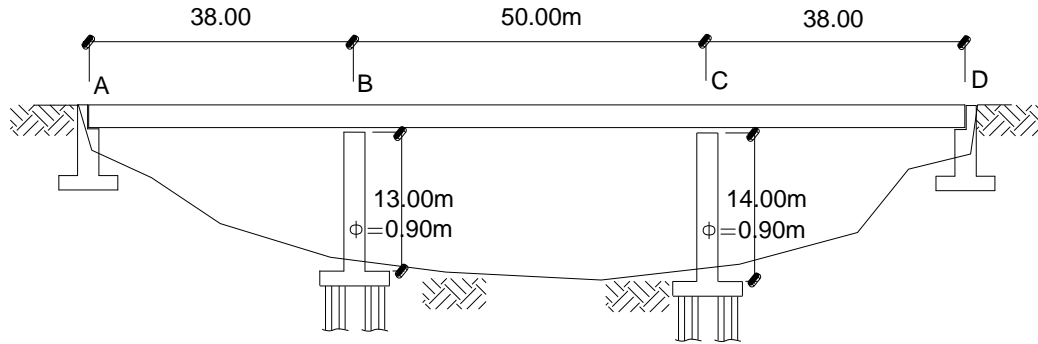
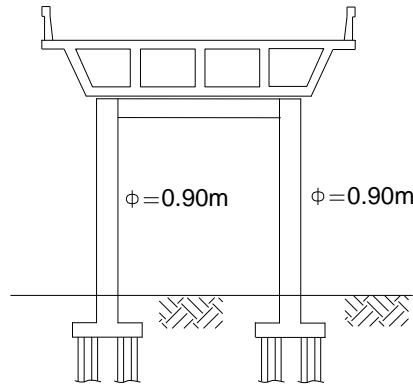


Fig. 2.38 Fuerza de viento actuando sobre la carga viva

PROBLEMA 2.8 Para el puente que se muestra localizado en región de Sierra-Perú, determinar el movimiento en las columnas debido al cambio uniforme de temperatura de $\pm 20^{\circ}\text{C}$.



ELEVACIÓN PRINCIPAL DEL PUENTE



SECCIÓN DEL PUENTE EN PILARES

Fig. 2.39 Elevación principal y sección transversal del puente

Solución.-

Los cambios de temperatura en un puente provocan la expansión o contracción de la superestructura. Este movimiento introduce fuerzas adicionales en estructuras hiperestáticas que resultan en desplazamientos de nudos y apoyos del puente que deben tomarse en cuenta.

Calcularemos primeramente el punto de la superestructura que no sufre movimiento alguno por los cambios de temperatura:

Cálculo del Centro de Rigidez

| Apoyos | A | B | C | D | Σ |
|----------|---|---------|---------|-------|----------|
| K (T/cm) | 0 | 31.24 | 25.01 | 0 | 56.25 |
| D (cm) | 0 | 3800 | 8800 | 12600 | - |
| K.D (T) | 0 | 118,712 | 220,088 | 0 | 338,800 |

En el cuadro anterior, las rigideces se calculan para la condición de columnas empotradas con:

$$K_B = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3(2.22 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2)(103'060,000 \text{ cm}^4)}{(1300 \text{ cm})^3} = 31.24 \text{ T/cm}$$

$$K_c = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3(2.22 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2)(103'060,000 \text{ cm}^4)}{(1400 \text{ cm})^3} = 25.01 \text{ T/cm}$$

Considerando para las columnas de concreto:

$$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} \quad (\text{C5.4.2.4-3})$$

$$E_c = 2.22 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, \text{ para } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{col} = 2 \left(\frac{\pi r^4}{4} \right) = 2 \frac{\pi (90 \text{ cm})^4}{4} = 103'060,000 \text{ cm}^4$$

$$L_{col B} = 1300 \text{ cm}$$

$$L_{col C} = 1400 \text{ cm}$$

El punto sin movimiento se ubica a:

$$\frac{\sum KD}{\sum K} = \frac{338,800 \text{ T}}{56.25 \text{ T/cm}} = 6023 \text{ cm} = 60.23 \text{ m del punto A.}$$

Para el clima de Sierra en el Perú, el rango de temperatura a considerar para el concreto es: -10°C a $+35^\circ\text{C}$ (Tabla 2.4.3.9.2-1, Manual de Puentes, MTC Perú, 2018). Para un cambio de temperatura de $\pm 20^\circ\text{C}$ podemos determinar con el coeficiente de expansión térmica $\alpha = 10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, (5.4.2.2 AASHTO) el movimiento en cada apoyo como:

Apoyo B:

$$\delta_T = \alpha(L)(\Delta T) = (10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C})(6023 \text{ cm} - 3800 \text{ cm})(20^\circ\text{C}) = 0.48 \text{ cm}$$

Apoyo C:

$$\delta_T = \alpha(L)(\Delta T) = (10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C})(8800 \text{ cm} - 6023 \text{ cm})(20^\circ) = 0.60 \text{ cm}$$

La carga factorada se calcula usando $\gamma_{TU} = 0.5$. Para el desplazamiento del nudo se usa el mayor valor $\gamma_{TU} = 1.2$.

PROBLEMA 2.9 Calcular la fuerza centrífuga que se desarrolla en cada uno de los dos pilares de un puente curvo de tres tramos y dos vías. Los pilares tienen una reacción por vía de 32.67T por acción del camión HL-93 y 22.68T por acción del tandem. La velocidad de diseño es de 70 km/h y el radio de curvatura del puente en el plano horizontal es 120m.

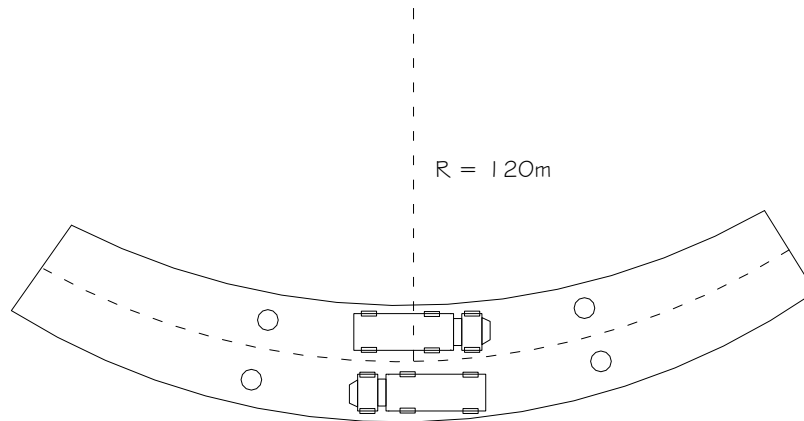


Fig. 2.40 Puente curvo de dos carriles para el cálculo

Solución.-

Los puentes curvos en un plano horizontal están sujetos a fuerzas centrífugas que afectan principalmente el diseño de la subestructura. El porcentaje de carga vertical por camión estandar ó tandem que se toma para el cálculo de la fuerza centrífuga es:

$$C = f \frac{v^2}{gR} \quad (3.6.3-1)$$

$$C = (4/3) \frac{(19.44 \text{ m/s})^2}{(9.81 \text{ m/s}^2)(120 \text{ m})} = 0.428$$

Siendo:

$f = 4/3$ (excepto el caso de fatiga)

$v = 70 \text{ km/h} = 19.44 \text{ m/s}$

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$R = 120 \text{ m}$

$m = \text{factor de presencia múltiple} = 1$ (para 2 vías)

Luego, la fuerza horizontal de corte sobre cada pilar es:

$$CE = C \times R \times \# \text{ de vías} \times m$$

$$CE = 0.428(32.67\text{T})(2)(1.0)$$

$$CE = 27.97\text{T}$$

En estos casos no se aplica el factor de carga dinámica IM.

PROBLEMA 2.10 Determinar el empuje por flotación por la presencia del nivel freático en la zapata de la columna mostrada que corresponde al pilar de un puente. La zapata tiene como dimensiones en planta 4.00m x 4.00m.

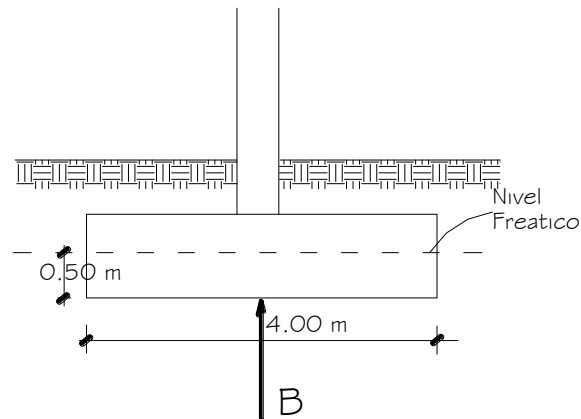


Fig. 2.41 Fuerza de flotación en la zapata

Solución.-

La fuerza de empuje por flotación B es:

$$B = \gamma V = 1 \text{ T/m}^3 (4\text{m} \times 4\text{m} \times 0.50\text{m})$$

$$B = 8 \text{ T}$$

donde:

V = volumen de agua que desplaza la zapata

γ = peso específico del agua

CAPÍTULO 3: SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES

3.1 GENERALIDADES

Puentes de Concreto Armado

a) Tipo losa

Los puentes de concreto armado tipo losa de un tramo resultan económicos en tramos cortos, cuando las luces no exceden 12m.

Los puentes losa cuando son continuos con tramos extremos de hasta 10.5m, son mejor proporcionados cuando la relación de tramo interior a tramo exterior es 1.26 para cargas y esfuerzos usuales; cuando el tramo exterior va de 10.5m a 15m, la relación adecuada es 1.31. En general las longitudes de los tramos extremos se proyectan aproximadamente como el 80% de la longitud del tramo interior para balancear los momentos.

Longitudes máximas de tramo para puentes losa de concreto

| Número de Tramos | Sin cartelas | Acartelados |
|------------------|--------------|-------------|
| 1 | 9m | 12m |
| 2 | 12m | 15m |
| 3 ó 4 | 15m | 18m |

El peralte mínimo de las losas acarteladas en la zona de los pilares puede tomarse como:

$$t_{\min} = 1.33 \left[\frac{S+10}{30} \right]$$

mientras que en la zonas no acarteladas:

$$t_{\min} = 0.80 \left[\frac{S+10}{30} \right]$$

La longitud mínima del acartelamiento es: $L=0.15S$.

b) Tipo viga-losa, formando vigas Tee

Los puentes de vigas T simplemente apoyados se usan en luces de hasta 24m. Los puentes de vigas continuas son mejor proporcionados cuando los tramos interiores presentan una longitud 1.3 a 1.4 veces la longitud de los tramos extremos. En puentes viga, con tramos exteriores de 10.5m a más, la relación sugerida es de 1.37 a 1.40.

En un puente de vigas continuas bien diseñado, el peralte de las secciones sigue de cerca las necesidades de momento, variando desde un mínimo en el centro hasta un máximo en los apoyos. En tales casos, el efecto de la carga muerta en el diseño se reduce favorablemente.

Los puentes de sección en cajón son especialmente recomendados en alineamientos curvos dada su alta resistencia torsional y la posibilidad de mantener la sección transversal constante.

A continuación, luces de puentes de concreto construidos:

| SIMPLEMENTE APOYADOS | LUZ(m) | CONTINUOS | LUZ(m) |
|------------------------|---------|-----------------------|------------------------|
| Losa | 6 a 12 | Losa, 2 tramos | 9-9 12-12 |
| Vigas T | 12 a 24 | Losa, 3 tramos | 8-8-8 |
| Placa sólida en arco | 12 | Pórtico sólido | 12 |
| Vigas curvadas en arco | 18 | Aporticado de vigas T | 16 |
| | | Vigas T, 2 tramos | 15-15 21-21 |
| | | Vigas T, 3 tramos | 12-15-12 a 15-21-15 |
| | | Cajón, 3 tramos | 18-24-18 a 23-27-23 |

Puentes de Concreto Presforzado

Los puentes de concreto presforzado (pretensado y postensado) permiten con el empleo de materiales de resistencia elevada, reducir las dimensiones de la sección transversal y lograr consiguiente economía en peso. A continuación, algunas luces de puentes presforzados construidos:

| SIMPLEMENTE APOYADOS | LUZ(m) | CONTINUOS | LUZ(m) |
|-----------------------------------|---------|-------------------------|---|
| Losa | 9 a 12 | Losa | 10-10 a 12-15-12 |
| Losa con alveolos | 9 a 15 | Losa con alveolos | 15-21-15 a 32-32 |
| Doble Tee | 12 a 18 | Vigas AASHTO | 25 a 33 |
| Cajón cerrado vaceado en el lugar | 38 | Vigas AASHTO postensada | 30-30 |
| Viga AASHTO | 15 a 30 | Cajón | 19.8-19.8 a 61-61 18.3-24.4-18.3 a 23.2-27.4-23.2 |
| Vigas I | 18 a 36 | | |
| Vigas Cajón | 24 a 36 | | |

Puentes de Acero

Los puentes de acero de sección compuesta de un solo tramo que utilizan vigas metálicas, logran luces de hasta 55m. Los puentes metálicos de armadura alcanzan los 120m. Con el diseño en arco se llega hasta 150m. A continuación, luces de puentes de acero ya construidos:

| SIMPLEMENTE APOYADO | LUZ(m) | CONTINUOS | LUZ(m) |
|--|----------|-----------------|----------------------------|
| Vigas laminadas, no compuestos | 12 a 25 | Vigas laminadas | 15-20-15 a 25-30-25 |
| Vigas laminadas, compuestos | 15 a 25 | Vigas armadas | 30-36-30 |
| Vigas armadas, no compuestos | 30 a 45 | Vigas cajón | 30-36-30 a 90-120-90 |
| Vigas Armadas, compuestos | 30 a 55 | Vigas laminadas | 15-20-15 a 25-30-25 |
| Vigas cajón | 30 a 55 | Vigas armadas | 30-36-30 |
| Armaduras sobre y bajo la calzada | 90 a 120 | | |
| Armaduras bajo la calzada | 60 a 120 | | |
| Armaduras no conectadas sobre la calzada | 45 | | |
| Arco | 90 a 150 | | |
| Arcos enlazados | 90 a 180 | | |

Puentes de Madera

Los puentes de madera se utilizan eficientemente con luces de hasta 20m en caminos de poca circulación con vehículos livianos. A continuación, luces de puentes de madera ya construidos:

| SIMPLEMENTE APOYADOS | LUZ(m) |
|--|---------------------|
| Madera serradiza | 5.5 |
| Vigas de madera laminada – clavada | 14.9-15.2-14.9 |
| Armadura | 15.2-30.5-30.5-14.9 |
| De plataforma - clavada | 9.8-9.8-9.8 |
| De plataforma - transversalmente presforzada | 13.4 |

3.2 PERALTES MÍNIMOS EN SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES

Tabla 3.1 Peraltes mínimos utilizados comúnmente para superestructuras de peralte constante (Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO)

| Superestructura | | Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo. | |
|---------------------|--|--|--------------------------------|
| Material | Tipo | Tramos simples | Tramos continuos |
| Hormigón Armado | Losas con armadura principal paralela al tráfico | $1,2 \frac{(S+3)}{30}$ | $\frac{(S+3)}{30} \geq 0.165m$ |
| | Vigas T | $0,070 L$ | $0,065 L$ |
| | Vigas cajón | $0,060 L$ | $0,055 L$ |
| | Vigas de estructuras peatonales | $0,035 L$ | $0,033 L$ |
| Hormigón Pretensado | Losas | $0,030 L \geq 0.165m$ | $0,027 L \geq 0.165m$ |
| | Vigas cajón coladas in situ | $0,045 L$ | $0,040 L$ |
| | Vigas doble T prefabricadas | $0,045 L$ | $0,040 L$ |
| | Vigas de estructuras peatonales | $0,033 L$ | $0,030 L$ |
| | Vigas cajón adyacentes | $0,030 L$ | $0,025 L$ |
| Acero | Profundidad total de una viga doble T compuesta | $0,040 L$ | $0,032 L$ |
| | Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta | $0,033 L$ | $0,027 L$ |
| | Cerchas | $0,100 L$ | $0,100 L$ |

S = Luz del tramo de losa (m)

L = Luz del tramo de puente (m)

Tableros de Concreto Apoyados en Elementos Longitudinales (Art. 9.7.1.1)

La altura de un tablero de concreto deberá ser mayor o igual que 17.5 cm

Mínimo espesor de los tableros de concreto en voladizo (Art. 13.7.3.1.2)

- Cuando soportan un sistema de postes montados en el tablero: 0.20m
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 0.30m
- Cuando soportan parapetos o barreras de concreto: 0.20m

3.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Resistencia a la flexión mayorada M_r :

$$M_r = \phi M_n \quad (5.6.3.2.1-1)$$

donde:

M_n = resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia especificado en el Art. 5.5.4.2

Resistencia nominal a la flexión M_n :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (5.6.3.2.2-1)$$

Distancia c entre el eje neutro y la cara comprimida:

Para comportamiento de sección Te:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.6.3.1.1-3)$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.6.3.1.1-4)$$

Donde:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

A_{ps} = área de acero del pretensado

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada

A'_s = área de la armadura de compresión

a = $c \beta_1$; altura del diagrama de tensiones equivalente

b = ancho de la cara comprimida del elemento

- b_w = ancho del alma o diámetro de una sección circular
 c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida
 d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado
 d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado
 d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada
 d'_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión
 f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión
 f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado
 f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado
 f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura
 f'_y = tensión de fluencia especificada de la armadura de compresión
 f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días
 h_f = altura del ala comprimida de un elemento de sección Te o doble Te
 β_1 = factor para el diagrama de tensiones, especificado en Art. 5.7.2.2

3.4 ANCHOS DE FAJA EQUIVALENTE PARA PUENTES TIPO LOSA CON ARMADURA PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO

El ancho equivalente de las fajas longitudinales tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, incluyendo el efecto de presencia múltiple, es:

$$E = 0.25 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \quad (4.6.2.3-1)$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado, es:

$$E = 2.10 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (4.6.2.3-2)$$

Éstas disposiciones son aplicables en puentes tipo losa con más de 4.60m de longitud en dirección paralela al tráfico (Art. 4.6.2.1.2).

Donde:

- E = ancho equivalente (m)
 L_1 = menor valor (m) entre longitud real y 18m
 W_1 = menor valor (m) entre ancho real y 18m para carga en múltiples carriles ó 9m para carga en un solo carril
 W = ancho físico entre los bordes del puente (m)
 N_L = número de carriles de diseño

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, se divide la carga total en un único carril de diseño por el ancho de faja calculado.

3.5 ANCHOS DE FAJA EQUIVALENTE INTERIORES PARA TABLEROS CON ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO

Se pueden tomar como se especifica en la Tabla siguiente:

Tabla 3.2 Fajas equivalentes (Tabla 4.6.2.1.3-1, AASHTO)

| TIPO DE TABLERO | DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO | ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (m) |
|--|--|--------------------------------------|
| Hormigón: | | |
| <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ • Colado in situ con encofrados perdidos • Prefabricado, postesado | Vuelo | $1.14+0.833X$ |
| | Paralela o perpendicular | +M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$ |
| | Paralela o perpendicular | +M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$ |
| <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto • Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos • Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos | Barras principales | $0.00007P+4S_b$ |
| | Barras principales | Se aplica el artículo 4.6.2.1.8 |
| | 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 | Paralela | $2h+0.76$ |
| | Perpendicular | $2h+1.02$ |
| <ul style="list-style-type: none"> • Laminada y tesada | Paralela | $0.066S+2.74$ |
| | Perpendicular | $0.84S+0.61$ |
| <ul style="list-style-type: none"> • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> ○ Tableros continuos o paneles interconectados ○ Paneles no interconectados | Paralela | $2h+0.76$ |
| | Perpendicular | $4h+1.02$ |
| <ul style="list-style-type: none"> • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> ○ Paneles no interconectados | Paralela | $2h+0.76$ |
| | Perpendicular | $2h+1.02$ |

donde:

S = separación de los elementos de apoyo (m)

H = altura del tablero (m)

L = longitud del tramo del tablero (m)

P = carga de eje (kg)

S_b = separación de las barras del emparrillado (m)

+M= momento positivo

- M= momento negativo

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

3.6 DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO

Para determinar los máximos momentos por sobrecarga de diseño en losas de tablero, se puede utilizar la Tabla A4-1 AASHTO. Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores sea por lo menos 4.20 m. Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica. Para distancias diferentes a las listadas, es posible interpolar.

Tabla 3.3 Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N-mm/mm (Tabla A4-1, AASHTO)

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

3.7 MÉTODO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO Y CORTE EN VIGAS

(Art. 4.6.2.2.2)

Simbología a utilizar:

S = separación entre vigas o almas (mm)

L = longitud de tramo de la viga (mm)

$K_g = n(I_{viga} + Ae^2) =$ parámetro de rigidez longitudinal (mm⁴) (4.6.2.2.1-1)

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}}$$

$$E_c = 0.043K_1\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa} \quad (5.4.2.4-1)$$

$$E_c = 15,300\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2 \quad (C5.4.2.4-1)$$

para concreto de peso normal con $\gamma_c = 2,320 \text{ kg/m}^3$ y $K_1 = 1$ (factor de corrección por procedencia de agregado)

A = área de la viga (mm²)

$I = I_{viga} =$ momento de inercia de la viga (mm⁴)

$d_e =$ distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

$e_g =$ distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

$t_s =$ profundidad de la losa de hormigón (mm)

$N_c =$ número de células de una viga cajón de hormigón

$N_b =$ número de vigas o largueros

$W_e =$ un medio de la separación entre almas, más el vuelo total (mm)

$b =$ ancho de la viga (mm)

$d =$ profundidad de la viga o larguero (mm)

$e =$ factor de corrección

$g =$ factor de distribución

$K =$ constante para diferentes tipos de construcción

$J =$ constante torsional de St. Venant (mm⁴)

$N_L =$ número de carriles de diseño

$N_b =$ número de vigas o largueros

$D =$ ancho de distribución por carril (mm)

$C =$ parámetro de rigidez

$\mu =$ coeficiente de Poisson


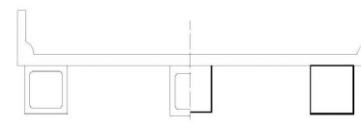
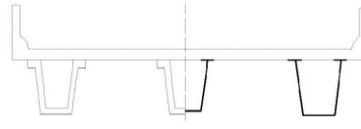

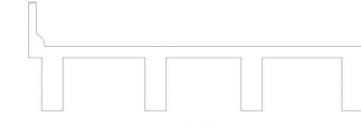
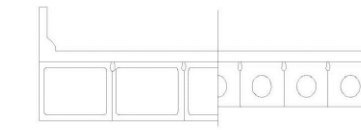
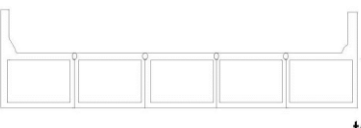
$t_g =$ profundidad de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobrecapa de hormigón o componente de hormigón estructural integral, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (mm)

El momento flector y corte por sobrecarga en sistemas con tableros de hormigón y vigas (más de dos) se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada "g" en las Tablas que se proporcionan.

Además, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas y/o largueros (Art. 4.6.2.2.1).

Para el cálculo en el estado límite de fatiga, deberá utilizarse el camión de fatiga y las solicitaciones dividirse por 1.20 (Art. 3.6.1.1.2).

Tabla 3.4 Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 AASHTO (Tabla 4.6.2.2.1-1, AASHTO)

| ELEMENTOS DE APOYO | TIPO DE TABLERO | SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA |
|--|--|---|
| Viga de acero | Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada |  <p style="text-align: center;">(a)</p> |
| Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado | Losa de hormigón colada in situ |  <p style="text-align: center;">(b)</p> |
| Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado | Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado |  <p style="text-align: center;">(c)</p> |
| Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ | Hormigón monolítico |  <p style="text-align: center;">(d)</p> |
| Viga Te de hormigón colado in situ | Hormigón monolítico |  <p style="text-align: center;">(e)</p> |
| Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte | Sobrecapa de hormigón colado in situ |  <p style="text-align: center;">(f)</p> |
| Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal | Hormigón integral |  <p style="text-align: center;">(g)</p> |

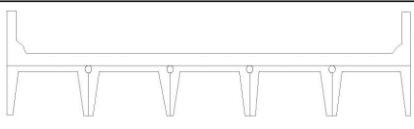
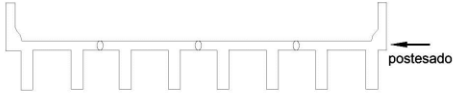
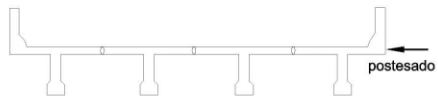
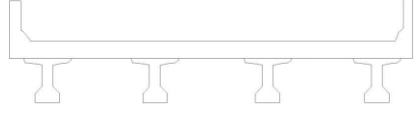

| ELEMENTOS DE APOYO | TIPO DE TABLERO | SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA |
|---|---|--|
| Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte | Sobrecapa de hormigón colado in situ |  (h) |
| Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal | Hormigón integral |  (i) |
| Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal | Hormigón integral |  (j) |
| Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado | Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado |  (k) |
| Vigas de madera | Hormigón colado in situ o tablonés, paneles encolados / clavados o madera tensada |  (l) |

Tabla 3.5 Longitud L para usar en las Ecuaciones del Factor de Distribución de Carga Viva (Tabla 4.6.2.2.1-2, AASHTO)

| Efecto del esfuerzo | L |
|--|--|
| Momento positivo | La longitud del tramo para el que se calcula el momento |
| Momento negativo cerca del apoyo interior en tramos continuos, entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme en todos los tramos | La longitud promedio de dos tramos adyacentes |
| Momento negativo no cercano al apoyo interior en tramos continuos | La longitud del tramo para el que se calcula el momento |
| Cortante | La longitud del tramo para el que se calcula el cortante |
| Reacción exterior | La longitud del tramo exterior |
| Reacción interior de un tramo continuo | La longitud promedio de dos tramos adyacentes |

Con el consentimiento del propietario pueden utilizarse las simplificaciones de la Tabla 4.6.2.2.1-3 AASHTO:

Tabla 3.6 Valor de constantes para los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 AASHTO (Tabla 4.6.2.2.1-3, AASHTO)

| Parámetros de la Ecuación | Tabla de Referencia | Valor Simplificado | | | |
|---|-------------------------------|--------------------|------|------|---------------------------------------|
| | | a | e | k | f,g,i,j |
| $\left(\frac{K_g}{L_s^3}\right)^{0.1}$ | 4.6.2.2.2b-1 | 1.02 | 1.05 | 1.09 | — |
| $\left(\frac{K_g}{L_s^3}\right)^{0.25}$ | 4.6.2.2.2e-1 | 1.03 | 1.07 | 1.15 | — |
| $\left(\frac{L_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$ | 4.6.2.2.3c-1 | 0.97 | 0.93 | 0.85 | — |
| $\frac{I}{J}$ | 4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1 | — | — | — | $0.54\left(\frac{d}{b}\right) + 0.16$ |

Tabla 3.7 Distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores (Tabla 4.6.2.2b-1, AASHTO)

| Tipo de vigas | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Factores de Distribución | Rango de aplicabilidad |
|---|--|---|---|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, l | Ver Tabla 4.6.2.2a-1 | |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | l | Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$ | $S \leq 1800$ |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, c, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$ | $1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ |
| | | Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor | $N_b = 3$ |
| Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ | d | Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$ | $2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$ |
| Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras | b, c | Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ | $1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$ |
| | | Usar la ley de momentos | $S > 5500$ |

| Tipo de vigas | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Factores de Distribución | Rango de aplicabilidad | | | | | | | | | | | | |
|--|---|---|---|--------------|-----|----------------------------------|-----|--|-----|-------------------------------|-----|---------------|-----|-----------|-----|
| Vigas de hormigón usadas en tableros multiviga | f | Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2,8L} \right)^{0,5} \left(\frac{I}{J} \right)^{0,25}$ donde: $k = 2,5(N_b)^{-0,2} \geq 1,5$ | $900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$ | | | | | | | | | | | | |
| | g si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left(\frac{b}{7600} \right)^{0,6} \left(\frac{b}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{I}{J} \right)^{0,06}$ | | | | | | | | | | | | | |
| | h | Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300 [11,5 - N_L + 1,4N_L(1 - 0,2C)^2]$ cuando $C \leq 5$ $D = 300 [11,5 - N_L]$ cuando $C > 5$ | Oblicuidad ≤ 5 $N_L \leq 6$ | | | | | | | | | | | | |
| | g, i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase | $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K: <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="border-bottom: 1px solid black;">Tipo de viga</td> <td style="border-bottom: 1px solid black; text-align: right;">K</td> </tr> <tr> <td>- Vigas rectangulares sin vacíos</td> <td style="text-align: right;">0,7</td> </tr> <tr> <td>- Vigas rectangulares con vacíos circulares:</td> <td style="text-align: right;">0,8</td> </tr> <tr> <td>- Vigas de sección tipo cajón</td> <td style="text-align: right;">1,0</td> </tr> <tr> <td>- Vigas canal</td> <td style="text-align: right;">2,2</td> </tr> <tr> <td>- Viga Te</td> <td style="text-align: right;">2,0</td> </tr> <tr> <td>- Viga doble Te</td> <td style="text-align: right;">2,0</td> </tr> </table> | | Tipo de viga | K | - Vigas rectangulares sin vacíos | 0,7 | - Vigas rectangulares con vacíos circulares: | 0,8 | - Vigas de sección tipo cajón | 1,0 | - Vigas canal | 2,2 | - Viga Te | 2,0 |
| Tipo de viga | K | | | | | | | | | | | | | | |
| - Vigas rectangulares sin vacíos | 0,7 | | | | | | | | | | | | | | |
| - Vigas rectangulares con vacíos circulares: | 0,8 | | | | | | | | | | | | | | |
| - Vigas de sección tipo cajón | 1,0 | | | | | | | | | | | | | | |
| - Vigas canal | 2,2 | | | | | | | | | | | | | | |
| - Viga Te | 2,0 | | | | | | | | | | | | | | |
| - Viga doble Te | 2,0 | | | | | | | | | | | | | | |
| Emparrillado de acero sobre vigas de acero | a | Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ | $S \leq 1800$ mm $S \leq 3200$ mm | | | | | | | | | | | | |
| Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero | b, c | Independientemente del número de carriles cargados: $0,05 + 0,85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$ | $0,05 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$ | | | | | | | | | | | | |

Tabla 3.8 Distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores (Tabla 4.6.2.2d-1, AASHTO)

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|---|---|--|--|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$ | $-300 \leq d_e \leq 1700$ |
| | | | Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor | $N_b = 3$ |
| Viga cajón de hormigón de múltiples células | d | $g = \frac{W_e}{4300}$ | $g = \frac{W_e}{4300}$ | $W_e \leq S$ |
| | | o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1 | | |
| Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o macstras | b, c | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8700}$ | $0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$ |
| | | | Ley de momentos | $S > 5500$ |
| Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga | f, g | $g = e g_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1,0$ | $g = e g_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1,0$ | $d_e \leq 600$ |
| Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga | h | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| | i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase | | | |
| Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero | a | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero | b, c | Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2b-1 | | |

Tabla 3.9 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores (Tabla 4.6.2.2.3a-1, AASHTO)

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|---|--|---|---|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | Ver Tabla 4.6.2.2a-1 | | | |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | $0,36 + \frac{S}{7600}$ | $0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$ | $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t \leq 300$ $N_b \geq 4$ |
| | | Ley de momentos | Ley de momentos | $N_b = 3$ |
| Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ | d | $\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$ | $\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$ | $1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$ |
| Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras | b, c | $\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$ | $\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$ | $1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$ |
| | | Ley de momentos | Ley de momentos | $S > 5500$ |
| Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga | f, g | $0,70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0,15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$ | $\left(\frac{b}{4000}\right)^{0,4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \geq 1,0$ | $900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$ $1,0 \times 10^{10} \leq J \leq 2,5 \times 10^{11}$ $1,7 \times 10^{10} \leq I \leq 2,5 \times 10^{11}$ |
| Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga | h | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| | i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase | | | |
| Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero | a | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero | b, c | Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2b-1 | | |

Tabla 3.10 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores (Tabla 4.6.2.2.3b-1, AASHTO)

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|---|--|--|---------------------------|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$ | $-300 \leq d_e \leq 1700$ |
| | | | Ley de momentos | $N_b = 3$ |
| Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ | d | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$ | $-600 \leq d_e \leq 1500$ |
| | | | o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1 | |
| Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras | b, c | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3050}$ | $0 \leq d_e \leq 1400$ |
| | | | Ley de momentos | $S > 5500$ |
| Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga | f, g | $g = e g_{interior}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6100} \geq 1,0$ | $g = e g_{interior} \left(\frac{1200}{b} \right)$ $\frac{1200}{b} \leq 1,0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12200} \right)^{0,5} \geq 1,0$ | $d_e \leq 600$ |
| Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga | h | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| | i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase | | | |
| Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero | a | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero | b, c | Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1 | | |

Caso de Vigas Exteriores

(Art. 4.6.2.2.2d y Art. 4.6.2.2.3b)

El momento flector y cortante por sobrecarga se pueden determinar aplicando la fracción por carril g especificada en las Tablas 4.6.2.2.2d-1 y 4.6.2.2.3b-1 respectivamente. La distancia d_e se toma como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la barrera para el tráfico, negativa si está hacia fuera.

En puentes de viga y losa con diafragmas o marcos transversales, el factor de distribución no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y gira como una sección transversal rígida.

El procedimiento delineado es a través de la aproximación convencional:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum^{N_L} e}{\sum^{N_b} x^2} \tag{C4.6.2.2.2d-1}$$

Donde:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

N_L = número de carriles cargados considerado

N_b = número de vigas

e = excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas

X_{ext} = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga

Momentos Flectores y Corte en Vigas de Tablero Transversales

Si el tablero es soportado directamente por vigas de tablero transversales, las vigas de tablero se pueden diseñar para cargas determinadas de acuerdo con la Tabla:

Tabla 3.11 Distribución de la sobrecarga por carril para vigas transversales para momento y corte (Tabla 4.6.2.2.2f-1, AASHTO)

| Tipo de tablero | Fracción de carga de rueda a cada viga de tablero | Rango de aplicabilidad |
|---|---|---------------------------------|
| Tablones | $\frac{S}{1200}$ | N/A |
| Tablero de madera laminada | $\frac{S}{1500}$ | $S \leq 1500$ |
| Hormigón | $\frac{S}{1800}$ | $S \leq 1800$ |
| Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de hormigón armado | $\frac{S}{1400}$ | $t_g \leq 100$ $S \leq 1500$ |
| Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de hormigón armado | $\frac{S}{1800}$ | $t_g \geq 100$ $S \leq 1800$ |
| Plancha de acero corrugado | $\frac{S}{1700}$ | $t_g \geq 50$ |

3.8 ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN

(Art. 9.7.3.2)

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

$$\begin{aligned} \text{Si la armadura principal es paralela al tráfico} & : \frac{55}{\sqrt{5}} \leq 50\% \\ \text{Si la armadura principal es perpendicular al tráfico} & : \frac{121}{\sqrt{5}} \leq 67\% \end{aligned}$$

Donde:

S= longitud de tramo efectiva (m). Distancia entre cara y cara, para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas. Para losas apoyadas sobre vigas de concreto o metálicas: 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.

3.9 ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA (Art. 5.10.6)

El área de refuerzo en cm² por metro, en cada cara y en cada dirección será:

$$A_s \geq \frac{758.4bh}{2(b+h)f_y} \quad (5.10.6-1)$$

$$\text{Para } f_y=4200\text{kg/cm}^2: \quad A_s \geq \frac{0.18bh}{2(b+h)}$$

$$2.33\text{cm}^2/\text{m} \leq A_s \leq 12.70\text{cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-2)$$

donde:

A_s = área del refuerzo en cada dirección y en cada cara (cm²/m)

b = ancho menor de la sección (cm)

h = espesor menor de la sección (cm)

f_y = resistencia de fluencia especificada de las barras de refuerzo $\leq 5,250\text{kg/cm}^2$

La separación de la armadura no excederá:

- 3 veces el espesor del componente ó 0.45m
- 30cm para muros y cimientos con espesores mayores de 45cm
- 30cm para otros componentes con espesores mayores que 90cm.

Para componentes con espesores de 0.15m o menos, el acero mínimo especificado se puede colocar en una sola capa.

No se requiere acero de contracción y temperatura para:

- Caras extremas de muros con espesores menores o iguales a 0.45cm
- Caras laterales de cimientos enterrados con espesores menores o iguales a 0.90cm
- Caras de todos los otros componentes con la dimensión más pequeña menor o igual que 45cm.

3.10 LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN MEDIANTE DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

(Art. 5.6.7)

Todos los elementos de hormigón, excepto las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el Art. 9.7.2 donde la tensión en la sección transversal excede el 80% del módulo de ruptura, deben dimensionarse de manera que en la condición de carga para el estado límite de servicio aplicable, las armaduras de acero en la capa más cercana a la cara de tensión no estén separadas más de:

$$s \leq \frac{125,000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

Donde:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad (5.6.7-2)$$

γ_e = factor de exposición

= 1.00 para la condición de exposición Clase 1

= 0.75 para la condición de exposición Clase 2

d_c = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tensión hasta el centro del refuerzo de flexión más próximo allí localizado (cm).

f_{ss} = esfuerzo de tensión en el refuerzo de acero para el estado límite de servicio (kg/cm^2).

h = espesor total o peralte del componente (cm).

d_ℓ = distancia desde la fibra de compresión extrema hasta el centroide de la barra de tracción extrema (cm).

La condición de exposición Clase 1 se aplica cuando las grietas pueden tolerarse por ser reducidas en lo concerniente a la apariencia y/o corrosión.

La condición de exposición Clase 2 se usa cuando las grietas aumentan y también en el diseño transversal de vigas cajón de concreto segmental por cualesquiera carga que se aplica antes de obtenerse la resistencia de concreto nominal completa. Los tableros de puentes y subestructuras expuestas al agua pueden también estar comprendidas en esta condición de exposición (C5.6.7).

El espaciamiento mínimo y máximo del refuerzo estará también en concordancia con las disposiciones de los Art. 5.10.3.1 y 5.10.3.2, respectivamente.

Si d_ℓ en los miembros de concreto no presforzado o parcialmente presforzado excede 0.90m, se distribuirá uniformemente a lo largo de ambas caras laterales del componente una armadura superficial longitudinal en la distancia $d_\ell/2$ más cercana al refuerzo de tensión por flexión. El área de la armadura superficial A_{sk} en cm^2/m de altura en cada cara lateral cumplirá:

$$A_{sk} \geq 0.1(d_\ell - 76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4} \quad (5.6.7-3)$$

donde:

A_{ps} = área del acero de presfuerzo (cm^2)

A_s = área del refuerzo en tensión (cm^2)

Sin embargo, el área total del refuerzo longitudinal superficial (por cara) no necesita exceder un cuarto del refuerzo de tensión por flexión requerido $A_s + A_{ps}$.

El espaciamiento máximo de la capa de refuerzo no excederá $d_i/6$ ó 30cm.

Tal refuerzo puede incluirse en el cálculo de la resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en las barras o alambres individuales.

3.1 | LÍMITES PARA EL REFUERZO

Refuerzo Máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

Refuerzo Mínimo (Art. 5.6.3.3)

La cantidad de refuerzo de tensión pretensado y no pretensado será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada M_r superior o igual al menor valor de:

- a) 1.33 veces el momento factorado requerido por las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia aplicable.

$$b) \quad M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (5.6.3.3-1)$$

Notas.-

- Con $\gamma_1 = 1.6$, $\gamma_3 = 0.75$ (acero de alta ductilidad ASTM A706-Grado 60), $S_{nc} = S_c$, la ecuación resulta:

$$M_{cr} = 1.2 f_r S_c$$

- Con $\gamma_1 = 1.6$, $\gamma_3 = 0.67$ (acero ASTM A615-Grado 60), $S_{nc} = S_c$, la ecuación resulta:

$$M_{cr} = 1.1 f_r S_c$$

Donde:

f_r = módulo de ruptura del concreto especificado en el Artículo 5.4.2.6

$$= 2.01 \sqrt{f_c'} \text{ para concreto de peso normal (kg/cm}^2\text{)}$$

f_{cpe} = esfuerzo en compresión en el concreto debido solamente a las fuerzas de presforzado efectivas (después de ocurridas las pérdidas del presfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tensión es causado por cargas aplicadas externamente (kg/cm²)

M_{dnc} = momento total por carga muerta sin factorar actuando en sección monolítica o no compuesta (kg-cm)

S_c = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tensión es causado por cargas aplicadas externamente (cm³)

S_{nc} = módulo de sección para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tensión es causado por cargas aplicadas externamente (cm³)

Valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} serán usados para cualquier sección compuesta intermedia. Donde se diseñen las vigas para la sección monolítica o no compuesta para resistir las cargas totales, S_{nc} se sustituirá por S_c en las ecuaciones anteriores para el cálculo de M_{cr} .

Los siguientes factores serán usados para tener en cuenta la variabilidad en la resistencia al agrietamiento por flexión del concreto, la variabilidad del presfuerzo, y la relación del esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo a determinar:

- γ_1 = factor de variabilidad del agrietamiento por flexión
 = 1.2 para estructuras segmentales prefabricadas
 = 1.6 para todas las otras estructuras de concreto
- γ_2 = factor de variabilidad del presfuerzo
 = 1.1 para tendones adheridos
 = 1.0 para tendones no adheridos
- γ_3 = relación de la resistencia de fluencia mínima especificada a la resistencia en tensión última del concreto.
 = 0.67 para el refuerzo Grado 60, A615
 = 0.75 para el refuerzo Grado 60, A706
 = 1.0 para estructuras de concreto presfuerzo

3.12 FACTORES DE RESISTENCIA

Tabla 3.12 Factores de Resistencia según el Art. 5.5.4.2, AASHTO

| CASO | ϕ |
|--|--------|
| Secciones de concreto armado de tensión controlada como lo especifica el Art. 5.6.2.1: | |
| Concreto peso normal | 0.90 |
| Concreto liviano | 0.90 |
| Secciones de concreto presfuerzo de tensión controlada con strands o tendones adheridos como lo especifica el Art. 5.6.2.1: | |
| Concreto peso normal | 1.00 |
| Concreto liviano | 1.00 |
| Secciones de concreto pos-tensado de tensión controlada con strands o tendones adheridos como lo especifica el Art. 5.6.2.1: | |
| Concreto peso normal | 0.90 |
| Concreto liviano | 0.90 |
| Corte y Torsión en secciones de concreto armado: | |
| Concreto peso normal | 0.90 |
| Concreto liviano | 0.90 |
| Corte y Torsión en secciones de concreto presfuerzo monolítico con strands o tendones adheridos: | |
| Concreto peso normal | 0.90 |
| Concreto liviano | 0.90 |
| Corte y Torsión en secciones de concreto presfuerzo monolítico con strands o tendones no adheridos: | |
| Concreto peso normal | 0.85 |
| Concreto liviano | 0.85 |
| Secciones de compresión controlada con espirales o zunchos como lo especificado en el Art. 5.6.2.1, excepto los especificado en los Art. 5.11.3 y 5.11.4.1.2 para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, estado límite de Evento Extremo | 0.75 |
| Apoyo sobre hormigón | 0.70 |
| Compresión en modelos de bielas y tirantes | 0.70 |

| | |
|--|------|
| Tensión en modelos de bielas y tirantes | |
| Concreto peso normal | 0.90 |
| Concreto liviano | 1.00 |
| Compresión en zonas de anclaje: | |
| Concreto peso normal | 0.80 |
| Concreto liviano | 0.80 |
| Tracción en el acero en las zonas de anclaje | 1.00 |
| Resistencia durante el hincado de pilotes | 1.00 |

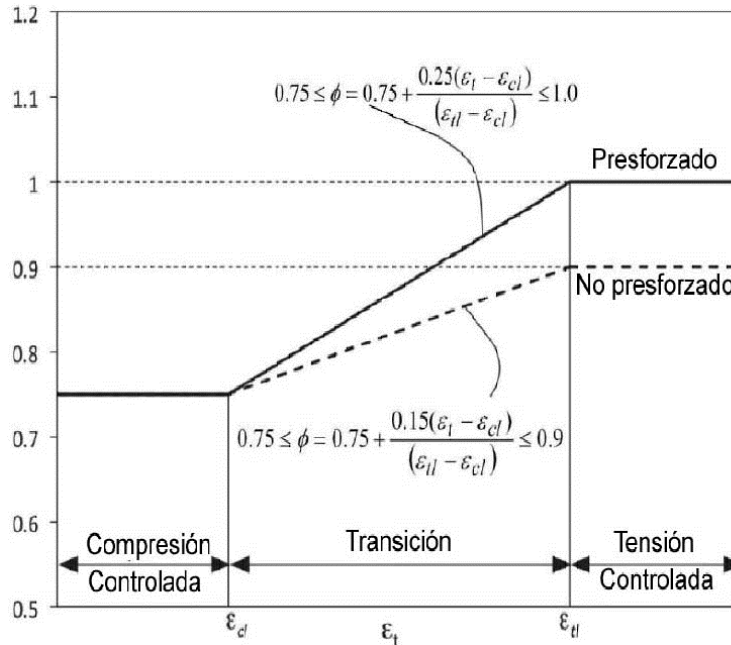


Fig. 3.1 Variación de ϕ con la deformación de tensión neta ϵ_t para refuerzo no presforzado y para acero de presfuerzo (Fig. C5.5.4.2-1, AASHTO)

NOTAS.-

- Para secciones en que la deformación de tensión neta en el acero de tracción extremo en la resistencia nominal está entre el límite de la deformación de compresión controlada ϵ_{cl} y el límite de la deformación de tensión ϵ_{tl} , el valor de ϕ varía linealmente.

Para elementos presforzados:

$$0.75 \leq \phi = 0.75 + \frac{0.25(\epsilon_t - \epsilon_{cl})}{(\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl})} \leq 1.0 \quad (5.5.4.2-1)$$

Para elementos no presforzados:

$$0.75 \leq \phi = 0.75 + \frac{0.15(\epsilon_t - \epsilon_{cl})}{(\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl})} \leq 1.0 \quad (5.5.4.2-2)$$

Esta última expresión para el acero de refuerzo Grado 60 en una sección de concreto armado rectangular, es:

$$0.75 \leq \phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (5.5.4.2-2)$$

Donde:

c = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro (cm)

d_t = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de tensión extremo (cm)

ϵ_t = deformación de tensión neta en el acero de tensión extremo en resistencia nominal

$$= \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) 0.003 \text{ para una sección de concreto armado rectangular}$$

ϵ_{cl} = límite de la deformación de compresión controlada en el acero de tensión extremo = 0.002 (para acero Grado 60)

ϵ_{tl} = límite de la deformación de tensión controlada en el acero de tensión extremo = 0.005 (para acero Grado 60)

- Para los estados límites de Servicio y Evento Extremo, $\phi=1.0$ excepto para bulones y columnas de hormigón en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 (Art. 1.3.2.1).

3.13 RECUBRIMIENTOS

(Art. 5.10.1)

Tabla 3.13 Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)
(Tabla 5.10.1-1, AASHTO)

| SITUACIÓN | RECUBRIMIENTO (mm) | SITUACIÓN | RECUBRIMIENTO (mm) |
|---|--------------------|--|--------------------|
| Exposición directa al agua salada | 100 | Pilotes prefabricados de hormigón armado | |
| Hormigonado contra el suelo | 75 | • Ambientes no corrosivos | 50 |
| Ubicaciones costeras | 75 | • Ambientes corrosivos | 75 |
| Exposición a sales anticongelantes | 60 | Pilotes prefabricados de hormigón pretensado | 50 |
| Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas | 60 | Pilares hormigonados in situ | |
| Otras situaciones exteriores | 50 | • Ambientes no corrosivos | 50 |
| Otras situaciones interiores | | • Ambientes corrosivos | |
| • Hasta barras No. 36 | 40 | - En general | 75 |
| • Barras No. 43 y No. 57 | 50 | - Armadura protegida | 75 |
| Fondo de losas hormigonadas in situ | | • Cáscaras | 50 |
| • Hasta barras No. 36 | 25 | • Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada | 75 |
| • Barras No. 43 y No. 57 | 50 | Alcantarillas prefabricadas de concreto | |
| Encofrados inferiores para paneles prefabricados | 20 | • Losa superior usada como superficie de conducción | 60 |
| Pilotes prefabricados de hormigón armado | | • Losa superior con menos de 0.60m de relleno no usada como superficie de conducción | 50 |
| • Ambientes no corrosivos | 50 | • Otros elementos | 25 |
| • Ambientes corrosivos | 75 | | |
| Pilotes prefabricados de hormigón pretensado | 50 | | |

Además, el recubrimiento para el acero de refuerzo y de presforzado no protegido será por lo menos el valor especificado en la Tabla 5.10.1-1 AASHTO, modificado por un factor según la relación agua/cemento W/CM:

- Para $W/CM \leq 0.4$ 0.8
- Para $W/CM \geq 0.5$ 1.2

3.14 ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

(5.10.8.2)

LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCIÓN (5.10.8.2.1a)

La longitud de desarrollo en tracción modificada l_d se toma como el producto entra la longitud básica de anclaje en tracción l_{db} y el factor o factores de modificación especificados. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 30cm, excepto para armadura de corte.

La longitud de desarrollo en tracción modificada l_d en cm será:

$$l_d = l_{db} \times \left(\frac{\lambda_{rl} \times \lambda_{cf} \times \lambda_{rc} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right) \quad (5.10.8.2.1a-1)$$

En la que:

$$l_{db} = 0.286 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.10.8.2.1a-2)$$

$$l_{db} = 1202 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} \text{ para } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.10.8.2.1a-2)$$

Donde:

l_{db} = longitud de desarrollo básica, cm

λ_{rl} = factor de localización del refuerzo

λ_{cf} = factor de revestimiento

λ = factor de modificación por densidad del concreto según el Art. 5.4.2.8

λ_{rc} = factor de confinamiento del refuerzo

λ_{er} = factor de exceso del refuerzo

f_y = tensión de fluencia, kg/cm²

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón, kg/cm²

d_b = diámetro nominal de la varilla o alambre de refuerzo, cm

Factores de modificación que aumentan l_d (5.10.8.2.1b)

La longitud básica de anclaje l_{db} se deberá multiplicar por el siguiente factor o factores:

- Para armadura superior horizontal colocada de manera que haya más de 30cm de hormigón debajo de la armadura: $\lambda_{rl} = 1.3$
- Para armadura superior horizontal colocada de manera que no hay más de 30cm de hormigón debajo de la armadura y $f'_c \geq 700 \text{ kg/cm}^2$: $\lambda_{rl} = 1.3$
- Para hormigón de baja densidad usar λ como lo especificado en el Art. 5.4.2.8
- Para barras recubiertas con resina epóxica en las cuales el recubrimiento de hormigón es menor que $3d_b$ o la separación libre entre las barras es menor que $6d_b$: $\lambda_{rf} = 1.5$
- Para barras recubiertas con resina epoxi no cubiertas por el ítem anterior: $\lambda_{rf} = 1.2$

No es necesario que el producto $\lambda_{rl} \times \lambda_{rf}$ sea mayor que 1.7.

Factores de modificación que disminuyen l_d (5.10.8.2.1c)

La longitud básica de anclaje l_{db} se deberá multiplicar por el siguiente factor o factores:

- Para el acero que está siendo desarrollado en la longitud considerada, λ_{rc} cumplirá:

$$0.4 \leq \lambda_{rc} \leq 1.0 \quad (5.10.8.2.1c-1)$$

Siendo:

$$\lambda_{rc} = \frac{d_b}{c_b + k_{tr}} \quad (5.10.8.2.1c-2)$$

$$k_{tr} = 40A_{tr} / (sn) \quad (5.10.8.2.1c-3)$$

Donde:

c_b = la menor de: la distancia desde el centro de la barra o alambre que está siendo desarrollado hasta la superficie de concreto más cercana y la mitad del espaciamiento centro a centro de las barras o alambres que están siendo desarrollados

k_{tr} = índice del refuerzo transversal

A_{tr} = área de la sección transversal total de todo el refuerzo transversal que está dentro del espaciamiento s y que cruza el plano potencial de ruptura a través del refuerzo que está siendo desarrollado.

s = máximo espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de l_d

n = número de barras o alambres desarrollados a lo largo del plano de ruptura

- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si en un elemento flexionado hay más armadura que la requerida por el análisis:

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ provista}}$$

LONGITUD DE DESARROLLO EN COMPRESIÓN (5.10.8.2.2a)

La longitud de desarrollo modificada en compresión l_d no será menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en compresión l_{db} y los factores de modificación especificados, ni menor que 20cm.

La longitud de desarrollo en compresión modificada l_d se toma como:

$$l_d = l_{db} \lambda_{er} \lambda_{rc} \quad (5.10.8.2.2a-1)$$

La longitud básica de desarrollo se toma como el mayor valor de:

$$l_{db} \geq \frac{0.076 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{319 d_b}{\sqrt{f'_c}}, \text{ ó} \quad (5.10.8.2.2a-2)$$

$$l_{db} \geq 0.0043 d_b f_y = 18 d_b f_y \quad (5.10.8.2.2a-3)$$

Donde:

f_y = tensión de fluencia (4200 kg/cm²)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón, kg/cm²

d_b = diámetro nominal de la varilla o alambre de refuerzo, cm

Factores de modificación

(Art. 5.10.8.2.2b)

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

- Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si hay más armadura que la requerida por el análisis:

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{requerida}}{A_s \text{provista}}$$

- Si la armadura está encerrada por una espiral formada por una barra de no menos de 0.6cm de diámetro y con un paso de no más de 10cm:

$$\lambda_{rc} = 0.75$$

PAQUETES DE BARRAS

(Art. 5.10.8.2.3)

La longitud de anclaje de las barras individuales que forman parte de un paquete, en tracción o compresión, deberá ser la correspondiente a la barra individual aumentada un 20 por ciento en el caso de paquetes de tres barras o 33 por ciento en el caso de paquetes de cuatro barras.

Para determinar los factores especificados, un paquete de barras se deberá tratar como una única barra cuyo diámetro se deberá determinar a partir del área total equivalente.

GANCHOS NORMALES EN TRACCIÓN

(Art. 5.10.8.2.4)

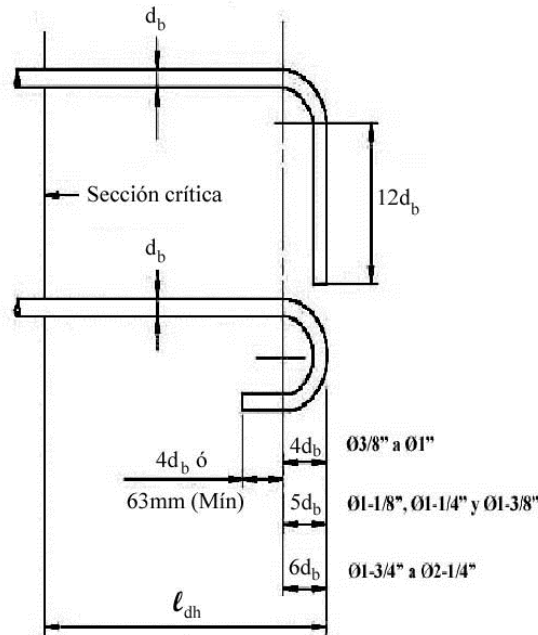


Fig. 3.2 Anclaje de ganchos normales (Fig. C5.10.8.2.4a-1, AASHTO)

Longitud de desarrollo de un gancho (Art. 5.10.8.2.4a)

La longitud de desarrollo modificada l_{dh} en mm, para las barras corrugadas en tracción que terminan en un gancho normal, se determina como la longitud de desarrollo básica en tensión l_{hb} ajustada por los factores de modificación aplicables especificados en el Art. 5.10.8.2.4b, pero no menor que el mayor de:

- 8.0 diámetros de la barra, y
- 15cm.

La longitud de desarrollo modificada l_{dh} de un gancho normal en tensión se deberá tomar como:

$$l_{dh} = l_{hb} \times \left(\frac{\lambda_{rc} \times \lambda_{cw} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right) \tag{5.10.8.2.4a-1}$$

En la que:

$$l_{hb} = \frac{0.076 d_b f_y}{\sqrt{f_c}} = \frac{319 d_b}{\sqrt{f_c}} \tag{5.10.8.2.4a-2}$$

Donde:

- l_{hb} = longitud de desarrollo básica, cm
- λ_{rc} = factor de confinamiento del refuerzo
- λ_{cw} = factor de revestimiento
- λ_{er} = factor de exceso del refuerzo

λ = factor de modificación de la densidad del concreto, según el Art. 5.4.2.8

f_y = tensión de fluencia (4200 kg/cm²)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón, kg/cm²

d_b = diámetro nominal de la varilla o alambre de refuerzo, cm

Factores de modificación

La longitud básica de desarrollo l_{hb} se deberá multiplicar por el siguiente factor o factores según corresponda:

- Para concreto liviano con una resistencia a la compresión de diseño no superior a 700 kg/cm², λ según el Art. 5.4.2.8
- Para barras recubiertas con resina epóxica, $\lambda_{cw} = 1.2$
- Para barras Ø1-3/8" o menores, ganchos con un recubrimiento perpendicular al plano del gancho mayor o igual que 6.4cm, y para ganchos a 90° con un recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no menor que 5.0cm, $\lambda_{rc} = 0.8$
- Para ganchos a 90° de barras Ø1-3/8" y menores que están encerrados dentro de espirales o estribos perpendiculares a la barra que está siendo desarrollada y la separación de éstos no es mayor que $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo l_{dh} del gancho; o encerrados dentro de espirales o estribos paralelos a la barra que está siendo desarrollada y la separación de estos no es mayor que $3d_b$ a lo largo de la longitud de la extensión del gancho más la curva, y en ambos casos la primera espiral o estribo dentro de la porción curva del gancho está dentro de $2d_b$ de la parte exterior de la curva, $\lambda_{rc} = 0.8$
- Para ganchos a 180° de barras Ø1-3/8" y menores que están encerrados dentro de espirales o estribos perpendiculares a la barra que está siendo desarrollada y la separación de éstos no es mayor que $3d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo l_{dh} del gancho y la primera espiral o estribo dentro de la porción curva del gancho está dentro de $2d_b$ de la parte exterior de la curva, $\lambda_{rc} = 0.8$
- Para anclajes o desarrollos donde no se requiere la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si hay más armadura que la requerida por el análisis:

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ provista}}$$

3.15 SEPARACIÓN DE LAS BARRAS DE ARMADURA

Separación Mínima

(Art. 5.10.3.1)

Separación horizontal: Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que 1.5 veces el diámetro nominal de las barras, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, ó 4.0 cm

Para el hormigón prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que el diámetro nominal de las barras, 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso ó 2.5 cm

Separación vertical: Excepto en los tableros en los cuales se coloca armadura paralela en dos o más capas, con una distancia libre entre capas no mayor que 15 cm, las barras de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre las de la capa inferior, y la distancia libre entre capas deberá ser mayor o igual que 2.5 cm ó el diámetro nominal de las barras.

Paquetes de Barras: El número de barras paralelas dispuestas en un paquete de manera que actúen como una unidad no deberá ser mayor que cuatro, excepto que en los elementos flexionados en ningún paquete el número de barras mayores que $\emptyset 1-3/8$ " deberá ser mayor que dos.

Los paquetes de barras deberán estar encerrados por estribos o zunchos.

Cada una de las barras individuales de un paquete que se interrumpe dentro de un tramo deberá terminar en secciones diferentes, separadas como mínimo 40 diámetros de barra. Si las limitaciones de separación entre barras se basan en el tamaño de las barras, un paquete de barras se deberá tratar como una barra individual cuyo diámetro se obtiene a partir de la sección equivalente total.

Separación Máxima

(Art. 5.10.3.2)

La separación de la armadura en muros y losas no deberá ser mayor que 1.5 veces el espesor del elemento ó 45 cm.

3.16 ARMADURA TRANSVERSAL

Regiones que requieren Estribos

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

$$V_u > 0.5\emptyset(V_c + V_p) \quad (5.7.2.3-1)$$

ó donde los efectos de torsión sean considerados:

$$T_u > 0.25\emptyset T_{cr} \quad (5.7.2.1-3)$$

Donde:

V_u = fuerza de corte mayorada

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte

\emptyset = factor de resistencia

T_u = momento torsor mayorado

T_{cr} = momento de fisuración por torsión

Mínima Armadura Transversal

(Art. 5.7.2.5)

$$A_v \geq 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.7.2.5-1)$$

Donde:

 A_v = área de la armadura transversal en una distancia s (cm^2) b_v = ancho del alma (cm) s = separación de la armadura transversal (cm) f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal (kg/cm^2) λ = factor de modificación por densidad del concreto según el Art. 5.4.2.8**Máxima Separación de la Armadura Transversal** (5.7.2.6)

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que:

$$S_1 \quad v_u < 0.125f'_c \quad s_{\text{máx}} = 0.8d_v \leq 60 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-1)$$

$$S_1 \quad v_u \geq 0.125f'_c \quad s_{\text{máx}} = 0.4d_v \leq 30 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-2)$$

Donde:

 v_u = esfuerzo unitario de corte (kg/cm^2) d_v = altura de corte efectiva tomada como la distancia medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0.9d_e$ ó $0.72h$ (cm) (Art. 5.7.2.8) d_e = altura hasta el centroide del acero pretensado (cm)**Tensión de Corte en el Hormigón**

Se determina como:

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.7.2.8-1)$$

donde:

 b_v = ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro (cm) d_v = altura de corte efectiva, como lo ya definido (cm) ϕ = factor de resistencia para corte**Resistencia al Corte Mayorada V_r**

Se toma como:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1-1)$$

Resistencia Nominal al Corte V_n

Se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3.-1)$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.7.3.3-2)$$

- La resistencia nominal del concreto al corte se toma:

$$V_c = 0.265 \beta \lambda \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

- La resistencia nominal del acero al corte es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha}{s} \quad (5.7.3.3-4)$$

Nota.- Para $\beta=2$ y $\theta=45^\circ$, (Art. 5.7.3.4.1, proceso simplificado), aplicable entre otros casos cuando la sección posee la mínima cantidad de refuerzo transversal señalada en el Art. 5.7.2.5, y además $\lambda=1$, las ecuaciones anteriores se convierten en:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}, \text{ con } \alpha=90^\circ \quad (5.7.3.3-1)$$

Con lo que la resistencia nominal al corte de un elemento de concreto armado con refuerzo transversal mínimo (proceso simplificado), se puede tomar como:

$$V_u = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v + \phi \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

Donde:

b_v = ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v (cm)

d_v = altura de corte efectiva (cm)

s = separación de los estribos (cm)

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal ($^\circ$)

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto al eje longitudinal ($^\circ$)

λ = factor de modificación por densidad del concreto según el Art. 5.4.2.8

$\phi = 0.90$ (factor de resistencia por corte)

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s (cm^2)

V_c = cortante resistente nominal del concreto (kg)

V_s = cortante resistente nominal del acero (kg)

V_p = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (kg)

Procedimiento simplificado para la determinación de β y θ en secciones no pretensadas (Art. 5.7.3.4.1)

Para cimientos de concreto en los cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara de la columna, pilar o tabique es menor que $3d_v$ con o sin armadura transversal, y para otras secciones de hormigón no pretensado no solicitadas a tracción axial y que contienen al menos el refuerzo transversal mínimo especificado

por el Art. 5.7.2.5, o que tienen una altura total menor que 40 cm, se puede utilizar: $\beta = 2.0$, $\theta = 45^\circ$

Procedimiento general para la determinación de β y θ (Art. 5.7.3.4.2)

A no ser que se utilicen las disposiciones del Apéndice B5 AASHTO, para secciones que contengan al menos la mínima cantidad de refuerzo transversal especificada en el Art. 5.7.2.5, el valor de β se puede calcular con:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (5.7.3.4.2-1)$$

Cuando las secciones no contengan al menos la mínima cantidad de refuerzo por corte, el valor de β es:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})} \quad (5.7.3.4.2-2)$$

El valor de θ en ambos casos puede tomarse como:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (5.7.3.4.2-3)$$

En las ecuaciones anteriores ε_s es la deformación de tensión longitudinal neta de la sección en el centroide del refuerzo de tensión.

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (5.7.3.4.2-4)$$

Nota.- En secciones no presforzadas sin carga axial, la ecuación anterior se transforma en:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u| \right)}{E_s A_s} \quad (5.7.3.4.2-4)$$

El parámetro de espaciamiento por agrietamiento s_{xe} , se toma como:

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \quad (\text{pulg.}) \quad (5.7.3.4.2-7)$$

$$12'' \leq s_{xe} \leq 80''$$

Siendo:

A_{ps} = área del acero de presfuerzo en el lado de tensión por flexión

A_s = área del acero no presforzado en el lado de tensión por flexión

a_g = tamaño máximo del agregado (pulg.)

f_{po} = parámetro que para niveles usuales de presforzado puede tomarse como $0.7f_{pu}$ en miembros pretensados y postensados

N_u = fuerza axial factorada, positiva en tensión y negativa en compresión

$|M_u|$ = valor absoluto del momento factorado, no menor que $|V_u - V_p|d_v$
 s_x = el menor de d_v ó la distancia máxima entre capas del refuerzo para control del agrietamiento longitudinal, donde el área de refuerzo en cada capa no sea menor que $0.003b_v s_x$ (ver Fig. 5.7.3.4.2-3 AASHTO), pulg.
 V_u = fuerza de corte factorada

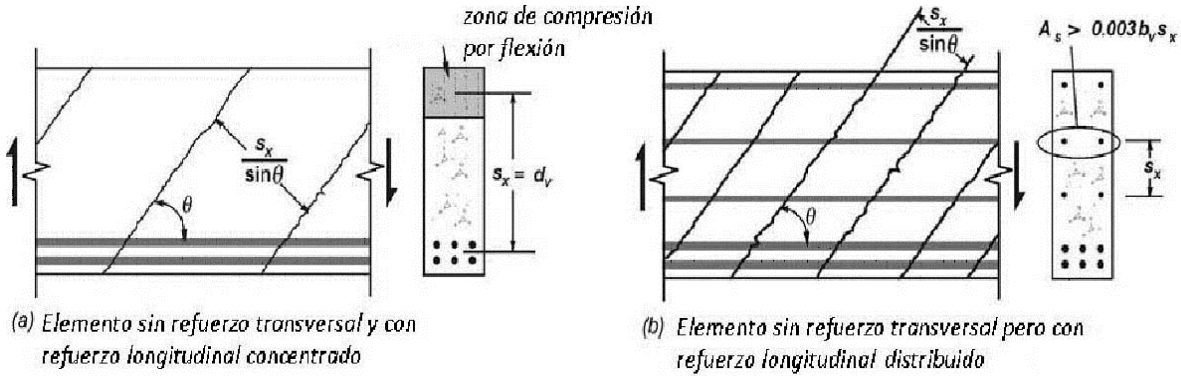


Fig. 3.3 Definición del parámetro de espaciamiento por agrietamiento s_x (Fig. 5.7.3.4.2-3, AASHTO)

3.17 FATIGA

Carga de Fatiga

(Art. 3.6.1.4)

La carga de fatiga será un camión de diseño como lo especificado, pero con una separación constante de 9.14 m entre los ejes de 14.52 T. A la carga de fatiga se le deberá aplicar el respectivo incremento por carga dinámica.

Estado Limite de Fatiga

(Art. 5.5.3)

La fatiga no necesita investigarse en losas de concreto actuando como tableros en sistemas multivigas ó en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado. Se usará la sección fisurada cuando la sumatoria de las tensiones debidas a las cargas permanentes no mayoradas y las tensiones de pretensado en la combinación de carga de Fatiga I, de por resultado una tensión de tracción mayor que $0.80\sqrt{f'_c}$.

El rango límite de fatiga $(\Delta F)_{TH}$ para barras rectas con $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ es:

$$(\Delta F)_{TH} \leq 1828 - 0.367f_{min} \quad (5.5.3.2-1)$$

Donde:

$(\Delta F)_{TH}$ = rango límite de fatiga (kg/cm^2)

f_{min} = mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de carga de Fatiga I combinada con la tensión más severa debida ya sea a las cargas permanentes o a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva, la compresión negativa

3.18 BARRERAS DE CONCRETO

El propósito de una barrera de concreto en el caso de una colisión vehicular es redirigir el vehículo de una manera controlada. La barrera debe ser adecuada para resistir el impacto inicial de la colisión y seguir siendo eficaz en la reorientación del vehículo, debiendo por ello cumplir requisitos de resistencia y geometría.

Secciones de barreras junto a cuantías de acero que pueden controlar colisiones se han desarrollado a lo largo de los años y se ha demostrado su eficacia por pruebas de choque.

Los requisitos de resistencia dependen del volumen de camiones y la velocidad del tráfico previsto. Las fuerzas de diseño y su ubicación en relación con la losa de puente están dadas en seis niveles según la Tabla AASHTO A13.2-1.

Cabe destacar que un sistema de barreras y su conexión a la cubierta sólo se autoriza después de demostrar que es satisfactorio a través de pruebas de choque en barreras a escala natural para el nivel de prueba deseado [13.7.3.1]. Si se realizan modificaciones menores a modelos ya probados, que no afectan su resistencia, pueden utilizarse sin las pruebas de impacto requeridas. Así mismo es importante detallar el acero que se extiende de la barrera a la losa y analizar la resistencia del voladizo para la transferencia de la carga de choque.

Número de lados aptos para el impacto

En función de su número de lados, las barreras se clasifican en simples y dobles. Las simples tienen una sección transversal que presenta un solo lado apto para el impacto. Las dobles, en cambio, cuentan una sección transversal con ambos lados aptos para el impacto.

La barrera simple es un elemento longitudinal y asimétrico que se utiliza como barrera lateral, al lado derecho de la calzada o en pares opuestos como separador central. Se ubica a los lados de una vía frente a terraplenes, depresiones o estructuras que signifiquen posibilidad de colisión. Sirven también como protección de los muros de contención, revestimiento de túneles y barandas de puentes.

Las barreras dobles son elementos longitudinales simétricos que se utilizan como separador central entre calzadas en vías con doble sentido de circulación, al mismo nivel o escalonadas. Están destinadas a resistir los choques frontales, que son los causantes del mayor número de accidentes mortales.

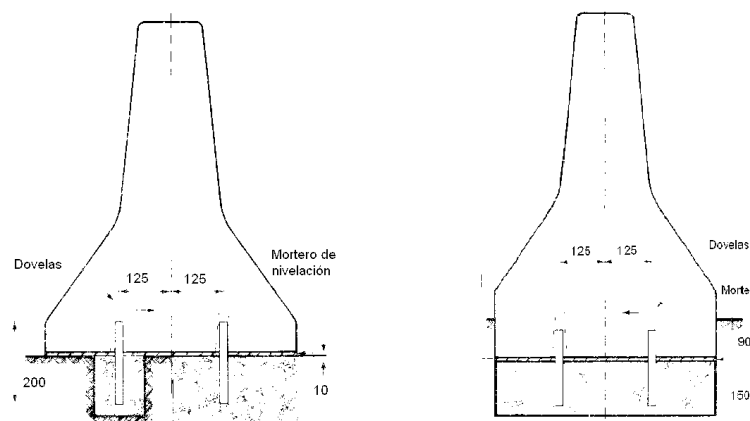


Fig. 3.4 Barreras dobles ancladas en la calzada

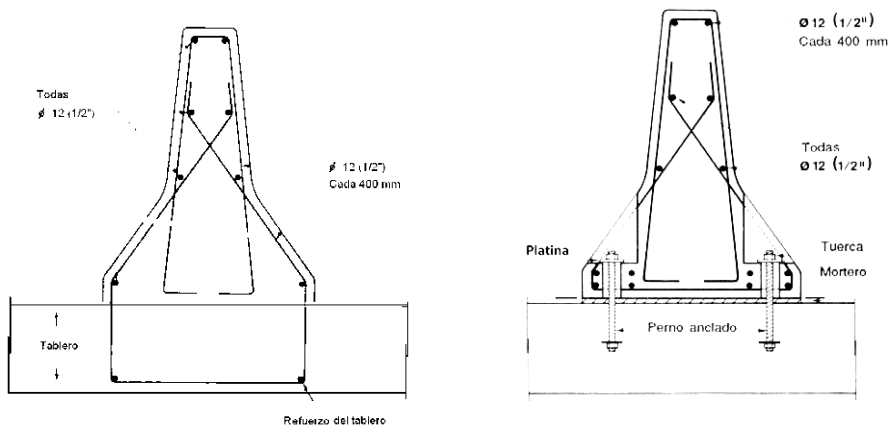


Fig. 3.5 Barreras dobles ancladas en una losa de puentes

Criterios de capacidad de contención

En función del tipo de vehículos que son capaces de contener, las barreras se pueden clasificar en normales y especiales. Estas últimas son barreras cuyo comportamiento frente al impacto ha sido mejorado, con el fin de garantizar su eficacia ante el impacto de vehículos pesados.

En el caso de las colisiones severas, es importante definir los daños que producen en el conductor y los pasajeros, por efecto de la desaceleración que se produce, asumiendo diferentes direcciones. Este factor ha sido estudiado en pruebas desarrolladas en estaciones experimentales, con diferentes tipos de vehículos y maniqués en los que se instalan distintos sensores.

En condiciones de tráfico simuladas en estaciones experimentales, el comportamiento de los vehículos se registra dentro de un valor conocido como índice de severidad, cuyo límite máximo es la unidad, que representa la posibilidad de que los ocupantes no sufran daños.

La regulación define las pruebas de choque a las cuales debe estar sujeta la barrera. Basadas en las características de desempeño, han sido definidas pruebas caracterizadas por la masa y la velocidad del vehículo colisionador, y por el ángulo (estándar) correspondiente al impacto vehículo-barrera.

La regulación requerida para definir el emplazamiento y el carácter de las barreras en el sistema vial debe comprender: a) las diferentes magnitudes de índice de severidad, que pueden ser homologadas de la experiencia internacional; b) el tipo de tráfico de acuerdo con el porcentaje de vehículos pesados que se prevén para la vía; y c) el tipo de vía según la norma oficial que las caracteriza, considerando vías extraurbanas y vías urbanas.

LA BARRERA TIPO NEW JERSEY

Perfil geométrico

La Norma Técnica Peruana 339.222:2008 Sistemas Viales de Contención de Vehículos, adopta tres perfiles basados en la barrera New Jersey: el tradicional, el perfil F y el perfil mejorado.

El perfil de la barrera New Jersey, que se aprecia en la figura 1, está compuesto por tres tramos, cada uno de los cuales tiene una función específica en su comportamiento.

El tramo inferior: Es un plano vertical con una altura de 75 ± 10 mm, medidos a partir del nivel de la rasante (pavimento).

Posteriormente a la colocación de una sobrecapa en la vía, este tramo inferior puede incrementarse hasta una altura de 150 mm, sin que por ello modifique el comportamiento de los vehículos que chocan contra la barrera. Sin embargo, hay que tener en cuenta que cualquier reducción de la altura de este tramo por debajo de 65 mm puede alterar negativamente su comportamiento.

Tramo intermedio: Es un plano de transición localizado inmediatamente sobre el tramo vertical. Tiene una inclinación de 55° con respecto a la horizontal, y unas proyecciones de 250 mm sobre la vertical y de 175 mm sobre la horizontal. Es conveniente que esté unido al tramo interior mediante una transición circular de 200 mm de radio.

Tramo superior: Es un plano que tiene una inclinación de 84° con respecto a la horizontal y se prolonga hasta completar los 800 mm de altura de la barrera sobre el nivel de la rasante. También resulta conveniente que esté unido al anterior mediante una transición circular de 200 mm de radio.

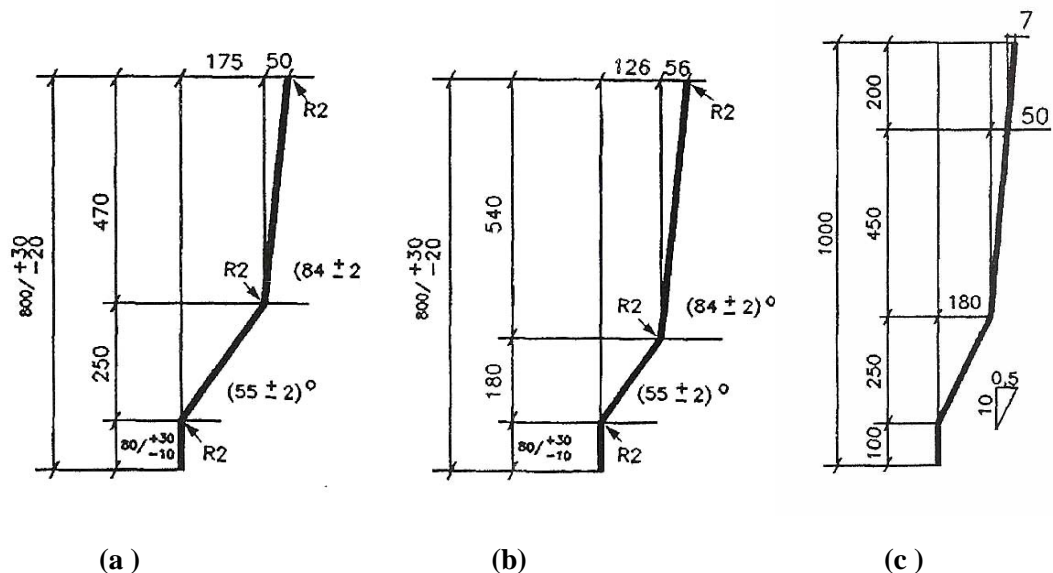


Fig. 3.6 Perfiles de barreras: (a) New Jersey, (b) Perfil F y (c) Perfil New Jersey recreado

Comportamiento de las barreras New Jersey

Al momento del choque, la rueda frontal del vehículo se pone en contacto con la parte vertical, de 7,5 cm de altura, que tiende a frenar y enderezar el vehículo.

La rueda asciende por la cara inclinada 55° , y una o ambas ruedas y el costado del vehículo son levantados hasta 26 cm por encima de la calzada. Esta elevación absorbe la energía del impacto y, equilibra el momento de vuelco mediante la compresión de la suspensión del vehículo. Con pequeños ángulos de impacto, esto sucede sin que la carrocería golpee la barrera.

Si la velocidad del vehículo y el ángulo de impacto son suficientemente altos, la rueda continúa ascendiendo por encima del talud de 55° y se pone en contacto con la parte superior casi vertical de la barrera. Esto completa el frenado y el encauzamiento del vehículo, redirigiéndolo al carril contiguo a la barrera, paralelamente a ésta.

De acuerdo con el esquema de interacción vehículo-barrera, una barrera con perfil New Jersey que sea adecuada en términos estructurales absorberá la energía producida durante el impacto y posteriormente encauzará al vehículo. Sin embargo, para que esto se realice de manera satisfactoria, los parámetros de la trayectoria del vehículo y la disipación de energía deben estar dentro de los límites permisibles para sus ocupantes.

Mecanismo de absorción de la energía cinética

Las fuerzas involucradas en el impacto contra una barrera producen una cantidad de energía cinética relativamente grande y para que el encauzamiento del vehículo sea eficiente, se requiere disipar esa energía producida haciendo que este absorba la menor cantidad posible, lo que depende del peso, el ángulo de incidencia y la velocidad del vehículo. Esta última se puede determinar calculando los componentes en las direcciones paralela y perpendicular a la barrera.

Suponiendo que durante la colisión no se aplicaran los frenos, en un encauzamiento satisfactorio la disipación de la energía paralela a la barrera se efectúa a través de la fuerza de fricción que se desarrolla por el contacto del vehículo con la barrera y de las llantas con el pavimento. En la mayoría de los diseños de barreras, la carrocería del vehículo que choca estará en contacto con la barrera hasta el momento en que éste sea encauzado.

Sin embargo, para la barrera de concreto y en ángulos de incidencia pequeños, el único contacto del vehículo durante la colisión puede ser el de la llanta delantera del lado correspondiente. Así, la fuerza de fricción entre el vehículo y la barrera se origina en la llanta a medida que ésta sube y cambia de dirección debido a la menor pendiente del tramo de transición. El componente de la energía total perpendicular a la barrera debe ser absorbido en la retención del vehículo. Esto se lleva a cabo a través de la deformación elástica y plástica de la barrera, del vehículo o de ambos. En un sistema rígido, si la barrera no falla, una cantidad mínima de energía es absorbida por esta; y otra muy pequeña, por el suelo. Por lo tanto, en

estas condiciones, el vehículo debe absorber o disipar casi toda esta energía.

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA BARRERAS DE CONCRETO

Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular (A13.2)

La referida Especificación AASHTO señala:

Tabla 3.14 Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular (Tabla A13.2-1, AASHTO)

| Fuerzas de diseño y simbología | Niveles de Ensayo para las Barandas | | | | | |
|---------------------------------|-------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | TL-1 | TL-2 | TL-3 | TL-4 | TL-5 | TL-6 |
| Transversal F_t (N) | 60.000 | 120.000 | 240.000 | 240.000 | 550.000 | 780.000 |
| Longitudinal F_l (N) | 20.000 | 40.000 | 80.000 | 80.000 | 183.000 | 260.000 |
| Vertical descendente F_v (N) | 20.000 | 20.000 | 20.000 | 80.000 | 355.000 | 355.000 |
| L_t y L_l (mm) | 1220 | 1220 | 1220 | 1070 | 2440 | 2440 |
| L_v (mm) | 5500 | 5500 | 5500 | 5500 | 12.200 | 12.200 |
| H_e (mín.) (mm) | 460 | 510 | 610 | 810 | 1070 | 1420 |
| Mínima altura del riel H (mm) | 685 | 685 | 685 | 810 | 1070 | 2290 |

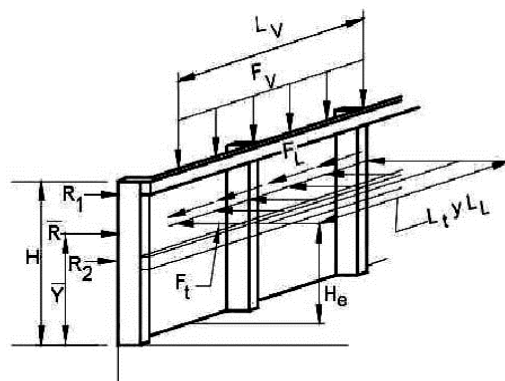


Fig. 3.7 Fuerzas de diseño en una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal (Fig. A13.2-1, AASHTO)

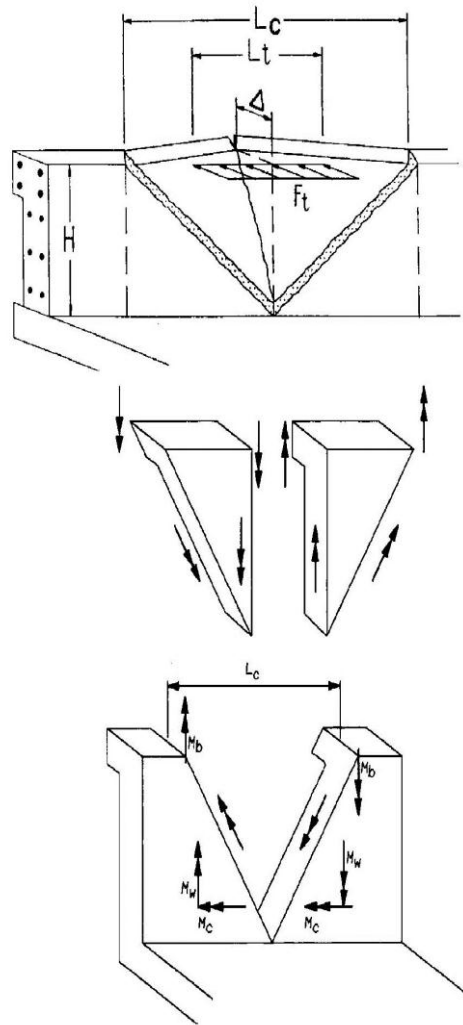


Fig. 3.8 Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón por el impacto en un segmento de muro (Fig. CA13.3.1-1, AASHTO)

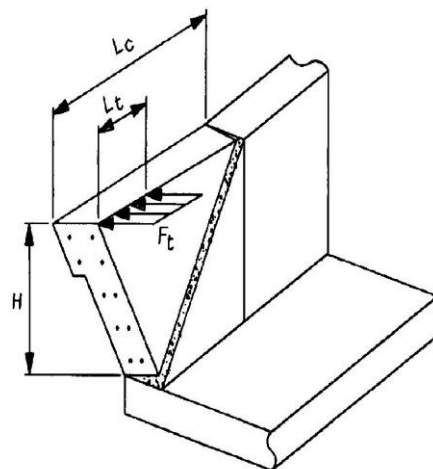


Fig. 3.9 Análisis por líneas de fluencia de un muro de concreto para el impacto cerca del extremo en un segmento de muro (Fig. CA13.3.1-2, AASHTO)

Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo

- TL-1 – Nivel de Ensayo Uno: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad;
- TL-2 – Nivel de Ensayo Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas;
- TL-3 – Nivel de Ensayo Tres: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;
- TL-4 – Nivel de Ensayo Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados;
- TL-5 – Nivel de Ensayo Cinco: Generalmente aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y
- TL-6 – Nivel de Ensayo Seis: Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

Barreras de Hormigón

(A13.3.1)

Para las barreras o parapetos de hormigón armado y pretensado se pueden 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:

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

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

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

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

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

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

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 (kg)

H = altura del muro (m)

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

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t (m)

R_w = resistencia transversal total de la baranda (kg)

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

M_c = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (kg-m/m)

M_w = resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical (kg-m/m)

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.

Diseño del volado del tablero (A13.4)

Los volados del tablero de un puente se deben 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 II.

Caso de Diseño 2: fuerzas verticales especificadas en el Artículo A13.2 – Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo II.

Caso de Diseño 3: cargas que ocupan el volado, especificadas en el Artículo 3.6.1 – Estado Límite de Resistencia I.

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 kg-m/m, que actuando conjuntamente con la fuerza de tracción T en kg/m 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:

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

donde:

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

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

H = altura del muro (m)

T = fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero (kg/m)

El diseño del vuelo del tablero para las fuerzas verticales especificadas en el Caso de Diseño 2 se deberá basar en la porción del tablero en voladizo.

Transferencia de Corte en las Interfases – Corte por Fricción (Art. 5.7.4)

Se debe considerar la transferencia de corte en la interfase en un plano dado por: una fisura existente o potencial, una interfase entre diferentes materiales, o una interfase entre dos hormigones colados en diferentes momentos.

La resistencia nominal al corte del plano de interfase se debe tomar como:

$$V_{nt} = cA_{cv} + \mu[A_{vf}f_y + P_c] \quad (5.7.4.3-3)$$

La resistencia nominal al corte utilizada en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre los siguientes:

$$V_{nt} \leq K_1 f'_c A_{cv} \quad (5.7.4.3-4)$$

ó bien

$$V_{nt} \leq K_2 A_{cv} \quad (5.7.4.3-5)$$

donde:

V_n = resistencia nominal al corte (kg)

A_{cv} = área del hormigón que participa de la transferencia de corte (cm²)

A_{vf} = área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte (cm²)

f_y = tensión de fluencia de la armadura (Kg/cm²)

c = factor de cohesión especificado en el Artículo 5.7.4.4 (kg/cm²)

μ = coeficiente de fricción especificado en el Artículo 5.7.4.4

P_c = fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es de tracción $P_c = 0,0$ (kg)

f'_c = resistencia especificada del hormigón más débil a 28 días (kg/cm²)

K_1 = fracción de la resistencia de concreto disponible para resistir el corte de la interface, según el Art. 5.7.4.4

K_2 = resistencia al corte de la interface límite especificado en el Art. 5.7.4.4 (kg/cm²)

La armadura para el corte en las interfaces entre hormigones de losas y vigas puede consistir en barras individuales, estribos de múltiples ramas o las ramas verticales de una malla de alambre soldada. En el caso de las

vigas, la separación longitudinal entre filas de barras de armadura no deberá ser mayor que 60cm.

El área mínima de refuerzo por corte en la interface, siendo b_v =ancho de la interfase, es:

$$A_{vf} \geq \frac{352b_v}{f_y} \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \quad (5.7.4.2-1 \text{ y } C5.7.4.2)$$

En el caso de una losa de concreto vaciada sobre una superficie de viga de concreto limpia, libre de nata, A_{vf} mínima no necesita exceder el menor valor de la cantidad determinada según la ecuación anterior y la cantidad requerida para resistir $1.33V_{vt}/\phi$ determinada al usar la Ec. 5.7.4.3-3

Cohesión y Fricción

(Art. 5.7.4.4)

Para el coeficiente de cohesión, c , y el coeficiente de fricción, μ , se deberán tomar los siguientes valores:

- Para una losa de concreto vaciada sobre una superficie de viga limpia, libre de nata, con una superficie rugosa de 6 mm de amplitud:
 - $c = 20 \text{ kg/cm}^2$
 - $\mu = 1.0$
 - $K_1 = 0.3$
 - $K_2 = 127 \text{ kg/cm}^2$ para concreto de peso normal
 - $= 91 \text{ kg/cm}^2$ para concreto de peso ligero
- Para concreto de peso normal vaciado de forma monolítica:
 - $c = 28 \text{ kg/cm}^2$
 - $\mu = 1.4$
 - $K_1 = 0.25$
 - $K_2 = 105 \text{ kg/cm}^2$
- Para concreto ligero vaciado o no de forma monolítica sobre una superficie de concreto limpia, libre de nata, con una superficie a la cual se le ha introducido una rugosidad intencional de 6 mm de amplitud:
 - $c = 17 \text{ kg/cm}^2$
 - $\mu = 1.0$
 - $K_1 = 0.25$
 - $K_2 = 70 \text{ kg/cm}^2$
- Para concreto de peso normal vaciado sobre una superficie de concreto limpia, libre de nata, con una superficie a la cual se le ha introducido una rugosidad intencional de 6 mm de amplitud:
 - $c = 17 \text{ kg/cm}^2$
 - $\mu = 1.0$
 - $K_1 = 0.25$
 - $K_2 = 105 \text{ kg/cm}^2$
- Para concreto vaciado sobre una superficie de concreto limpia, libre de nata y sin rugosidad intencional:
 - $c = 5 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = 0.6$$

$$K_1 = 0.2$$

$$K_2 = 56 \text{ kg/cm}^2$$

- Para concreto anclado a acero estructural laminado con conectores de cortante ó barras de armadura, donde todo el acero en contacto con el concreto está limpio y libre de pintura:

$$c = 1.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.7$$

$$K_1 = 0.2$$

$$K_2 = 56 \text{ kg/cm}^2$$

Para las ménsulas, cartelas y resaltos horizontales tipo viga, el factor de cohesión, c , se deberá tomar igual a 0,0.

PROBLEMAS

PROBLEMA 3.1 Diseñar una losa de puente simplemente apoyada de 8.0m de longitud, con armadura principal paralela al tráfico y la sección transversal que se muestra. Utilizar concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. La carga viva a utilizar es HL-93.

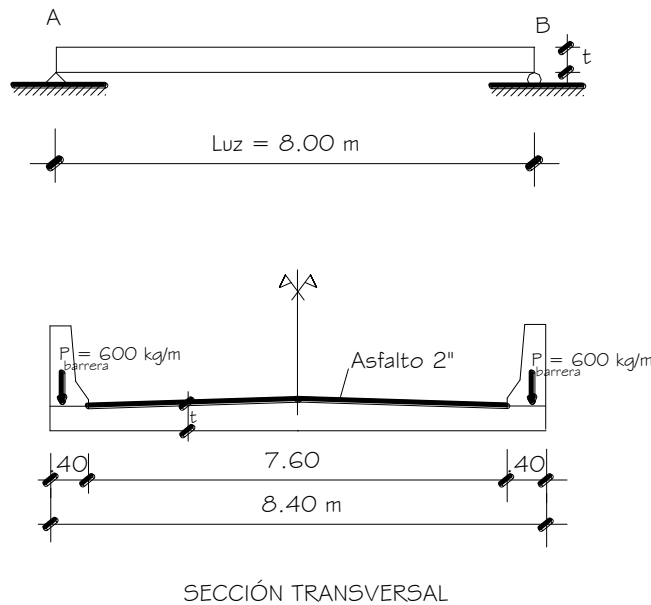


Fig. 3.10 Puente tipo losa a diseñar

Solución.-

A) Pre-dimensionamiento

$$t_{\text{mín}} = \frac{1.2(S + 3)}{30} \quad (\text{Tabla 2.5.2.6.3-1})$$

$$= \frac{1.2(8 + 3)}{30} = 0.44 \text{ m}$$

Tomamos $t = 0.45 \text{ m}$

B) Diseño de franja interior (1.0m de ancho)

B.1) Momentos de flexión por cargas

Carga muerta (DC):

$$w_{\text{losa}} = 0.45 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1.08 \text{ T/m}$$

$$M_{\text{DC}} = \frac{w_{\text{losa}} L^2}{8} = \frac{1.08(8)^2}{8} = 8.64 \text{ T-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

$$w_{\text{asf } 2^{\circ}} = 0.05\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2.24\text{T/m}^3 = 0.112\text{T/m}$$

$$M_{\text{DW}} = \frac{w_{\text{asf } 2^{\circ}} L^2}{8} = \frac{0.112(8)^2}{8} = 0.90 \text{ T-m}$$

Carga viva (LL):

De la Tabla A2.1, APÉNDICE A2.2, para carga HL-93, y con la consideración de carga dinámica (33%) en estado límite de Resistencia I:

$M_{\text{LL+IM}} = 59.19\text{T-m}$ (a 0.30m del centro de luz. Sin embargo, aún cuando no ocurre en el centro como en el caso de las cargas anteriores, utilizaremos de modo conservador este momento).

Siendo la luz del puente $L=8\text{m} > 4.6\text{m}$, el ancho de faja E para carga viva es aplicable (Art. 4.6.2.1.2). El momento se distribuye en un ancho de faja para carga viva E :

Caso de 2 ó más vías cargadas:

$$E = 2.1 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (4.6.2.3-2)$$

siendo:

$$L_1 = \text{luz real} \leq 18\text{m} = 8\text{m}$$

$$W_1 = \text{ancho real} \leq 18\text{m} \text{ (2 ó más vías)} = 8.4\text{m}$$

$$W_1 = \text{ancho real} \leq 9\text{m} \text{ (para 1 vía)} = 8.4\text{m}$$

$$W = \text{ancho total} = 8.4\text{m}$$

$$N_L = \text{número de vías; en general la parte entera de la relación } w/3.6, \text{ siendo } w \text{ el ancho libre de la calzada (Art. 3.6.1.1.1)} \\ = 7.6/3.6 = 2$$

$$E = 2.1 + 0.12\sqrt{8 \times 8.4} \leq \frac{8.4}{2} \text{ m}$$

$$E = 3.08\text{m} \leq 4.20\text{m}$$

Caso de una vía cargada: (incluye el factor de presencia múltiple, C4.6.2.3):

$$E = 0.25 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \quad (4.6.2.3-1)$$

$$E = 0.25 + 0.42\sqrt{8 \times 8.4}$$

$$E = 3.69\text{m}$$

El ancho de faja crítico es $E = 3.08\text{m}$

$$M_{\text{LL+IM}} = \frac{59.19\text{T-m}}{3.08\text{m}} = 19.22 \text{ T-m/m}$$

B.2) Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1-1)

MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA INTERIOR)

| Carga | M(+) T-m | γ | | |
|-------|----------|---------------|------------|----------|
| | | Resistencia I | Servicio I | Fatiga I |
| DC | 8.64 | 1.25 | 1.0 | 0 |
| DW | 0.90 | 1.50 | 1.0 | 0 |
| LL+IM | 19.22 | 1.75 | 1.0 | 1.5 |

$$\text{Resistencia I: } U = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL+IM)]$$

$$\text{Servicio I: } U = n[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL+IM)]$$

$$\text{Fatiga I: } U = n[1.50(LL+IM)]$$

B.3) Cálculo del Acero

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25(8.64) + 1.50(0.90) + 1.75(19.22) = 45.79 \text{ T-m}$$

As principal paralelo al tráfico

Utilizando As $\emptyset 1''$ y recubrimiento $r = 2.5 \text{ cm}$ (Tabla 5.10.1-1)

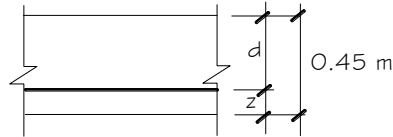


Fig. 3.11 Peralte efectivo para el acero principal

$$z = 2.5 + \frac{2.54}{2} = 3.77 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 3.77 \text{ cm} = 41.23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{45.79 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(41.23 - \frac{a}{2}\right)} = 31.49 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 5.54 \text{ cm}$$

$$\text{La separación será: } s = \frac{5.10}{31.49} = 0.16 \text{ m}$$

USAR 1 $\emptyset 1''$ @ 0.16m

Ahora, como $c = a/\beta_1 = 5.54 \text{ cm}/0.85 = 6.52 \text{ cm}$

$$\emptyset = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\emptyset = 0.65 + 0.15 \left(\frac{41.23\text{cm}}{6.52\text{cm}} - 1 \right) = 1.45 > 0.9$$

Luego, $\emptyset=0.9$ como lo supuesto.

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) M_{cr} = 1.1 f_r S = 1.1 (33.63\text{kg/cm}^2)(33,750\text{cm}^3) = 12.49\text{T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01 \sqrt{280} = 33.63\text{kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(45)^2/6 = 33,750 \text{ cm}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 1.33(45.79\text{T-m}) = 60.90\text{T-m}$$

El menor valor es 12.49 T-m y la cantidad de acero calculada (31.49cm²) resiste $M_u=45.79\text{T-m} > 12.49\text{T-m}$ OK!

As de distribución

$$\% = \frac{55}{\sqrt{5}} \leq 50\% \quad (\text{Art. 9.7.3.2})$$

$$\% = \frac{55}{\sqrt{8}} = 19\%$$

$$A_{s \text{ repart}} = 0.19(31.49\text{cm}^2) = 5.98\text{cm}^2$$

$$\text{Utilizando varillas } \emptyset 5/8", \text{ la separación será: } s = \frac{2}{5.98} = 0.33\text{m}$$

USAR 1 $\emptyset 5/8"$ @ 0.33 m

As de temperatura

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10.6-1)$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18(840)(45)}{2(840+45)} = 3.84 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (total en cada dirección, por cara)}$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2 / \text{m} \leq A_{s \text{ temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10.6.2)$$

$$\text{Utilizando varillas } \emptyset 1/2", \text{ la separación será: } s = \frac{1.29}{3.84} = 0.33\text{m}$$

$$s_{\text{máx}} = 3t = 3(0.45) = 1.35\text{m} \quad (\text{Art.5.10.6})$$

$$s_{\text{máx}} = 0.45\text{m} \text{ OK!} \quad (\text{Art.5.10.6})$$

USAR 1 $\emptyset 1/2"$ @ 0.33 m

Nota.- El acero de temperatura se colocará, por no contar con ningún tipo de acero, en la parte superior de la losa, en ambos sentidos, y en las partes laterales.

B.4) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.6.7)

Para el acero principal positivo (dirección paralela al tráfico):

Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0.16m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_s = 1.0(1.0 \times 8.64 + 1.0 \times 0.90 + 1.0 \times 19.22)$$

$$M_s = 28.76 \text{ T-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.16m:

$$M_s = (28.76 \text{ T-m/m}) (0.16 \text{ m}) = 4.60 \text{ T-m}$$

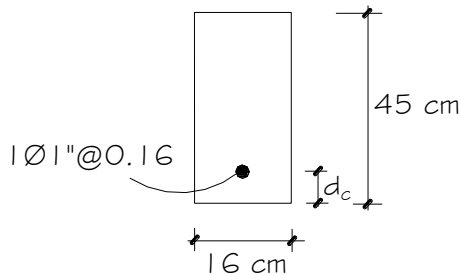


Fig. 3.12 Franja de losa utilizada

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{280} = 256,018 \text{ kg/cm}^2 \quad (C5.4.2.4-3)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{256,018 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$d_c = \text{recub} + \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_c = 2.5 \text{ cm} + \frac{2.54}{2} \text{ cm}$$

$$d_c = 3.77 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{125,000(1.00)}{1.13(2,427)} - 2(3.77) = 38\text{cm} > 16\text{cm OK!}$$

C) Diseño de franja de borde

C.1) Ancho de franja para bordes longitudinales de losa

Según el Art. 4.6.2.1.4b, el ancho efectivo E_{borde} en bordes longitudinales se toma como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, más 0.30m, más un cuarto del ancho de faja E ya especificado. E_{borde} no deberá ser mayor que $E/2$, ni 1.80m.

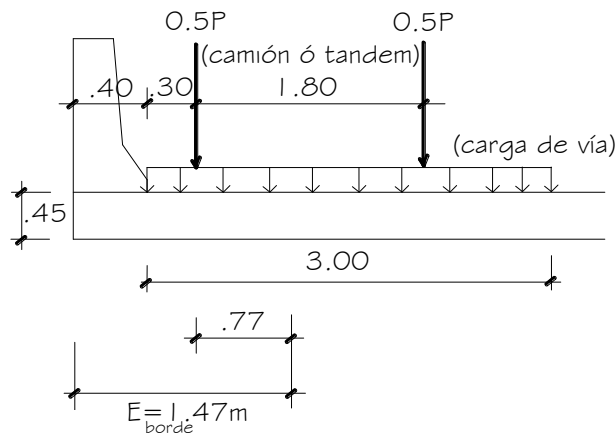


Fig. 3.14 Ancho efectivo de borde

Con $E=3.08\text{m}$ tenemos:

$$E_{\text{borde}} = 0.40\text{m} + 0.30\text{m} + \frac{3.08\text{m}}{4} \leq (3.08\text{m}/2) \text{ ó } 1.80\text{m}$$

$$E_{\text{borde}} = 1.47\text{m} \leq 1.54\text{m}$$

$$E_{\text{borde}} = 1.47\text{m}$$

C.2) Momentos de flexión por cargas (franja de 1.0m de ancho)

Carga muerta (DC):

$$w_{\text{losa}} = 0.45\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1.08 \text{ T/m}$$

El peso de la barrera se asume distribuido en E_{borde} :

$$w_{\text{barrera}} = 0.600\text{T} / 1.47\text{m} = 0.41 \text{ T/m}$$

$$w_{\text{DC}} = 1.08\text{T/m} + 0.41 \text{ T/m} = 1.49\text{T/m}$$

$$M_{\text{DC}} = \frac{w_{\text{DC}} L^2}{8} = \frac{1.49(8)^2}{8} = 11.92\text{T-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

$$w_{asf 2^o} = 112 \text{ kg/m}(1.47\text{m} - 0.40\text{m}) / 1.47\text{m} = 82\text{kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{w_{asf 2^o} L^2}{8} = \frac{0.082(8)^2}{8} = 0.66\text{T-m}$$

Carga viva (LL):

Para una línea de ruedas de tándem (crítico) y una porción tributaria de la carga de vía de 3.00m de ancho, de la Tabla A2.1, APÉNDICE A2.2 con la consideración de carga dinámica (33%) en estado límite de Resistencia I:

$$M_{LL+IM} = \left[0.5 \times 38.8 \text{ ITm} \times 1.33 + 7.57\text{Tm} \left(\frac{0.30\text{m} + 0.77\text{m}}{3.00\text{m}} \right) \right] / 1.47\text{m}$$

$$M_{LL+IM} = 19.39\text{T-m}$$

C.3) Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1-1)

MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS (FRANJA DE BORDE)

| Carga | M(+) T-m | γ | | |
|-------|----------|---------------|------------|----------|
| | | Resistencia I | Servicio I | Fatiga I |
| DC | 11.92 | 1.25 | 1.0 | 0 |
| DW | 0.66 | 1.50 | 1.0 | 0 |
| LL+IM | 19.39 | 1.75 | 1.0 | 1.50 |

Resistencia I: $U = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL+IM)]$

Servicio I: $U = n[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL+IM)]$

Fatiga I: $U = n[1.50(LL+IM)]$

C.4) Cálculo del Acero

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25(11.92\text{Tm}) + 1.50(0.66\text{Tm}) + 1.75(19.39\text{Tm}) = 49.82\text{T-m}$$

As principal paralelo al tráfico

Utilizando As Ø1" y recubrimiento $r = 2.5\text{cm}$ (Tabla 5.12.3-1)

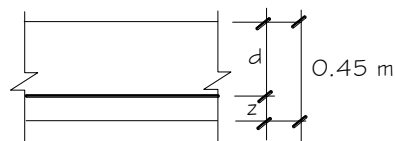


Fig. 3.15 Peralte efectivo para el acero principal

$$z = 2.5 + \frac{2.54}{2} = 3.77 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 3.77 \text{ cm} = 41.23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{49.82 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(41.23 - \frac{a}{2}\right)} = 34.50 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{A_s 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 6.07 \text{ cm}$$

$$\text{La separación será: } s = \frac{5.10}{34.50} = 0.14 \text{ m}$$

USAR 1Ø1" @ 0.14m

También, como $c = a/\beta_1 = 6.07 \text{ cm}/0.85 = 7.14 \text{ cm}$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{41.23 \text{ cm}}{7.14 \text{ cm}} - 1 \right) = 1.37 > 0.9$$

Luego, $\phi = 0.9$ como lo supuesto.

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) M_{cr} = 1.1 f_r S = 1.1 (33.63 \text{ kg/cm}^2) (33,750 \text{ cm}^3) = 12.49 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(45)^2/6 = 33,750 \text{ cm}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 1.33(49.82 \text{ T-m}) = 66.26 \text{ T-m}$$

El menor valor es 12.49 T-m y la cantidad de acero calculada (34.50 cm²) resiste $M_u = 49.82 \text{ T-m} > 12.49 \text{ T-m}$ OK!

As de distribución

$$\% = \frac{55}{\sqrt{5}} \leq 50\%$$

(Art. 9.7.3.2)

$$\% = \frac{55}{\sqrt{8}} = 19\%$$

$$A_{s \text{ repart}} = 0.19(34.50\text{cm}^2) = 6.56\text{cm}^2$$

Utilizando varillas Ø5/8", la separación será: $s = \frac{2}{6.56} = 0.30\text{m}$

USAR 1 Ø5/8" @ 0.30 m

Nota.- Por facilidad en el colocado se uniformizará este resultado con el obtenido para la franja interior (1 Ø5/8" @ 0.33m), adoptándose 1 Ø5/8" @ 0.30 m.

C.5) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.6.7)

Para el acero principal positivo (dirección paralela al tráfico):

Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0.14m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_s = n(1.0M_{BC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_s = 1.0(1.0 \times 11.92 + 1.0 \times 0.66 + 1.0 \times 9.39)$$

$$M_s = 31.97\text{T-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.14m:

$$M_s = (31.97\text{T-m/m})(0.14\text{ m}) = 4.48\text{T-m}$$

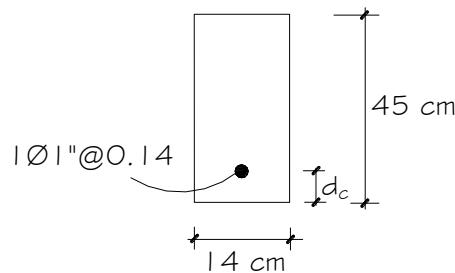


Fig. 3.16 Franja de losa utilizada

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{280} = 256,018 \text{ kg/cm}^2 \quad (C5.4.2.4-3)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{256,018 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$d_c = \text{recub} + \frac{\varnothing}{2}$$

$$d_c = 2.5 \text{ cm} + \frac{2.54}{2} \text{ cm}$$

$$d_c = 3.77 \text{ cm}$$

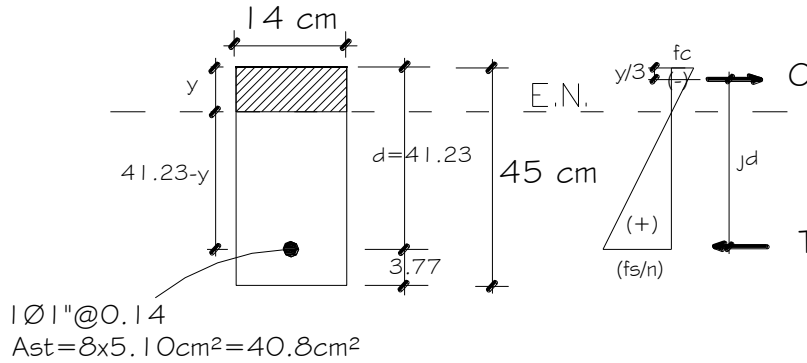


Fig. 3.17 Determinación de la ubicación del eje neutro

Área de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 8(5.10 \text{ cm}^2) = 40.8 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$14y(y/2) = 40.8(41.23-y)$$

$$y = 12.85 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 41.23 \text{ cm} - \frac{12.85 \text{ cm}}{3} = 36.95 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = \frac{4.48 \times 10^5}{(36.95)(5.10)} = 2,377 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.60F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ss} = 2,377 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)} = 1 + \frac{3.77}{0.7(45-3.77)} = 1.13 \quad (5.6.7-2)$$

Con $\gamma_e = 1.0$ (condición de exposición Clase 1):

$$s_{\max} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{125,000(1.00)}{1.13(2,377)} - 2(3.77) = 39\text{cm} > 14\text{cm} \text{ OK!}$$

D) Fatiga

D.1) Carga de Fatiga

Se calcula con un camión de diseño ocupando una sola vía, con una separación constante de 9.14m entre los ejes posteriores de 14.52T (Art. 3.6.1.4). No se aplica el factor de presencia múltiple (Art. 3.6.1.1.2) y se considera el factor de impacto $IM=0.15$ (Tabla 3.6.2.1-1).

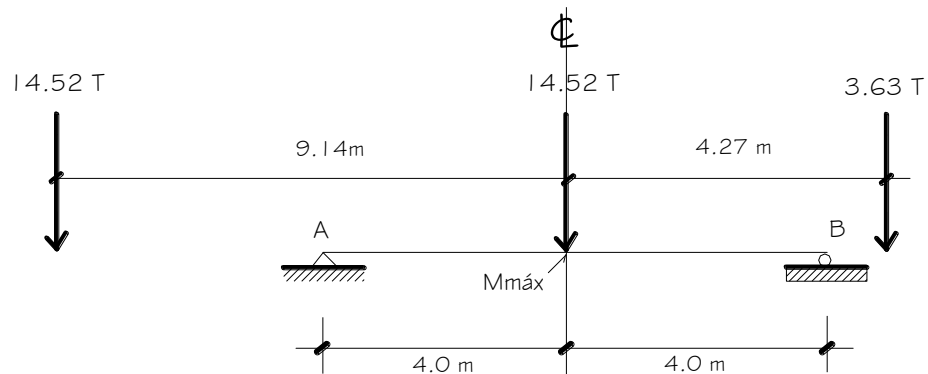


Fig. 3.18 Posición crítica del camión de fatiga para el momento flector

$$M_{LL} = \frac{PL}{4} = \frac{14.52T(8.0m)}{4} = 29.04Tm$$

$$M_{LL+IM} = 1.15 \times 29.04Tm = 33.40Tm \quad (\text{ó usar Tabla A2.1, APÉNDICE A2.2})$$

Para el Diseño por Fatiga I, $n = n_D n_R n_I = 1$.

Luego:

$$M_{fat} = n(1.75M_{LL+IM}) = 1.75M_{LL+IM} \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

Considerando el ancho efectivo para una sola vía cargada $E=3.69m$:

$$M_{fat} = (1.75 \times 33.40Tm) / 3.69m = 15.84T\cdot m/m$$

D.2) Sección fisurada

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I, da por resultado una tensión de tracción mayor que $0.80\sqrt{f'_c}$ (Art. 5.5.3):

$$f_{tracc} = 0.80\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 0.80\sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 = 13.39 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I en una franja interior:

$$M'_{fat} = M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}$$

$$M'_{fat} = 8.64 \text{ T-m} + 0.90 \text{ T-m} + 15.84 \text{ T-m} = 25.38 \text{ T-m}$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S} = \frac{25.38 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{33,750 \text{ cm}^3} = 75.20 \text{ kg/cm}^2$$

Como $f_{fat} = 75.20 \text{ kg/cm}^2 > 13.29 \text{ kg/cm}^2$, se usará la sección agrietada.

D.3) Verificación de esfuerzos (franja interior)Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva

$$\text{Con } A_s = 1\phi'' @ 0.16\text{m} = 5.10 \text{ cm}^2 / 0.16\text{m} = 31.88 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$j.d = d - \frac{y}{3} = 41.23 \text{ cm} - \frac{12.17 \text{ cm}}{3} = 37.17 \text{ cm} \text{ (ver revisión agrietamiento)}$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s(j.d)} = \frac{15.84 \times 10^5}{(31.88)(37.17)} = 1,337 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga permanente

$$f_{DL} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s(j.d)} = \frac{(8.64 + 0.90) \times 10^5}{(31.88)(37.17)} = 805 \text{ kg/cm}^2$$

Rango máximo de esfuerzo

El *esfuerzo mínimo* es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{min} = 0 + 805 \text{ kg/cm}^2 = 805 \text{ kg/cm}^2$$

El *esfuerzo máximo* es el esfuerzo por carga viva máximo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{max} = 1,337 \text{ kg/cm}^2 + 805 \text{ kg/cm}^2 = 2,142 \text{ kg/cm}^2$$

El rango máximo de esfuerzos es: $f = f_{\text{máx}} - f_{\text{mín}} = 1,337 \text{ kg/cm}^2$

El rango límite es: $f_{\text{límite}} = 1,828 - 0.367 f_{\text{mín}} \quad (5.5.3.2-1)$

Luego: $f_{\text{límite}} = 1,828 - 0.367(805) = 1,533 \text{ kg/cm}^2 > 1,337 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$

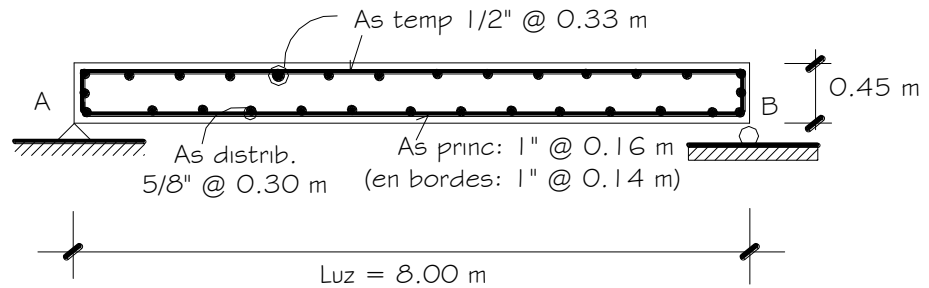


Fig. 3.19 Distribución del acero en el puente losa

PROBLEMA 3.2 Diseñar un puente viga simplemente apoyado de 12.00 m de longitud, dos vías. Utilizar concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. El vehículo usuario es HL-93.

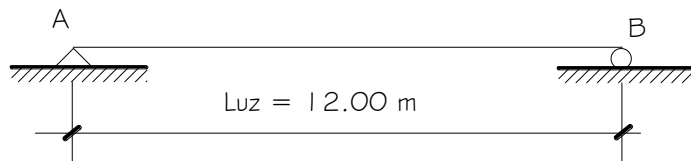


Fig. 3.20 Luz libre del puente viga a diseñar

Solución.-

Se propone la siguiente sección transversal, constituida por una losa apoyada sobre cuatro vigas, distancia entre ejes de vigas $S' = 2.10 \text{ m}$, voladizos de aproximadamente $0.45' = 0.84 \text{ m} \approx 0.825 \text{ m}$, y barreras de concreto con perfil tipo New Jersey con un área en su sección transversal = 2028.75 cm^2 (C.G. a 0.13 m de la cara vertical):

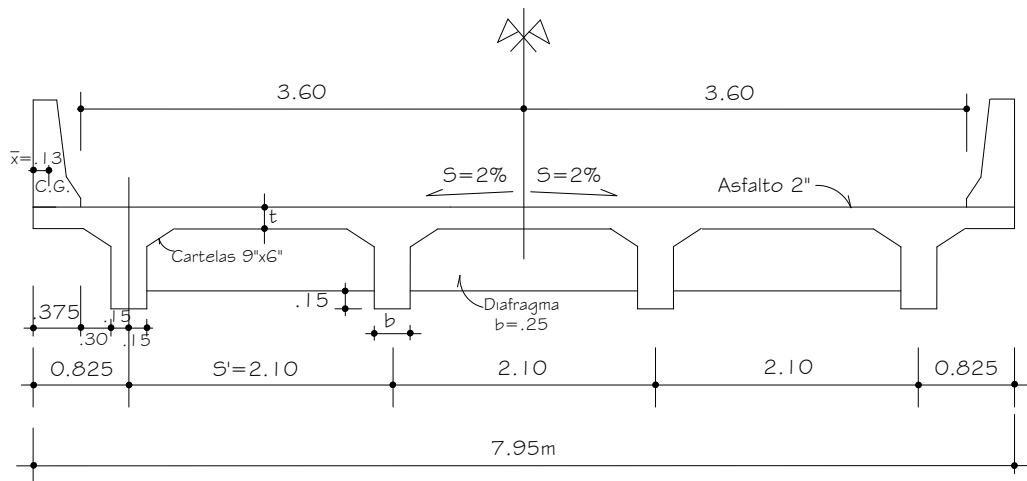


Fig. 3.21 Sección propuesta del puente tipo viga

I) DISEÑO DE LA LOSA (As principal perpendicular al tráfico)

A) Pre-dimensionamiento de losa

Ancho de la viga

Siendo:

$S' =$ espaciamiento entre ejes de vigas = 2.10m

$L =$ luz del puente = 12m

$$b = 0.0157\sqrt{S'} L \quad (\text{Continuos Concrete Bridges, PORTLAND CEMENT ASSOCIATION})$$

$$b = 0.0157\sqrt{2.10} \times 12 = 0.27\text{m}. \text{ Adoptamos } b = 0.30\text{ m}$$

Espesor de losa

- En tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{\min} = 0.175\text{m} \quad (\text{Art. 9.7.1.1})$$

- En voladizos de concreto que soportan parapetos o barreras de concreto, el espesor mínimo de losa es:

$$t_{\min} = 0.20\text{m} \quad (\text{Art. 13.7.3.1.2})$$

- Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa uniformizamos con $t = 0.20\text{m}$.

B) Criterios LRFD aplicables

(Tabla 3.4.1-1)

Resistencia I: $U = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)DC + (1.50 \text{ ó } 0.65)DW + 1.75(LL+IM)]$

Servicio I: $U = n[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL+IM)]$

Conforme al Art. 9.5.3, no es necesario investigar el estado de fatiga en tableros de concreto sobre vigas múltiples.

C) Momentos de flexión por cargas

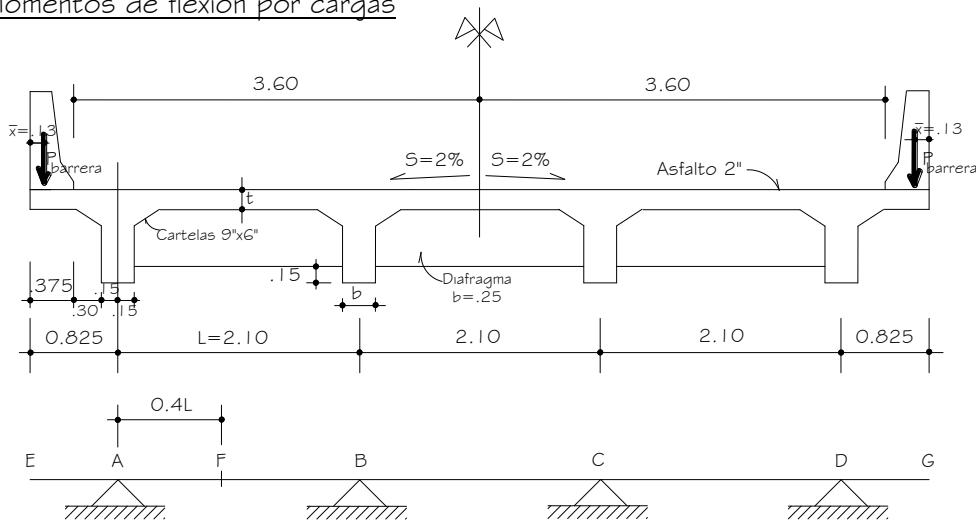


Fig. 3.22 Idealización de la losa para el cálculo

C.1) Momentos de diseño

Momento negativo

Sabiendo que la carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas DC y DW significativamente menores, calcularemos el momento negativo en el apoyo interior B para franjas de losa de 1 m. El cálculo del momento negativo en los apoyos externos se realizará posteriormente al calcular el volado.

Momento positivo

La carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas DC y DW significativamente menores. El máximo momento positivo por carga viva ocurre en los tramos \overline{AB} ó \overline{CD} , a 0.4L de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos), en una sección tal como F. En base a esa sección se realizará el diseño para momento positivo en franjas de losa de 1 m.

I. Carga Muerta (DC):

Peso propio de losa: $w_{losa} = 0.20m \times 1.0m \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}$

Peso de barreras: $P_{barrera} = 0.202875 \text{ m}^2 \times 1.0m \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 487 \text{ kg}$
(aplicado en $\bar{x} = 0.13m$)

Resolviendo la losa continua sobre cuatro apoyos (programa SAP2000) se tiene:

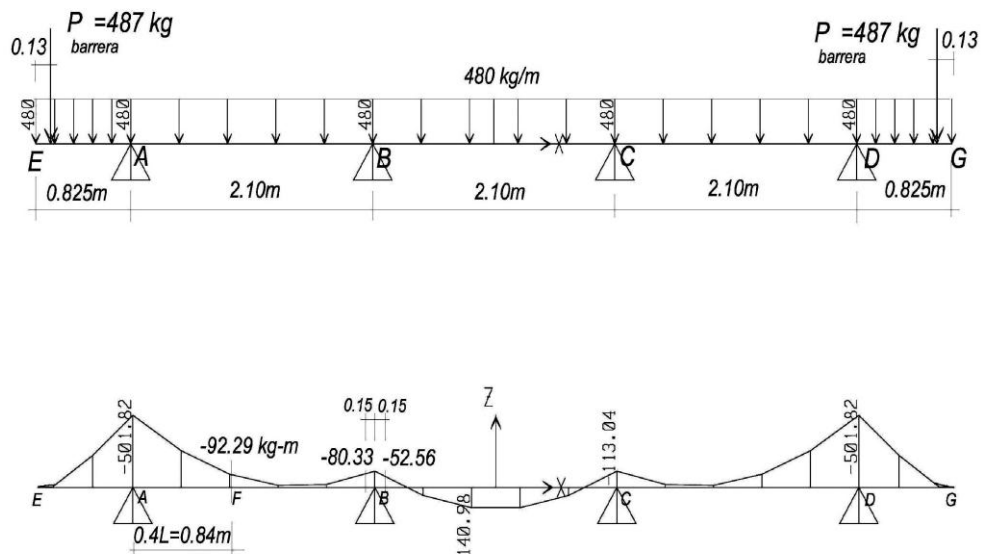


Fig. 3.23 Diagrama de momentos en losa por cargas DC

Momentos negativos: El Art. 4.6.2.1.6 especifica que para el momento negativo y cortante en construcciones monolíticas de concreto se puede tomar la sección de diseño en la cara del apoyo. Tomamos entonces con respecto al apoyo B, los siguientes resultados del diagrama de momentos:

$$M_{DC} = -113.04 \text{ kg-m} = -0.11 \text{ T-m (en el eje B)}$$

$$M_{DC,izq} = -80.33 \text{ kg-m} = -0.08 \text{ T-m (cara izq. de B)}$$

$$M_{DC,der} = -52.56 \text{ kg-m} = -0.05 \text{ T-m (cara der. de B)}$$

Momento positivo: Del diagrama de momentos se tiene para la sección F ($x = 0.4L$):

$$M_{DC} = -92.29 \text{ kg-m} = -0.09 \text{ T-m}$$

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, a este último valor por ser negativo lo multiplicaremos por $\gamma = 0.9$, para obtener en la combinación de cargas el máximo momento positivo.

2. Carga por superficie de rodadura (DW):

$$\text{Asfalto: } w_{asf 2''} = 0.05\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2240\text{kg/m}^3 = 112 \text{ kg/m}$$

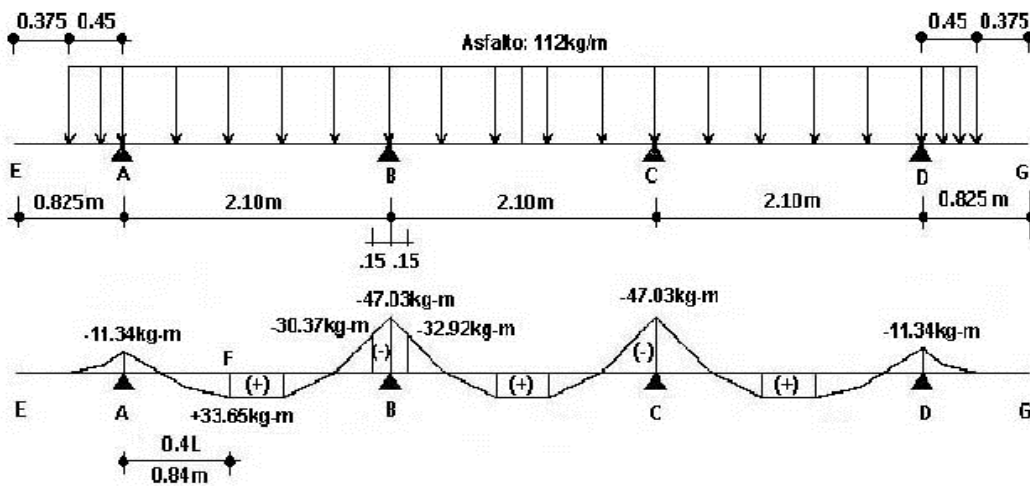


Fig. 3.24 Diagrama de momentos en losa por carga de superficie de rodadura DW

Momentos negativos Del diagrama de momentos:

$$M_{DW} = -47.03 \text{ kg-m} = -0.05 \text{ T-m (en el eje B)}$$

$$M_{DW,izq} = -30.37 \text{ kg-m} = -0.03 \text{ T-m (cara izq. de B)}$$

$$M_{DW,der} = -32.92 \text{ kg-m} = -0.03 \text{ T-m (cara der. de B)}$$

Momento positivo Del diagrama de momentos:

$$M_{DW} = +33.65 \text{ kg-m} = +0.03 \text{ T-m (en sección F)}$$

3. Carga Viva y efecto de Carga Dinámica (LL+IM):

3.1) Momentos negativos

MÉTODO A: Proceso Analítico

Haciendo uso de la línea de influencia para momento flector en el apoyo B (ver Fig. A2.4, APÉNDICE A2.1) calculamos el momento por carga viva en la sección de máximo momento negativo (apoyo B) colocando los ejes de carga de camión en posiciones críticas:

Tramo EA (-0.825m ≤ x ≤ 0) $M_B = -\frac{4}{15}x$

Tramo AB (0 ≤ x ≤ 2.10m) $M_B = \frac{80}{1323}x^3 - \frac{4}{15}x$

Tramo BC (2.10m ≤ x ≤ 4.20m) $M_B = -\frac{100}{1323}x^3 + \frac{6}{7}x^2 - \frac{46}{15}x + \frac{84}{25}$

Tramo CD (4.20m ≤ x ≤ 6.30m) $M_B = \frac{20}{1323}x^3 - \frac{6}{21}x^2 + \frac{26}{15}x - \frac{84}{25}$

Tramo DG (6.30m ≤ x ≤ 7.125m) $M_B = -\frac{x}{15} + \frac{21}{50}$

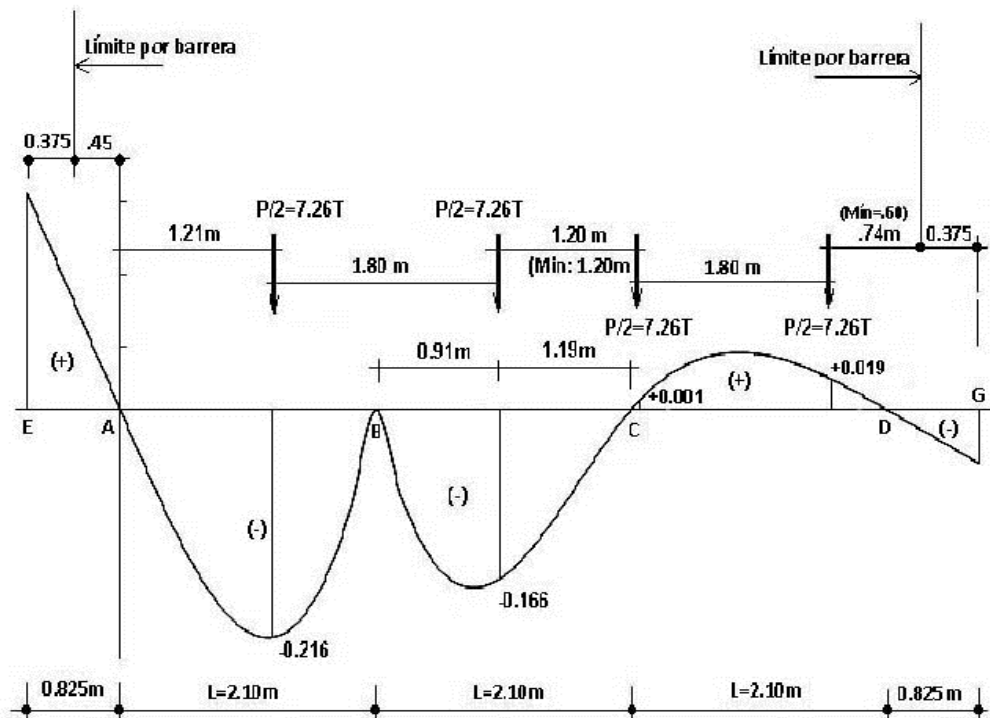


Fig. 3.25 Línea de influencia del momento flector en el apoyo B y posiciones críticas del camión estándar

Para un carril cargado, y afectado del factor de presencia múltiple m (Art. 3.6.1.1.2):

$$M(-) = [7.26T(-0.216m) + 7.26T(-0.166m)]1.2 = -2.77Tm \times 1.2 = -3.33Tm$$

Para dos carriles cargados:

Tal como se aprecia en la gráfica, el caso no es crítico por la presencia de ordenadas positivas.

El ancho de franja en que se distribuye es:

$$E(-) = 1.22 + 0.25 S' \quad (\text{Tabla 4.6.2.1.3-1})$$

$$= 1.22 + 0.25(2.10) = 1.75m$$

Entonces, el momento negativo crítico en B, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de franja es:

$$M_{B(-)LL+IM} = - \frac{3.33}{1.75} \times 1.33 = -2.53Tm$$

Conociendo la posición de cargas que genera el máximo momento negativo en B, calculamos también los momentos en la cara de la viga a la izquierda y derecha resolviendo la losa hiperestática apoyada sobre las cuatro vigas (SAP2000):

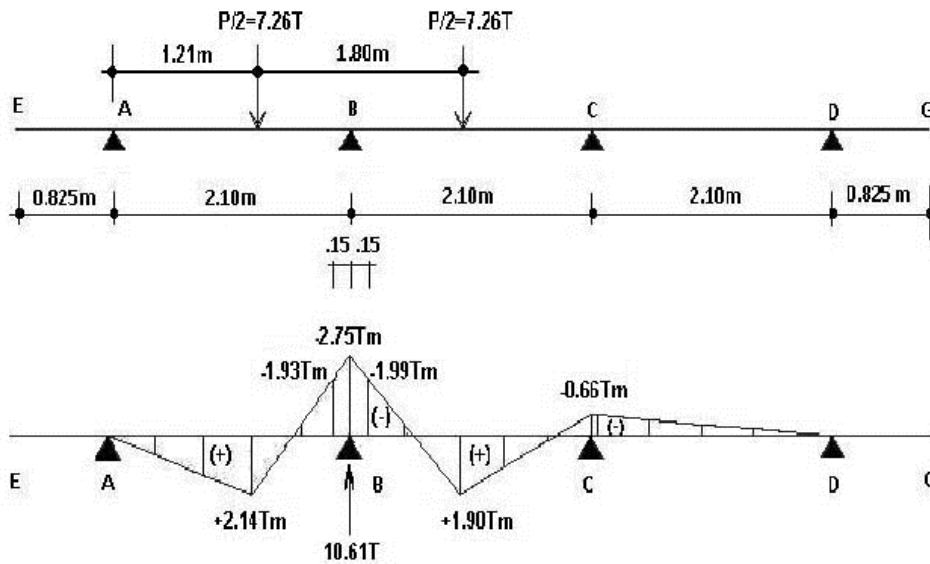


Fig. 3.26 Diagrama de momentos en la losa debido a la posición crítica del camión estándar

De donde se obtiene:

$$M(-)_{LL+IM} = -2.75 \times \frac{1.2 \times 1.33}{1.75} = -2.51Tm \quad (\text{en el eje B, similar a } -2.53Tm)$$

valor obtenido con la línea de influencia M_B)

$$M(-)_{LL+IM, \text{izq}} = -1.93 \times \frac{1.2 \times 1.33}{1.75} = -1.76 \text{ Tm (cara izq. de B)}$$

$$M(-)_{LL+IM, \text{der}} = -1.99 \times \frac{1.2 \times 1.33}{1.75} = -1.81 \text{ Tm (cara der. de B)}$$

MÉTODO B: Uso de la Tabla A4-1 (AASHTO LRFD)

Para $S = 2.10 \text{ m}$:

En el eje del apoyo B: $M(-)_{LL+IM} = 26,780 \frac{\text{N mm}}{\text{mm}} = -2.73 \frac{\text{Tm}}{\text{m}}$

En cara de viga (a 0.15 m): $M(-)_{LL+IM} = 19,580 \frac{\text{N mm}}{\text{mm}} = -2.00 \frac{\text{Tm}}{\text{m}}$

MÉTODO C: De momentos corregidos (ver APÉNDICE A3.1)

Utilizamos la línea de influencia de la reacción en el apoyo B (Ver Fig. A2.6, APÉNDICE A2.1 para su construcción):

Tramo \overline{EA} ($-0.825 \text{ m} \leq x \leq 0$) $R_B = \frac{16}{21}x$

Tramo \overline{AB} ($0 \leq x \leq 2.10 \text{ m}$) $R_B = -\frac{200}{3087}x^3 + \frac{16}{21}x$

Tramo \overline{BC} ($2.10 \text{ m} \leq x \leq 4.20 \text{ m}$) $R_B = \frac{1000}{9261}x^3 - \frac{160}{147}x^2 + \frac{64}{21}x - \frac{8}{5}$

Tramo \overline{CD} ($4.20 \text{ m} \leq x \leq 6.30 \text{ m}$) $R_B = -\frac{400}{9261}x^3 + \frac{40}{49}x^2 - \frac{104}{21}x + \frac{48}{5}$

Tramo \overline{DG} ($6.30 \text{ m} \leq x \leq 7.125 \text{ m}$) $R_B = \frac{4}{21}x - \frac{6}{5}$

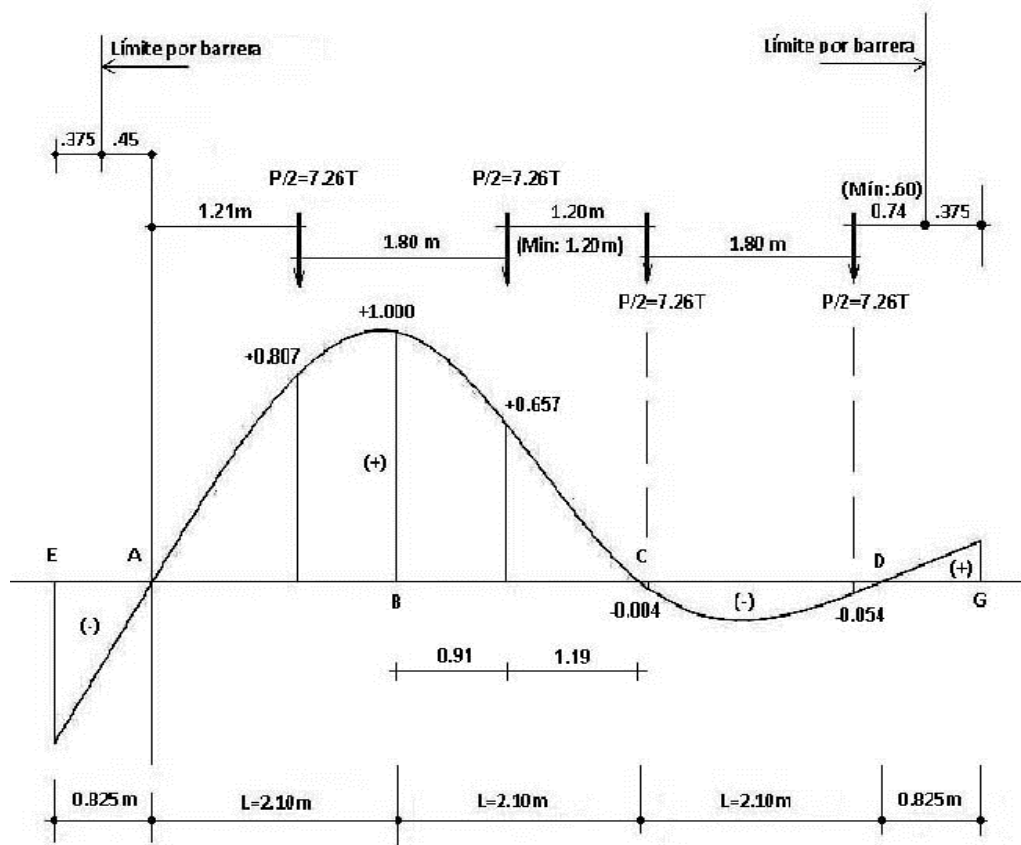


Fig. 3.27 Línea de influencia de la reacción en el apoyo B y posición crítica del camión estándar

Usando respectivamente las líneas de influencia de momento flector y reacción en el apoyo B, y la Ecuación 2 del APÉNDICE A3.1, determinamos el momento en la cara del apoyo con:

$$M_L = M_{OL} + \frac{RB_N}{8} \quad (\text{Ecuación 2, APÉNDICE A3.1})$$

Para un carril cargado:

M_L = momento negativo de diseño ajustado para carga viva

M_{OL} = momento negativo en el apoyo usando cargas de rueda concentradas.

Este valor lo calcularemos usando la línea de influencia de M_B

$$= 7.26T(-0.216m) + 7.26T(-0.166m) = -2.77T\text{-m}$$

R = reacción del apoyo debido a cargas de rueda concentradas. Este valor lo calcularemos usando la línea de influencia de R_B

$$= 7.26T(0.807) + 7.26T(0.657) = 10.63T \text{ (10.61T en SAP2000)}$$

B_N = dos veces la distancia desde el eje del apoyo a la sección de diseño negativa

$$= 2(0.15m) = 0.30m$$

$$M_L = -2.77Tm + \frac{10.63T(0.30m)}{8} = -2.37T\text{-m}$$

Incluyendo el factor de presencia múltiple m (Art. 3.6.1.1.2) se tendrá:

$$M(-) = (-2.37Tm) \cdot 1.2 = -2.85T-m$$

Para dos carriles cargados:

$$\begin{aligned} M_{OL} &= 7.26T(-0.216m) + 7.26T(-0.166m) + 7.26T(+0.001m) + 7.26T(+0.019m) \\ &= -2.63T-m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= 7.26T(+0.807) + 7.26T(+0.657) + 7.26T(-0.004) + 7.26T(-0.054) \\ &= 10.21T \end{aligned}$$

$$B_N = 2(0.15m) = 0.30m$$

$$M_L = -2.63Tm + \frac{10.21T(0.30m)}{8} = -2.25T-m$$

Incluyendo el factor de presencia múltiple m (Art. 3.6.1.1.2) se tendrá:

$$M(-) = (-2.25Tm) \cdot 1.0 = -2.25T-m$$

Entonces en la cara de viga, el momento negativo crítico afectado del efecto de carga dinámica y el ancho de franja es:

$$M(-)_{LL+IM} = -\frac{2.85}{1.75} \times 1.33 = -2.17Tm \text{ (en cara de viga)}$$

Y en el eje del apoyo B el momento es:

$$M(-)_{LL+IM} = -2.77 \times 1.2 \times \frac{1.33}{1.75} = -2.53Tm$$

Resultados:

$M(-)_{LL+IM}$ en B, unidades: T-m

| COMPARACIÓN | $M(-)_{LL+IM, izq}$ | $M(-)_{LL+IM, eje B}$ | $M(-)_{LL+IM, der}$ |
|-------------|---------------------|-----------------------|---------------------|
| MÉTODO A | -1.76 | -2.51 | -1.81 |
| MÉTODO B | -2.00 | -2.73 | -2.00 |
| MÉTODO C | -2.17 | -2.53 | -2.17 |

Optaremos por la solución que ofrece el Método A, aunque es posible optar por cualquiera de los otros métodos. Observar que los resultados del Método C son una aproximación a lo encontrado con detalle por el Método A y que el Método B siendo más conservador, simplifica considerablemente el proceso de diseño.

RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGAS EN B

| Carga | Tipo | $M(-)$ izq T-m | $M(-)$ eje T-m | $M(-)$ der T-m | γ (Resistencia I) |
|--------------|-------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|
| Losa+barrera | DC | -0.08 | -0.11 | -0.05 | 1.25 |
| Asfalto | DW | -0.03 | -0.05 | -0.03 | 1.50 |
| Carga viva | LL+IM | -1.76 | -2.51 | -1.81 | 1.75 |

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)M_{DC} + (1.50 \text{ ó } 0.65)M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

En el eje B:

$$M_u = 1.25(-0.11) + 1.50(-0.05) + 1.75(-2.51) = -4.61 \text{ T-m}$$

En cara de viga izquierda:

$$M_u = 1.25(-0.08) + 1.50(-0.03) + 1.75(-1.76) = -3.23 \text{ T-m}$$

En cara de viga derecha:

$$M_u = 1.25(-0.05) + 1.50(-0.03) + 1.75(-1.81) = -3.28 \text{ T-m}$$

El acero negativo será diseñado con este último valor de momento que es el mayor de las dos caras de viga.

3.1) Momento positivo

MÉTODO A: Proceso analítico

Las expresiones para la línea de influencia del momento flector en la sección F (ver Fig. A2.5, APÉNDICE A2.1) son:

$$\text{Tramo } \overline{EA} \quad (-0.825\text{m} \leq x \leq 0) \quad M_F = \frac{37}{75}x$$

$$\text{Tramo } \overline{AF} \quad (0 \leq x \leq 0.84\text{m}) \quad M_F = \frac{32}{1323}x^3 + \frac{37}{75}x$$

$$\text{Tramo } \overline{FB} \quad (0.84\text{m} \leq x \leq 2.10\text{m}) \quad M_F = \frac{32}{1323}x^3 - \frac{38}{75}x + \frac{21}{25}$$

$$\text{Tramo } \overline{BC} \quad (2.10\text{m} \leq x \leq 4.20\text{m}) \quad M_F = -\frac{40}{1323}x^3 + \frac{12}{35}x^2 - \frac{92}{75}x + \frac{168}{125}$$

$$\text{Tramo } \overline{CD} \quad (4.20\text{m} \leq x \leq 6.30\text{m}) \quad M_F = \frac{8}{1323}x^3 - \frac{12}{105}x^2 + \frac{52}{75}x - \frac{168}{125}$$

$$\text{Tramo } \overline{DG} \quad (6.30\text{m} \leq x \leq 7.125\text{m}) \quad M_F = -\frac{2}{75}x + \frac{21}{125}$$

Con la línea de influencia y las cargas que actúan en la losa, calculamos los momentos en la sección de máximo momento positivo (a 0.4L):

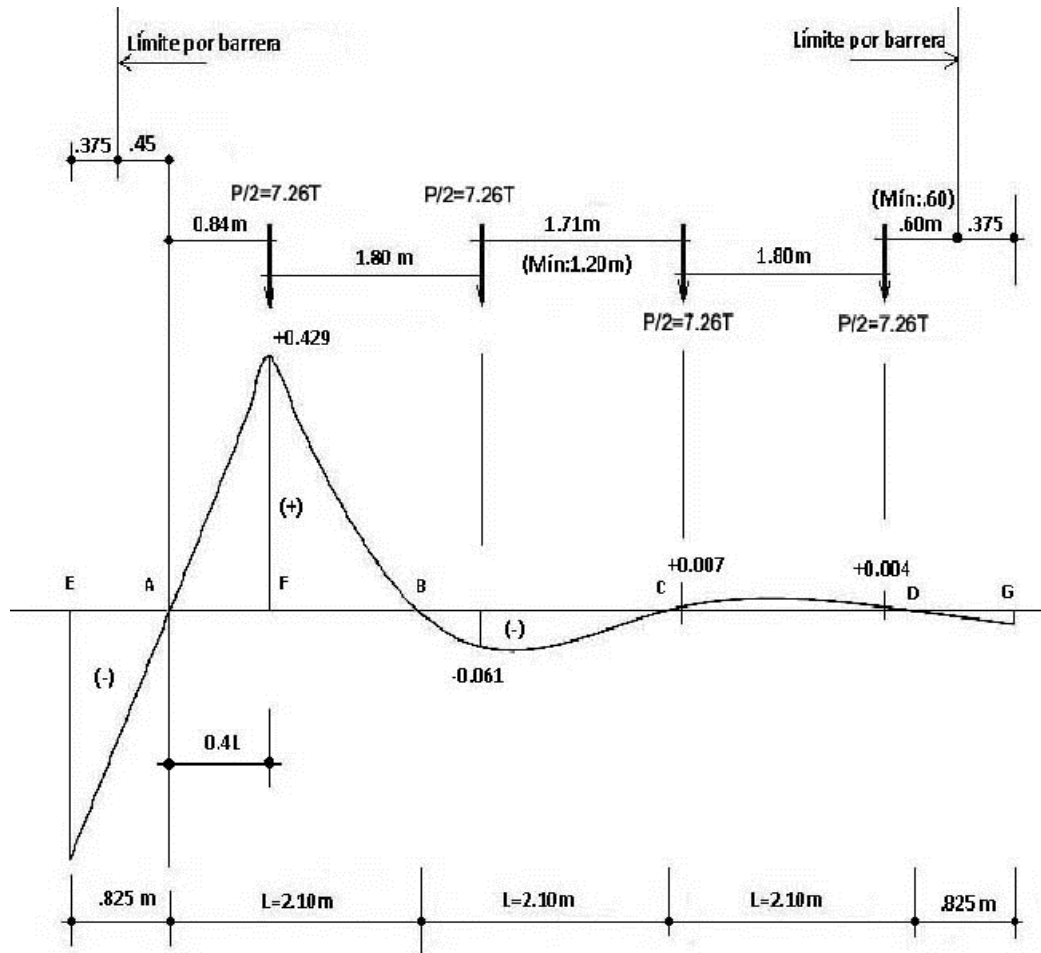


Fig. 3.28 Línea de influencia del momento flector en $x=0.4L$ y posición crítica de los ejes del camión estándar

Para un carril cargado, y con el factor de presencia múltiple m (Art. 3.6.1.1.2):

$$M(+)= [7.26T(0.429m)+7.26T(-0.061m)] 1.2=2.672Tm \times 1.2=3.21Tm$$

Para dos carriles cargados:

$$\begin{aligned} M(+)&=[7.26T(0.429m)+7.26T(-0.061m)+7.26T(0.007m)+7.26T(0.004m)] 1.0 \\ &= 2.75T-m \end{aligned}$$

El ancho de franja en que se distribuye es:

$$\begin{aligned} E(+)&= 0.66+0.55 S' && \text{(Tabla 4.6.2.1.3-1)} \\ &= 0.66+0.55(2.1)= 1.82 \text{ m} \end{aligned}$$

Entonces, el momento positivo crítico considerando el efecto de carga dinámica (33% para el Estado Límite de Resistencia) y el ancho de franja, es:

$$M(+)_LL+IM = \frac{3.21}{1.82} \times 1.33 = 2.35 Tm$$

MÉTODO B: Uso de la Tabla A4-1 (AASHTO LRFD)

Para $S = 2.10$ m:

$$M(+)_LL+IM = 23380 \frac{\text{N mm}}{\text{mm}} = 2.38 \frac{\text{T-m}}{\text{m}}$$

MÉTODO C: De momentos corregidos (Ver APÉNDICE A3.1)

Para un carril cargado:

Usando la línea de influencia de momento flector en $x=0.4L$, y la Ecuación 1 del APÉNDICE A3.1, se puede reducir el momento para el eje vehicular que coincide con la ordenada máxima (en $x = 0.4L$) extendiendo la carga de rueda en un ancho de 0.51 m (Art. 3.6.1.2.5) más el grosor de la losa (Art. 4.6.2.1.6) con:

$$M_L = M_{OL} - \frac{PB_P}{8} \quad (\text{Ecuación 1, APÉNDICE A3.1})$$

Donde:

M_L = momento positivo de diseño ajustado por carga viva para un eje

M_{OL} = momento positivo usando cargas de rueda concentradas

$$= 7.26T(0.429) = 3.11 \text{ T-m}$$

P = carga de rueda concentrada en el punto de interés

$$= 7.26T$$

B_P = longitud de base de la carga de rueda extendida (0.51 m más el peralte de la losa)

$$= 0.51 \text{ m} + 0.20 \text{ m} = 0.71 \text{ m}$$

$$M_L = 3.11 \text{ T-m} - \frac{7.26T(0.71 \text{ m})}{8} = 2.47 \text{ T-m}$$

Para el otro eje vehicular la modificación es despreciable, por lo que incluyendo el factor de presencia múltiple m (Art. 3.6.1.1.2) se tendrá:

$$M(+)= [2.47Tm+7.26T(-0.061 \text{ m})]1.2 = 2.43T-m$$

Para dos carriles cargados:

$$M(+)= [2.47Tm+7.26T(-0.061 \text{ m})+7.26T(0.007 \text{ m})+7.26T(0.004 \text{ m})]1.0 = 2.11 \text{ T-m}$$

Entonces el momento positivo crítico, afectado del efecto de carga dinámica (33% para el Estado Límite de Resistencia) y el ancho de franja, es:

$$M(+)_LL+IM = \frac{2.43}{1.82} \times 1.33 = 1.78 \text{ T-m}$$

Resultados:

$M(+)_LL+IM$ en F, unidades: T-m

| COMPARACIÓN | $M(+)_LL+IM$ |
|-------------|--------------|
| MÉTODO A | +2.35 |
| MÉTODO B | +2.38 |
| MÉTODO C | +1.78 |

Optaremos en este caso conservadoramente por los resultados del Método A. Notar que el Método C en este caso logra menores valores al tratar las cargas de eje como cargas extendidas antes que puntuales, situación permitida por el Reglamento AASHTO (Art. 4.6.2.1.6).

RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS EN F

| Carga | Tipo | M(+) T-m | γ (Resistencia I) |
|---------------|-------|----------|--------------------------|
| Losa+ barrera | DC | -0.09 | 0.90 |
| Asfalto | DW | 0.03 | 1.50 |
| Carga viva | LL+IM | 2.35 | 1.75 |

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)M_{DC} + (1.50 \text{ ó } 0.65)M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 0.9(-0.09) + 1.50(0.03) + 1.75(2.35) = +4.08 \text{ T-m}$$

D) Cálculo del Acero

D.1) Acero Negativo (perpendicular al tráfico)

$$M_u = -3.28 \text{ T-m}$$

Utilizando $A_s \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''$ y recubrimiento $r = 5.0 \text{ cm}$ (Tabla 5.10.1-1)

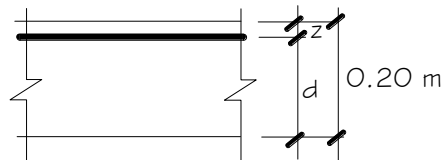


Fig. 3.29 Peralte efectivo para el acero negativo

$$z = 5.0 + \frac{1.27}{2} = 5.64 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} - 5.64 \text{ cm} = 14.36 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{3.28 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(14.36 - \frac{a}{2}\right)} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 1.11 \text{ cm}$$

También, como $c = a/\beta_1 = 1.11 \text{ cm}/0.85 = 1.31 \text{ cm}$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1\right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\emptyset = 0.65 + 0.15 \left(\frac{14.36 \text{ cm}}{1.31 \text{ cm}} - 1 \right) = 2.14 > 0.9$$

Luego, $\emptyset=0.9$ como lo supuesto.

Utilizando varillas $\emptyset 1/2"$, la separación será: $s = \frac{1.29}{6.28} = 0.20 \text{ m}$

Al presentar esta separación problemas de agrietamiento por distribución de armadura, utilizaremos una separación $s=0.18\text{m}$, satisfactoria como se verificará más adelante.

USAR 1 $\emptyset 1/2"$ @ 0.18m

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) M_{cr} = 1.1(f_r S) = 1.1(33.63 \text{ kg/cm}^2)(6,667 \text{ cm}^3) = 2.47 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(20)^2/6 = 6,667 \text{ cm}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 1.33(3.28 \text{ T-m}) = 4.36 \text{ T-m}$$

El menor valor es 2.47T-m y la cantidad de acero propuesta:
 $A_s = 1.29 \text{ cm}^2 / 0.18 \text{ m} = 7.16 \text{ cm}^2/\text{m}$ resiste:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.16 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 1.26 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s = 0.9 \times 4200 \times \left(14.36 - \frac{1.26}{2} \right) 7.16 = 3.72 \text{ Tm}$$

Luego: $M_u = 3.72 \text{ T-m} > 2.47 \text{ T-m}$ OK!

D.2) Acero Positivo (perpendicular al tráfico)

$$M_u = +4.08 \text{ T-m}$$

Utilizando $A_s \emptyset 1/2"$ y recubrimiento $r = 2.5 \text{ cm}$ (Tabla 5.10.1-1)

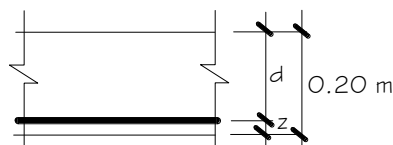


Fig. 3.30 Peralte efectivo para el acero positivo

$$z = 2.5 + \frac{1.27}{2} = 3.14 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} - 3.14 \text{ cm} = 16.86 \text{ cm}$$

$$A_s(+)=\frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{4.08 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(16.86 - \frac{a}{2}\right)} = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 1.17 \text{ cm}$$

Utilizando varillas $\phi 1/2"$, la separación será: $s = \frac{1.29}{6.63} = 0.19 \text{ m}$

USAR 1 $\phi 1/2"$ @ 0.19 m

También, como $c = a/\beta_1 = 1.17 \text{ cm}/0.85 = 1.38 \text{ cm}$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{16.86 \text{ cm}}{1.38 \text{ cm}} - 1 \right) = 2.33 > 0.9$$

Luego, $\phi = 0.9$ como lo supuesto.

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) M_{cr} = 1.1(f_r S) = 1.1(33.63 \text{ kg/cm}^2)(6,667 \text{ cm}^3) = 2.47 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f_c'} \text{ kg/cm}^2 = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(20)^2/6 = 6,667 \text{ cm}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 1.33(4.08 \text{ T-m}) = 5.43 \text{ T-m}$$

El menor valor es 2.47T-m y la cantidad de acero calculada (6.63 cm^2) resiste:

$$M_u = 4.08 \text{ T-m} > 2.47 \text{ T-m OK!}$$

D.3) As de temperatura

$$A_{s\text{temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-1)$$

$$A_{s\text{temp}} = \frac{0.18(795)(20)}{2(795+20)} = 1.76 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (total en cada dirección, en cada cara)}$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s\text{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-2)$$

Se usará $A_{s\text{temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\text{Utilizando vanillas } \varnothing 3/8", \text{ la separación será: } s = \frac{0.71}{2.33} = 0.30\text{m}$$

$$s_{\text{máx}} = 3t = 3(0.20) = 0.60\text{m} \quad (\text{Art.5.10.6})$$

$$s_{\text{máx}} = 0.45\text{m OK!} \quad (\text{Art.5.10.6})$$

USAR 1 Ø3/8" @ 0.30 m

Nota.- El acero de temperatura se colocará, por no contar con ningún tipo de acero, en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico.

D.4) As de distribución

En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\% = \frac{121}{\sqrt{5}} \leq 67\% \quad (\text{Art. 9.7.3.2})$$

$S =$ distancia entre cara de vigas $= 1.80\text{m}$

$$\% = \frac{121}{\sqrt{1.80}} = 90\% > 67\% \therefore \% = 0.67$$

$$A_{s\text{repart}} = 0.67(6.63\text{cm}^2) = 4.44\text{cm}^2$$

$$\text{Utilizando vanillas } \varnothing 1/2", \text{ la separación será: } s = \frac{1.29}{4.44} = 0.29\text{m}$$

USAR 1 Ø1/2" @ 0.29m

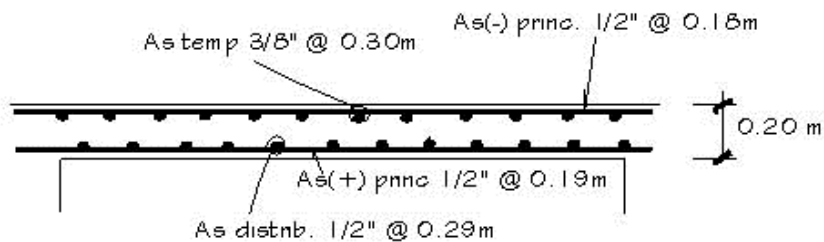


Fig. 3.31 Distribución del acero en una sección de losa interior

Nota.- El C4.6.2.1.6, establece: “anteriormente ha sido una práctica no chequear el cortante en tableros típicos. A excepción de sistemas no habituales, no es la intención exigir que se investigue el corte en todos los tableros”. El Art. 5.14.4.1 señala que las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Art. 4.6.2.3 se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte. Por tales consideraciones no efectuamos en este caso la revisión por corte.

E) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.6.7)

E.1) Acero principal negativo:

Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0.18m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_s = 1.0[1.0x(-0.05) + 1.0x(-0.03) + 1.0x(-1.81)]$$

$$M_s = -1.89 \text{ T-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.18m:

$$M_s = (-1.89 \text{ T-m/m})(0.18 \text{ m}) = -0.340 \text{ T-m}$$

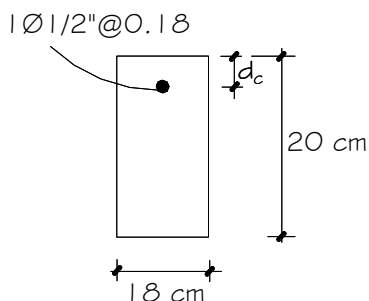


Fig. 3.32 Franja de losa para el cálculo

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{280} = 256,018 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.2.4-3)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{256,018 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$d_c = \text{recub} + \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_c = 5.0 \text{ cm} + \frac{1.27}{2} \text{ cm}$$

$$d_c = 5.64 \text{ cm}$$

Área de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 8(1.29 \text{ cm}^2) = 10.32 \text{ cm}^2$$

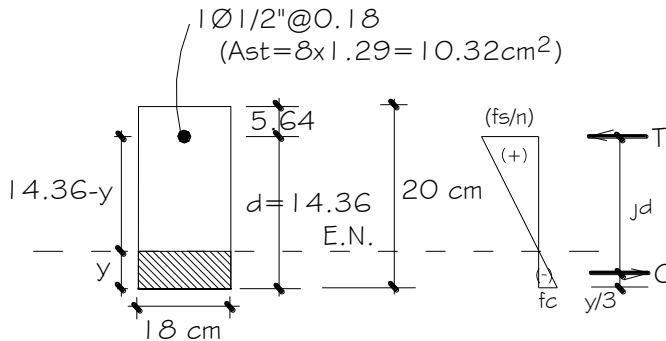


Fig. 3.33 Determinación de la posición del eje neutro

Momentos respecto del eje neutro para determinar y :

$$18y(y/2) = 10.32(14.36 - y)$$

$$y = 3.52 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 14.36 \text{ cm} - \frac{3.52 \text{ cm}}{3} = 13.19 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = \frac{0.340 \times 10^5}{(13.19)(1.29)} = 1,998 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{5.64}{0.7(20 - 5.64)} = 1.56 \quad (5.6.7-2)$$

Para condición de exposición severa, con $\gamma_e = 0.75$:

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{125,000(0.75)}{1.56(1,998)} - 2(5.64) = 18.8 \text{ cm} > 18 \text{ cm OK!}$$

E.2) Acero principal positivo:

Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0.19m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM}) \quad \text{(Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_s = 1.0[1.0x(-0.09) + 1.0x0.03 + 1.0x2.35]$$

$$M_s = 2.29 \text{ T-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.19m:

$$M_s = (2.29 \text{ T-m/m})(0.19 \text{ m}) = 0.44 \text{ T-m}$$

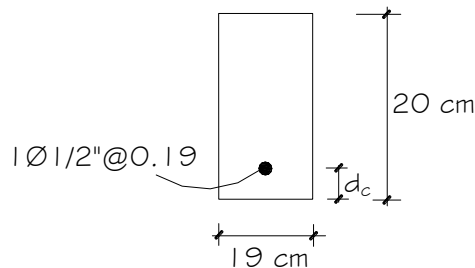


Fig. 3.34 Franja de losa para el cálculo

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{280} = 256,018 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.2.4-3)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{256,018 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$d_c = \text{recub} + \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_c = 2.5 \text{ cm} + \frac{1.27}{2} \text{ cm}$$

$$d_c = 3.14 \text{ cm}$$

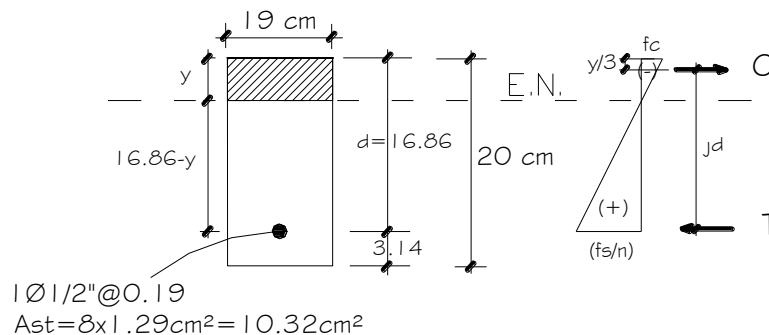


Fig. 3.35 Determinación de la posición del eje neutro

Área de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 8(1.29 \text{ cm}^2) = 10.32 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$19y (y/2) = 10.32(16.86-y)$$

$$y = 3.77 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 16.86 - \frac{3.77 \text{ cm}}{3} = 15.60 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = \frac{0.44 \times 10^5}{(15.60)(1.29)} = 2,186 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{3.14}{0.7(20 - 3.14)} = 1.27 \quad (5.6.7-2)$$

Para condición de exposición severa, con $\gamma_e = 0.75$:

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{125,000(0.75)}{1.27(2,186)} - 2(3.14) = 27.5 \text{ cm} > 19 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

II) DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL INTERIOR

A) Pre-dimensionamiento

$$h_{min} = 0.07L \quad (\text{Tabla 2.5.2.6.3-1})$$

$$h_{min} = 0.07(12 \text{ m}) = 0.84 \text{ m}$$

Tomamos

$$h = 0.85 \text{ m}$$

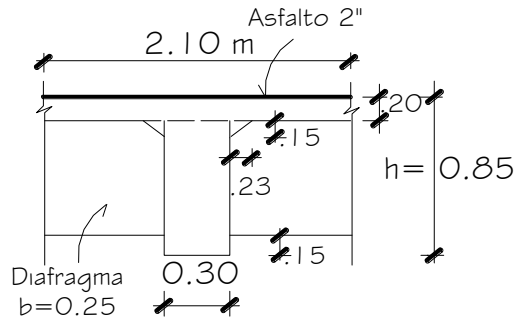


Fig. 3.36 Sección transversal de viga interior

B) Momentos de flexión por cargas (viga interior)

Considerando vigas diafragmas en apoyos y en el centro de luz, tenemos:

Carga muerta (DC):

Cargas distribuidas

$$\begin{aligned} w_{\text{losa}} &= 0.20 \times 2.10 \times 2400 &= 1008 \text{ kg/m} \\ w_{\text{viga}} &= 0.65 \times 0.30 \times 2400 &= 468 \text{ kg/m} \\ w_{\text{cartelas}} &= 2(0.5 \times 0.15 \times 0.23) \times 2400 &= 83 \text{ kg/m} \\ w_{\text{DC}} &= 1559 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{DC1}} = \frac{w_{\text{DC}} L^2}{8} = \frac{1.559(12)^2}{8} = 28.06 \text{ T-m}$$

Cargas puntuales

Colocando tres diafragmas a lo largo de toda la viga: dos en apoyos y uno en el centro de luz, se tiene:

$$P_{\text{diaf}} = (0.85 - 0.20 - 0.15)(2.10 - 0.30)(0.25)(2400) = 540 \text{ kg}$$

$$M_{\text{DC2}} = \frac{P_{\text{diaf}} L}{4} = \frac{0.54 \text{ T}(12 \text{ m})}{4} = 1.62 \text{ T-m}$$

$$\text{Luego } M_{\text{DC}} = M_{\text{DC1}} + M_{\text{DC2}} = 28.06 + 1.62 = 29.68 \text{ T-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

$$w_{\text{asf } 2''} = 0.05 \times 2240 \times 2.10 = 235 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{DW}} = \frac{w_{\text{DW}} L^2}{8} = \frac{0.235(12)^2}{8} = 4.23 \text{ T-m}$$

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

De la Tabla A2.1, APÉNDICE A2.2, para carga HL-93, y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia:

$$M_{\text{LL+IM}} = 98.76 \text{ T-m} \quad (\text{a } 0.30 \text{ m del centro de luz})$$

Usaremos de modo conservador este momento aun cuando no ocurre en el centro.

El % de momento g que se distribuye a una viga interior es:

Caso de un carril cargado:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad \text{(Tabla 4.6.2.2.2b-1)}$$

Cálculo de $\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$:

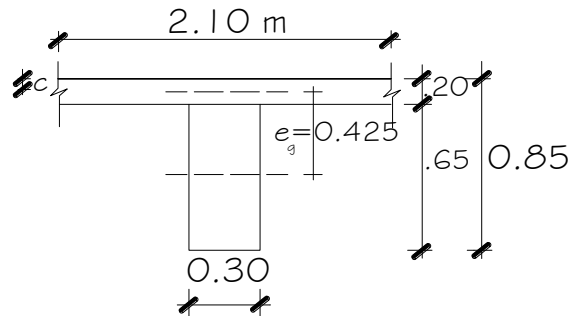


Fig. 3.37 Sección de viga interior para el cálculo de g

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1.0$$

$$I_{viga} = \frac{30(65)^3}{12} = 686,563 \text{ cm}^4$$

$$A_{viga} = 30(65) = 1950 \text{ cm}^2$$

$$e_g = 42.5 \text{ cm}$$

$$K_g = n (I_{viga} + A_{viga} e_g^2) \quad (4.6.2.2.1-1)$$

$$K_g = n (I_{viga} + A_{viga} e_g^2) = 1 [686,563 + 1950(42.5)^2] = 4'208,751 \text{ cm}^4$$

$$\text{Luego: } \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{4'208,751 \text{ cm}^4}{1200\text{cm} (20 \text{ cm})^3}\right)^{0.1} = 0.921$$

(comparar con el valor simplificado: 1.05 para Sección (e), sugerido por la Tabla 4.6.2.2.1-3)

$$g = 0.06 + \left(\frac{2.1}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{2.1}{12}\right)^{0.3} (0.921) = 0.470$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad \text{(Tabla 4.6.2.2b-1)}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2.1}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{2.1}{12}\right)^{0.2} (0.921) = 0.611 \quad \text{(CRÍTICO)}$$

$$M_{LL+IM} = 0.611(98.76 \text{ T-m}) = 60.34 \text{ T-m}$$

C) Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1-1)

RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS

| Carga | M(+) T-m | γ | | |
|-------|--------------------|---------------|------------|----------|
| | | Resistencia I | Servicio I | Fatiga I |
| DC | 29.68 | 1.25 | 1.0 | 0 |
| DW | 4.23 | 1.50 | 1.0 | 0 |
| LL+IM | 60.34 ¹ | 1.75 | 1.0 | 1.50 |

¹ Aun cuando el momento por carga viva vehicular no ocurre en el centro de luz como en el caso de los otros momentos, tomaremos tal valor de modo conservador.

Resistencia I: $U = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL+IM)]$

Servicio I: $U = n[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL+IM)]$

Fatiga I: $U = n[1.50(LL+IM)]$

D) Cálculo del Acero Principal

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}] \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

$$= 1.25(29.68) + 1.50(4.23) + 1.75(60.34) = 149.04 \text{ T-m}$$

Siguiendo el procedimiento del APÉNDICE A3.2, determinamos si la viga trabaja como Tee ó como viga rectangular:

Tomando como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee (Art. 4.6.2.6):

$$b_{\text{efect}} = b = 2.10 \text{ m}$$

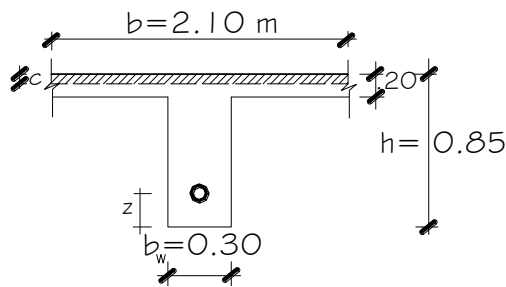


Fig. 3.38 Sección transversal de viga interior para el cálculo de c

Luego, suponiendo $c = t = 0.20 \text{ m}$

$$a = 0.85c = 0.85(20) = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Con } d \approx 0.85h = 72 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{149.04 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(72 - \frac{17}{2}\right)} = 62.09 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{62.09 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 210} = 5.22 \text{ cm}$$

$$c = a / 0.85 = 6.14 \text{ cm} < 20 \text{ cm (eje neutro dentro del patín)}$$

Se diseñará como viga rectangular

$$A_s = \frac{149.04 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(72 - \frac{a}{2}\right)} = 56.63 \text{ cm}^2 \text{ (Usar } 12\emptyset 1", A_s = 61.2 \text{ cm}^2)$$

$$a = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 280 \times 210} = 4.76 \text{ cm}$$

También, como $c = a / \beta_1 = 4.76 \text{ cm} / 0.85 = 5.60 \text{ cm}$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{72 \text{ cm}}{5.6 \text{ cm}} - 1 \right) = 2.43 > 0.9$$

Luego, $\phi = 0.9$ como lo supuesto.

Utilizaremos $A_s = 12\emptyset 1"$ con la distribución que se muestra a continuación, estribos $\emptyset 1/2"$ y recubrimiento $r = 5.0 \text{ cm}$ (2") según Tabla 5.12.3-1.

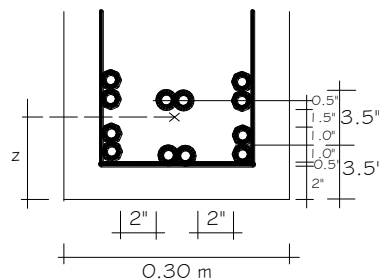


Fig. 3.39 Disposición de la armadura principal en la viga interior

Cálculo de "z":

Tomando momentos en la base de la viga, siendo $A = 5.10 \text{ cm}^2$:

$$(12A) z = (4A)(3.5") + (4A)(7") + (2A)(3") + (2A)(6.5")$$

$$z = 5.083" = 12.91 \text{ cm}$$

$d = 85 \text{ cm} - 12.91 \text{ cm} = 72 \text{ cm}$, como lo supuesto.

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) M_{cr} = 1.1 f_r S = 1.1(33.63 \text{ kg/cm}^2)(252,875 \text{ cm}^3) = 93.55 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01 \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 210(85)^2/6 = 252,875 \text{ cm}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 1.33(149.04 \text{ T-m}) = 198.22 \text{ T-m}$$

El menor valor es 93.55 T-m y la cantidad de acero calculada (56.63 cm^2) resiste $M_u = 149.04 \text{ T-m} > 93.55 \text{ T-m}$ OK!

USAR 12Ø1"

Armadura de contracción y temperatura

(Art. 5.10.6)

En el alma de la viga T, en las caras laterales, se colocará acero de temperatura:

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-1)$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18(30 \times 85)}{2(30 + 85)} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s \text{ temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-2)$$

Se usará $A_{s \text{ temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$

Para el espacio de $0.85\text{m} - 0.20\text{m} - 0.20\text{m} = 0.45\text{m}$ se tiene:

$$A_{s \text{ temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.45\text{m} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Usaremos por cara: 1Ø1/2" (1.29 cm^2), que cumple

$$s_{\text{máx}} = 3t = 3(30) = 90 \text{ cm} \quad \text{y} \quad s_{\text{máx}} = 45 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.10.6})$$

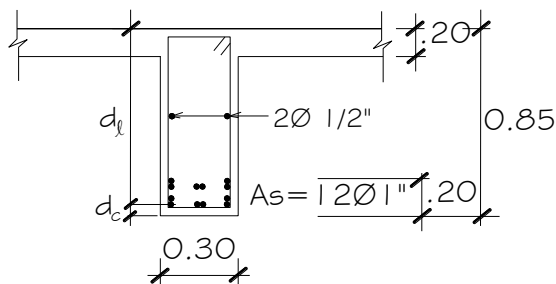


Fig. 3.40 Disposición de la armadura de temperatura

Armadura superficial longitudinal A_{sk}

(Art. 5.6.7)

En este caso siendo $d_l < 90\text{cm}$, se omite el uso de A_{sk}

E) Revisión de fisuración por distribución de armadura

(Art. 5.6.7)

Momento actuante

Usando la sección agrietada, para el diseño por estado límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_s = 1.0[1.0x(29.68) + 1.0x(4.23) + 1.0x(60.34)] = 94.25 \text{ T-m/m}$$

Ubicación del eje neutro

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{280} = 256,018 \text{ kg/cm}^2 \quad (C5.4.2.4-3)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{256,018 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$d_c = \text{recub} + \varnothing_{\text{estr}} + \frac{\varnothing}{2}$$

$$d_c = 5\text{cm} + 1.27\text{cm} + \frac{2.54\text{cm}}{2} = 7.54\text{cm}$$

$$d_l = 85\text{cm} - 7.54\text{cm} = 77.46\text{cm} < 90\text{cm}, \text{ no requiere } A_{sk} \quad (\text{Art. 5.6.7})$$

Área de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 8(61.20 \text{ cm}^2) = 489.6 \text{ cm}^2$$

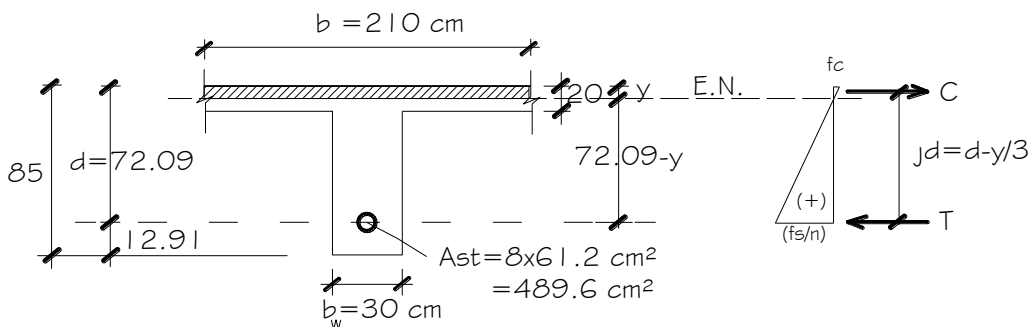


Fig. 3.41 Determinación de la posición del eje neutro

Momentos respecto del eje neutro para determinar y :

$$210y(y/2) = 489.6(72.09 - y)$$

$$y = 16.15\text{cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 72.09 \text{ cm} - \frac{16.15 \text{ cm}}{3} = 66.71 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero será:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = \frac{94.25 \times 10^5}{(66.71)(61.2)} = 2,309 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{7.54}{0.7(85 - 7.54)} = 1.14 \quad (5.6.7-2)$$

Por su condición de acero inferior usaremos Clase I, con $\gamma_e = 1.00$:

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{125,000(1.00)}{1.14(2,309)} - 2(7.54) = 32 \text{ cm} > 5 \text{ cm OK!}$$

F) FatigaF.1) Carga de Fatiga

Se calcula con un camión de diseño con una separación constante de 9.14 m entre los ejes de 14.52 T (Art. 3.6.1.4), ocupando una sola vía. No se aplica el factor de presencia múltiple (Art. 3.6.1.1.2) y se considera el factor de impacto $IM=0.15$ (Tabla 3.6.2.1-1)

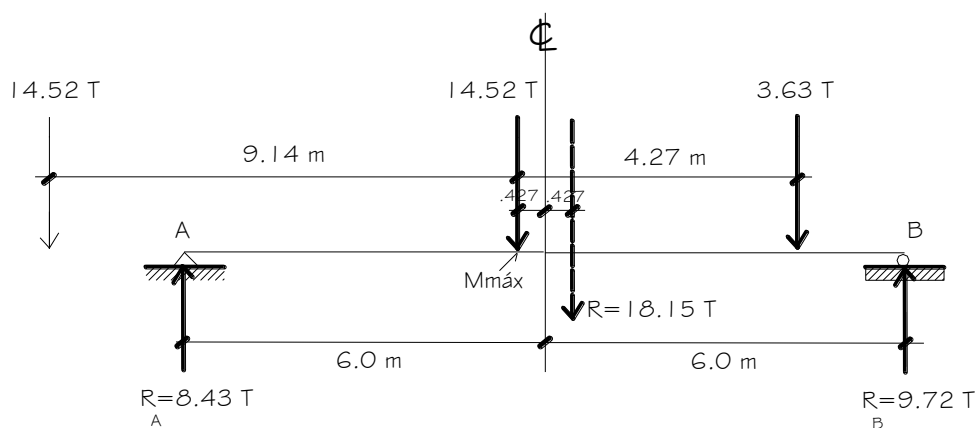


Fig. 3.42 Disposición de los ejes del camión de fatiga para la ocurrencia del momento máximo en la viga

$$M_{LL} = 8.43T(6m - 0.427m) = 46.98 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{LL+IM} = 1.15(46.98 \text{ T-m}) = 54.03 \text{ T-m} \text{ (ó ver Tabla A2.1, APÉNDICE A2.2)}$$

Considerando la distribución g de sobrecarga para un solo carril pero eliminando el factor de presencia múltiple de 1.2 (Art. 3.6.1.1.2) se tiene:

$$g_{fat} = 0.470/1.2 = 0.392$$

$$M_{LL+IM} = (0.392)54.03 \text{ T-m} = 21.18 \text{ T-m}$$

Para el Diseño por Fatiga I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_{fat} = n(1.75 M_{LL+IM}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_{fat} = 1.0(1.75 \times 21.18 \text{ T-m}) = 37.07 \text{ T-m}$$

F.2) Sección fisurada

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I, da por resultado una tensión de tracción mayor que $0.80\sqrt{f'_c}$ (Art. 5.5.3):

$$f_{tracc} = 0.80\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 0.80\sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 = 13.39 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I en una franja interior:

$$M'_{fat} = M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}$$

$$M'_{fat} = 29.68 \text{ T-m} + 4.23 \text{ T-m} + 37.07 \text{ T-m} = 70.98 \text{ T-m}$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S} = \frac{70.98 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{252,875 \text{ cm}^3} = 28.07 \text{ kg/cm}^2$$

Como $f_{fat} = 28.07 \text{ kg/cm}^2 > 13.29 \text{ kg/cm}^2$, se usará la sección agrietada.

D.3) Verificación de esfuerzos

Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva:

Con $A_s = 12\phi'' = 61.2 \text{ cm}^2$ y $jd = 66.71 \text{ cm}$:

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s(jd)} = \frac{37.07 \times 10^5}{(61.2)(66.71)} = 908 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo en el refuerzo por carga permanente:

$$f_{DC+DW} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s(jd)} = \frac{(29.68 + 4.23) \times 10^5}{(61.2)(66.71)} = 831 \text{ kg/cm}^2$$

Rango máximo de esfuerzo

El *esfuerzo mínimo* es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por carga permanente:

$$f_{\min} = 0 + 831 \text{ kg/cm}^2 = 831 \text{ kg/cm}^2$$

El *esfuerzo máximo* es el esfuerzo por carga viva máximo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{\max} = 908 \text{ kg/cm}^2 + 831 \text{ kg/cm}^2 = 1,739 \text{ kg/cm}^2$$

El *rango máximo de esfuerzos* es: $f = f_{\max} - f_{\min} = 908 \text{ kg/cm}^2$

El *rango límite* es: $f_{\limite} = 1,828 - 0.367f_{\min}$ (5.5.3.2-1)

Luego: $f_{\limite} = 1,828 - 0.367(831) = 1,523 \text{ kg/cm}^2 > 908 \text{ kg/cm}^2$ OK!

G) Diseño por Corte (viga interior)Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

De acuerdo al Art. 5.7.3.2, cuando la reacción en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo.

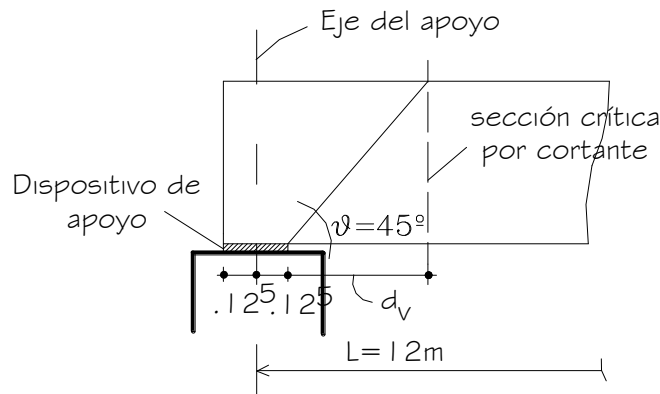


Fig. 3.43 Sección crítica por corte

Determinación del peralte efectivo por corte (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 72 - \frac{4.76}{2} = 69.62 \text{ cm}$$

$$\text{no menor que el } \left\{ \begin{array}{l} 0.90d_e = 0.90(72 \text{ cm}) = 64.8 \text{ cm OK!} \\ \text{mayor valor de } 0.72h = 0.72(85 \text{ cm}) = 61.2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.125\text{m} + 0.6962\text{m} = 0.82 \text{ m}$$

A la distancia 0.82m:

Carga muerta (DC)

Con $w_{DC} = 1559 \text{ kg/m}$ y $P_{\text{diáf}} = 540 \text{ kg}$

$$V_{DC} = (10,164 - 540) \text{ kg} - 0.82 \text{ m}(1559 \text{ kg/m})$$

$$= 8,346 \text{ kg}$$

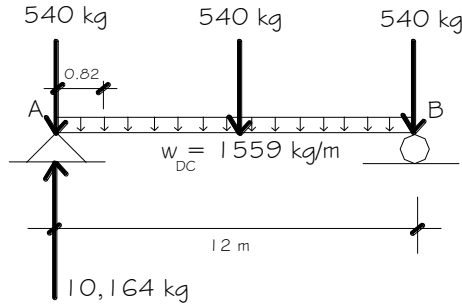


Fig. 3.44 Cargas DC para calcular el corte en la sección crítica

Superficie de rodadura (DW)

Con $w_{DW} = 235 \text{ kg/m}$

$$V_{DW} = 1410 \text{ kg} - 0.82 \text{ m}(235 \text{ kg/m})$$

$$= 1,217 \text{ kg}$$

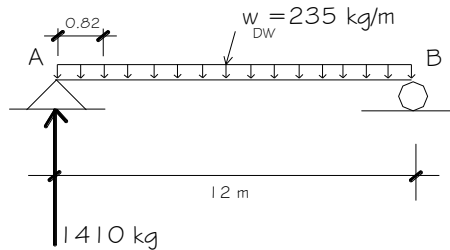


Fig. 3.45 Carga DW para calcular el corte en la sección crítica

Carga viva (LL):

a) Camión de Diseño

$$V = 22.69 \text{ T}$$

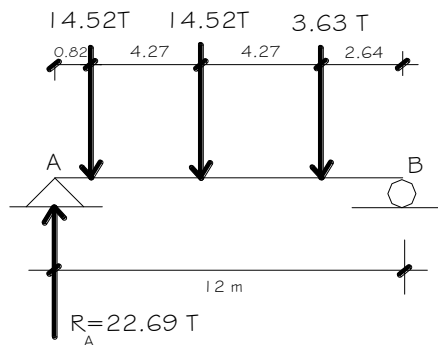


Fig. 3.46 Posición del camión estándar para calcular el corte en la sección crítica

b) Tandem

$$V=20 \text{ T}$$

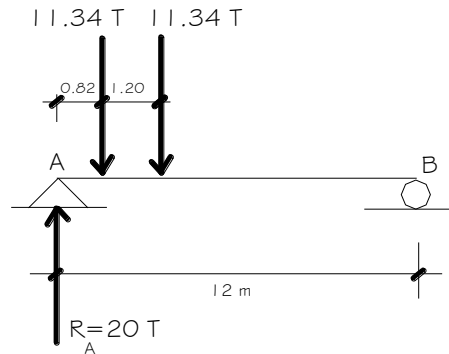


Fig. 3.47 Posición del tándem para calcular el corte en la sección crítica

c) Carga de carril

$$V= 4.96 \text{ T}$$

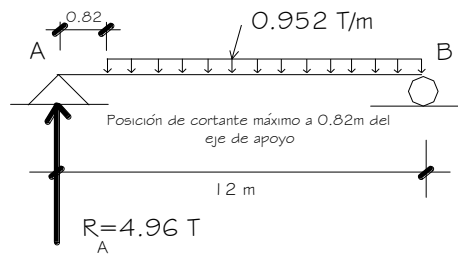


Fig. 3.48 Distribución de la carga de carril para calcular el corte en la sección crítica

$$\text{Luego } V_{LL+IM} = 22.69\text{T}(1.33)+4.96\text{T} = 35.14 \text{ T}$$

Distribución en viga interior:

Caso de un carril cargado:

$$q = 0.36 + \frac{5}{7.6} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.3a-1})$$

$$q = 0.36 + \frac{2.1}{7.6} = 0.636$$

Caso de dos carriles cargados:

$$q = 0.2 + \frac{5}{3.6} - \left(\frac{5}{10.7}\right)^2 \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.3a-1})$$

$$q = 0.2 + \frac{2.1}{3.6} - \left(\frac{2.1}{10.7}\right)^2 = 0.745 \text{ (CRÍTICO)}$$

$$V_{LL+IM} = 0.745(35.14\text{T}) = 26.18\text{T} = 26,180\text{kg}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$V_u = 1.25(8,346) + 1.50(1,217) + 1.75(26,180) = 58,073 \text{ kg}$$

Diseño de estribos en la sección crítica

Cortante actuante : $V_u = 58,073 \text{ kg}$

Cortante resistente : $V_r = \phi V_n$ (5.7.2.1-1)
 $\phi = 0.9$ (5.5.4.2)

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.7.3.3-1) \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p & (5.7.3.3-2) \end{cases}$

Cortante nominal resistente del concreto con $\beta=2$ (Art. 5.7.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5-1)):

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} (30 \times 69.62) = 18,523 \text{ kg}$$

siendo b_v = ancho del alma = 30 cm

Cortante nominal resistente del acero con $\theta = 45^\circ$ (Art. 5.7.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5)) y ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (C5.7.3.3-1)$$

Utilizando estribos $\emptyset 1/2''$ espaciados cada 15 cm:

$$V_s = \frac{2.58(4200)(69.62)}{15.0} = 50,293 \text{ kg}$$

Donde:

$s = 15.0$ cm (espaciamiento asumido de estribos)

$A_v = 2 \times 1.29 \text{ cm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$ (asumiendo 2 ramas $\emptyset 1/2''$)

Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p = 0$

El menor valor de $\begin{cases} V_n = 18,523 \text{ kg} + 50,293 \text{ kg} + 0 = 68,816 \text{ kg} \\ V_n = 0.25 \times 280 \times 30 \times 69.62 + 0 = 146,202 \text{ kg} \end{cases}$

es $V_n = 68,816 \text{ kg}$. Luego:

Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n = 0.9(18,523 \text{ kg}) + 0.9(50,293 \text{ kg})$$

$$= 16,671 \text{ kg} + 45,264 \text{ kg} = 61,935 \text{ kg} > 58,073 \text{ kg} \quad \text{OK!}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq 0.27\lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.7.2.5-1)$$

Con $\lambda=1$ (concreto de peso normal) (5.4.2.8)

$$A_v \geq 0.27(1)\sqrt{280} \frac{30(1.5)}{4200} \text{ cm}^2$$

$$A_{v\text{mín}} = 0.48 \text{ cm}^2 < 2.58 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal (Art. 5.7.2.6)

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.7.2.8-1)$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = \frac{58,073}{0.9(30)(69.62)} = 30.89 \text{ kg/cm}^2$$

También:

$$\text{si } v_u < 0.125f'_c \quad s_{\text{máx}} = 0.8d_v \leq 60 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-1)$$

$$\text{si } v_u \geq 0.125f'_c \quad s_{\text{máx}} = 0.4d_v \leq 30 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-2)$$

Como $v_u = 30.89 \text{ kg/cm}^2 < 0.125(280 \text{ kg/cm}^2) = 35 \text{ kg/cm}^2$

$$s_{\text{máx}} = 0.8d_v = 0.8(69.62 \text{ cm}) = 55.70 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

$$s = 15.00 \text{ cm} < s_{\text{máx}} = 55.70 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Luego, a una distancia 0.82 del apoyo (sección crítica por cortante) usar estribos $\emptyset 1/2'' @ 0.15$

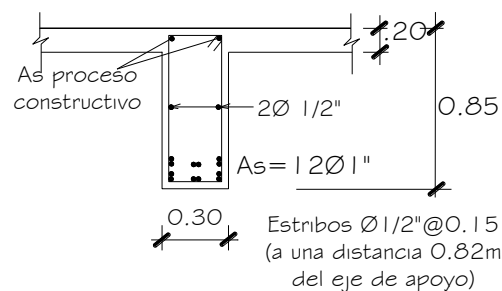


Fig. 3.49 Armadura longitudinal y transversal en la viga interior

III) DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

A) Momentos de flexión por cargas

Carga muerta (DC):

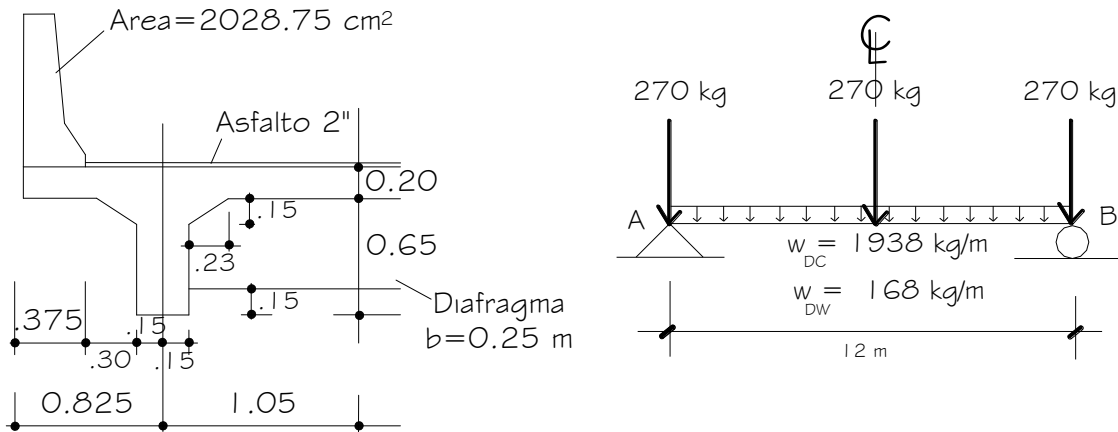


Fig. 3.50 Cargas tipo DC aplicadas en la viga exterior

Cargas distribuidas

$$\begin{aligned}
 W_{\text{losa}} &= 0.20 \times 1.875 \times 2400 &= 900 \text{ kg/m} \\
 W_{\text{viga}} &= 0.65 \times 0.30 \times 2400 &= 468 \text{ kg/m} \\
 W_{\text{cartelas}} &= 2(0.5 \times 0.15 \times 0.23) \times 2400 &= 83 \text{ kg/m} \\
 * W_{\text{barrera}} &= 0.202875 \times 2400 &= 487 \text{ kg/m} \\
 W_{\text{DC}} &= 1938 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

**Nota.- Según el Art. 4.6.2.2.1, las cargas permanentes del tablero (como es el caso del peso de las barreras) se pueden distribuir uniformemente entre todas las vigas. Sin embargo asumiremos que las barreras están soportadas íntegramente por las vigas exteriores.*

$$M_{\text{DC1}} = \frac{w_{\text{DC}} L^2}{8} = \frac{1.94(12)^2}{8} = 34.92 \text{ T-m}$$

Cargas puntuales

Considerando vigas diafragmas en apoyos y en el centro de luz, tenemos:

$$P_{\text{diaf}} = (0.85 - 0.20 - 0.15)(1.05 - 0.15)(0.25)(2400) = 270 \text{ kg}$$

$$M_{\text{DC2}} = \frac{P_{\text{diaf}} L}{4} = \frac{0.27 \text{ T}(12 \text{ m})}{4} = 0.81 \text{ T-m}$$

$$\text{Luego } M_{\text{DC}} = M_{\text{DC1}} + M_{\text{DC2}} = 34.92 + 0.81 = \mathbf{35.73 \text{ T-m}}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

$$w_{\text{asf } 2''} = 0.05 \times 1.50 \times 2240 = 168 \text{ kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{w_{DW}L^2}{8} = \frac{0.168(12)^2}{8} = 3.02T\text{-m}$$

Carga viva (LL):

De la Tabla A2.1, APÉNDICE A2.2, para sobrecarga HL-93, y con la consideración de carga dinámica en el estado límite de resistencia:

$$M_{LL+IM} = 98.76 T\text{-m}$$

El % de momento g que se distribuye a una viga exterior es:

- a) Tabla 4.6.2.2.2d-1: Ley de Momentos (regla de la palanca), caso un carril de diseño cargado

$$R_A = \left(\frac{1.95}{2.10} + \frac{0.15}{2.10} \right) \left(\frac{P}{2} \right) = 0.500P$$

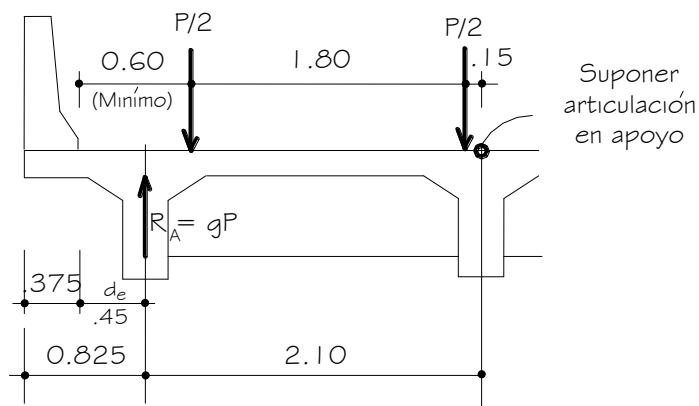


Fig. 3.51 Posición de los ejes del camión estándar para la determinación de g

Luego $g=0.500$, factor a ser usado en el diseño por Fatiga al no estar afectado por el factor de presencia múltiple.

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, incluimos el factor de presencia múltiple $m=1.2$:

$$g = 0.500(1.2) = 0.600$$

- b) Tabla 4.6.2.2.2d-1: Caso dos o más carriles de diseño cargados

$$g = e(g_{int})$$

Donde:

d_e = distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera = 0.45m

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2.8} \quad \text{(Tabla 4.6.2.2.2d-1)}$$

$$e = 0.77 + \frac{0.45}{2.80} = 0.931$$

$$g_{int} = 0.611 \text{ (ver diseño de viga interior)}$$

Luego: $g = 0.931(0.611) = 0.569$

c) Art. 4.6.2.2d: Caso puentes de viga y losa con diafragmas rígidamente conectados (ver también APÉNDICE A3.3)

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \Sigma e}{\Sigma x^2} \quad (C4.6.2.2d-1)$$

c. 1) Un carril cargado:

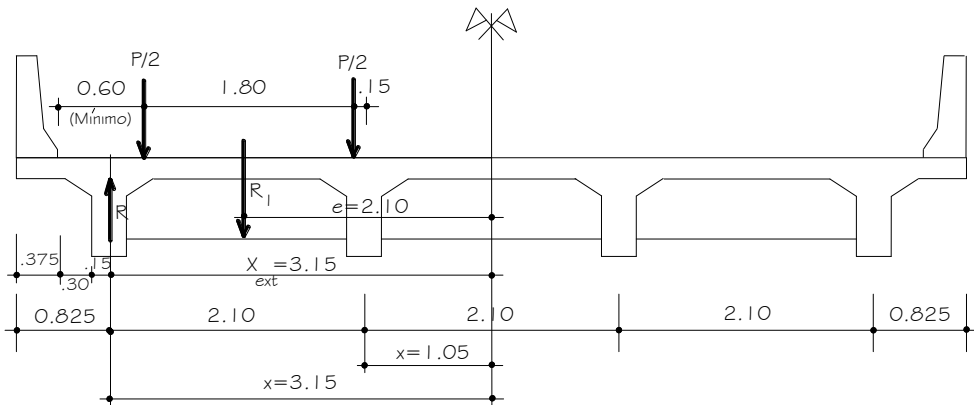


Fig. 3.52 Posición de los ejes del camión estándar ocupando un carril para la determinación de g

Con:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de carril

N_L = número de carriles cargados = 1

N_b = número de vigas = 4

e = excentricidad del camión de diseño o carga de carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas = 2.10m

X_{ext} = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior = 3.15m

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3.15m(2.1m)}{2[(3.15m)^2 + (1.05m)^2]} = 0.550$$

Con el factor de presencia múltiple, $m = 1.2$:

$$g = R = 1.2(0.550) = 0.660$$

c.2) Dos carriles cargados (ancho carril=3.60m):

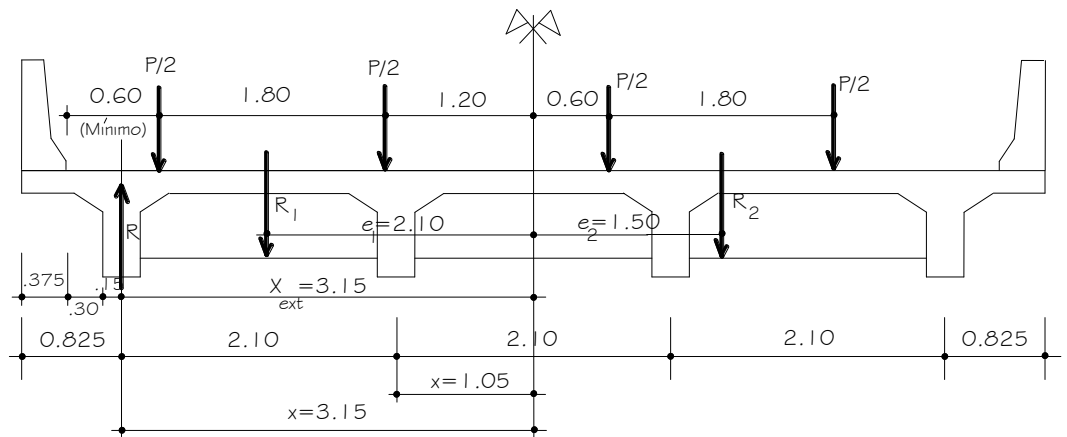


Fig. 3.53 Posición de los ejes del camión estándar ocupando dos carriles para la determinación de g

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3.15m(2.10m - 1.50m)}{2[(3.15m)^2 + (1.05m)^2]} = 0.586 \text{ (ver también APÉNDICE A3.3)}$$

Con el factor de presencia múltiple $m = 1.0$:

$$g = R = 1.0(0.586) = 0.586$$

El factor de distribución crítica es, $g = 0.660$

d) De los casos a), b), y c), seleccionamos para el estado límite de resistencia el factor de distribución de momento, $g = 0.660$

$$M_{LL+IM} = 0.660(98.76 \text{ T-m}) = 65.18 \text{ T-m}$$

B) Momento de Diseño, Estado Límite de Resistencia I

Con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25(35.73) + 1.50(3.02) + 1.75(65.18) = 163.26 \text{ T-m}$$

Se sugiere al lector realizar el cálculo del acero correspondiente, a manera de práctica.

C) Diseño por Corte

La sección crítica por corte por simplicidad la tomaremos al igual que en el caso de la viga interior, a una distancia 0.82m del eje del apoyo.

Carga muerta (DC)

Con $w_{DC} = 1,938 \text{ kg/m}$

$$V_{DC} = (12,033 - 270) \text{kg} - 0.82 \text{m}(1,938 \text{kg/m})$$

$$= 10,174 \text{kg}$$

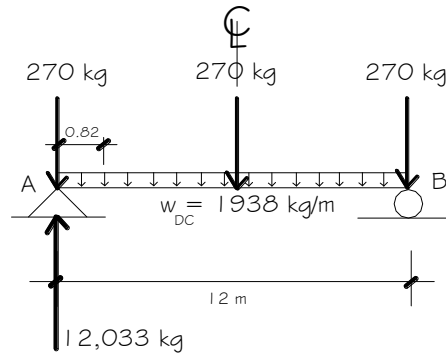


Fig. 3.54 Cargas DC para calcular el corte en la sección crítica

Superficie de rodadura (DW)

Con $w_{DW} = 168 \text{ kg/m}$

$$V_{DW} = 1014 \text{ kg} - 0.82 \text{m}(168 \text{kg/m})$$

$$= 870 \text{kg}$$

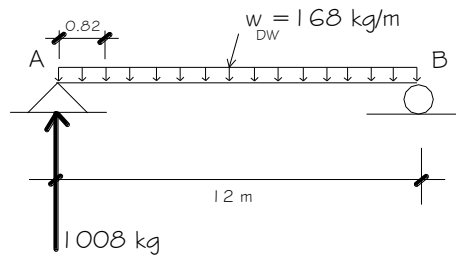


Fig. 3.55 Carga DW para calcular el corte en la sección crítica

Carga viva:

a) Camión de Diseño

$$V = 22.69 \text{ T}$$

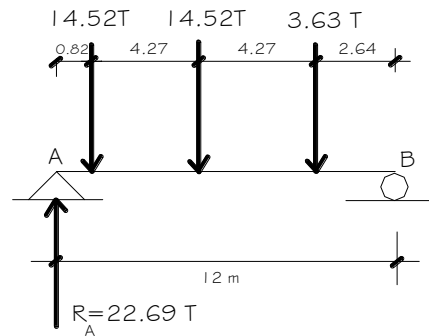


Fig. 3.56 Posición del camión estándar para calcular el corte en la sección crítica

b) Tandem

$V = 20 \text{ T}$

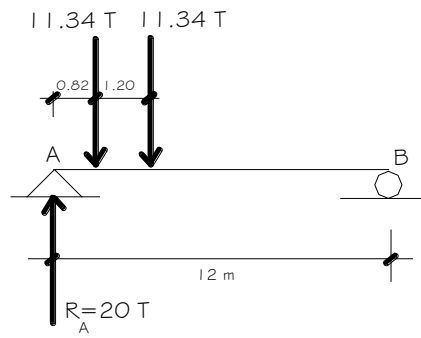


Fig. 3.57 Posición del tándem para calcular el corte en la sección crítica

c) Carga de carril

$V = 4.96 \text{ T}$

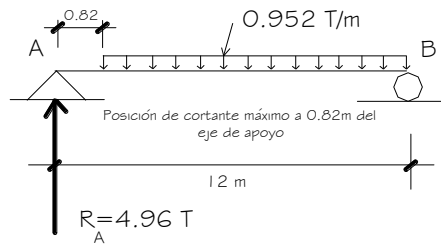


Fig. 3.58 Distribución de la carga de carril para calcular el corte en la sección crítica

Luego $V_{LL+IM} = 22.69\text{T}(1.33) + 4.96\text{T} = 35.14 \text{ T}$

El % de cortante g que se distribuye a una viga exterior es:

A) Tabla 4.6.2.2.3b-1: Ley de Momentos (regla de la palanca), para el caso de un carril cargado

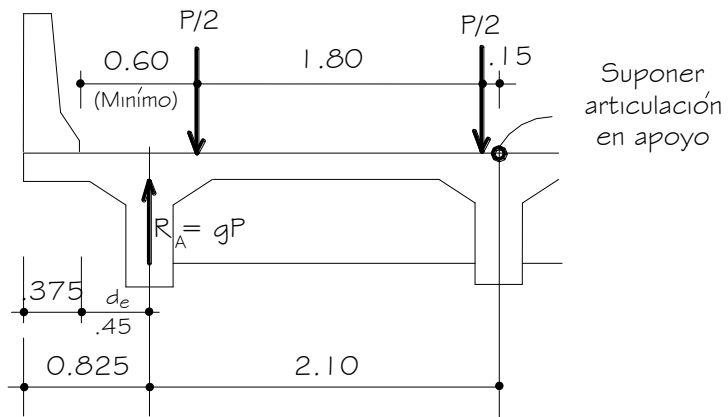


Fig. 3.59 Posición crítica de los ejes del camión estándar para el cálculo de g

$$R_A = \left(\frac{1.95}{2.10} + \frac{0.15}{2.10} \right) \left(\frac{P}{2} \right) = 0.500P$$

Luego $g=0.500$, factor a ser usado en el diseño por Fatiga I al no estar afectado por el factor de presencia múltiple.

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, incluimos el factor de presencia múltiple $m=1.2$:

$$g = 0.500(1.2) = 0.600$$

B) Tabla 4.6.2.2.3b-1, caso dos o más carriles cargados:

$$g = e(g_{int})$$

Donde:

d_e = distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera

$$d_e = 0.450 \text{ m}$$

$$e = 0.60 + \frac{d_e}{3} \quad \text{(Tabla 4.6.2.2.3b-1)}$$

$$e = 0.60 + \frac{0.45}{3} = 0.75$$

$$g_{int} = 0.745 \text{ (ver diseño de viga interior)}$$

Luego:

$$g = 0.75(0.745) = 0.559$$

C) Art. 4.6.2.2.3b: Caso puentes de viga y losa con diafragmas rigidamente conectados (ver también APÉNDICE A3.3)

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \Sigma e}{\Sigma x^2} \quad \text{(C4.6.2.2.2d-1)}$$

c. 1) Un carril cargado:

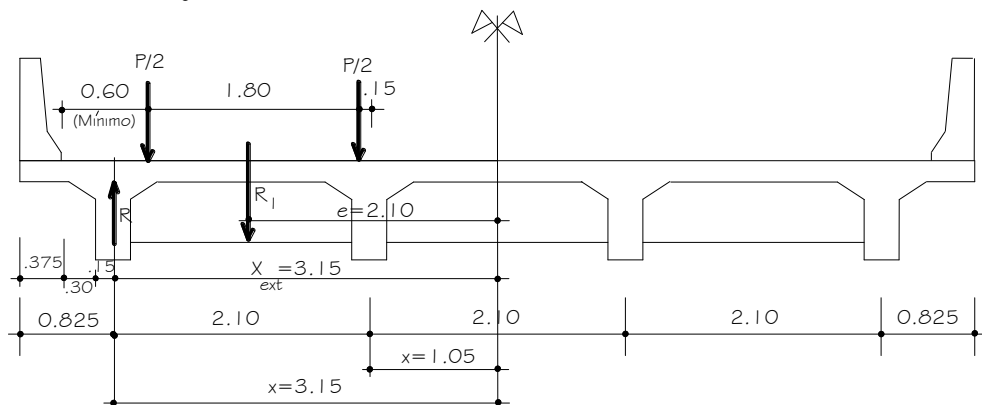


Fig. 3.60 Posición crítica de los ejes del camión estándar ocupando un carril para el cálculo de g

Con:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de carril

N_L = número de carriles cargados = 1

N_b = número de vigas = 4

e = excentricidad del camión de diseño o carga de carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas = 2.10m

X_{ext} = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior = 3.15m

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3.15m(2.1m)}{2[(3.15m)^2 + (1.05m)^2]} = 0.550$$

Con el factor de presencia múltiple, $m = 1.2$:

$$g = R = 1.2(0.550) = 0.660$$

c.2) Dos carriles cargados (ancho carril=3.60m):

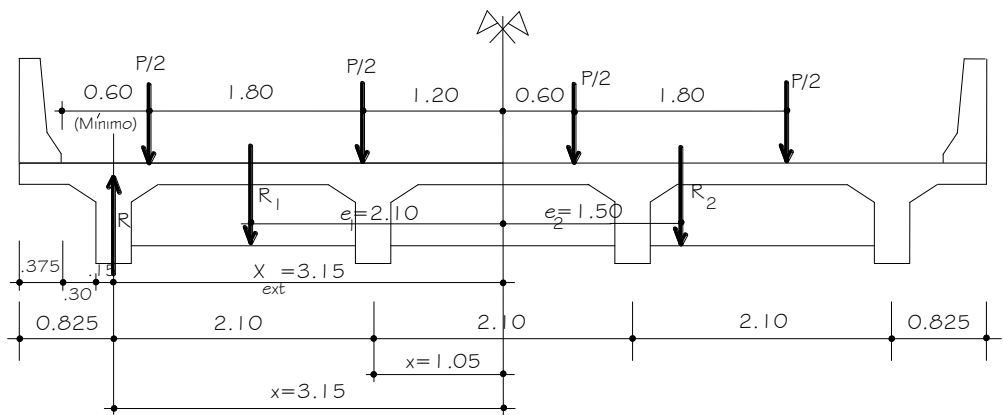


Fig. 3.61 Posición crítica de los ejes del camión estándar ocupando dos carriles para el cálculo de g

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3.15m(2.10m - 1.50m)}{2[(3.15m)^2 + (1.05m)^2]} = 0.586$$

Con el factor de presencia múltiple $m = 1.0$:

$$g = R = 1.0(0.586) = 0.586$$

El factor de distribución crítico es, $g = 0.660$

D) De los casos a), b), y c), seleccionamos para el estado limite de resistencia el factor de distribución de cortante, $g = 0.660$

$$V_{LL+IM} = 0.660(35.14T) = 23.19T$$

D) Cortante de Diseño, Estado Límite de Resistencia I

Con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25(10,174) + 1.50(870) + 1.75(23,190) = 54,605 \text{ kg}$$

Se sugiere al lector realizar el cálculo del acero por corte correspondiente, a manera de práctica.

IV) DISEÑO DE BARRERAS DE CONCRETO

Se propone en este caso un modelo de barrera de concreto con perfil basado en la barrera de New Jersey. Cabe destacar que un sistema de barreras y su conexión a la cubierta sólo se autoriza después de demostrar que es satisfactorio a través de pruebas de choque en barreras a escala natural para el nivel de prueba deseado [13.7.3.1]. Si se realizan modificaciones menores a modelos ya probados, que no afectan su resistencia, pueden utilizarse sin las pruebas de impacto requeridas.

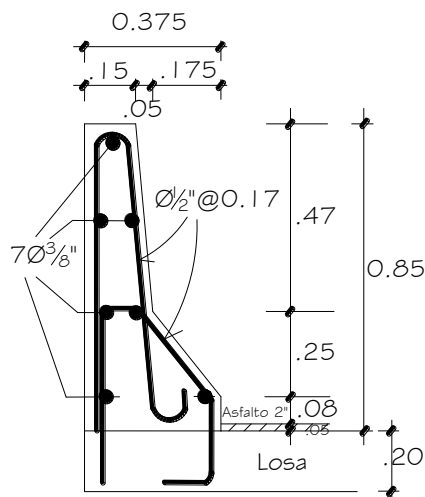


Fig. 3.62 Barrera tipo New Jersey propuesta

A) Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (M_w)

La resistencia a los momentos positivo y negativo que actúan alrededor de un eje vertical se determina tomando como base el mecanismo de falla en este tipo de barreras; se determina así el refuerzo horizontal en la cara vertical de la barrera (en este caso $4\text{Ø}3/8$ ”).

Para determinar el momento resistente se dividirá la sección de barrera en tres partes: A_1 , A_2 y A_3 , tal como se observa en la Fig. 3.63.

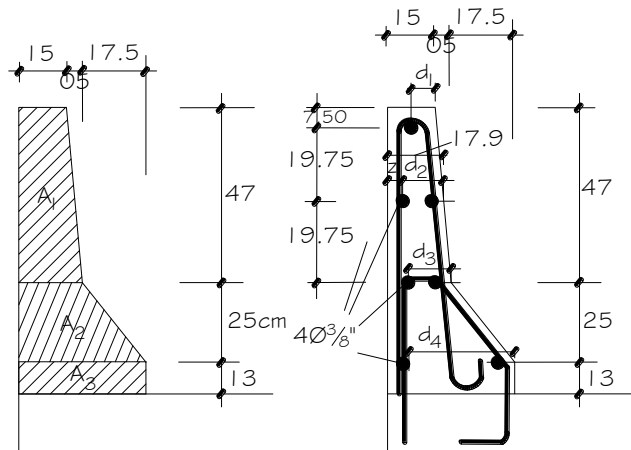


Fig. 3.63 División en secciones de la Barrera tipo New Jersey y peraltes para el cálculo

Con $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se tiene:

Sección A1

$$z = \text{recub} + \emptyset + \emptyset/2 = 2'' + 1/2'' + (3/8'')/2 = 2.6875'' = 6.83 \text{ cm}$$

$$d_1 = 15/2 \text{ cm} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 17.90 \text{ cm} - 6.83 \text{ cm} = 11.07 \text{ cm}$$

$$d_3 = 20 \text{ cm} - 6.83 \text{ cm} = 13.17 \text{ cm}$$

$$\bar{d} = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3} = \frac{7.5 \text{ cm} + 11.07 \text{ cm} + 13.17 \text{ cm}}{3} = 10.58 \text{ cm}$$

$$A_s = (2 + 0.5) \emptyset 3/8'' = 2.5(0.71 \text{ cm}^2) = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.78(4200)}{0.85(280)(47)} = 0.67 \text{ cm}$$

$\emptyset = 1.0$ (Estado límite de evento extremo, AASHTO 1.3.2.1)

$$M_u = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0(1.78)(4200) \left(10.58 - \frac{0.67}{2} \right)$$

$$M_u = 76,592 \text{ kg-cm} = 0.77 \text{ T-m}$$

Sección A2

$$d_3 = 20 \text{ cm} - 6.83 \text{ cm} = 13.17 \text{ cm}$$

$$d_4 = 37.5 \text{ cm} - 6.83 \text{ cm} = 30.67 \text{ cm}$$

$$\bar{d} = \frac{d_3 + d_4}{2} = \frac{13.17 \text{ cm} + 30.67 \text{ cm}}{2} = 21.92 \text{ cm}$$

$$A_s = (0.5 + 0.5) \emptyset 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.71(4200)}{0.85(280)(25)} = 0.50 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0(0.71)(4200) \left(21.92 - \frac{0.50}{2} \right)$$

$$M_u = 64,620 \text{ kg} - \text{cm} = 0.65 \text{ T} - \text{m}$$

Sección A3

$$d = d_4 = 30.67 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.5 \phi 3 / 8" = 0.5(0.71 \text{ cm}^2) = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.36(4200)}{0.85(280)(13)} = 0.49 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0(0.36)(4200) \left(30.67 - \frac{0.49}{2} \right)$$

$$M_u = 46,003 \text{ kg} - \text{cm} = 0.46 \text{ T} - \text{m}$$

Luego, el total es:

$$M_w = M_u = 0.77 \text{ T-m} + 0.65 \text{ T-m} + 0.46 \text{ T-m}$$

$$M_w = 1.88 \text{ T-m}$$

B) Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc)

Se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el momento de flexión negativo. Éste produce esfuerzos de tensión en la cara inclinada de la barrera, determinando el refuerzo de la barrera para esa cara.

Utilizando $1 \phi 1/2" @ 0.17 \text{ m}$ ($A_s = 1.29 \text{ cm}^2 / 0.17 \text{ m} = 7.59 \text{ cm}^2 / \text{m}$), considerando fajas de 1 m de ancho:

Sección A1

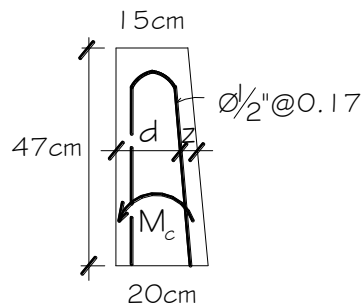


Fig. 3.64 Sección de cálculo A1

$$z = \text{recub.} + \frac{\varnothing}{2} = 2" + \frac{(1/2")}{2} = 2.25" = 5.72\text{cm}$$

$$d = h - z = 17.9 - 5.72 = 12.18\text{cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.59(4200)}{0.85(280)(100)} = 1.34\text{cm}$$

$$M_{c,I} = \varnothing A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0(7.59)(4200) \left(12.18 - \frac{1.34}{2} \right)$$

$$M_{c,I} = 3.67 \text{ T-m}$$

Sección A2

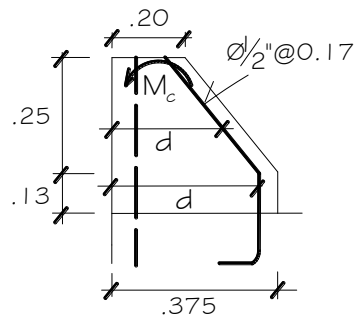


Fig. 3.65 Secciones de cálculo A2 y A3

$$d = \left(\frac{20 + 37.5}{2} \right) - 5.72 = 23.03\text{cm}$$

$$M_{c,II} = \varnothing A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0(7.59)(4200) \left(23.03 - \frac{1.34}{2} \right)$$

$$M_{c,II} = 7.13 \text{ T-m}$$

Sección A3

$$d = 37.5\text{cm} - 5.72\text{cm} = 31.78\text{cm}$$

$$M_{c,III} = \varnothing A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0(7.59)(4200) \left(31.78 - \frac{1.34}{2} \right)$$

$$M_{c,III} = 9.92 \text{ T-m}$$

El momento promedio es:

$$M_c = \frac{3.67(0.47) + 7.13(0.25) + 9.92(0.13)}{0.85} = 5.64 \text{ T-m}$$

C) Longitud crítica de la línea de rotura (L_c) según el patrón de falla

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

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8(0.85)(0 + 1.88)}{5.64}} = 2.13\text{m}$$

Siendo:

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t
= 1.07m, para el nivel TL-4 (Tabla A13.2-1)

H = altura de la barrera = 0.85m

M_b = resistencia flexional adicional en la parte superior del muro
= 0

M_w = resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical
= 1.88 T-m

M_c = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente
= 5.64 T-m

L_c = longitud crítica de la línea de rotura en el patrón de falla

D) Resistencia nominal a la carga transversal R_w

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

Siendo:

F_t = 240,000N para el nivel TL-4 = 24.47T (Tabla A13.2-1)

R_w = resistencia del parapeto

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 2.13 - 1.07}\right) \left(8(0) + 8(1.88) + \frac{5.64(2.13)^2}{0.85}\right)$$

$$R_w = 28.30\text{T} > F_t = 24.47\text{T} \quad \text{OK!}$$

E) Transferencia de cortante entre la barrera y la losa

Cortante actuante:

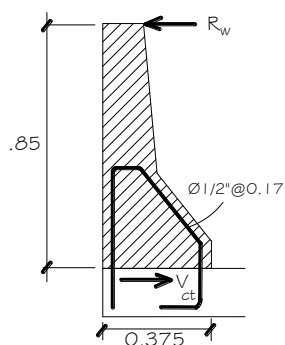


Fig. 3.66 Corte actuante en la barrera

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

$$V_{ct} = \frac{28.30T}{2.13m + 2 \times 0.85m} = 7.39 T/m$$

Cortante resistente:

Para dos concretos colados en diferentes momentos:

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \leq K_1f'_cA_{cv} \text{ ó } K_2A_{cv} \quad (5.7.4.3-3, 5.7.4.3-4, 5.7.4.3-5)$$

Donde:

A_{cv} = área de corte en contacto = $37.5\text{cm} \times 100\text{cm} = 3750\text{cm}^2$

A_{vf} = área del dowel en el plano de corte = $1\text{Ø}1/2'' @ 0.17$ (en razón de que sólo una pata está anclada)

$$= 1.29\text{cm}^2/0.17\text{m} = 7.59\text{cm}^2/\text{m}$$

c = factor de cohesión (5.7.4.4)

$$= 5.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Caso 5)}$$

μ = factor de fricción (5.7.4.4)

$$= 0.6 \text{ (Caso 5)}$$

f'_c = 280 kg/cm^2

f_y = 4200 kg/cm^2

K_1 = fracción de la resistencia del concreto disponible para resistir el corte en la interface = 0.2

K_2 = resistencia de corte límite en la interface = 56 kg/cm^2

P_c = fuerza de compresión permanente perpendicular al plano de corte

$$= \text{peso de la barrera} = 0.202875\text{m}^2 \times 2400\text{kg/m}^2 = 487\text{kg}$$

En 1 m de ancho de barrera:

$$V_n = 5.0\text{kg/cm}^2(3750\text{cm}^2) + 0.6(7.59\text{cm}^2 \times 4200\text{kg/cm}^2 + 487\text{kg})$$

$$= 38,169 \text{ kg} \leq 0.2(280\text{kg/cm}^2)(3,750\text{cm}^2) \text{ ó } (56\text{kg/cm}^2)(3,750\text{cm}^2)$$

$$= 38.17T \leq 210T \text{ OK!}$$

F) Chequeo del Dowel

La armadura por corte en cm^2 por metro de longitud de viga debe satisfacer en la interface entre hormigón de losas y vigas:

$$A_{vf} \geq \frac{3.52A_{cv}}{f_y} [\text{cm}^2/\text{m}] \quad (5.7.4.2-1 \text{ y } C5.7.4.2)$$

Siendo:

A_{cv} = área de la interfase = $37.5\text{cm} \times 100\text{cm} = 3750\text{cm}^2$

f_y = 4200 kg/cm^2

$$A_{vf} \geq \frac{3.52 \times 3750}{4,200} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Proveído: $1\text{Ø}1/2'' @ 0.17 = 7.59\text{cm}^2/\text{m} > 3.14\text{cm}^2/\text{m} \text{ OK!}$

G) Longitud de anclaje

La longitud básica de anclaje (l_{hb}) para una barra terminada en gancho es:

$$l_{hb} = \frac{0.076 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{319 d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.10.8.2.4a-2)$$

Siendo:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 1/2'' = 1.27 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_{hb} = \frac{319(1.27)}{\sqrt{280}} = 24 \text{ cm}$$

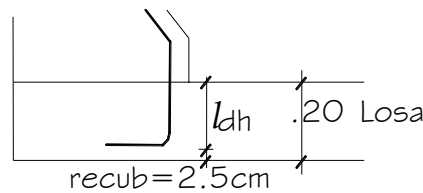


Fig. 3.67 Anclaje del refuerzo en la losa

La longitud básica de anclaje se afectará por los factores (5.10.8.2.4b):

- Considerando que el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho es mayor o igual que 64mm, $\lambda_{rc} = 0.8$
- $\lambda_{cw} = 1.0$ (Factor de revestimiento)
- Como $R_w = 28.30T > F_t = 24.47T$, el factor de exceso de refuerzo es:

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ provista}} \approx \frac{24.47T}{28.30T} = 0.865$$
- $\lambda = 1.0$ (Factor de densidad del concreto, considerando concreto de peso normal)

Luego la longitud de desarrollo modificada es:

$$l_{dh} = l_{hb} \times \left(\frac{\lambda_{rc} \times \lambda_{cw} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right) \quad (5.10.8.2.4a-1)$$

$$l_{dh} = 24 \text{ cm} \times \left(\frac{0.8 \times 1.0 \times 0.865}{1.0} \right) = 16.6 \text{ cm}$$

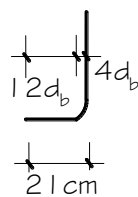


Fig. 3.68 Longitud del gancho en el anclaje

Como se dispone en la losa de 17.5cm, la longitud de desarrollo $l_{dh} = 16.61$ cm, es satisfactoria. Las barras terminadas en gancho deben además extenderse $12d_b + 4d_b = 16(1.27) = 21$ cm (C5.10.8.2.4a)

V) DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO

A) Criterios LRFD aplicables

(Tabla 3.4.1-1)

$$\text{Resistencia I: } U = \eta[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]$$

$$\text{Evento Extremo II: } U = \eta[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)]$$

B) Momentos de flexión por cargas (franja de 1.0m de ancho)

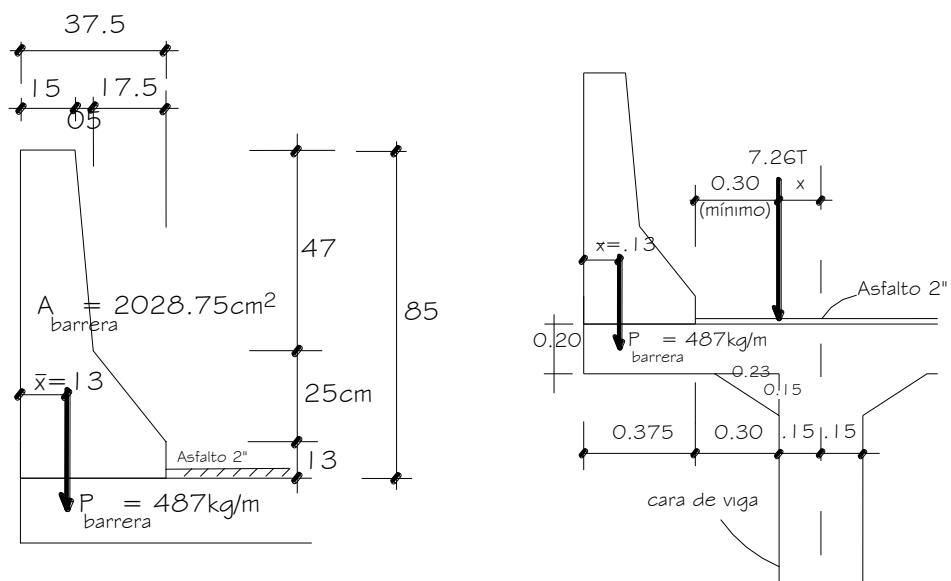


Fig. 3.69 Cargas actuando en la losa en voladizo

Considerando el momento flector en la cara de viga se tiene:

Carga muerta (DC):

$$w_{losa} = 0.20\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2,400\text{kg/m}^3 = 480\text{kg/m}$$

$$M_{DC,1} = \frac{w_{losa}L^2}{2} = \frac{480(0.675)^2}{2} = 109\text{kg-m}$$

$$P_{cartela} = \frac{1}{2} \times 0.23\text{m} \times 0.15\text{m} \times 2,400\text{kg/m}^2 = 41.4\text{kg}$$

$$M_{DC,2} = 41.4\text{kg}(0.23\text{m}/3) = 3\text{kg-m}$$

$$\text{Peso de barrera: } P_b = 0.202875\text{m}^2 \times 1.0\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 487\text{kg}$$

$$M_{DC,3} = P_b(L - \bar{x}) = 487\text{kg}(0.675\text{m} - 0.13\text{m}) = 265\text{kg-m}$$

$$\text{Luego: } M_{DC} = 109 + 3 + 265 = 377\text{kg-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

$$w_{\text{asf } 2^{\circ}} = 0.05\text{m} \times 1.00\text{m} \times 2240\text{kg/m}^3 = 112 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{DW}} = \frac{112(0.30)^2}{2} = 5\text{kg-m}$$

Carga viva (LL):

El ancho de franja en que se distribuye el eje de rueda es:

$$E = 1.14 + 0.833X \quad (\text{Tabla 4.6.2.1.3-1})$$

Donde:

$$X = \text{distancia entre la carga y el punto de apoyo (m)} \\ = 0.15\text{m}$$

Luego:

$$E = 1.14 + 0.833(0.15) = 1.27\text{m}$$

El momento del eje de rueda vehicular distribuido en un ancho $E=1.27\text{m}$, afectado por el factor de presencia múltiple ($m=1.2$), y el incremento por carga dinámica ($I=0.33$) es:

$$M_{\text{LL+IM}} = \left[\frac{7.26(1.2)(0.33)}{1.27\text{m}} \right] (0) = 0\text{kg-m}$$

Colisión vehicular (CT):

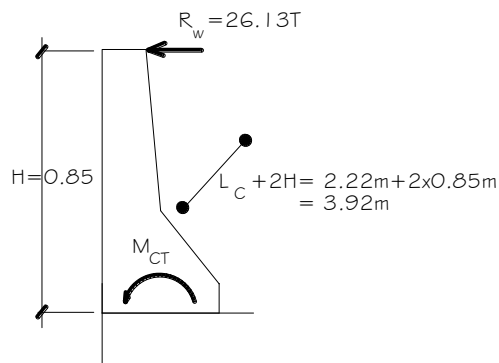


Fig. 3.70 Carga y momento por colisión vehicular

$$M_{\text{CT}} = \left(\frac{R_w}{L_c + 2H} \right) (H) = \frac{26.13\text{T}}{3.92\text{m}} (0.85\text{m}) = 5.67\text{T-m}$$

C) Cálculo del Acero

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n [1.25 M_{\text{DC}} + 1.50 M_{\text{DW}} + 1.75 M_{\text{(LL+IM)}}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25(377) + 1.50(5) + 1.75(0) = 479\text{kg-m} = 0.48\text{T-m}$$

Para el Estado Límite de Evento Extremo II, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.00 M_{CT}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25(377) + 1.50(5) + 1.00(5670) = 6149\text{kg-m} = 6.15\text{T-m}$$

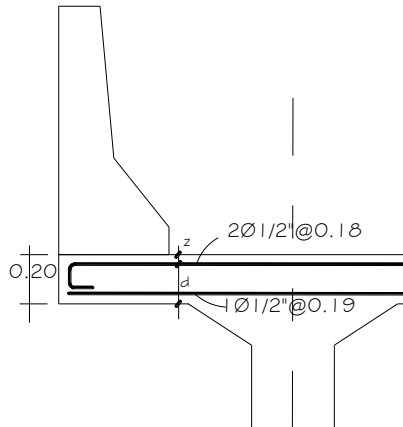


Fig. 3.71 Acero propuesto para la losa en voladizo

Siendo este último momento el que rige probaremos a usar el doble del acero negativo que resultó para el tramo interior inmediato, es decir: $2\varnothing 1/2'' @ 0.18\text{m}$:

$$M_u = 6.15\text{T-m}$$

$$A_s(-) = 2 \times 1.29\text{cm}^2 / 0.18\text{m} = 14.33\text{cm}^2/\text{m}$$

$$r = \text{recubrimiento} = 5.0\text{cm} \quad (\text{Tabla 5.10.1})$$

$$z = 5.0 + \frac{1.27}{2} = 5.64\text{ cm}$$

$$d = 20\text{cm} - 5.64\text{cm} = 14.36\text{cm}$$

$$\phi = 1.0 \text{ (Caso de Eventos Extremos, AASHTO 1.3.2.1)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{14.33 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 2.53\text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0 (14.33) (4200) \left(14.36 - \frac{2.53}{2} \right) = 7.88\text{T-m}$$

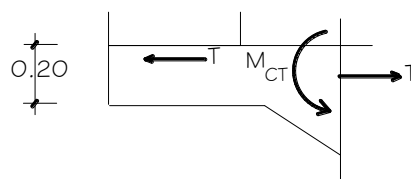


Fig. 3.72 Fuerza de tensión axial actuante en la losa en voladizo

Este momento debe reducirse por la fuerza de tensión axial ejercida por la colisión en el volado:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H} = \frac{26.13T}{2.22 + 2(0.85m)} = 6.67T/m$$

Resolviendo como un caso de momento de flexión y de tensión combinados:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1.0$$

Luego, la capacidad es:

$$M_u = \phi M_n \left(1 - \frac{P_u}{\phi P_n} \right)$$

Siendo:

$$A_{st} = A_s(-) + A_s(+) = 14.33\text{cm}^2/\text{m} + 1.29\text{cm}^2/0.19\text{m} = 21.12\text{cm}^2/\text{m}$$

$$P_u = T = 6.67T/\text{m}$$

$$\phi P_n = \phi A_{st} f_y = 1.0(21.12\text{cm}^2)(4200\text{kg}/\text{cm}^2) = 88,704\text{kg} = 88.70T$$

$$\phi M_n = 7.88T\text{-m}$$

$$M_u = 7.88 \left(1 - \frac{6.67}{88.70} \right) = 7.29T\text{-m} > 6.15T\text{-m} \quad \text{OK!}$$

Usar $2\phi 1/2'' @ 0.18$

D) Longitud de Desarrollo

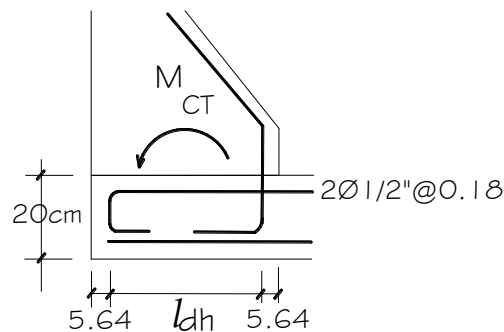


Fig. 3.73 Detalle para el cálculo de la longitud de desarrollo

El refuerzo negativo en el volado, inmediatamente debajo de la barrera, debe resistir $M_{CT} = 5.67T\text{-m}$. Luego, se chequeará la longitud de desarrollo en esa zona:

La longitud básica de desarrollo es:

$$l_{hb} = \frac{319d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.10.8.2.4a-2)$$

$$l_{hb} = \frac{319(1.29)}{\sqrt{280}} = 24.6\text{cm}$$

La longitud de desarrollo modificada l_{dh} :

$$l_{dh} = l_{hb} \times \left(\frac{\lambda_{rc} \times \lambda_{cw} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right) \quad (5.10.8.2.4a-1)$$

$$l_{dh} = 24.6\text{cm} \times \left(\frac{0.8 \times 1.0 \times 0.778}{1.0} \right) = 15\text{cm}$$

Donde los factores de modificación son: (5.10.8.2.4b)

- $\lambda_{rc} = 0.8$ (factor de confinamiento)
- $\lambda_{cw} = 1.0$ (factor de revestimiento)
- Factor de exceso de refuerzo:

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proveido}} \approx \frac{M_u \text{ requerido}}{M_u \text{ proveido}} = \frac{5.67\text{T} - \text{m}}{7.29\text{T} - \text{m}} = 0.778$$

- $\lambda = 1.0$ (factor de densidad del concreto, concreto de peso normal)

Como se dispone de: $37.5\text{cm} - 2(5.64\text{cm}) = 26.22\text{cm} > l_{dh} = 15\text{cm}$ OK!

E) Longitud de las barras adicionales del volado

Las barras de $\emptyset 1/2''$ adicionales colocadas en la parte superior de la losa deben extenderse más allá del eje central de la viga T exterior hacia el primer tramo interior de la losa. Para determinar la longitud de esta extensión es necesario encontrar la distancia donde las barras adicionales $\emptyset 1/2''$ ya no son requeridas. Esta distancia teórica ocurre donde el momento debido a la colisión más la carga muerta, iguala al momento negativo resistente de las barras $1 \emptyset 1/2 @ 0.18\text{m}$.

Siendo:

$$\text{recubrimiento} = 5\text{cm}$$

(Tabla 5.10.1)

$$\emptyset = 0.90$$

$$d = 20\text{cm} - 5\text{cm} - 1.27\text{cm}/2 = 14.37\text{cm}$$

$$A_s = 1.29\text{cm}^2/0.18\text{m} = 7.17\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.17 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 1.26\text{cm}$$

La resistencia del momento negativo en la losa es:

$$M_u = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.90(7.17)(4200) \left(14.37 - \frac{1.26}{2} \right) = 3.72\text{T} - \text{m}$$

Para el estado límite de Evento Extremo II, el momento negativo con $\emptyset = 1.0$ se incrementa a:

$$M_u = 3.72 \times \frac{1.0}{0.9} = 4.13\text{T} - \text{m}$$

Asumiendo un factor de transporte de 0.5, y ninguna otra posterior distribución de momento, el diagrama de momento por la colisión en el primer tramo interior de la losa es:

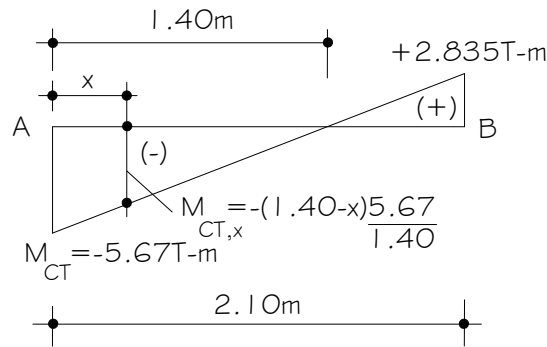


Fig. 3.74 Diagrama de momentos en el primer tramo interior de la losa por la colisión vehicular

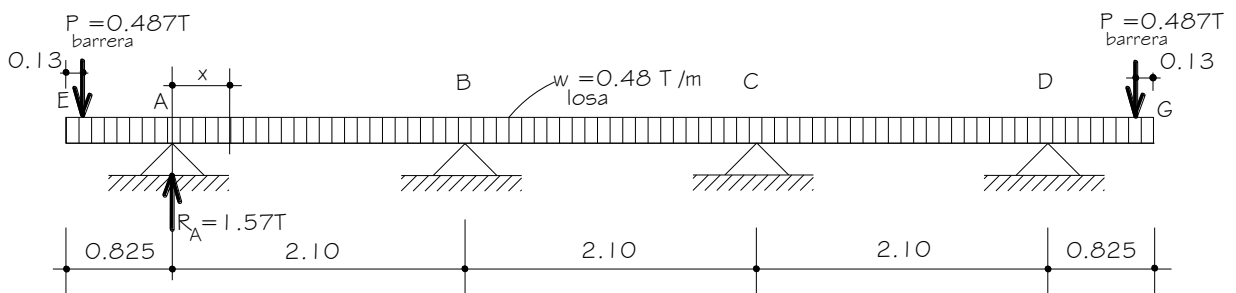


Fig. 3.75 Cargas DC sobre la losa y reacción del apoyo A

En el primer tramo interior de la losa se tienen las siguientes expresiones de momento flector:

Carga Muerta (DC):

$$M_x = -0.48 \frac{(0.825 + x)^2}{2} - 0.487(0.695 + x) + 1.57x$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga por colisión vehicular (CT):

$$M_{CT} = -\frac{5.67}{1.40}(1.40 - x)$$

La distancia x se encuentra igualando $M_0=4.13T-m$, con el momento correspondiente al estado límite de Evento Extremo II:

$$-4.13 = 1.0[1.25M_{DC,x} + 1.0M_{CT,x}]$$

$$-4.13 = 1.25 \left[-0.48 \frac{(0.825 + x)^2}{2} - 0.487(0.695 + x) + 1.57x \right] + 1.0 \left[-\frac{5.67}{1.40}(1.40 - x) \right]$$

Resolviendo, $x = 0.45\text{m}$.

Se agregará además el mayor valor de: (5.10.8.1.2a)

- $15d_b = 15(1.27\text{cm}) = 19.05\text{cm}$
- $d = 14.37\text{cm}$
- $S/20 = 180\text{cm}/20 = 9\text{cm}$

Se tiene un total de: $0.45\text{m} + 0.19\text{m} = 0.64\text{m}$

Esta longitud total de 0.64m más allá del eje de la viga exterior se compara con la longitud de desarrollo desde la cara de la viga, para seleccionar la mayor longitud.

La longitud de desarrollo básica en tensión es:

$$l_{db} = \frac{1202d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.10.8.2.1a-2)$$

$$l_{db} = \frac{1202(1.27\text{cm})}{\sqrt{280}} = 91.23\text{cm}$$

La longitud de desarrollo modificada l_d :

$$l_d = l_{db} \times \left(\frac{\lambda_{rl} \times \lambda_{cf} \times \lambda_{rc} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right) \quad (5.10.8.2.1a-1)$$

$$l_{dh} = 91.23\text{cm} \times \left(\frac{1.0 \times 1.0 \times 0.4 \times 1.0}{1.0} \right) = 36.5\text{cm}$$

Donde los factores de modificación son: (5.10.8.2.1b y c)

- $\lambda_{rl} = 1.0$ (factor de localización del refuerzo, menos de 0.30m de concreto debajo del refuerzo)
- $\lambda_{cf} = 1.0$ (factor de revestimiento)
- $\lambda_{rc} = 0.40$ (factor de confinamiento del refuerzo)

Asumiendo conservadoramente $A_{tr} = 0$ (C5.10.8.2.1c)

$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s.n} = 0 \quad (5.10.8.2.1c-3)$$

$$\lambda_{rc} = \frac{d_b}{c_b + k_{tr}} = \frac{1.27\text{cm}}{5.64\text{cm} + 0} = 0.23 \quad (5.10.8.2.1c-2)$$

Como $0.4 \leq \lambda_{rc} \leq 1.0$ (5.10.8.2.1c-1)

$$\lambda_{rc} = 0.40$$

Siendo:

$$d_b = 1.27\text{cm}$$

$$c_b = \text{el menor de } (5.0\text{cm} + 1.27\text{cm}/2) \text{ y } (18\text{cm}/2) \\ = 5.64\text{cm}$$

- $\lambda_{er} = 1.0$ (factor de exceso de refuerzo)
- $\lambda = 1.0$ (factor de densidad del concreto, concreto de peso normal)

Colocaremos entonces como acero negativo para la losa en voladizo: $2\text{Ø}1/2''@0.18\text{m}$. Constructivamente se adiciona $1\text{Ø}1/2''@0.18\text{m}$ al acero negativo del primer tramo interior de la losa ($1\text{Ø}1/2''@0.18\text{m}$), como se muestra en la figura.

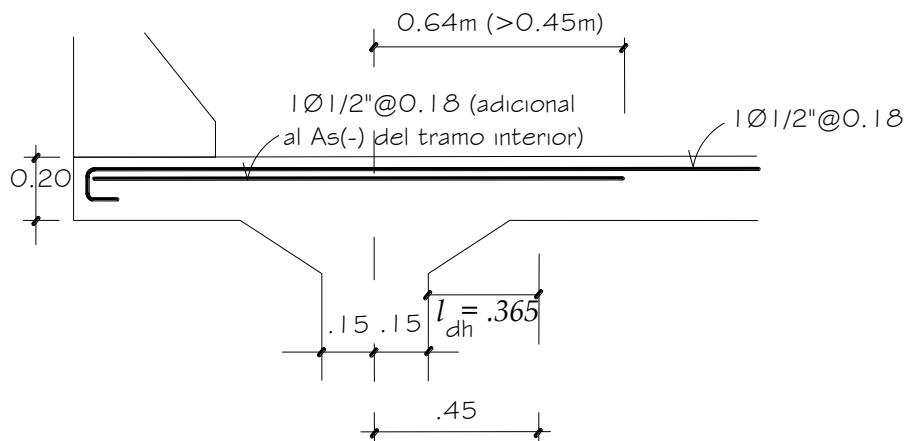


Fig. 3.76 Disposición final del acero en la losa en voladizo

VI) DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA

Las vigas diafragmas son vigas transversales que se usan como riostras en zonas de estribos, pilares, y uniones articuladas para resistir las fuerzas aplicadas y transmitir las a los apoyos así como para mantener la geometría de la sección y resistir fuerzas laterales. Los diafragmas intermedios se usan en sistemas curvos y donde sean necesarios para suministrar resistencia torsional y para apoyar el tablero de losa en puntos de discontinuidad (Art. 5.12.4).

El Art. 9.7.1.4 de las Especificaciones LRFD requiere que los tableros en las líneas de discontinuidad, caso de bordes, sean reforzados por una viga u otro elemento, la cual debe estar integrada o actuar de forma compuesta con el tablero.

Las vigas de borde se pueden diseñar como vigas con ancho efectivo para la distribución de la carga viva según lo especificado en el Art. 4.6.2.1.4.

Para el presente caso de modo conservador se distribuye la carga viva exclusivamente sobre el ancho del diafragma, lo cual es aceptable. Se ha optado colocar diafragmas en los extremos y en el centro de la superestructura.

A) Cálculo del acero principal negativo

Se hará sobre la base del máximo momento negativo que ocurre en cualquiera de los apoyos interiores (B ó C).

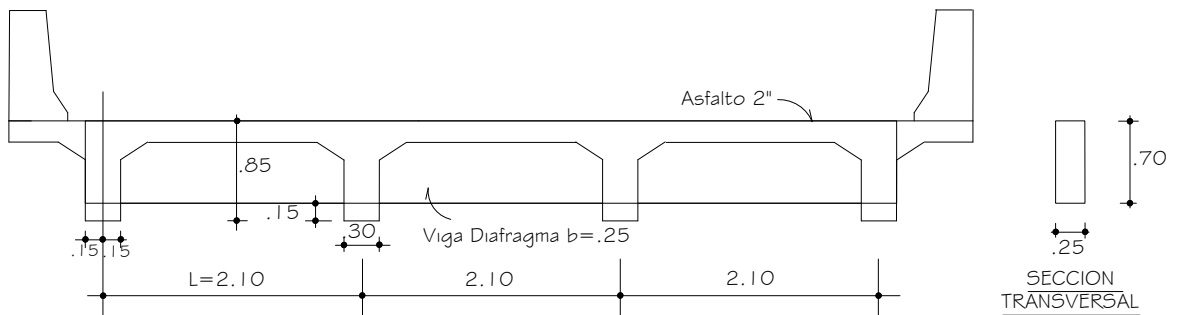


Fig. 3.77 Viga diafragma en el puente

Momento de flexión en B por cargas

Carga muerta (DC):

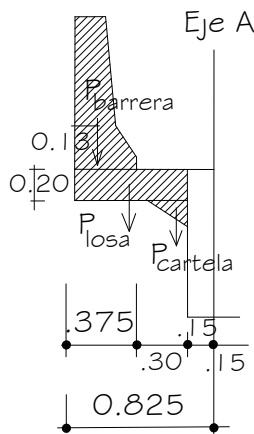


Fig. 3.78 Cargas DC para la losa en voladizo

Cargas en el eje A debido al volado:

$$\begin{aligned}
 P_{barrera} &= 487 \text{ kg/m} \times 0.25 \text{ m} &&= 122 \text{ kg} \\
 P_{losa} &= 0.20 \text{ m} \times 0.675 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 &&= 81 \text{ kg} \\
 P_{cartela} &= \frac{1}{2} \times 0.15 \text{ m} \times 0.23 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 &&= 10 \text{ kg} \\
 P_{total} &= &&213 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Momento en el eje A debido al volado:

$$\begin{aligned}
 M_{\text{barrera}} &= 122\text{kg} \times (0.825 - 0.13)\text{m} &&= 85\text{kg}\cdot\text{m} \\
 M_{\text{losa}} &= 81\text{kg} \times (0.825 - 0.675/2)\text{m} &&= 39\text{kg}\cdot\text{m} \\
 M_{\text{cartela}} &= 10\text{kg} \times (0.23/3 + 0.15)\text{m} &&= 2\text{kg}\cdot\text{m} \\
 M_{\text{total}} &= &&126\text{kg}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

Carga distribuida por peso propio del diafragma:

$$w_{pp} = 0.25\text{m} \times 0.70\text{m} \times 2400\text{kg}/\text{m}^3 = 420\text{kg}/\text{m}$$

Resolviendo la viga hiperestática tenemos:

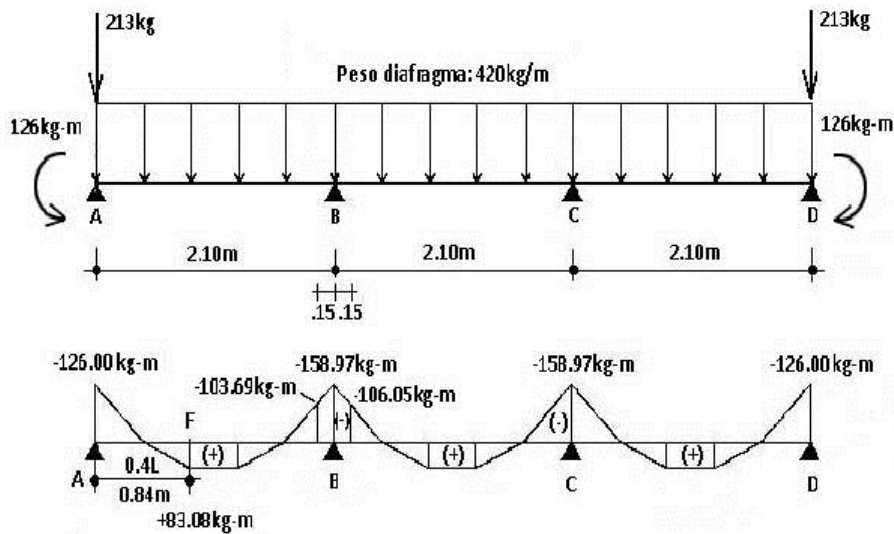


Fig. 3.79 Cargas DC y el respectivo diagrama de momentos en la viga diagrama

Carga por superficie de rodadura (DW):

Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa (Método A) y la consideración de los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos para la cara derecha de la viga en B:

$$M_{LL+IM} = -1.99\text{Tm} \times 1.2 \times 1.33 = -3.18\text{Tm}$$

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$, cara derecha de la viga en B:

$$\begin{aligned}
 M_u &= n[1.25 M_{DC} + 1.75 M_{(LL+IM)}] && \text{(Tabla 3.4.1-1)} \\
 &= 1.25(-0.106\text{Tm}) + 1.75(-3.18\text{Tm}) = -5.70\text{T}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

Cálculo del acero negativo:

Utilizando acero principal 2Ø5/8" ($A_s=4.0\text{cm}^2$) colocado debajo del acero de la losa (Ø1/2"), estribos Ø 3/8" y recubrimiento $r=5.0\text{ cm}$ (Tabla 5.1.2.3-1):

$$z = \text{recub} + \phi_{A_s, \text{losa}} + \phi_{\text{est}} + \frac{\phi}{2} = 5\text{cm} + 1.270\text{cm} + 0.953\text{cm} + \frac{1.587}{2}\text{cm} = 8.02\text{cm}$$

$$d = 70\text{cm} - 8.02\text{cm} = 62\text{cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{4.00 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 25} = 2.82\text{ cm}$$

$$M_u = \phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) A_s = 0.9 \times 4200 \left(62 - \frac{2.82}{2}\right) \times 4.00 = 9.16\text{ T-m} > 5.70\text{T-m OK!}$$

También, como $c = a/\beta_1 = 2.82\text{cm}/0.85 = 3.32\text{cm}$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1\right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{62\text{cm}}{3.32\text{cm}} - 1\right) = 3.30 > 0.9$$

Luego, $\phi=0.9$ como lo supuesto.

 A_s máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

 A_s mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) 1.1M_{cr} = 1.1f_r S = 1.1(33.63\text{ kg/cm}^2)(20417\text{ cm}^3) = 7.55\text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f_c'}\text{ kg/cm}^2 = 2.01\sqrt{280}\text{ kg/cm}^2 = 33.63\text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 25(70)^2/6 = 20,417\text{ cm}^3$$

$$b) 1.33M_u = 1.33(5.70\text{ T-m}) = 7.58\text{ T-m}$$

El menor valor es 7.55T-m y la cantidad de acero calculada (4.0cm^2) resiste $M_u=9.16\text{T-m} > 7.55\text{T-m OK!}$

USAR 2Ø5/8"

B) Momentos de flexión positivo por cargas

Se hará sobre la base del máximo momento positivo que ocurre en los tramos AB ó CD, a $0.4L$ de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos), en una sección tal como F:

Carga muerta (DC):

Del diagrama de momentos en diafragma por peso propio, en F:

$$M_{DC} = 83.08 \text{ kg-m} = 0.083 \text{ T-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa (Método A) y la consideración de los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos en F:

$$M_{LL+IM} = 2.672 \text{ Tm} \times 1.2 \times 1.33 = 4.26 \text{ T-m}$$

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.75 M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.25(0.083) + 1.75(4.27) = 7.58 \text{ T-m}$$

Cálculo del acero positivo:

Habiendo utilizado para el acero negativo $2\text{Ø}5/8''$ con capacidad $M_u = 9.16 \text{ T-m}$, utilizaremos la misma cantidad de acero principal para el acero positivo donde el momento actuante: $M_u = 7.58 \text{ T-m}$ es menor.

USAR $2\text{Ø}5/8''$

C) Armadura de contracción y temperatura en caras laterales (Art. 5.10.8)

En el alma de la viga diafragma:

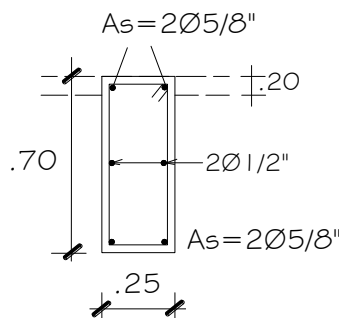


Fig. 3.80 Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-1)$$

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18(25)(70)}{2(25+70)} = 1.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-2)$$

Se usará $A_{s_{temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$

Para el espacio de $0.70\text{m}-0.20\text{m} = 0.50\text{m}$ se tiene:

$$A_{s_{temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.50\text{m} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Usaremos por cara: $1\emptyset 1/2$ (1.29cm^2), que cumple:

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 3t = 3(25) = 75 \text{ cm} \text{ y } s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 45 \text{ cm} \quad (\text{Art.5.10.6})$$

D) Diseño por Corte

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

De acuerdo al Art. 5.7.3.2, la sección crítica por cortante se ubica a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo, donde d_v es el peralte efectivo por corte del elemento. El mayor cortante ocurre en el tramo exterior, cerca al apoyo interior, por lo que utilizaremos tal línea de influencia.

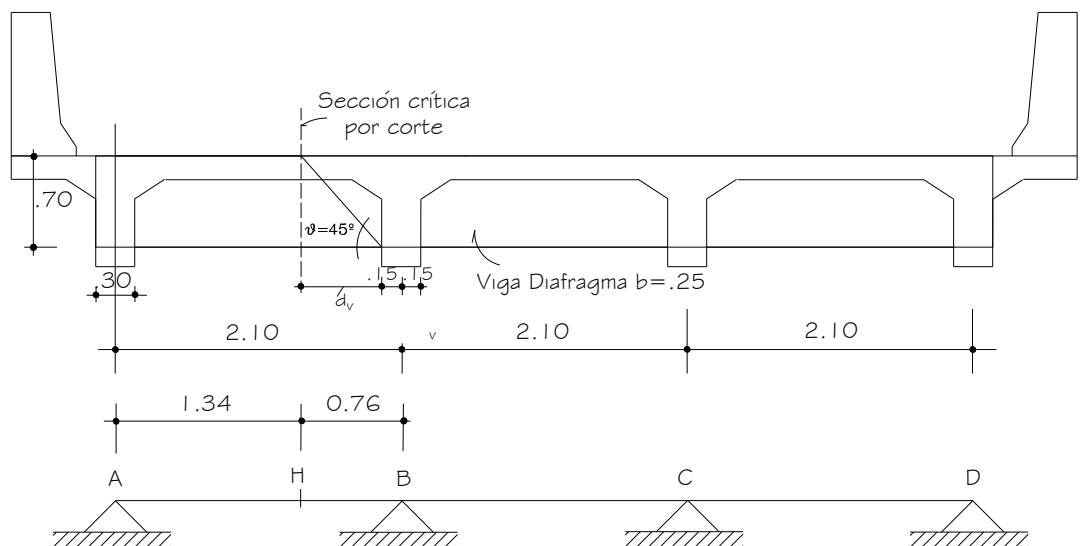


Fig. 3.81 Sección crítica por corte en la viga diafragma

Determinación del peralte efectivo por corte

(Art. 5.7.2.8)

 $\vartheta = 45^\circ$ (procedimiento simplificado, Art. 5.7.3.4.1)

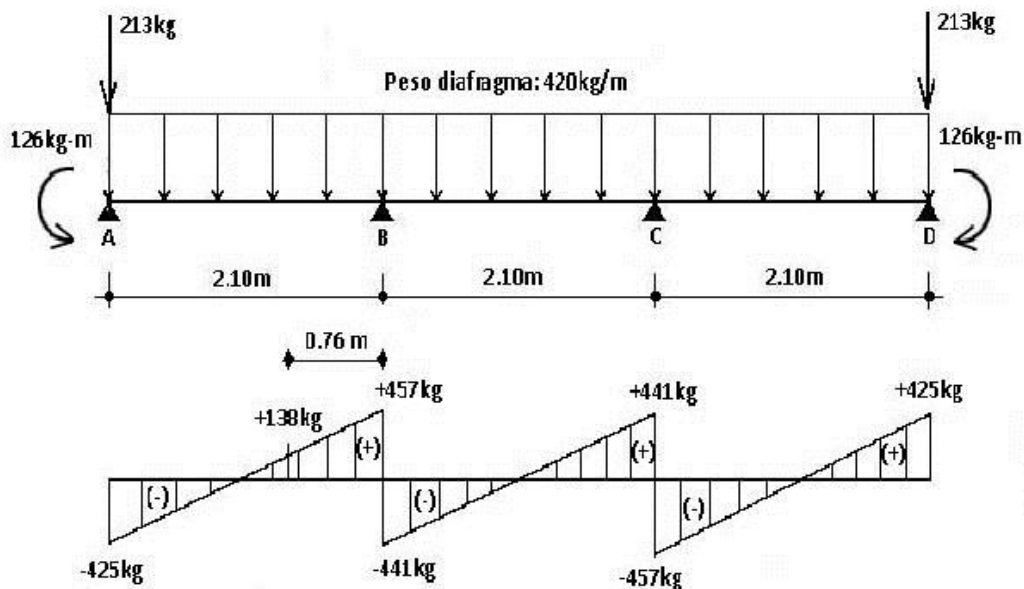
$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 62 - \frac{2.82}{2} = 60.59 \text{ cm}$$

$$\text{no menor que el } \begin{cases} 0.90d_e = 0.90(62 \text{ cm}) = 55.8 \text{ cm OK!} \\ \text{mayor valor de } \begin{cases} 0.72h = 0.72(70 \text{ cm}) = 50.4 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.15\text{m} + 0.6059\text{m} = 0.76 \text{ m}$$

A la distancia 0.76m del eje del apoyo (sección H):

Carga muerta (DC)**Fig. 3.82 Cargas DC y diagrama de corte en viga diafragma**

$$V_{DC} = +138 \text{ kg}$$

Superficie de rodadura (DW)

Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

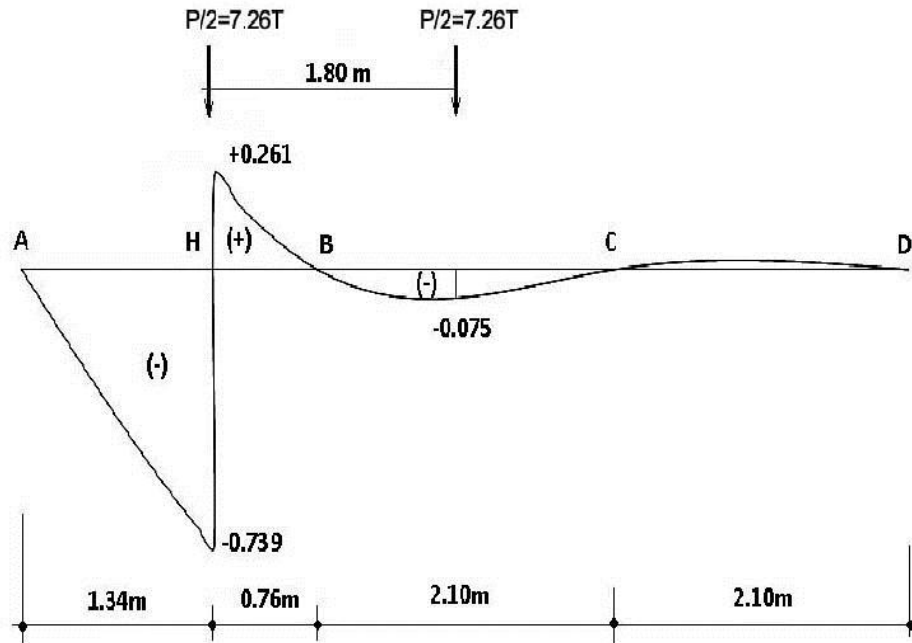


Fig. 3.83 Posición crítica de los ejes del camión estándar y línea de influencia del cortante en la sección H

Con la posición del camión de diseño mostrada:

$$V_{LL} = 7.26T(-0.739) + 7.26T(-0.075) = -5.91 T$$

Con el factor de carga dinámica $IM=0.33$ y el factor de presencia múltiple $m=1.2$, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva:

$$V_{LL+IM} = -5.91T(1.33)(1.2) = -9.43 T$$

Combinación crítica, Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_P n_I = 1$:

$$V_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)V_{DC} + 1.75 V_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$V_u = 0.9(+138kg) + 1.75(-9,430kg) = -16,378 kg$$

Diseño de estribos en la sección crítica:

Cortante actuante : $V_u = 16,378kg$

Cortante resistente : $V_r = \phi V_n$ (5.7.2.1-1)
 $\phi = 0.9$ (5.5.4.2)

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.7.3.3-1) \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p & (5.7.3.3-2) \end{cases}$

donde:

Cortante nominal resistente del concreto con $\beta=2$ (Art. 5.7.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1)):

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (5.7.3.3-3)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280}(25 \times 60.59) = 13,434 \text{ kg}$$

siendo b_v = ancho del alma = 25 cm

Cortante nominal resistente del acero con $\Theta = 45^\circ$ (Art. 5.7.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1)) y con ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (C5.7.3.3-1)$$

Utilizando estribos $\emptyset 3/8$ " espaciados cada 45 cm:

$$V_s = \frac{1.42(4200)(60.59)}{45} = 8,030 \text{ kg}$$

Donde:

$s = 45$ cm (espaciamiento asumido de estribos)

$A_v = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$ (asumiendo 2 ramas $\emptyset 3/8$ ")

Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p=0$

$$\text{El menor valor de } \begin{cases} V_n = 13,434 \text{ kg} + 8,030 \text{ kg} + 0 = 21,464 \text{ kg} \\ V_n = 0.25 \times 280 \times 25 \times 60.59 + 0 = 106,033 \text{ kg} \end{cases}$$

es $V_n = 21,464 \text{ kg}$. Luego:

Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n = 0.9(13,434 \text{ kg}) + 0.9(8,030 \text{ kg})$$

$$= 12,091 \text{ kg} + 7,227 \text{ kg} = 19,318 \text{ kg} > 16,378 \text{ kg} \quad \text{OK!}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq 0.27\lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.7.2.5-1)$$

$$A_v \geq 0.27(1)\sqrt{280} \frac{25(45)}{4200} \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} = 1.21 \text{ cm}^2 < 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Siendo $\lambda = 1$ para concreto de peso normal (Art. 5.4.2.8)

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal (Art. 5.7.2.6)

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.7.2.8-1)$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = \frac{16,693}{0.9(25)(60.59)} = 12.24 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$\text{si } v_u < 0.125f'_c \quad s_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 0.8d_v \leq 60 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-1)$$

$$\text{si } v_u \geq 0.125f'_c \quad s_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 0.4d_v \leq 30 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-2)$$

Como $v_u = 12.24 \text{ kg/cm}^2 < 0.125(280 \text{ kg/cm}^2) = 35 \text{ kg/cm}^2$

$$s_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 0.8d_v = 0.8(60.59 \text{ cm}) = 48.47 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

$$s = 45.00 \text{ cm} < s_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 48.47 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

A una distancia 0.76m del apoyo (sección crítica por cortante) debemos usar estribos $\text{Ø}3/8'' @ 0.45\text{m}$

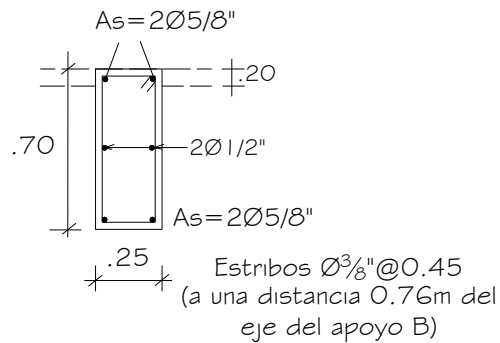


Fig. 3.84 Armadura longitudinal y transversal en viga diafragma

3.19 PUNTES DE VIGAS PRESFORZADAS

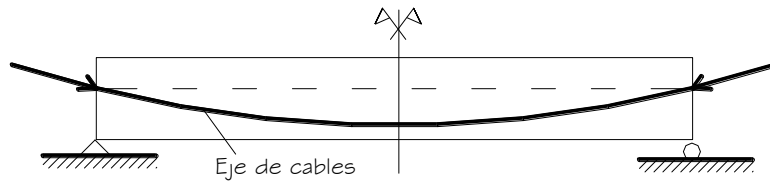


Fig. 3.85 Viga sometida a pre-esfuerzos

El presforzado es una técnica de pre-cargar el concreto en forma tal que se eliminen o reduzcan los esfuerzos de tensión que son inducidos por las cargas de gravedad.

El anclaje en el extremo donde se tensa es llamado anclaje vivo o de tensado; el otro extremo donde no se tensa se llama anclaje muerto o fijo.

La fuerza de presforzado externa es generalmente aplicada por el alargamiento de tendones: cables (strands), alambres o varillas de acero, contra la sección de concreto, la cual se comprime.

Los tendones pueden estar esforzados primero, antes del fraguado del concreto (pre-tensado), o después que el concreto ha fraguado (pos-tensado).

En el pre-tensado los cables están esforzados contra anclajes externos (bancos de tensado) y el concreto es fraguado en contacto directo con los tendones, permitiendo así desarrollar el afianzamiento.

En el pos-tensado cuando el concreto ha ganado suficiente resistencia, los tendones son esforzados directamente contra el concreto y son mecánicamente asegurados en anclajes empotrados en la fragua en cada extremo.

Los puentes de vigas pre-tensadas o pos-tensadas requieren peraltes menores, siendo entonces menos pesados, logrando mayores luces. Utilizan acero y concreto de alta resistencia, y requieren de equipo y mano de obra especializados. Es importante en estas estructuras controlar agrietamientos y deflexiones.

PRE-DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

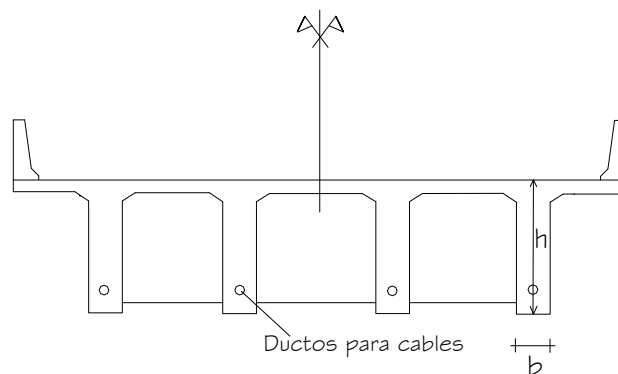


Fig. 3.86 Sección transversal de un puente con vigas presforzadas

- Johannes Johannson (*Diseño y Cálculo de Estructuras Pretensadas*), propone para las construcciones presforzadas:

Vigas simplemente apoyadas:

$$h = \frac{L}{15} \text{ a } \frac{L}{20}$$

$$\text{Vigas continuas, sin cartelas:} \quad h = \frac{L}{20} \text{ a } \frac{L}{25}$$

$$\text{Vigas acarteladas, altura en el centro del tramo} \quad h = \frac{L}{50}$$

- Guyon sugiere en vigas de puentes simplemente apoyados, $18 \text{ m} \leq L \leq 36 \text{ m}$:

$$h \geq \frac{L}{25} + 10 \text{ cm} , \quad b \geq \frac{h}{25} + 10 \text{ cm}$$

- Para luces que excedan los 45 m, los claros continuos son preferibles a claros simples, aunque el límite de claro económico entre los tipos simple y continuo, varía con las condiciones locales.

Módulos de Sección mínimos requeridos

$$S_{1 \text{ min}} = \frac{M_{(d+l)} + (1-R)M_o}{-f_{cs} + Rf_{t1}}$$

$$S_{2 \text{ min}} = \frac{M_{(d+l)} + (1-R)M_o}{-Rf_{c1} + f_{ts}}$$

Donde:

S_1 = módulo de sección referido a la fibra superior

S_2 = módulo de sección referido a la fibra inferior

M_o = momento flector producido por las cargas existentes al momento del jalado de los cables (generalmente cargas de los elementos estructurales)

M_{d+l} = momento flector por cargas agregadas posteriormente al jalado de los cables (generalmente cargas de elementos no estructurales como son: veredas, postes y barandas, barreras, superficie de rodadura, carga viva, etc.)

M_t = momento flector en condiciones finales (después de las pérdidas, durante la vida útil de la estructura)

f_{c1} = esfuerzo permisible de compresión en la fibra inferior inmediatamente después de la transferencia

f_{t1} = esfuerzo permisible de tracción en la fibra superior inmediatamente después de la transferencia

f_{ts} = esfuerzo permisible de tracción en la fibra inferior bajo cargas de servicio, después de las pérdidas

f_{cs} = esfuerzo permisible de compresión en la fibra superior bajo cargas de servicio, después de las pérdidas

R = % de fuerza inicial después de las pérdidas

ESFUERZOS PERMISIBLES SEGÚN AASHTO LRFD

Límites para la Tensión en los Tendones de Pretensado

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes, y los valores especificados en la Tabla 5.9.2.2-1

En los estados límites de resistencia y evento extremo, no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 5.9.2.2-1

Tabla 3.15 Límites de tensión para los tendones de pretensado
(Tabla 5.9.2.2-1, AASHTO)

| Condición | Tipo de tendón | | |
|--|--|---------------------------|--|
| | Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia | Cables de baja relajación | Barras de alta resistencia conformadas |
| Pretensado | | | |
| Inmediatamente antes de transferencia (f_{pbt}) | $0.70f_{pu}$ | $0.75f_{pu}$ | — |
| En servicio después de pérdidas (f_{pe}) | $0.80f_{py}$ | $0.80f_{py}$ | $0.80f_{py}$ |
| Postensado | | | |
| Antes del acuanamiento, puede permitirse f_{pbt} a corto plazo | $0.90f_{py}$ | $0.90f_{py}$ | $0.90f_{py}$ |
| En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes | $0.70f_{pu}$ | $0.70f_{pu}$ | $0.70f_{pu}$ |
| En otros lugares a lo largo de la longitud del miembro, lejos de anclajes y acopladores, inmediatamente después del acuanamiento | $0.70f_{pu}$ | $0.74f_{pu}$ | $0.70f_{pu}$ |
| En servicio después de pérdidas (f_{pe}) | $0.80f_{py}$ | $0.80f_{py}$ | $0.80f_{py}$ |

Límites para la Tensión en el Hormigón

Antes de las pérdidas:

Compresión en puentes pretensados o postensados: $0.65f_{ci}^i$ (Art. 5.9.2.3.1 a)

Tracción: Aplicar los límites indicados en la Tabla 5.9.2.3.1 b-1

Tabla 3.16 Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas. Elementos totalmente pretensados (Tabla 5.9.2.3.1b-1, AASHTO)

| Tipo de puente | Ubicación | Tensión límite |
|--|--|---|
| Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos | <ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente | N/A |
| | <ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa | $0.63 \lambda \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados | $0.415 \lambda \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| Puentes construidos por segmentos | Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0.5f_y$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones | $0.25 \lambda \sqrt{f'_c}$ tracción máxima (MPa) Tracción nula |
| | Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de unión | $0.25 \lambda \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente no pretensada En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa | Tracción nula $0.50 \lambda \sqrt{f'_c}$ (MPa) |

En estado límite de servicio, después de las pérdidas:

Compresión (Art. 5.9.2.3.2a): Para el estado límite de Servicio I, según la Tabla 5.9.2.3.2a-1. El factor de reducción ϕ_w se deberá tomar igual a 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, calculadas de acuerdo con el Art. 5.6.4.7.1, son menores o iguales que 15. Si son mayores que 15, deberá calcularse de acuerdo al Art. 5.6.4.7.2.

Tabla 3.17 Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas. Elementos totalmente pretensados, estado límite de Servicio (Tabla 5.9.2.3.2a-1, AASHTO)

| Ubicación | Tensión límite |
|--|--------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado y las cargas permanentes | $0,45 f'_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo | $0,60 \phi_w f'_c$ (MPa) |

Tracción: Para combinación de carga que involucra los esfuerzos de tensión por carga del tráfico en miembros con tendones adheridos y no adheridos se debe usar la combinación del estado límite de Servicio III.

Aplicar los límites establecidos en la Tabla 5.9.2.3.2b-1

Tabla 3.18 Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas. Elementos totalmente pretensados. (Tabla 5.9.2.3.2b-1, AASHTO)

| Tipo de puente | Ubicación | Tensión límite |
|--|---|---|
| Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos | Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas <ul style="list-style-type: none"> Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas Para elementos con tendones de pretensado no adherentes | $0,50 \lambda \sqrt{f'_c} \leq 4.14$ MPa $0,25 \lambda \sqrt{f'_c} \leq 2.07$ MPa Tracción nula |
| | Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones | $0,25 \lambda \sqrt{f'_c} \leq 2.07$ MPa Tracción nula |
| | Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida | $0,25 \lambda \sqrt{f'_c} \leq 2.07$ MPa |
| Puentes construidos por segmentos | Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 205 MPa | Tracción nula $0,50 \lambda \sqrt{f'_c}$ (MPa) |

RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN (Art. 5.6.3.1)Elementos con tendones adheridos

Para secciones rectangulares o con alas para las cuales $f_{pe} \geq 0.5f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado f_{ps} se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.6.3.1.1-1)$$

siendo:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.6.3.1.1-2)$$

Tabla 3.19 Valores de k (Tabla C5.6.3.1.1-1, AASHTO)

| Tipo de tendón | f_{py} / f_{pu} | Valor de k |
|---|-------------------|------------|
| Cables de baja relajación | 0.90 | 0.28 |
| Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1 | 0.85 | 0.38 |
| Barras de alta resistencia Tipo 2 | 0.80 | 0.48 |

Para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.6.3.1.1-3)$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.6.3.1.1-4)$$

donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado

A'_s = área de la armadura de compresión

f_s = esfuerzo del refuerzo de tensión no presforzado en la resistencia nominal a la flexión

f'_s = esfuerzo del refuerzo de compresión no presforzado en la resistencia nominal a la flexión

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

b = ancho del ala comprimida

b_w = ancho del alma

h_f = altura del ala comprimida

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado

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

α_1 = factor para el diagrama de tensiones, ver Art. 5.6.2.2

β_1 = factor para el diagrama de tensiones, ver Art. 5.6.2.2

Componentes con tendones no adheridos

Para las secciones rectangulares o con alas, la tensión media en el acero de pretensado no adherido se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 \left(\frac{d_p - c}{l_e} \right) \leq f_{py} \quad (5.6.3.1.2-1)$$

siendo:

$$l_e = \left(\frac{2l_1}{2 + N_s} \right) \quad (5.6.3.1.2-2)$$

Para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A_s' f_s' - \alpha_1 f_c' (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f_c' \beta_1 b_w} \quad (5.6.3.1.2-3)$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A_s' f_s'}{\alpha_1 f_c' \beta_1 b} \quad (5.6.3.1.2-4)$$

donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia

l_e = longitud de tendón efectiva

l_1 = longitud de tendón entre anclajes

N_s = número de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas

Resistencia a la flexión

Se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad (5.6.3.2.1-1)$$

donde:

M_n = resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia especificado en el Art. 5.5.4.2

Para secciones con alas cuando los tendones son adheridos, si la altura del ala comprimida es menor que c :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

(5.6.3.2.2-1)

PÉRDIDAS EN LA FUERZA DE PRESFORZADO

La magnitud de la fuerza de presforzado de un miembro de concreto no es constante sino que toma diferentes valores durante la vida del miembro. Algunos de los cambios son instantáneos o casi instantáneos, otros dependen del tiempo, y otros mas suceden en función de la carga superpuesta. Deben considerarse todos estos cambios en el diseño.

Las pérdidas en la fuerza de presforzado se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro, y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo. La fuerza de preesfuerzo del gato (P_i) puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción, deslizamiento del anclaje, y el acortamiento elástico del concreto comprimido.

La fuerza de preesfuerzo después de ocurridas estas pérdidas se denomina fuerza de preesfuerzo inicial P_i .

A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce más, gradualmente, primero rápidamente y luego más lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido al relajamiento del acero altamente esforzado.

Después de un periodo de muchos meses, o aún años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza de preesfuerzo casi constante. Esto se define como la fuerza de preesfuerzo efectiva P . Habiendo ocurrido las pérdidas, $P = R P_i$, siendo $R = 1 - (\% \text{ pérdidas})$, la eficiencia en la fuerza de presforzado.

INECUACIONES BÁSICAS

En condiciones iniciales:

$$-\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \leq f_{ti} \quad (1) \text{ fibra superior}$$

$$-\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \geq f_{ci} \quad (2) \text{ fibra inferior}$$

En condiciones finales:

$$-\frac{R P_i}{A} - \frac{R P_i e}{S_2} + \frac{M_t}{S_2} \leq f_{ts} \quad (3) \text{ fibra inferior}$$

$$-\frac{R P_i}{A} + \frac{R P_i e}{S_1} - \frac{M_t}{S_1} \geq f_{cs} \quad (4) \text{ fibra superior}$$

donde:

P_i = fuerza pre-tensora inicial

P = fuerza pre-tensora final ($P = R P_i$)

A = área de la viga

e = excentricidad del cable resultante

S_1 = módulo de sección referido a la fibra superior

S_2 = módulo de sección referido a la fibra inferior

Diagramas de Magnel

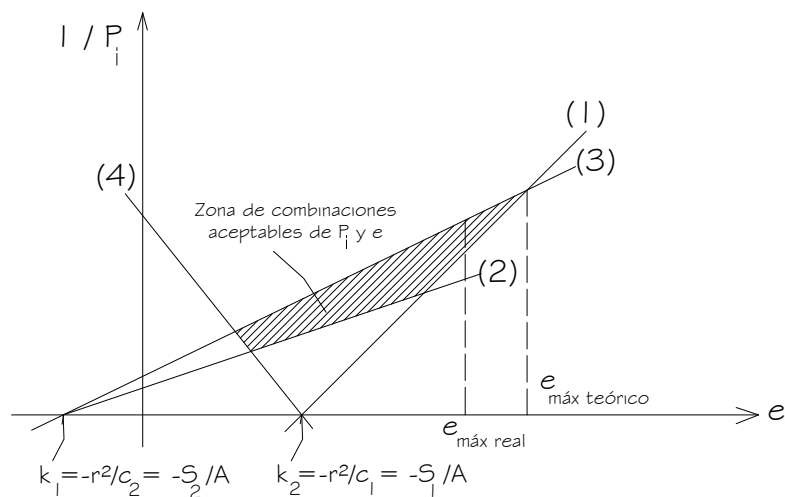


Fig. 3.87 Diagrama de Magnel

Las inecuaciones vistas también pueden expresarse como:

$$\frac{I}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_o + f_{ts} S_1} \quad (1) \qquad \frac{I}{P_i} \leq \frac{R(e + k_1)}{M_t - f_{ts} S_2} \quad (3)$$

$$\frac{I}{P_i} \geq \frac{e + k_1}{M_o - f_{cs} S_2} \quad (2) \qquad \frac{I}{P_i} \leq \frac{R(e - k_2)}{M_t + f_{cs} S_1} \quad (4)$$

Donde:

$$k_1 = \text{distancia de núcleo} = -\frac{S_2}{A} = -\frac{r^2}{c_2}$$

$$k_2 = \text{distancia de núcleo} = -\frac{S_1}{A} = -\frac{r^2}{c_1}$$

r = radio de giro de la sección

c_1 = distancia desde el eje neutro de la sección hasta la fibra superior

c_2 = distancia desde el eje neutro de la sección hasta la fibra inferior

En secciones de momento negativo debemos utilizar las inecuaciones de Magnel considerando el valor absoluto del momento y las siguientes equivalencias:

$$\begin{aligned} S_1 &= S_2 & k_1 &= k_2 \\ S_2 &= S_1 & k_2 &= k_1 \end{aligned}$$

PROBLEMA 3.3 Diseñar la viga interior de un puente de vigas presforzadas simplemente apoyado de 30.00 m de longitud, dos vías, según lo mostrado. Utilizar concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, $f'_a = 280 \text{ kg/cm}^2$, strands $\varnothing 1/2''$ (0.987 cm^2), $f_{pu} = 18,984 \text{ kg/cm}^2$ (270 ksi), y pérdidas 15% ($R = 85\%$). El vehículo usuario es HL-93.

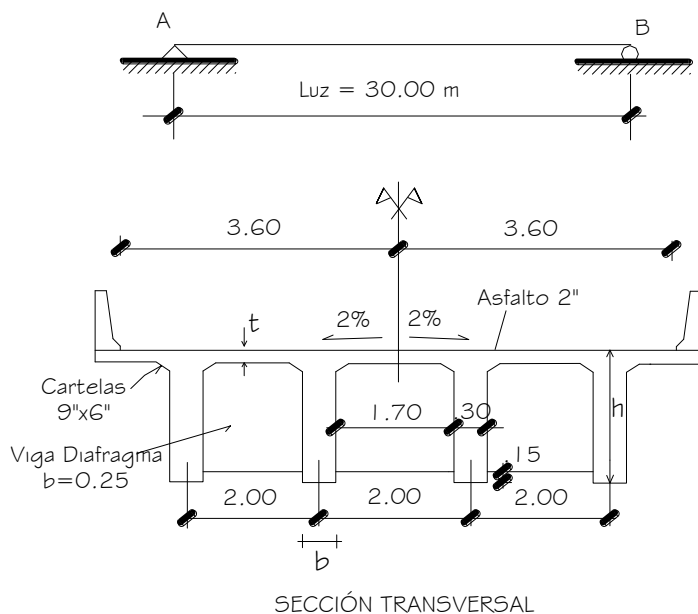


Fig. 3.88 Puente de vigas presforzadas a diseñar

Solución.-

A) PRE-DIMENSIONAMIENTO

$$h \approx \frac{L}{15} \text{ a } \frac{L}{20}$$

(Johannes Johannson, *Diseño y Cálculo de Estructuras Pretensadas*)

$$h \approx 2.0 \text{ m a } 1.5 \text{ m}$$

Adoptamos $h = 1.70 \text{ m}$, $b = 0.30 \text{ m}$

A) PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

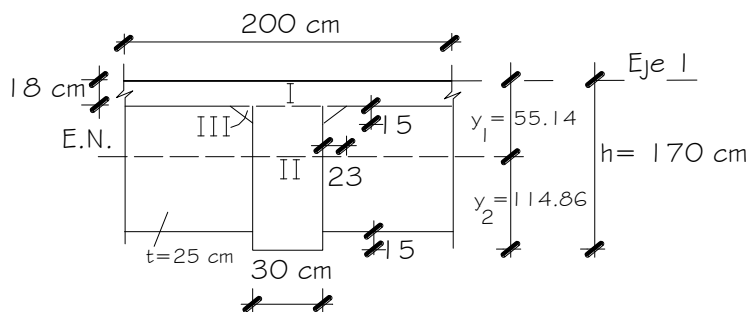


Fig. 3.89 Sección transversal de viga interior

Tomando como referencia para el cálculo de \bar{y} el borde superior del patín (Eje 1):

| SECCIÓN | AREA (cm ²) | \bar{y} (cm) | $\bar{y} A$ (cm ³) | $\bar{y}^2 A$ (cm ⁴) | I_{CG} (cm ⁴) |
|----------|-------------------------|----------------|--------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| I | 18X200=3600 | 9 | 32,400 | 291,600 | 97,200 |
| II | 152X30 =4560 | 94 | 428,640 | 40'292,160 | 8'779,520 |
| III | 2(0.5x15x23)=345 | 23 | 7,935 | 182,505 | 2(23x15 ³ /36)=4313 |
| Σ | 8505 | | 468,975 | 40'766,265 | 8'881,033 |

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{\Sigma \bar{y} A}{A} = \frac{468,975}{8,505} = 55.14 \text{ cm}$$

$$\text{Luego: } y_1 = 55.14 \text{ cm, } y_2 = 170 - 55.14 = 114.86 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_1 = \Sigma I_{CG} + \Sigma \bar{y}^2 A = 8'881,033 + 40'766,265 = 49'647,298 \text{ cm}^4$$

$$I_{CG} = I_1 - \bar{y}^2 A = 49'647,298 - (55.14)^2 (8505) = 23'788,529 \text{ cm}^4$$

Módulos de Sección:

$$S_1 = \frac{I_{CG}}{y_1} = \frac{23'788,529}{55.14} = 431,421 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \frac{I_{CG}}{y_2} = \frac{23'788,529}{114.86} = 207,109 \text{ cm}^3$$

Distancias de Núcleo:

$$k_1 = \frac{S_2}{A} = \frac{207,109}{8,505} = 24.35 \text{ cm}$$

$$k_2 = \frac{S_1}{A} = \frac{431,421}{8,505} = 50.73 \text{ cm}$$

B) MÓDULOS DE SECCIÓN MÍNIMOS

$$S_{1 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1-R)M_o}{-f_{cs} + Rf_{t1}}$$

$$S_{2 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1-R)M_o}{-Rf_{c1} + f_{ts}}$$

Cargas iniciales:

Peso propio:

$$w_{pp} = 0.8505\text{m}^2 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 2.04 \text{ T/m}$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{2.04(30)^2}{8} = 229.64 \text{ T-m}$$

Diafragmas, ubicándolos a 10 m uno de otro:

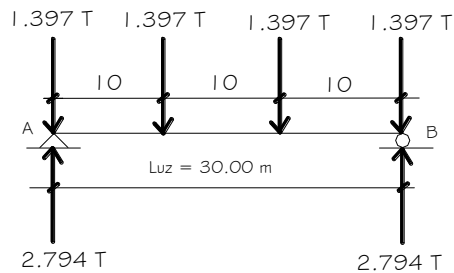


Fig. 3.90 Cargas de diafragmas

$$P_{\text{diaf}} = 1.70\text{m} \times 1.37\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1.397 \text{ T}$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = (2.794 - 1.397)(15) - 1.397(5) = 13.97 \text{ T-m}$$

Luego:

$$M_o = 229.64 \text{ T-m} + 13.97 \text{ T-m} = 243.61 \text{ T-m}$$

Cargas aplicadas:

Asfalto:

$$W_{\text{asf } 2^{\circ}} = 0.05\text{m} \times 2.00\text{m} \times 2.24 \text{ T/m}^3 = 0.224 \text{ T/m}$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{0.224(30)^2}{8} = 25.20 \text{ T-m}$$

Carga viva HL-93:

De modo conservador tomaremos el mayor momento por carga viva que ocurre en la viga (a 0.71 m del centro de luz), de la Tabla A2.1, APÉNDICE A2.2:

$$M_{\text{LL+IM}} = 381.94\text{T-m}$$

Distribución q en viga interior:

- Dos carriles cargados:

$$q = 0.075 + \left(\frac{S}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.2b-1})$$

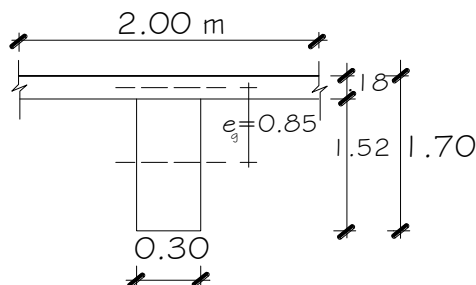


Fig. 3.91 Sección transversal de viga interior

Con:

$$n = \frac{E_{\text{viga}}}{E_{\text{tablero}}} = 1$$

$$A = 30 \times 152 = 4560 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{30(152)^3}{12} = 8'779,520 \text{ cm}^4$$

$$e_g = 85 \text{ cm}$$

$$k_g = n [I + Ae_g^2] = 1 [8'779,520 + 4560(85)^2] = 4'1725,520 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{4'1725,520}{3000(18)^3}\right)^{0.1} = 1.09$$

(Comparar este valor con 1.05, obtenido de la Tabla 4.6.2.2.1-3, Caso (e))

$$q = 0.075 + \left(\frac{2.0}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{2.0}{30.0}\right)^{0.2} (1.09) = 0.58$$

- Un carril cargado:

$$q = 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.2b-1})$$

$$q = 0.06 + \left(\frac{2.0}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{2.0}{30.0}\right)^{0.3} (1.09) = 0.42$$

$$\text{Luego: } M_{LL+IM} = 0.58 (381.94 \text{ T-m}) = 221.53 \text{ T-m}$$

$$\text{Entonces: } M_{d+l} = 25.20 \text{ T-m} + 221.53 \text{ T-m} = 246.73 \text{ T-m}$$

Resumen:

$$\begin{aligned} \text{Cargas iniciales:} & M_o = 243.61 \text{ T- m} \\ \text{Cargas de servicio:} & M_{d+l} = 246.73 \text{ T- m} \\ & \underline{M_t = 490.34 \text{ T- m}} \end{aligned}$$

Esfuerzos PermisiblesIniciales (transferencia)

Fibra superior:

$$f_{t1} = 0.25 \lambda \sqrt{f'_{c1}} \leq 1.38 \text{ MPa} \quad [\text{SI}] \quad (\text{Tabla 5.9.2.3.1b-1})$$

$$= 0.80 \lambda \sqrt{f'_{c1}} \leq 14 \text{ kg/cm}^2 \quad [\text{MKS}]$$

$$= 0.80 (1) \sqrt{280} = 13.39 \text{ kg/cm}^2 \leq 14 \text{ kg/cm}^2$$

siendo $\lambda = 1$ (concreto de peso normal) (5.4.2.8)

Fibra inferior:

$$f_{c1} = -0.65 f'_{c1} \quad (\text{Art. 5.9.2.3.1a})$$

$$= -0.65 (280) = -182 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicados (en servicio)

Fibra superior:

CASO I: carga total

$$f_{cs} = -0.60 \phi_w f'_c = -0.60 f'_c \quad (\text{Tabla 5.9.2.3.2a-1})$$

$$= -0.60 (1) (350) = -210 \text{ kg/cm}^2$$

Donde $\phi_w = 1$, en tanto: (5.9.2.3.2a y C5.9.2.3.2a)

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{170 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 9.44 \leq 15 \quad \text{y} \quad \frac{h_w}{t_w} = \frac{152 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 5.07 \leq 15$$

CASO II: presforzado + cargas permanentes

$$f_{cs} = -0.45 f'_c \quad (\text{Tabla 5.9.2.3.2a-1})$$

$$f_{cs} = -0.45 (350) = -157.50 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{ts} = 0 \text{ (tendones no adheridos)} \quad (\text{Tabla 5.9.2.3.2b-1})$$

Módulos de Sección requeridos

$$S_{I \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1-R)M_o}{-f_{cs} + Rf_{t1}} = \frac{246.73 \times 10^5 + (0.15)(243.61 \times 10^5)}{-(-210) + 0.85(13.39)} = 127,956 \text{ cm}^3$$

$$S_{2 \min} = \frac{M_{(d+l)} + (1-R)M_o}{-Rf_{c1} + f_{ts}} = \frac{246.73 \times 10^5 + (0.15)(243.6 \times 10^5)}{-0.85(-182) + 0} = 183,110 \text{ cm}^3$$

$$\text{Como } S_1 = 431,421 \text{ cm}^3 > S_{1 \min} = 127,956 \text{ cm}^3 \text{ y}$$

$$S_2 = 207,109 \text{ cm}^3 > S_{2 \min} = 183,110 \text{ cm}^3, \text{ la sección es adecuada.}$$

C) CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LOS CABLES Y FUERZA INICIAL EN EL CENTRO DE LUZ

Inicialmente:

$$\frac{l}{P_i} \geq \frac{e - k_2}{M_o + f_{ts} S_1} \quad (1)$$

$$\frac{l}{P_i} \geq \frac{e - 50.73}{243.6 \times 10^5 + 13.39(431,421)} = \frac{e - 50.73}{30136,243}$$

$$\frac{l}{P_i} \geq \frac{e + k_1}{M_o - f_{c1} S_2} \quad (2)$$

$$\frac{l}{P_i} \geq \frac{e + 24.35}{243.6 \times 10^5 - (-168)(207,109)} = \frac{e + 24.35}{59155,312}$$

Finalmente:

$$\frac{l}{P_i} \leq \frac{R(e + k_1)}{M_t - f_{ts} S_2} \quad (3)$$

$$\frac{l}{P_i} \leq \frac{0.85(e + 24.35)}{490.34 \times 10^5 - 0} = \frac{e + 24.35}{57'687,059}$$

$$\frac{l}{P_i} \leq \frac{R(e - k_2)}{M_t + f_{cs} S_1} \quad (4)$$

$$\frac{l}{P_i} \leq \frac{0.85(e - 50.73)}{490.34 \times 10^5 + (-210)(431,421)} = \frac{e - 50.73}{-48'899,306}$$

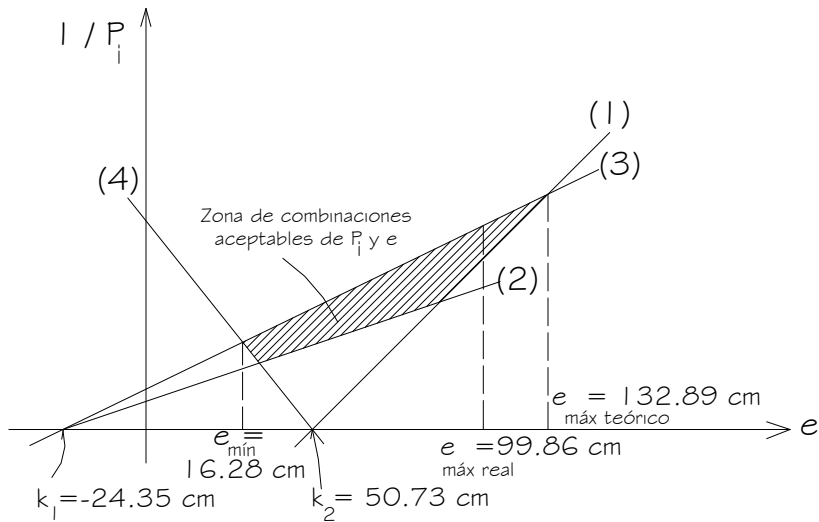


Fig. 3.92 Gráfica de las inecuaciones de Magnel

De la gráfica: $e_{m\acute{a}x} = 132.89\text{cm}$ y $e_{m\acute{i}n} = 16.28\text{cm}$

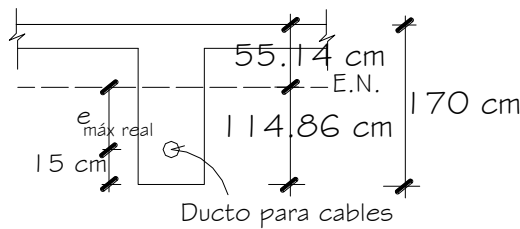


Fig. 3.93 Excentricidad real en la sección transversal

La distancia entre el eje de cables y la fibra extrema la aproximaremos a un valor entre el 5%h á 15%h.

Luego $z \approx 10\%(170\text{cm})$
 $\approx 15\text{cm}$

Se tomará: $e_{m\acute{a}x\ real} = 114.86\text{cm} - 15\text{cm} = 99.86\text{cm}$

De la inecuación (3), en el centro de luz:

Con $e = 99.86\text{ cm}$, $\frac{I}{P_i} = 2.153 \times 10^{-6} \text{ kg}^{-1}$,

$P_i = 464.47 \text{ T}$

D) ESTADOS LÍMITES APLICABLES

(Tabla 3.4.1-1)

Servicio I: $U = n[1.00(\text{DC} + \text{DW}) + 1.00(\text{LL} + \text{IM})]$

Servicio III: $U = n[1.00(\text{DC} + \text{DW}) + 0.80(\text{LL} + \text{IM})]$

Resistencia I: $U = n[1.25(\text{DC}) + 1.50(\text{DW}) + 1.75(\text{LL} + \text{IM})]$

Se hará uso de $n = n_D n_R n_I = 1$

E) COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS EN CENTRO DE LUZE. 1) ESTADO DE SERVICIO IEn condiciones iniciales:Fibra superior (ecuación 1)

$$f_{ti} = -\frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} = -\frac{464,470}{8505} + \frac{464,470(99.86)}{431,421} - \frac{243.6 \times 10^5}{431,421}$$

$$f_{ti} = -3.57 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{ti} = +13.39 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracción) OK!}$$

Fibra inferior (ecuación 2)

$$f_{ci} = -\frac{P_1}{A} - \frac{P_1 e}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} = -\frac{464,470}{8505} - \frac{464,470(99.86)}{207,109} + \frac{243.6 \times 10^5}{207,109}$$

$$f_{ci} = -160.94 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{ci} = -182 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

En condiciones finales:

$$\text{Con } P = R P_1 = 0.85(464.470 \text{ T}) = 394.800 \text{ T}$$

Fibra superior (ecuación 4)CASO I (carga total)

$$f_{cs} = -\frac{R P_1}{A} + \frac{R P_1 e}{S_1} - \frac{M_t}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{394,800}{8505} + \frac{394,800(99.86)}{431,421} - \left[\frac{243.6 \times 10^5}{431,421} + \frac{25.20 \times 10^5}{431,421} + \frac{221.53 \times 10^5}{431,421} \right]$$

$$f_{cs} = -68.69 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{cs} = -210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

CASO II (presforzado+cargas permanentes)

$$f_{cs} = -\frac{R P_1}{A} + \frac{R P_1 e}{S_1} - \frac{M_{pp+asf}}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{394,800}{8505} + \frac{394,800(99.86)}{431,421} - \frac{243.6 \times 10^5}{431,421} - \frac{25.20 \times 10^5}{431,421}$$

$$f_{cs} = -17.34 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{cs} = -157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

Fibra inferior (ecuación 3)

$$f_{ts} = -\frac{R P_1}{A} - \frac{R P_1 e}{S_2} + \frac{M_t}{S_2} = -\frac{394,800}{8505} - \frac{394,800(99.86)}{207,109} + \frac{490.34 \times 10^5}{207,109}$$

$$f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ admitido: } f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (no tracciones) OK!}$$

E.2) ESTADO DE SERVICIO III

En condiciones iniciales:

Fibra superior (ecuación 1)

$$f_{ti} = -\frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} = -\frac{464,470}{8505} + \frac{464,470(99.86)}{431,421} - \frac{243.6 \times 10^5}{431,421}$$

$$f_{ti} = -3.57 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{ti} = +13.39 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracción) OK!}$$

Fibra inferior (ecuación 2)

$$f_{ci} = -\frac{P_1}{A} - \frac{P_1 e}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} = -\frac{464,470}{8505} - \frac{464,470(99.86)}{207,109} + \frac{243.6 \times 10^5}{207,109}$$

$$f_{ci} = -160.94 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{ci} = -182 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

En condiciones finales:

Fibra superior (ecuación 4)

CASO I (carga total)

$$f_{cs} = -\frac{R P_1}{A} + \frac{R P_1 e}{S_1} - \frac{(M_o + M_d) + 0.80 M_\ell}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{394,800}{8505} + \frac{394,800(99.86)}{431,421} - \left[\frac{243.6 \times 10^5}{431,421} + \frac{25.20 \times 10^5}{431,421} \right] - \left[\frac{0.80 \times 221.53 \times 10^5}{431,421} \right]$$

$$f_{cs} = -58.43 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{cs} = -210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

CASO II (presforzado+cargas permanentes)

$$f_{cs} = -\frac{R P_1}{A} + \frac{R P_1 e}{S_1} - \frac{M_{pp+asf}}{S_1}$$

$$f_{cs} = -\frac{394,800}{8505} + \frac{394,800(99.86)}{431,421} - \frac{243.6 \times 10^5}{431,421} - \frac{25.20 \times 10^5}{431,421}$$

$$f_{cs} = -17.34 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{cs} = -157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

Fibra inferior (ecuación 3)

$$f_{ts} = -\frac{R P_i}{A} - \frac{R P_i e}{S_2} + \frac{(M_o + M_d) + 0.80M_\ell}{S_2}$$

$$f_{ts} = -\frac{394,800}{8505} - \frac{394,800(99.86)}{207,109} + \frac{(243.61 + 25.20) \times 10^5}{207,109} + \frac{0.80(221.53 \times 10^5)}{207,109}$$

$$f_{ts} = -21.42 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)}, \text{ admitido: } f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (no tracción) OK!}$$

F) NÚMERO DE STRANDS REQUERIDO POR VIGA

Con strands $\emptyset 1/2''$ ($A = 0.153 \text{ in}^2 = 0.987 \text{ cm}^2$)

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi} = 18,984 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Luego } f_{pi} = 0.70 f_{pu} = 13,289 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Tabla 5.9.2.2-1})$$

Capacidad de 1 strand $\emptyset 1/2''$: $0.987 \text{ cm}^2 (13,289 \text{ kg/cm}^2) = 13,116 \text{ kg}$

Con $P_i = 464.47 \text{ T}$ (centro de luz), después de las pérdidas $P = RP_i$

$$P = 0.85(464.47\text{T}) = 394.800\text{T}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de strands} = \frac{394,800}{13,116} = 31 \text{ strands } \emptyset 1/2''$$

G) VERIFICACIÓN POR ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

Momento aplicado:

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}$$

$$M_u = 1.25(243.61) + 1.5(25.20) + 1.75(221.53) = 730 \text{ Tm}$$

Momento resistente de la viga:

Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo cuando $f_{pe} \geq 0.5f_{pu}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.6.3.1.1-1)$$

donde:

f_{pe} = tensión en el acero de presfuerzo debido al presfuerzo, luego de las pérdidas

$$= P/A = 394,800 \text{ kg} / (31 \times 0.987 \text{ cm}^2)$$

$$= 12,903 \text{ kg/cm}^2 \geq 0.5(18,984 \text{ kg/cm}^2)$$

f_{pu} = resistencia a la tensión especificada del acero de presfuerzo

$$= 18,984 \text{ kg/cm}^2 (270 \text{ ksi})$$

f_{ps} = esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.6.3.1.1-2)$$

$$= 0.28 \text{ para cables de baja relajación} \quad (\text{Tabla C5.6.3.1.1-1})$$

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del tendón de presfuerzo

$$= 170\text{cm} - 15\text{cm} = 155\text{cm}$$

c = distancia desde el eje neutro a la cara en compresión

Para calcular c asumimos un comportamiento rectangular de la sección y luego comprobamos si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente, c , es menor o igual que el espesor de la losa: $h_f = 18$ cm.

donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f'_s - A'_s f'_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.6.3.1.1-4)$$

A_{ps} = área del acero de presfuerzo = $31(0.987\text{cm}^2) = 30.60\text{cm}^2$

A_s = área del refuerzo de tensión del acero no presforzado = 0

A'_s = área del refuerzo de compresión = 0

f'_c = resistencia cilíndrica del concreto = 350 kg/cm^2

f_y = resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de tensión

f'_y = resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de compresión

$\alpha_1 = 0.85$ para $f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 5.6.2.2)

$\beta_1 = 0.85$ para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 5.6.2.2)

$$= 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \geq 0.65 \text{ para } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.85 - \frac{0.05(350 - 280)}{70} = 0.80$$

b = ancho efectivo del patín de compresión = 200cm

$$c = \frac{30.60(18,984)}{0.85(350)(0.80)(200) + 0.28(30.60)(18,984/155)} = 11.94\text{cm} < h_f = 18\text{cm}$$

OK!

Por lo tanto, el comportamiento de sección rectangular asumido es válido.

El esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo es:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) = 18,984 \left(1 - 0.28 \frac{11.94}{155} \right) = 18,575 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a la flexión:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} (d_p - \frac{a}{2}) \quad (5.6.3.2.2-1)$$

(La ecuación anterior es una simplificación de la ecuación 5.6.3.2.2-1, cuando no existe acero no presforzado)

$$a = \beta_1 c = 0.80(11.94\text{cm}) = 9.55\text{cm}$$

$$M_n = 30.60(18,575)(155 - \frac{9.55}{2}) = 853.87 \text{ T-m}$$

Momento resistente de la viga:

$$M_u = \phi M_n \quad (5.6.3.2.1-1)$$

Con $\phi = 0.90$ (Art. 5.5.4.2) para secciones de concreto presforzado con tensión controlada y tendones no adheridos:

$$M_u = 0.9(853.87\text{T-m}) = 768.48\text{T-m} > 735.21\text{T-m} \quad \text{OK!}$$

También:

$$\phi = 0.583 + 0.25 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{155\text{cm}}{11.94\text{cm}} - 1 \right) = 3.58 > 0.9$$

Luego, $\phi = 0.9$ como lo supuesto.

APÉNDICE A3.1

MÉTODO C: MOMENTOS REDUCIDOS EN TABLEROS POR CONSIDERACION DE CARGA DE RUEDA EXTENDIDA Y MOMENTO EN CARA DE VIGA

1. Momento Positivo (Reducción por carga de rueda extendida)

El momento de flexión máximo en un punto es mayor cuando se tiene una carga concentrada que en el caso de una carga extendida en cierta distancia. Es posible en ejes de rueda reducir el momento positivo al considerar la carga de rueda extendida sobre un ancho de 0.51 m (Art. 3.6.1.2.5 LRFD) más el peralte de la plataforma (Art. 4.6.2.1.6 LRFD).

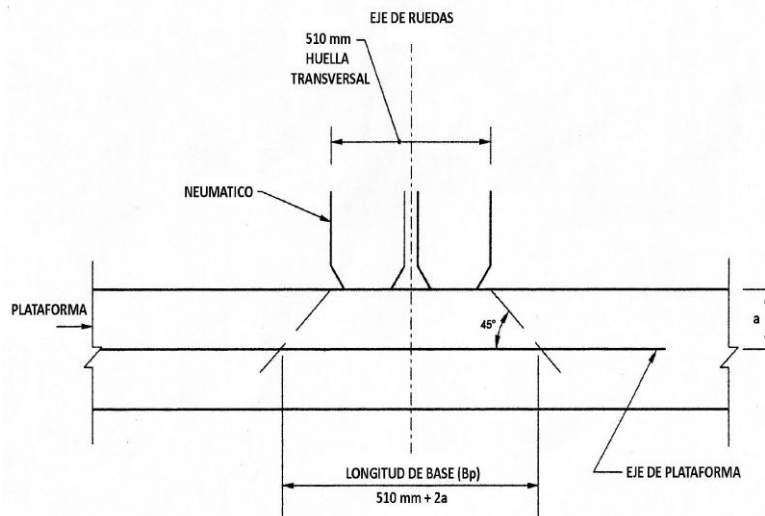


Fig. A3.1 Carga de rueda: longitud transversal de base

En razón de tener el momento positivo en la línea de influencia en el punto de interés un valor máximo y luego decaer rápidamente, cuando usemos una carga de rueda extendida podremos obtener momentos de diseño significativamente menores que cuando la tratemos como una carga de rueda concentrada. En un tramo simple es posible desarrollar una aproximación que simplifique la aplicación de la carga de rueda extendida. La extensión para un miembro continuo será en este caso aproximada debido a que la línea de influencia correspondiente es realmente curva.

Consideremos una viga simple de longitud L . Se desea calcular el momento positivo máximo en el punto $O.4$ del tramo debido a la carga de rueda extendida de ancho BL , siendo B una fracción. De la Fig. A3.2, queremos localizar la carga de rueda extendida medida como una fracción X de la longitud de la base, para causar el máximo momento de flexión. El momento de flexión en el punto $O.4$ será la carga de rueda uniforme por el área de la línea de influencia subtendida por la carga, $A_1 + A_2$. Para maximizar el momento de flexión, la fracción X debe maximizar la suma de las áreas $A_1 + A_2$.

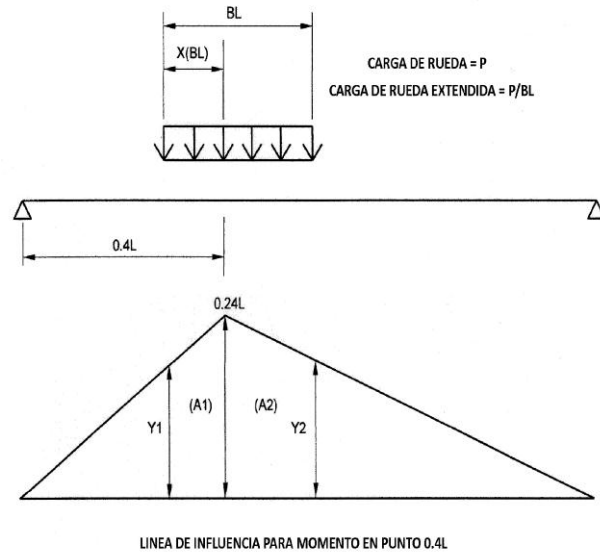


Fig. A3.2 Carga de rueda extendida – Tramo simple

La ordenada $Y_1 = 0.6(0.4L - X(BL))$

El área trapezoidal $A_1 = 0.24BXL^2 - 0.3B^2X^2L^2$

Del mismo modo, la ordenada $Y_2 = 0.4L(0.6 - B + XB)$

El área trapezoidal

$$A_2 = 0.24BL^2 - 0.24BXL^2 - 0.2B^2L^2 + 0.4B^2XL^2 - 0.2B^2X^2L^2$$

Sumando las áreas obtenemos lo siguiente:

$$A_1 + A_2 = 0.24BL^2 - 0.2B^2L^2 + 0.4B^2XL^2 - 0.5B^2X^2L^2$$

Derivando el área con respecto a la variable X é igualando a cero para encontrar el área máxima se obtiene:

$$\frac{d(A_1 + A_2)}{dX} = 0.4B^2L^2 - B^2XL^2 = 0$$

De donde $X=0.4$.

La posición de la carga de rueda extendida producirá el momento máximo en el punto 0.4. El momento positivo máximo en el punto 0.4 es el producto de la carga uniforme extendida P/BL por el área de influencia $A_1 + A_2$. El resultado es el siguiente:

$$M_{\max} = \frac{P}{BL} (0.24BL^2 - 0.2B^2L^2 + 0.4B^2XL^2 - 0.5B^2X^2L^2)$$

Reemplazando $X=0.4$ para el momento máximo se obtiene

$$M_{\max} = P(0.24L - 0.120BL)$$

El primer término es el momento que resulta de la carga de rueda concentrada aplicada en el punto de interés (punto 0.4). El segundo término es una corrección que resulta de la carga extendida en un ancho BL.

Este resultado puede generalizarse debido a que la proporción X está directamente relacionada con el punto de interés. Así, para el punto 0.5, $X=0.5$, y la ecuación resulta:

$$M_{\max} = P(0.25L - 0.125BL)$$

Esto conduce a una conveniente aproximación para el momento máximo por carga de rueda extendida colocando la carga concentrada en la ordenada máxima de la línea de influencia y corrigiendo con el término PBL/δ , donde BL es la longitud de la carga de rueda extendida.

El resultado en el punto 0.4 no es completamente correcto y el error se incrementa según el punto se aleje del centro del tramo. Para propósito de diseño sin embargo, al trabajar con puntos cercanos al centro, el error es mínimo.

Para tramos continuos podemos utilizar esta aproximación con seguridad razonable, simplificando el arduo proceso que se requeriría con la línea de influencia curva correspondiente.

Podemos escribir entonces:

$$M_L = M_{OL} - \frac{PB_P}{\delta} \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde:

M_L = momento positivo de diseño ajustado para carga viva

M_{OL} = momento positivo usando cargas de rueda concentradas

P = carga de rueda concentrada en el punto de interés

B_P = longitud de base de la carga de rueda extendida (0.51 m más el peralte de la cubierta)

2. Momento Negativo (Reducción por consideración de momento en cara de viga)

Las líneas de influencia para momentos en los apoyos son curvas suaves y el uso de cargas de rueda extendidas en vez de puntuales no cambia significativamente el momento de diseño. Sin embargo puede deducirse una fórmula para reducir el momento negativo de diseño en plataformas tomando el momento negativo en la cara de la viga, no en el eje. El Art. 4.6.2.1.6 LRFD especifica que la localización de la sección de diseño para momento negativo es:

- a. En la cara del apoyo para construcciones monolíticas y vigas cajón de concreto;
- b. Un cuarto el ancho del patín desde el eje del apoyo para vigas de acero; o
- c. Un tercio el ancho del patín, sin exceder 0.38m desde el eje del apoyo para vigas de concreto prefabricadas Tee ó I.

De este modo los momentos negativos se calculan en el centro del apoyo y luego se corrigen con la sección de diseño real usando la Ecuación 2, que se deduce a continuación.

En vez de asumir una hipotética reacción concentrada, asumimos que la reacción se distribuye uniformemente sobre una longitud igual a dos veces la distancia desde el centro del apoyo a la sección de diseño $B_N/2$. El término de corrección es entonces el área del diagrama de cortante entre el centro del apoyo y la sección de diseño. Esto es, un triángulo con longitud de base $B_N/2$ y ordenada igual al cortante en el apoyo. El área del triángulo será: $VB_N/4$. Debido a que el cortante a uno y otro lado de la reacción es aproximadamente la mitad de la reacción del apoyo, la corrección para el momento es $RB_N/8$. Siendo negativo el momento en el apoyo, la fórmula que resulta es similar a la Ecuación 1, excepto que el signo de la corrección es positivo, lo que reduce el momento de diseño.

En resumen, el momento negativo máximo y la respectiva reacción en el centro del apoyo se calculan con cargas de rueda concentradas, corrigiendo luego con:

$$M_L = M_{OL} + \frac{RB_N}{8} \quad (\text{Ecuación 2})$$

donde:

M_L = momento negativo de diseño ajustado para carga viva

M_{OL} = momento negativo en el apoyo usando cargas de rueda concentradas

R = reacción del apoyo debido a cargas de rueda concentradas

B_N = dos veces la distancia desde el eje del apoyo a la sección de diseño negativa

APÉNDICE A3.2

PROCESO DE DISEÑO VIGA T

- a) Tomar el ancho efectivo b como el ancho tributario de la viga (Art. 4.6.2.6)
- b) CASO I: Viga Rectangular ($c < t$)

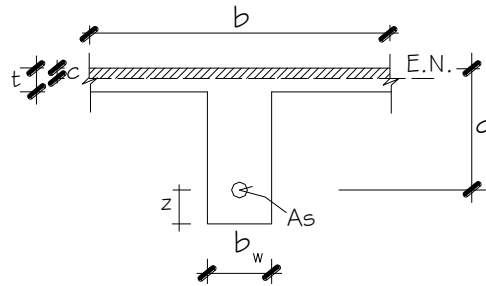


Fig. A3.3 Viga tipo rectangular

- 1) Suponer $c = t$
Con lo que:

$$a = 0.85c, \quad A_s = \frac{M_u}{0.9f_y(d - \frac{a}{2})},$$

- 2) Con A_s calcular un nuevo a usando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

Luego encontrar $c = a/0.85$

- 3) Chequear:

Si $c \leq t$, DISEÑAR COMO VIGA RECTANGULAR (diseño convencional)

Si $c > t$, DISEÑAR COMO VIGA T

- c) CASO II: Viga T ($c > t$)

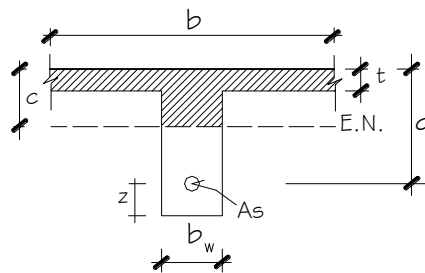


Fig. A3.4 Viga tipo tee

$$\text{Calcular } A_{sf} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} (b - b_w) t$$

1) Calcular M_{alma}

$$M_{alás} = \phi A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

$$\text{siendo } M_u = M_{alás} + M_{alma}$$

$$\rightarrow M_{alma} = M_u - M_{alás}$$

2) Calcular $(A_s - A_{sf})$

$$(A_s - A_{sf}) = \frac{M_{alma}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}, \quad a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 f'_c b_w}$$

$$\text{Luego: } A_s = \frac{M_{alma}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} + A_{sf}$$

APÉNDICE A3.3

MÉTODO DE COURBON PARA DISTRIBUIR LA CARGA VIVA EN VIGAS DE UN PUEBTE VIGA-LOSA

Cuando una sección transversal de puente se deforma y gira como una sección transversal rígida, esto es el caso de secciones de losa y vigas de concreto con vigas diafragmas convenientemente distribuidas e interconectadas, es posible repartir la carga transversalmente entre las vigas de soporte según la expresión de Courbon:

$$R = \frac{P}{n} \pm \frac{Pe}{I} X$$

Es decir:

$$R = P \left(\frac{1}{n} \pm \frac{eX}{\sum X^2} \right)$$

donde X es la distancia de una viga al centroide de las vigas principales, $\sum X^2$ es la suma de los cuadrados de las distancias de varias vigas principales desde el mencionado centroide, n el número de vigas principales. El reglamento AASHTO LRFD adopta esta fórmula según C4.6.2.2.2d-1, para calcular el porcentaje de distribución de la carga viva “g” en vigas.

Veamos el siguiente caso, donde se quiere distribuir la carga de un carril de diseño entre las cuatro vigas que se muestran en la figura.

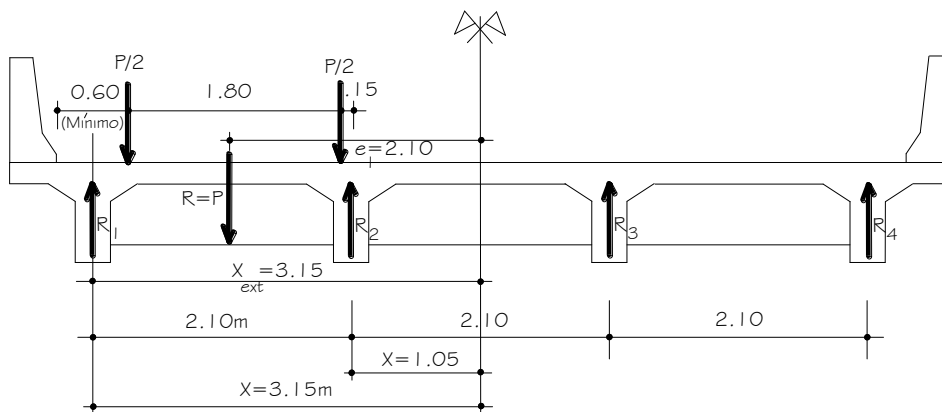


Fig. A3.5 Reparto de la carga de camión ocupando un carril a las vigas del puente

Se tiene: $I = \sum X^2 = 2 [3.15^2 + 1.05^2] = 22.05$

y también: $n=4, e=2.10m$

Luego:

$$R_1 = P \left[\frac{1}{4} + \frac{2.10(3.15)}{22.05} \right] = 0.55 P \quad (q=0.55, \text{ como lo calculado en la viga exterior del PROBLEMA III.2, para el caso de un carril cargado})$$

$$R_2 = P \left[\frac{1}{4} + \frac{2.10(1.05)}{22.05} \right] = 0.35 P$$

$$R_3 = P \left[\frac{1}{4} - \frac{2.10(1.05)}{22.05} \right] = 0.15 P$$

$$R_4 = P \left[\frac{1}{4} - \frac{2.10(3.15)}{22.05} \right] = -0.05 P$$

Total: 1.0P

Si colocamos otro carril de diseño cargado a la derecha, se tiene que las reacciones en las vigas sólo por éste último carril son:

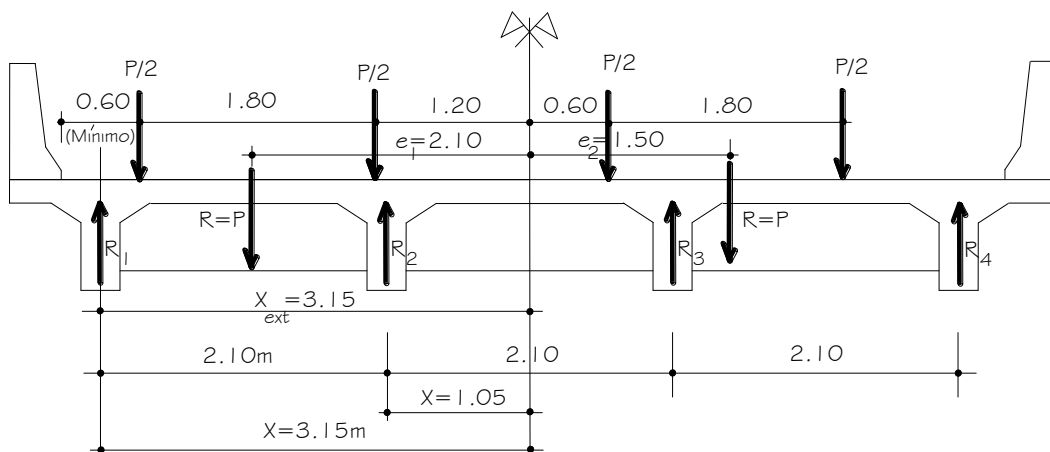


Fig. A3.6 Reparto de la carga de camión ocupando dos carriles a las vigas del puente

$$R_1 = P \left[\frac{1}{4} - \frac{1.50(3.15)}{22.05} \right] = 0.036 P$$

$$R_2 = P \left[\frac{1}{4} - \frac{1.50(1.05)}{22.05} \right] = 0.179 P$$

$$R_3 = P \left[\frac{1}{4} + \frac{1.50(1.05)}{22.05} \right] = 0.321 P$$

$$R_4 = P \left[\frac{1}{4} + \frac{1.50(3.15)}{22.05} \right] = 0.464 P$$

Total: 1.00P

De este modo cuando los dos carriles estén cargados, las reacciones en las vigas serán respectivamente:

$$R_1 = 0.55P + 0.036P = 0.586P \text{ (} q=0.586, \text{ como lo calculado en la viga exterior del PROBLEMA 3.2, para el caso de dos carriles cargados)}$$

$$R_2 = 0.35P + 0.179P = 0.529P$$

$$R_3 = 0.15P + 0.321P = 0.471P$$

$$R_4 = -0.05P + 0.464P = 0.414P$$

$$\text{Total: } 2.00P$$

CAPÍTULO 4: DISPOSITIVOS DE APOYO

4.1 DEFINICIÓN

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones.

Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, de viento, sismo, frenado, fuerza centrífuga, entre otras. Los desplazamientos transversales y longitudinales, y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas así como de variaciones de temperatura, flujo plástico, retracción, fatiga, etc.

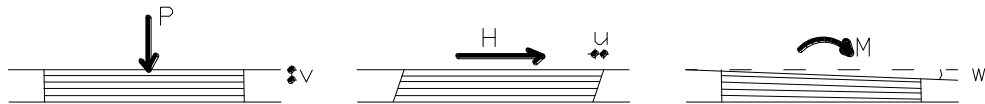


Fig. 4.1 Solicitaciones en dispositivos de apoyo

4.2 TIPOS DE DISPOSITIVOS

Pueden ser clasificados como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones.

4.3 APOYOS DE ELASTÓMERO

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita translaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.

Son flexibles en cortante pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos; en compresión, se expanden lateralmente.

En puentes de tramos medio a corto, donde las cargas son bajas, es posible utilizar elastómeros simples. Para cargas sustanciales es posible reforzar el elastómero con acero (zunchos) o fibra de vidrio.

Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización.

Dispositivos de elastómero semicubiertos y recubiertos

Los dispositivos de apoyo de elastómero zunchado poseen capas externas de elastómero cuyo espesor generalmente es la mitad del espesor de las capas internas. Pueden ser:

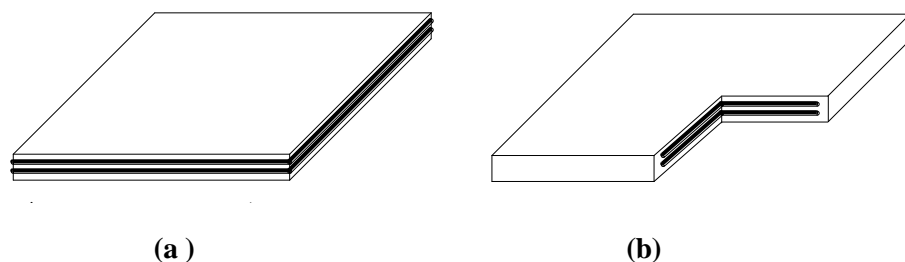


Fig. 4.2 (a) Apoyo semirecubierto y (b) Apoyo recubierto

a) Semi-recubiertos

Se realizan por cortes de placas madres de grandes dimensiones. Los cantos de los zunchos son aparentes en las caras laterales y están protegidos contra la corrosión con la ayuda de un revestimiento especial a base de resinas epóxicas.

Se designan por sus dimensiones en planta (mm) seguidas por el número de láminas de elastómero y zunchos metálicos así como su espesor respectivo (mm).

Ej: Neopreno 400x400x4(10+3)

- Mide en planta 400 mm por 400 mm
- Contiene 3 capas de elastómero de 10 mm de espesor y 2 semielásticas externas de 5 mm. El espesor total de elastómero es 40 mm.
- Contiene 4 zunchos metálicos de 3 mm. El espesor total del dispositivo es 52 mm.

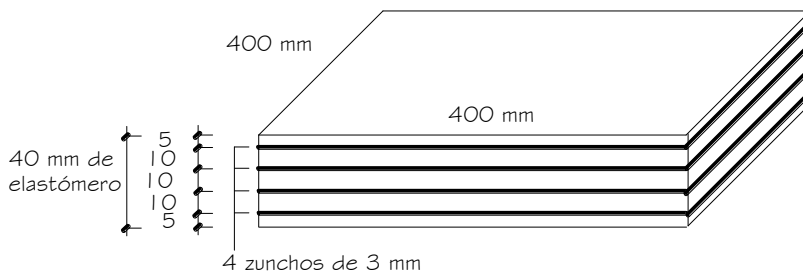


Fig. 4.3 Distribución del elastómero y las planchas de acero en el dispositivo

b) Recubiertos

Se realizan por moldeado individual. Los cantos no aparentes de los zunchos están protegidos contra la corrosión por una capa de elastómero de 5 mm de espesor medio, vulcanizado en la fabricación.

Se designan por sus dimensiones en planta (mm) seguidas por el espesor total (mm). La denominación de un apoyo recubierto de la misma constitución y dimensiones en planta que el ejemplo anterior, es 400x400x52.

Espesores de placas de elastómero y de zunchos (acero dulce) usuales:

| $t_{\text{elastóm}}$ (mm) | t_{zuncho} (mm) |
|---------------------------|--------------------------|
| 8 | 2 |
| 10 | 3 |
| 12 | 3 |
| 15 | 4 |

Se brinda a continuación datos técnicos de dispositivos de apoyo standard Freyssinet semirecubiertos:

Tablas 4.1 Dispositivos de apoyo estándar Freyssinet semirecubiertos y recubiertos

APARATOS DE APOYO SEMIRECUBIERTOS

| | | |
|---|------------|---------------------|
| Espesor de lámina elemental de elastómero | t = 8 mm. | (=h _{ri}) |
| Espesor de zuncho intermedio | ts = 2 mm. | n = # de zunchos |

| Dimensiones en planta (mm.) | Puentes Carreteros | | Puentes de Ferroc. | | Rotación Máxima Admisible $\alpha \tau$ (o/oo radian) | | | | | | | |
|--|-----------------------------|------------------------------------|-----------------------------|------------------------------------|---|------|------|------|------|------|------|--|
| | Esfuerzo Normal Máx. N (KN) | Esfuerzo Promedio σ_m (MPa) | Esfuerzo Normal Máx. N (KN) | Esfuerzo Promedio σ_m (MPa) | n [Composición del apoyo] = n (8+2)] | | | | | | | |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | |
| 100x100 | 50 | 5.0 | 69 | 6.9 | 19.2 | 38.4 | 57.6 | 76.8 | | | | |
| 100x150 | 90 | 6.0 | 124 | 8.3 | | | | | | | | |
| 100x200 | 133 | 6.7 | 183 | 9.2 | | | | | | | | |
| 150x150 | 169 | 7.5 | 232 | 10.3 | 8.5 | 17.0 | 25.6 | 34.1 | 42.7 | 51.2 | | |
| 150x200 | 257 | 8.6 | 330 | 11.0 | | | | | | | | |
| 150x250 | 352 | 9.4 | 413 | 11.0 | | | | | | | | |
| 150x300 | 450 | 10.0 | 495 | 11.0 | | | | | | | | |
| 200x200 | 400 | 10.0 | 440 | 11.0 | 4.8 | 9.6 | 14.4 | 19.2 | 24.0 | 26.8 | 33.6 | |
| 200x250 | 558 | 11.1 | 450 | 11.0 | | | | | | | | |
| 200x300 | 720 | 12.0 | 660 | 11.0 | | | | | | | | |
| 200x350 | 891 | 12.7 | 770 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x250 | 781 | 12.5 | 688 | 11.0 | 3.1 | 6.1 | 9.2 | 12.3 | 15.4 | 18.4 | 21.5 | |
| 250x300 | 1023 | 13.4 | 825 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x350 | 1276 | 14.5 | 963 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x400 | 1500 | 15.0 | 1100 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x300 | 1350 | 15.0 | 990 | 11.0 | | 4.3 | 6.4 | 8.5 | 10.7 | 12.8 | 14.9 | |
| 300x350 | 1575 | 15.0 | 1156 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x400 | 1800 | 15.0 | 1320 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x500 | 2250 | 15.0 | 1650 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x600 | 2700 | 15.0 | 1980 | 11.0 | | | | | | | | |
| 350x350 | 1838 | 15.0 | 1348 | 11.0 | | | 4.7 | 6.3 | 7.8 | 9.4 | 11.0 | |
| 350x400 | 2100 | 15.0 | 1540 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x400 | 2400 | 15.0 | 1760 | 11.0 | | | 3.6 | 4.8 | 6.0 | 7.2 | 8.4 | |
| 400x450 | 2700 | 15.0 | 1960 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x500 | 3000 | 15.0 | 2200 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x600 | 3800 | 15.0 | 2640 | 11.0 | | | | | | | | |
| 450x450 | 3038 | 15.0 | 2228 | 11.0 | | | 2.8 | 3.8 | 4.7 | 5.7 | 6.6 | |
| 450x500 | 3375 | 15.0 | 2475 | 11.0 | | | | | | | | |
| 500x500 | 3750 | 15.0 | 2750 | 11.0 | | | | 3.1 | 3.8 | 4.6 | 5.4 | |
| 500x600 | 4500 | 15.0 | 3300 | 11.0 | | | | | | | | |
| 600x600 | 5400 | 15.0 | 3960 | 11.0 | | | | 2.1 | 2.7 | 3.2 | 3.7 | |
| 700x700 | 7350 | 15.0 | 5390 | 11.0 | | | | | 2.0 | 2.4 | 2.7 | |
| Espesor total del apoyo h (mm.) = H | | | | | 10.0 | 20.0 | 30.0 | 40.0 | 50.0 | 60.0 | 70.0 | |
| Espesor total del elastómero T (mm.) = h _{rt} | | | | | 8.0 | 16.0 | 24.0 | 32.0 | 40.0 | 48.0 | 56.0 | |
| Distorsión máxima admisible u (mm.) | | | | | 5.6 | 11.2 | 16.8 | 22.4 | 26.0 | 33.6 | 39.2 | |

APARATOS DE APOYO SEMIRECUBIERTOS

| | |
|--|------------|
| Esesor de lámina elemental de elastómero | t = 10 mm. |
| Esesor de zuncho intermedio | ts = 3 mm. |

| Dimensiones en planta (mm.) | Puentes Carreteros | | Puentes de Ferroc. | | Rotación Máxima Admisible α_T (o/oo radian) | | | | | | | |
|--------------------------------------|-----------------------------|------------------------------------|-----------------------------|------------------------------------|--|------|------|------|------|------|------|--|
| | Esfuerzo Normal Máx. N (KN) | Esfuerzo Promedio σ_m (MPa) | Esfuerzo Normal Máx. N (KN) | Esfuerzo Promedio σ_m (MPa) | n [Composición del apoyo] = n (10+3) | | | | | | | |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | |
| 100x100 | 40 | 4.0 | 55 | 5.5 | 30.0 | 60.0 | 10.0 | | | | | |
| 100x150 | 72 | 4.8 | 99 | 6.6 | | | | | | | | |
| 100x200 | 107 | 5.3 | 147 | 7.3 | | | | | | | | |
| 150x150 | 135 | 6.0 | 186 | 8.3 | 13.3 | 26.7 | 40.0 | 53.3 | 66.7 | | | |
| 150x200 | 206 | 6.9 | 283 | 9.4 | | | | | | | | |
| 150x250 | 281 | 7.5 | 387 | 10.3 | | | | | | | | |
| 150x300 | 360 | 8.0 | 495 | 11.0 | | | | | | | | |
| 200x200 | 320 | 8.0 | 440 | 11.0 | 7.5 | 15.0 | 22.5 | 30.0 | 37.5 | 45.0 | | |
| 200x250 | 444 | 8.9 | 550 | 11.0 | | | | | | | | |
| 200x300 | 576 | 9.6 | 680 | 11.0 | | | | | | | | |
| 200x350 | 713 | 10.2 | 770 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x250 | 625 | 10.0 | 688 | 11.0 | 4.8 | 9.6 | 14.4 | 19.2 | 24.0 | 28.8 | 33.6 | |
| 250x300 | 818 | 10.9 | 825 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x350 | 1021 | 11.7 | 963 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x400 | 1231 | 12.3 | 1100 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x300 | 1080 | 12.0 | 990 | 11.0 | 3.3 | 6.7 | 10.0 | 13.3 | 16.7 | 20.0 | 23.3 | |
| 300x350 | 1357 | 12.9 | 1156 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x400 | 1646 | 13.7 | 1320 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x500 | 2250 | 15.0 | 1650 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x600 | 2700 | 15.0 | 1980 | 11.0 | | | | | | | | |
| 350x350 | 1715 | 14.0 | 1348 | 11.0 | | 4.9 | 7.3 | 9.8 | 12.2 | 14.7 | 17.1 | |
| 350x400 | 2091 | 14.9 | 1540 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x400 | 2400 | 15.0 | 1760 | 11.0 | | 3.8 | 5.6 | 7.5 | 9.4 | 11.3 | 13.1 | |
| 400x450 | 2700 | 15.0 | 1960 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x500 | 3000 | 15.0 | 2200 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x600 | 3800 | 15.0 | 2640 | 11.0 | | | | | | | | |
| 450x450 | 3038 | 15.0 | 2228 | 11.0 | | | 4.4 | 5.9 | 7.4 | 8.9 | 10.4 | |
| 450x500 | 3375 | 15.0 | 2475 | 11.0 | | | | | | | | |
| 500x500 | 3750 | 15.0 | 2750 | 11.0 | | | 3.6 | 4.8 | 6.0 | 7.2 | 8.4 | |
| 500x600 | 4500 | 15.0 | | 11.0 | | | | | | | | |
| 600x600 | 5400 | 15.0 | 3960 | 11.0 | | | 2.5 | 3.3 | 4.2 | 5.0 | 5.5 | |
| 700x700 | 7350 | 15.0 | 5390 | 11.0 | | | | 2.4 | 3.1 | 3.7 | 4.3 | |
| Espesor total del apoyo h (mm.) | | | | | 13.0 | 26.0 | 39.0 | 52.0 | 65.0 | 78.0 | 91.0 | |
| Espesor total del elastómero T (mm.) | | | | | 10.0 | 20.0 | 30.0 | 40.0 | 50.0 | 60.0 | 70.0 | |
| Distorsión máxima admisible u (mm.) | | | | | 7.0 | 14.0 | 21.0 | 28.0 | 35.0 | 42.0 | 49.0 | |

APARATOS DE APOYO SEMIRECUBIERTOS

| | |
|--|-----------------------|
| Esesor de lámina elemental de elastómero | $t = 12 \text{ mm.}$ |
| Esesor de zuncho intermedio | $t_s = 3 \text{ mm.}$ |

| Dimensiones en planta (mm.) | Puentes Carreteros | | Puentes de Ferroc. | | Rotación Máxima Admisible α_T (o/oo radian) | | | | | | | |
|-------------------------------------|--------------------------------------|---|--------------------------------------|---|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--|
| | Esfuerzo Normal Máx. N (KN) | Esfuerzo Promedio σ_m (MPa) | Esfuerzo Normal Máx. N (KN) | Esfuerzo Promedio σ_m (MPa) | n [Composición del apoyo] = n (12+3) | | | | | | | |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | |
| 100x100 | 33 | 3.3 | 46 | 4.6 | 43.2 | 86.4 | | | | | | |
| 100x150 | 60 | 4.0 | 83 | 5.5 | | | | | | | | |
| 100x200 | 89 | 4.4 | 122 | 6.1 | | | | | | | | |
| 150x150 | 113 | 5.0 | 155 | 6.9 | 19.2 | 38.4 | 57.6 | 76.8 | | | | |
| 150x200 | 161 | 5.7 | 236 | 7.9 | | | | | | | | |
| 150x250 | 234 | 6.3 | 322 | 8.6 | | | | | | | | |
| 150x300 | 300 | 6.7 | 412 | 9.2 | | | | | | | | |
| 200x200 | 267 | 6.7 | 367 | 9.2 | 10.8 | 21.6 | 32.4 | 43.2 | 54.0 | | | |
| 200x250 | 370 | 7.4 | 509 | 10.2 | | | | | | | | |
| 200x300 | 480 | 8.0 | 680 | 11.0 | | | | | | | | |
| 200x350 | 594 | 8.5 | 770 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x250 | 521 | 8.3 | 688 | 11.0 | 6.9 | 13.8 | 20.7 | 27.6 | 34.6 | 41.5 | | |
| 250x300 | 682 | 9.1 | 825 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x350 | 851 | 9.7 | 963 | 11.0 | | | | | | | | |
| 250x400 | 1026 | 10.3 | 1100 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x300 | 900 | 10.0 | 990 | 11.0 | 4.8 | 9.6 | 14.4 | 19.2 | 24.0 | 28.8 | 33.6 | |
| 300x350 | 1131 | 10.8 | 1156 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x400 | 1371 | 11.4 | 1320 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x500 | 1875 | 12.5 | 1650 | 11.0 | | | | | | | | |
| 300x600 | 2400 | 13.3 | 1980 | 11.0 | | | | | | | | |
| 350x350 | 1429 | 11.7 | 1348 | 11.0 | 3.5 | 7.1 | 10.8 | 14.1 | 17.6 | 21.2 | 24.7 | |
| 350x400 | 1742 | 12.4 | 1540 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x400 | 2133 | 13.3 | 1760 | 11.0 | | 5.4 | 8.1 | 10.8 | 13.5 | 16.2 | 18.9 | |
| 400x450 | 2541 | 14.1 | 1960 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x500 | 2963 | 14.8 | 2200 | 11.0 | | | | | | | | |
| 400x600 | 3600 | 15.0 | 2640 | 11.0 | | | | | | | | |
| 450x450 | 3038 | 15.0 | 2228 | 11.0 | | 4.3 | 6.4 | 8.5 | 10.7 | 12.8 | 14.9 | |
| 450x500 | 3375 | 15.0 | 2475 | 11.0 | | | | | | | | |
| 500x500 | 3750 | 15.0 | 2750 | 11.0 | | | 5.2 | 6.9 | 8.6 | 10.4 | 12.1 | |
| 500x600 | 4500 | 15.0 | | 11.0 | | | | | | | | |
| 600x600 | 5400 | 15.0 | 3960 | 11.0 | | | 3.6 | 4.8 | 6.0 | 7.2 | 8.4 | |
| 700x700 | 7350 | 15.0 | 5390 | 11.0 | | | 2.6 | 3.5 | 4.4 | 5.3 | 6.2 | |
| Esesor total del apoyo h (mm.) | | | | | 15.0 | 30.0 | 45.0 | 60.0 | 75.0 | 90.0 | 105.0 | |
| Esesor total del elastómero T (mm.) | | | | | 12.0 | 24.0 | 36.0 | 48.0 | 60.0 | 72.0 | 84.0 | |
| Distorsión máxima admisible u (mm.) | | | | | 8.4 | 16.8 | 25.2 | 31.6 | 42.0 | 50.4 | 58.8 | |

4.4. ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD

De los métodos A y B propuestos por las Especificaciones, el Método A brinda por limitaciones de esfuerzo, apoyos de menor capacidad que los diseñados con el Método B. Sin embargo, aquellos diseñados por el Método B requieren de pruebas y control de calidad adicionales).

Apoyos de Elastómero Reforzados con Acero – MÉTODO A (Art. 14.7.6 AASHTO LRFD)

1. GENERALIDADES

(Art. 14.7.6.1)

En dispositivos de elastómero rectangulares reforzados con acero el Método A es aplicable cuando $S_i^2/n < 22$, y cuando la rotación principal ocurre alrededor de un eje paralelo al eje transversal del puente. Cuando son cuadrados, cercanamente cuadrados o circulares la relación se limita a 16. También si n es mayor o igual que 3, la relación se limita a 20 (C14.7.6.1).

En la relación anterior, (S_i) es el factor de forma de una capa interna y n es el número de capas interiores. Cuando el grosor de una capa exterior es mayor o igual que la mitad de una capa interior, n puede incrementarse en 0.5 por cada capa exterior.

Todas las capas interiores tendrán el mismo grosor y las capas exteriores no tendrán más del 70% del grosor de una capa interior.

El diseño por rotación está implícito en la geometría y los esfuerzos límites propuestos por el Método A (C14.7.6.1).

2. FACTOR DE FORMA

(Art. 14.7.5.1)

El factor de forma de una capa de un dispositivo de elastómero S_i , se toma como el área plana de una capa dividida por el área del perímetro libre para expandirse. S_i y h_{ri} , a menos que se indique lo contrario, corresponden a una capa interior.

Para dispositivos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad (14.7.5.1-1)$$

Para dispositivos circulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_i = \frac{D}{4h_{ri}} \quad (14.7.5.1-2)$$

donde:

L = dimensión del dispositivo en planta perpendicular al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global longitudinal del puente).

W = dimensión del dispositivo en planta paralelo al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global transversal del puente).

D = diámetro del dispositivo.

h_{ri} = grosor de la capa considerada.

3. PROPIEDADES

(Art. 14.7.6.2)

El módulo de cortante G en dispositivos de elastómero reforzados con acero que tengan PTFE (polytetrafluorethylene=teflón) o un deslizador equivalente en la parte

superior, estará entre 5.62kg/cm² y 17.58kg/cm² (o entre dureza 50 y 70 de acuerdo a la escala Shore A). Si no cuentan con él, estará entre 5.62kg/cm² y 12.30kg/cm² (dureza 50 y 60).

Cuando el material es especificado por su dureza, el módulo de corte G se toma como el menor valor del rango establecido en la Tabla 14.7.6.2-1, para propósitos de diseño (Art. 14.7.6.2). Si el material se especifica por el módulo de corte G, se toma como el menor valor de los rangos referenciados en Art. 14.7.5.2 (entre 5.62kg/cm² y 12.30kg/cm²).

Tabla 4.2 Propiedades del elastómero (Tabla 14.7.6.2-1, AASHTO)

| Detalle | Dureza (Shore A) | | |
|---|------------------|------------|-----------------|
| | 50 | 60 | 70 ¹ |
| Módulo de corte G @ 23°C (kg/cm ²) | 6.68-9.14 | 9.14-14.06 | 14.06-21.09 |
| Deflexión por creep @ 25 años dividida por la deflexión inicial | 0.25 | 0.35 | 0.45 |

¹ Sólo para PEP (apoyos de elastómero simples), FGP (apoyos reforzados con capas discretas de fibra de vidrio), y dispositivos de elastómero reforzado con acero que cuenten con PTFE (teflón) o un deslizador equivalente en su parte superior.

4. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

Esfuerzo de compresión

En el estado límite de Servicio el esfuerzo en compresión promedio para dispositivos de elastómero rectangulares reforzados con acero cumplirá:

$$\sigma_s \leq 1.25 GS_i \quad (14.7.6.3.2-7)$$

$$\sigma_s \leq 87.9 \text{ kg/cm}^2 \quad (14.7.6.3.2-8)$$

Siendo:

S_i = factor de forma de una capa interior

Deflexión por compresión

(Art. 14.7.6.3.3)

La deflexión por compresión debido a la carga muerta inicial y la carga viva instantánea en una cara interna de un dispositivo de elastómero reforzado con acero en el estado límite de servicio y sin impacto no excederá 0.09h_{ri}, siendo h_{ri} el espesor de una capa interna del dispositivo.

La Figura C14.7.6.3.3-1 que se adjunta proporciona una ayuda de diseño para determinar la deformación en una capa de elastómero basada en la dureza y el factor de forma.

Son aplicables también las disposiciones del Art. 14.7.5.3.6:

- Las cargas se consideran en el estado límite de Servicio con todos los factores de carga iguales a 1.0
- La deflexión por carga viva instantánea se toma como:

$$\delta_L = \sum \epsilon_{L_i} h_{ri} \quad (14.7.5.3.6-1)$$

Donde:

ε_{L_i} = deformación por compresión instantánea debido a la carga viva en una capa del elastómero.

h_{ri} = grosor de la capa de elastómero considerada

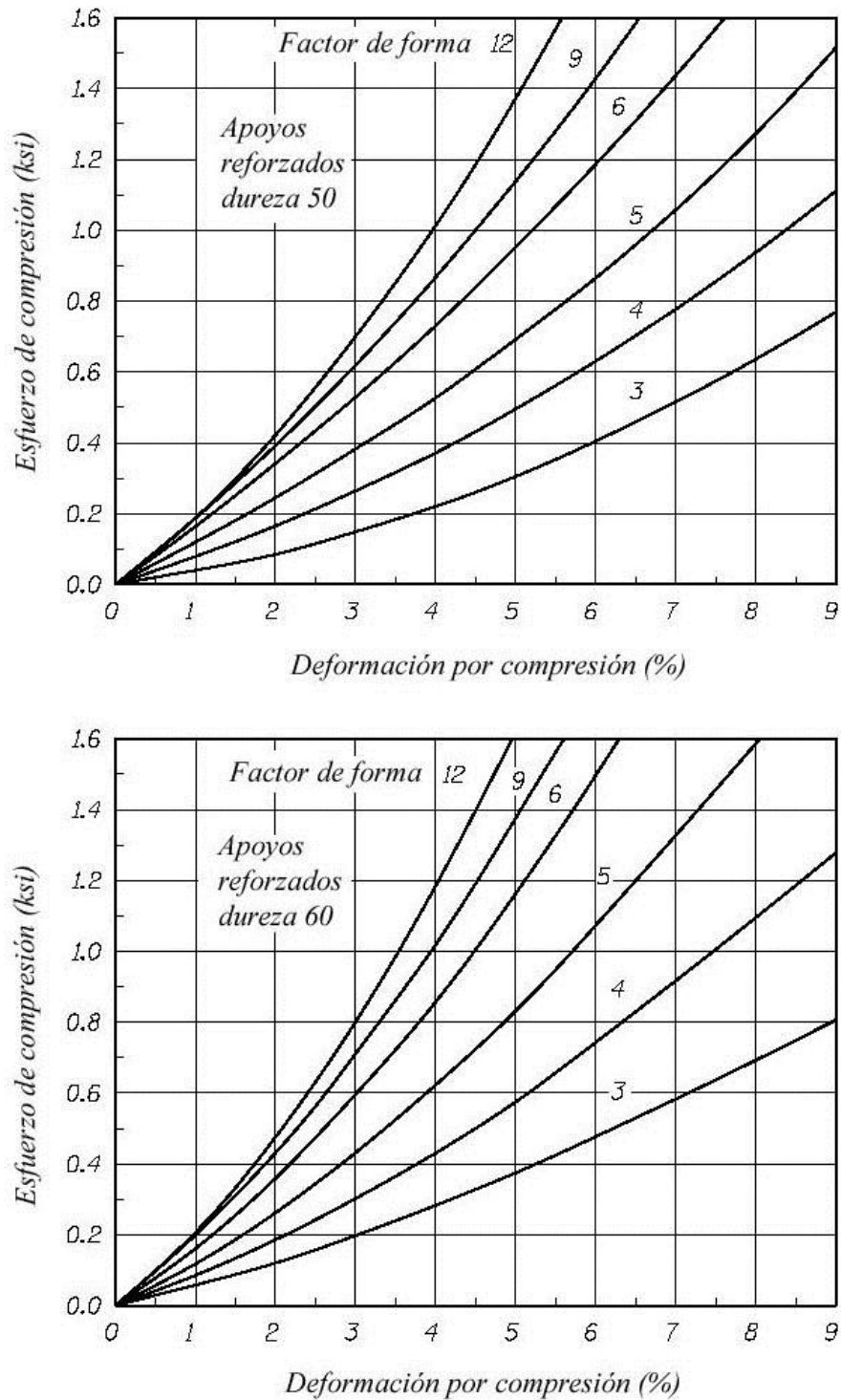


Fig. 4.4 Curvas esfuerzo-deformación (Fig. C14.7.6.3.3-1, AASHTO)

- La deflexión inicial por carga muerta se toma como:

$$\delta_d = \sum \epsilon_{d_i} h_{r_i} \quad (14.7.5.3.6-2)$$

donde:

ε_{di} = deformación por compresión inicial debido a la carga muerta en una capa del elastómero.

h_{ri} = grosor de la capa de elastómero considerada

- La deflexión por carga muerta a lo largo del tiempo que incluya los efectos del creep se toma como:

$$\delta_{tt} = \delta_d + a_{cr} \delta_d \quad (14.7.5.3.6-3)$$

donde:

a_{cr} = deflexión por creep dividida por la deflexión inicial de la carga muerta. A falta de pruebas puede utilizarse la Tabla 14.7.6.2-1

h_{ri} = grosor de la capa del elastómero considerada

- Se sugiere una deflexión por carga viva relativa máxima a través de una junta de 1/8". Las juntas sensibles a las deflexiones pueden requerir límites más estrictos (C14.7.5.3.6).

Corte (Art. 14.7.6.3.4)

La deformación máxima por corte del dispositivo en el estado límite de Servicio, Δ_s , se tomará como el desplazamiento horizontal máximo de la superestructura, reducido al considerar la flexibilidad del pilar y modificado por procedimientos constructivos.

Para un dispositivo de elastómero reforzado con acero:

$$h_{ri} \geq 2\Delta_s \quad (14.7.6.3.4-1)$$

donde:

h_{ri} = el grosor menor del elastómero en el dispositivo

Δ_s = deformación por corte total máxima del apoyo debido a las cargas de servicio aplicables

Rotación (Art. 14.7.6.3.5)

El diseño por rotación está implícito en la geometría y los esfuerzos límites propuestos por el Método A, tal como se refiere en C14.7.6.1

Estabilidad (Art. 14.7.6.3.6)

Para asegurar la estabilidad del dispositivo, su grosor total no excederá el menor de L/3, W/3, ó D/4.

donde:

L = dimensión del dispositivo en planta perpendicular al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global longitudinal del puente).

W = dimensión del dispositivo en planta paralelo al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global transversal del puente).

D = diámetro del dispositivo.

Refuerzo (Art. 14.7.6.3.7)

El refuerzo para los dispositivos de elastómero reforzados con acero estará en concordancia con los requerimientos señalados en el Art. 14.7.5.3.5:

- El grosor mínimo del refuerzo de acero, h_s , debe ser 1/16".
- El grosor mínimo también cumplirá:
 - En el estado límite de Servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y} \quad (14.7.5.3.5-1)$$

- En el estado límite de Fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_i \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (14.7.5.3.5-2)$$

donde:

ΔF_{TH} = constante de amplitud de fatiga crítica para la Categoría A, como lo especificado en el Art. 6.6

h_i = grosor de la capa interna del elastómero

σ_L = esfuerzo en compresión promedio por carga viva en el estado límite de Servicio (factor de carga= 1.0).

σ_s = esfuerzo en compresión promedio por carga total para el estado límite de Servicio aplicable.

F_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Constante de Amplitud de Fatiga Crítica (ΔF_{TH})

Tabla 4.3 Resumen de Tabla 6.6.1.2.3-1, AASHTO

| Categoría | (ΔF) _{TH} (kg/cm ²) |
|-----------|---|
| A | 1687 |
| B | 1125 |
| B' | 844 |
| C | 703 |
| C' | 844 |
| D | 492 |
| E | 316 |
| E' | 183 |

La Categoría A corresponde a miembros planos laminados o de superficie limpia (excepto aquellos que muestran desgaste y no son recubiertos), con bordes cortados con llama de gas y un valor de rugosidad de 1000μ-in ó menos.

Anclaje del dispositivo (Art. 14.8.3)

Los dispositivos serán anclados adecuadamente al apoyo para prevenir su movimiento fuera del sitio durante la construcción o después en la vida útil del puente. Los dispositivos de elastómero se pueden dejar sin anclaje si cuentan con la fricción adecuada. Un coeficiente de diseño de fricción de 0.2 puede asumirse entre el elastómero y la superficie limpia del concreto o acero (C14.8.3.1).

La fuerza debido a la deformación de un dispositivo de elastómero se tomará como:

$$H_{bu} = GA \frac{\Delta_u}{h_{rt}} \quad (14.6.3.1-2)$$

donde:

G = módulo de corte del elastómero

A = área plana del dispositivo de elastómero

Δ_u = deformación por corte de las combinaciones de carga aplicables de resistencia y evento extremo

h_{rt} = grosor total del elastómero

PROBLEMAS

PROBLEMA 4.1 Diseñar un dispositivo de elastómero de expansión reforzado con acero para un apoyo de puente sobre el que inciden las cargas de gravedad: 65T por peso propio, 5T por superficie de rodadura y 22 T por carga viva. La longitud de las vigas postensadas es 30m y el ancho de las mismas 0.45m. El acortamiento por postensado es 1.0 cm, y el debido a la retracción del concreto 0.9 cm. El elastómero a usar es de dureza 60 y las placas de refuerzo son de acero A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$). El puente se ubica en zona de Sierra. La temperatura de instalación es de 25°C. Utilizar el Método A.

Solución.-

a) Área en planta del elastómero (Área=L x W)

$$P_{DC} = 65,000 \text{ kg}$$

$$P_{DW} = 5,000 \text{ kg}$$

$$P_{LL} = 22,000 \text{ kg}$$

$$P_T = 92,000 \text{ kg (Estado límite de Servicio)}$$

$$\text{Siendo: } \sigma_s \leq 87.9 \text{ kg/cm}^2 \quad (14.7.6.3.2-8)$$

Luego:

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s} = \frac{92,000 \text{ kg}}{87.9 \text{ kg/cm}^2} = 1,047 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de viga $b = 45 \text{ cm}$, escogemos $W = 45 \text{ cm}$

$$L = \frac{1,047 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm}} = 23.27 \text{ cm (a lo largo de la longitud de viga)}$$

Adoptado $L = 30 \text{ cm}$ y $W = 45 \text{ cm}$ (Área = $1,350 \text{ cm}^2 > 1,047 \text{ cm}^2$)

b) Máxima deformación por corte en el dispositivo (Δ_s)

La máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura (Art. 14.7.6.3.4).

Por temperatura

Considerando la zona de Sierra, de la Tabla 2.4.3.9.2-1 del Manual de Diseño de Puentes-Perú se tiene el rango de temperatura: $t_{sup} = 35^\circ\text{C}$ y $t_{inf} = -10^\circ\text{C}$

También:

$$t_{insta} = 25^\circ\text{C}$$

$$\Delta t = 25^\circ\text{C} - (-10^\circ\text{C}) = 35^\circ\text{C}$$

$$L = 3000\text{cm}$$

$$\alpha = 10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \quad (\text{Art. 5.4.2.2})$$

Luego:

$$\Delta_{temp} = L \cdot \alpha \cdot \Delta t = 3,000\text{cm} \times (10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}) \times 35^\circ\text{C} = 1.13\text{cm}$$

Por postensado

$$\Delta_{\text{post}} = 1.0 \text{ cm}$$

Por retracción de fragua

$$\Delta_{\text{retrac}} = 0.9 \text{ cm}$$

Con $\gamma_{\text{TU}} = 1.2$

(Tabla 3.4.1-1)

Acortamiento total de viga, estado límite de Servicio:

$$\Delta_s = \gamma_{\text{TU}}(\Delta_{\text{temp}} + \Delta_{\text{post}} + \Delta_{\text{retrac}}) = 1.2(1.13 \text{ cm} + 1.0 \text{ cm} + 0.9 \text{ cm})$$

$$\Delta_s = 1.2(3.03 \text{ cm}) = 3.64 \text{ cm}$$

c) Espesor requerido de elastómero (h_{rt})

$$h_{\text{rt}} \geq 2 \Delta_s \quad (14.7.6.3.4-1)$$

$$h_{\text{rt}} \geq 2 \Delta_s = 2(3.64 \text{ cm}) = 7.28 \text{ cm}$$

d) Factor de Forma mínimo en una capa interior de neopreno (S_i)

Siendo:

$$G = 9.14 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Dureza 60)}$$

(Tabla 14.7.6.2-1 y Art. 14.7.6.2)

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A} = \frac{92,000 \text{ kg}}{1,350 \text{ cm}^2} = 68.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Con } \sigma_s \leq 1.25 G S_i$$

(14.7.6.3.2-7)

$$S_i \geq \frac{\sigma_s}{1.25 G} = \frac{68.15 \text{ kg/cm}^2}{1.25 \times 9.14 \text{ kg/cm}^2} = 5.96$$

e) Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

$$\text{Como } S_i \geq \frac{LW}{2h_{\text{ri}}(L+W)} \rightarrow h_{\text{ri}} \leq \frac{LW}{2S_i(L+W)} \quad (14.7.5.1-1)$$

Luego:

$$h_{\text{ri}} \leq \frac{30 \text{ cm} (45 \text{ cm})}{2(5.96)(30 \text{ cm} + 45 \text{ cm})} = 1.51 \text{ cm}$$

Grosor de capa interior adoptado: $h_{\text{ri}} = 1.50 \text{ cm}$ (15 mm)

Con este grosor de capa interior, el factor de forma para una capa interior es:

$$S_i = \frac{(30 \text{ cm})(45 \text{ cm})}{2(1.50)(30 \text{ cm} + 45 \text{ cm})} = 6.0 \geq S_{i \text{ min}} = 5.96 \quad \text{OK!}$$

f) Grosor de las capas exteriores (h_{re})

$$h_{re} \leq 0.7 h_{ri} \quad (\text{Art. 14.7.6.1})$$

$$h_{re} \leq 0.7(1.5\text{cm}) = 1.05\text{cm}$$

$$h_{re} = 0.8\text{cm (adoptado)}$$

Con este grosor de capa exterior, el factor de forma para una capa exterior es:

$$S_e = \frac{(30\text{ cm})(45\text{ cm})}{2(0.8)(30\text{ cm} + 45\text{ cm})} = 11.25$$

g) Número de capas interiores (n)

Siendo: $h_{rt} = nh_{ri} + 2h_{re}$

$$7.28\text{cm} = n(1.50\text{cm}) + 2(0.80\text{cm})$$

$$n = 3.79 \rightarrow n = 4$$

Se verifica además:

$$\frac{S_e^2}{n} < 20, \text{ para dispositivos rectangulares con } n \geq 3 \quad (\text{C14.7.6.1})$$

$$\frac{6^2}{(4 + 0.5 + 0.5)} = 7.2 < 20 \quad \text{OK!}$$

h) Espesor total de elastómero (h_{rt})

$$h_{rt} = nh_n + 2h_{re} = 4(1.50\text{cm}) + 2(0.8\text{cm}) = 7.6\text{cm}$$

i) Espesor de las placas de refuerzo (h_s)

En el estado límite de Servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x}\sigma_s}{F_y} \quad (14.7.5.3.5-1)$$

$$h_s \geq \frac{3(1.50\text{ cm})(68.15\text{ kg/cm}^2)}{2530\text{ kg/cm}^2} = 0.121\text{ cm}$$

Con $h_{m\acute{a}x} = h_n = 1.50\text{cm}$

En el estado límite de Fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{m\acute{a}x}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (14.7.5.3.5-2)$$

$$h_s \geq \frac{2(1.50 \text{ cm})(16.30 \text{ kg/cm}^2)}{1687 \text{ kg/cm}^2} = 0.029 \text{ cm}$$

Siendo:

$$\Delta F_{TH} = 1687 \text{ kg/cm}^2, \text{ Categoría A} \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.3-1})$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} = \frac{22,000 \text{ kg}}{1,350 \text{ cm}^2} = 16.30 \text{ kg/cm}^2$$

Adoptamos $h_s = 2 \text{ mm} = 0.2 \text{ cm} > 0.121 \text{ cm}$

$$h_s = 2 \text{ mm} \geq 1/16'' \text{ OK!} \quad (\text{Art. 14.7.5.3.5})$$

j) Altura total del dispositivo de elastómero reforzado (H)

$$H = h_{rt} + (n+1)h_s = 7.6 \text{ cm} + (4+1)(0.2 \text{ cm}) = 8.6 \text{ cm}$$

k) Verificaciones

k.1) Estabilidad del dispositivo

$$H \leq L/3 \text{ y } H \leq W/3 \quad (\text{Art. 14.7.6.3.6})$$

$$8.6 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}/3 = 10 \text{ cm OK! y } 8.6 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}/3 = 15 \text{ cm OK!}$$

k.2) Esfuerzo de compresión por carga total (σ_s)

Se tiene:

$$\bullet \quad \sigma_s \leq 1.25 G S_i \quad (14.7.6.3.2-7)$$

$$68.15 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.25(9.14 \text{ kg/cm}^2)(6) = 68.55 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

$$\bullet \quad \sigma_s \leq 87.9 \text{ kg/cm}^2 \quad (14.7.6.3.2-8)$$

$$68.15 \text{ kg/cm}^2 \leq 87.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

k.3) Deformaciones por compresión en el dispositivo (Art. 14.7.6.3.3 y Art. 14.7.5.3.6)

$$\sigma_D = \frac{P_{DC+DW}}{A} = \frac{70,000 \text{ kg}}{1,350 \text{ cm}^2} = 51.85 \text{ kg/cm}^2 = 0.74 \text{ ksi}$$

$$\sigma_s = 68.15 \text{ kg/cm}^2 = 0.97 \text{ ksi}$$

Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60
utilizando la Fig. C14.7.6.3.3-1, AASHTO

| CAPA | CARGA | S | σ (ksi) | ϵ (%) |
|----------|--------|-------|----------------|----------------|
| Interior | Muerta | 6.0 | 0.74 | 3.60 |
| | Total | 6.0 | 0.97 | 4.45 |
| Exterior | Muerta | 11.25 | 0.74 | 2.90 |
| | Total | 11.25 | 0.97 | 3.50 |

Deflexión por compresión inicial del dispositivo (14.7.5.3.6-1 y 14.7.5.3.6-2)

$$\delta = nh_n \epsilon_{int} + 2h_{re} \epsilon_{ext} = 4(1.5\text{cm})(0.0445) + 2(0.8\text{cm})(0.035)$$

$$\delta = 0.323\text{cm}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta (14.7.5.3.6-2)

$$\delta_{DC} = nh_n \epsilon_{D_{int}} + 2h_{re} \epsilon_{D_{ext}} = 4(1.5\text{cm})(0.036) + 2(0.8\text{cm})(0.029)$$

$$\delta_{DC} = 0.262\text{cm}$$

Deflexión por compresión debido a la carga viva

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC} = 0.323\text{cm} - 0.262\text{cm} = 0.061\text{cm}$$

Deflexión por creep

(14.7.5.3.6-3)

$C_d = 0.35$, para Dureza 60

(Tabla 14.7.6.2-1)

$$\delta_{creep} = C_d \delta_{DC} = 0.35(0.262) = 0.092\text{cm}$$

Deflexión debido al creep y la carga viva

(C14.7.5.3.6)

$$\delta_{creep+LL} = 0.092\text{cm} + 0.061\text{cm} = 0.153\text{cm} < 1/8" = 0.32\text{cm} \text{ OK!}$$

Deflexión por compresión inicial de una capa interior de elastómero

$$\delta_i = \epsilon_{int} h_{ri} < 0.09h_{ri} \quad (14.7.6.3.3)$$

$$\epsilon_{int} < 0.09$$

$$0.0445 < 0.09 \text{ OK!}$$

l) Anclaje del dispositivo

(Art. 14.8.3)

Fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento:

$$H_u = GA \frac{\Delta_u}{h_{rt}} \quad (14.6.3.1-2)$$

$$H_u = 14.06 \text{ kg/cm}^2 (1350 \text{ cm}^2) \frac{3.64 \text{ cm}}{7.6 \text{ cm}} = 9.09 \text{ T}$$

donde:

$$G = 14.06 \text{ kg/cm}^2 \text{ (máximo valor)}$$

$$\Delta_u = \gamma_{TU} \Delta_s = 1.2(3.03 \text{ cm}) = 3.64 \text{ cm}$$

Con $\mu = 0.2$ (C14.8.3.1) y la carga permanente mínima en servicio $P_{DC} = 65T$, la fuerza de fricción que se desarrolla es:

$$F_f = \mu P_{DC} = 0.2(65T) = 13T$$

Como $9.09T < 13T$, no se requieren anclajes (C14.8.3.1)

n) Rotación del dispositivo (Art. 14.7.6.3.5 y C14.7.6.1)

El diseño por rotación está implícito en la geometría y requerimientos límites de esfuerzo que corresponden al Método A. No se requieren por lo tanto cálculos de rotación adicionales.

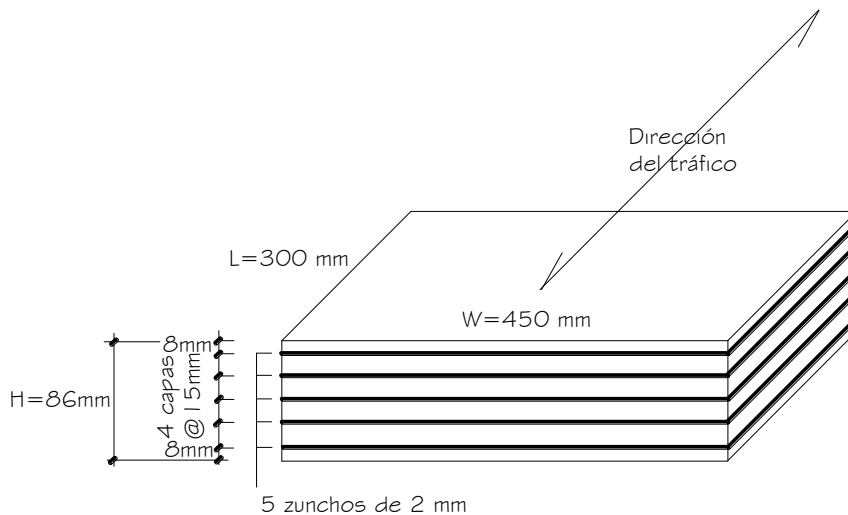


Fig. 4.5 Composición final del dispositivo de elastómero dureza 60

CAPÍTULO 5: ESTRIBOS

5.1 ESTRIBOS

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

Los estribos, como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc.

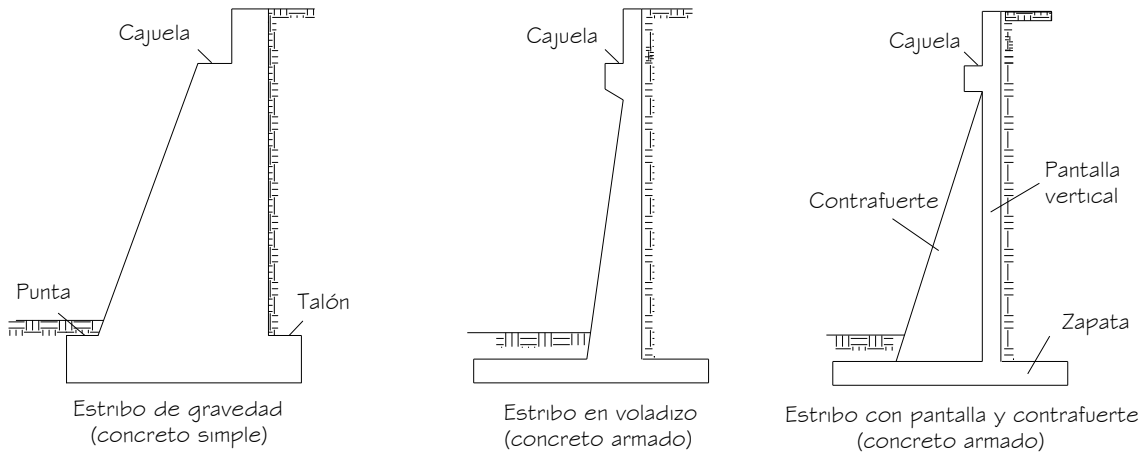


Fig. 5.1 Tipos usuales de estribos

5.2 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS

a) De gravedad (concreto simple)

Los estribos de gravedad son macizos que utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan refuerzo y son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad portante y la altura a cubrir no es superior a 6 metros. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo.

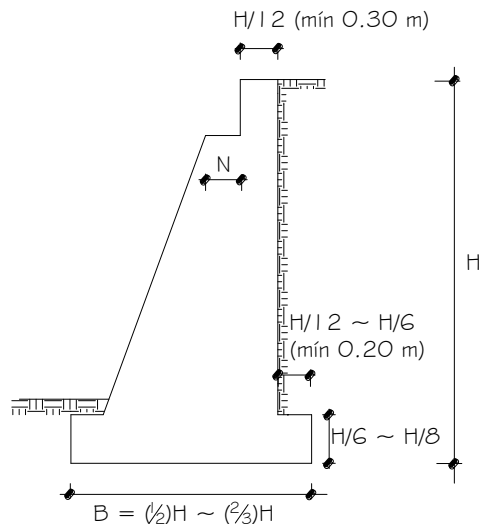


Fig. 5.2 Proporciones en estribos de gravedad

Los anchos mínimos de cajuelas se determinan eligiendo el mayor de los valores obtenidos entre calcular los máximos desplazamientos o como un porcentaje del ancho empírico de la cajuela N determinado por la ecuación:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H')(1 + 0.000125 S^2) \tag{4.7.4.4-1}$$

donde:

N = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medida normalmente a la línea central del apoyo (mm).

L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).

H' = para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas ó pilares adyacentes (mm).

= 0, para puentes simplemente apoyados.

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (°).

Los porcentajes de N aplicables a cada zona sísmica deberán ser de acuerdo a la Tabla 4.7.4.4-1:

Tabla 5.1 Porcentaje de N por Zona Sísmica y Coeficiente de Aceleración A_s (Tabla 4.7.4.4-1, AASHTO)

| Zona | Coef de Aceleración A_s | Porcentaje de N |
|------|---------------------------|-----------------|
| 1 | <0.05 | ≥75 |
| 1 | ≥0.05 | 100 |
| 2 | Todos los aplicables | 150 |
| 3 | Todos los aplicables | 150 |
| 4 | Todos los aplicables | 150 |

b) En voladizo (concreto armado)

Son económicos cuando su altura está entre 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos o el transporte de los mismos no es económico.

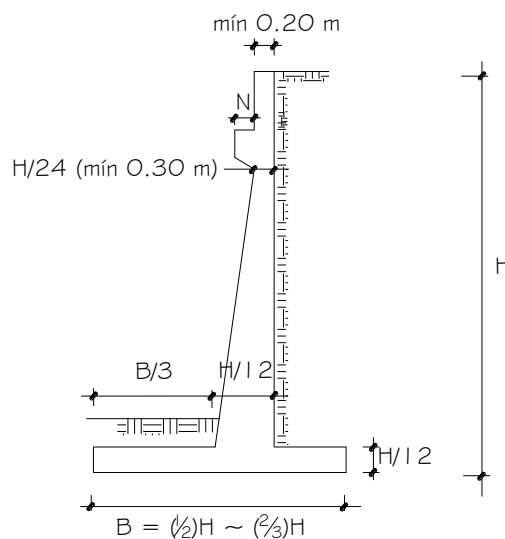


Fig. 5.3 Proporciones para estribos en voladizo

c) Estribos con pantalla y contrafuertes (concreto armado)

En este caso la pantalla vertical no se encuentra en voladizo sino mas bien apoyada en los contrafuertes y el cimiento.

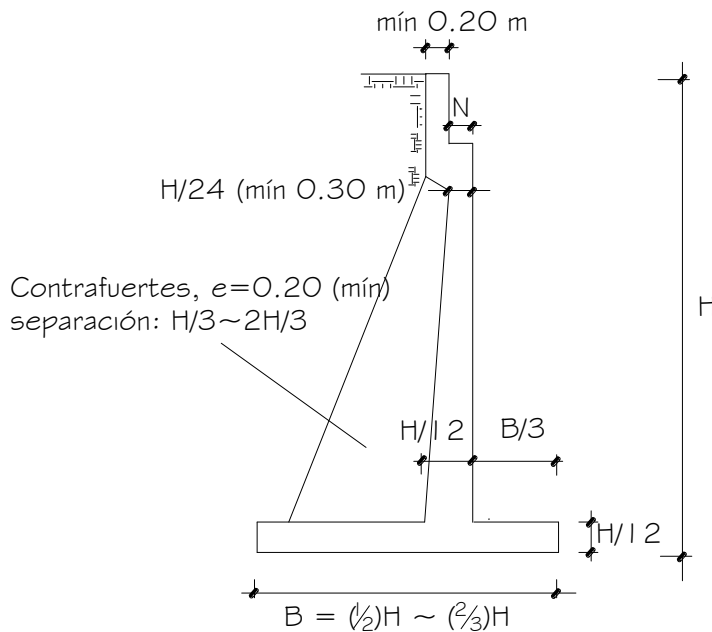


Fig. 5.4 Proporciones para estribos con contrafuertes

5.3 EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS, y DD

- EH: Empuje horizontal del suelo
- ES: sobrecarga de suelo
- LS: sobrecarga viva
- DD: fricción negativa

El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo-estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro.

Empuje lateral del suelo

(Art. 3.11.5.1)

Se asumirá como:

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

donde:

- p = empuje lateral del suelo (kg/m^2)
- k = coeficiente de empuje lateral, tomado como k_0 para muros que no se deforman ni se mueven, k_a para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.
- γ_s = peso unitario del suelo (kg/m^3)
- z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro.

Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, k_o (Art. 3.11.5.2)

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

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

Para suelos sobreconsolidados:

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

donde:

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción del suelo

k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

OCR = relación de sobreconsolidación

Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a (Art. 3.11.5.3)

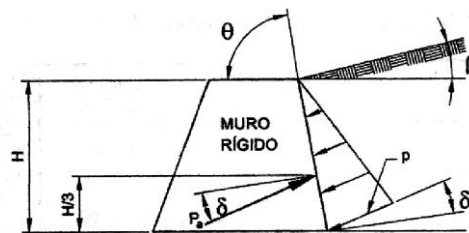


Fig. 5.5 Parámetros para el cálculo del empuje lateral activo

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

donde:

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

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro (Tabla 3.11.5.3-1)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna

Notar que para $\delta = \beta = 0$, $\theta = 90^\circ$, el valor k_a de las expresiones anteriores (teoría de de Coulumb) es:

$$k_a = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\phi'_f}{2}\right) \quad (\text{teoría de Rankine})$$

Tabla 5.2 Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a) (Tabla C3.11.5.3-1, AASHTO)

| Materiales en interfase | Ángulo de fricción, δ (°) | Coefficiente de fricción, $\tan \delta$ |
|---|----------------------------------|---|
| Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación: | | |
| • Roca sana y limpia | 35 | 0,70 |
| • Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa | 29 a 31 | 0,55 a 0,60 |
| • Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa | 24 a 29 | 0,45 a 0,55 |
| • Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media | 19 a 24 | 0,34 a 0,45 |
| • Limo fino arenoso, limo no plástico | 17 a 19 | 0,31 a 0,34 |
| • Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura | 22 a 26 | 0,40 a 0,49 |
| • Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa | 17 a 19 | 0,31 a 0,34 |
| Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción. | | |
| Tablestacas de acero contra los siguientes suelos: | | |
| • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas | 22 | 0,40 |
| • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño | 17 | 0,31 |
| • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla | 14 | 0,25 |
| • Limo fino arenoso, limo no plástico | 11 | 0,19 |
| Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos: | | |
| • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas | 22 a 26 | 0,40 a 0,49 |
| • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño | 17 a 22 | 0,31 a 0,40 |
| • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla | 17 | 0,31 |
| • Limo fino arenoso, limo no plástico | 14 | 0,25 |
| Diferentes materiales estructurales: | | |
| • Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas: | | |
| o roca blanda tratada sobre roca blanda tratada | 35 | 0,70 |
| o roca dura tratada sobre roca blanda tratada | 33 | 0,65 |
| o roca dura tratada sobre roca dura tratada | 29 | 0,55 |
| • Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano | 26 | 0,49 |
| • Acero sobre acero en trabado de tablestacas | 17 | 0,31 |

Coefficiente de Empuje Lateral Pasivo, k_p

El coeficiente de presión activa de Coulomb es:

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

Para $\delta = \beta = 0$, $\theta = 90^\circ$, el valor k_p de las expresiones anteriores (teoría de Coulomb) es:

$$k_p = \text{tg}^2\left(45 + \frac{\phi_f}{2}\right) \quad (\text{teoría de Rankine})$$

Sin embargo, conforme el valor de δ crece, el método de cálculo de Coulomb da valores erróneos crecientes de P_p . El Reglamento AASHTO (Art. 3.11.5.4) adopta el siguiente método introducido por Caquot y Kerisel:

- Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figuras 3.11.5.4-1.
- Para suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar con:

$$P_p = k_p \gamma_s z + 2c \sqrt{k_p} \quad (3.11.5.4-1)$$

donde:

P_p = empuje lateral pasivo del suelo (kg/m²)

γ_s = peso específico del suelo (kg/m³)

z = profundidad debajo del suelo (m)

c = cohesión del suelo (kg/m²)

k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo (ver Fig. 3.11.5.4-1)

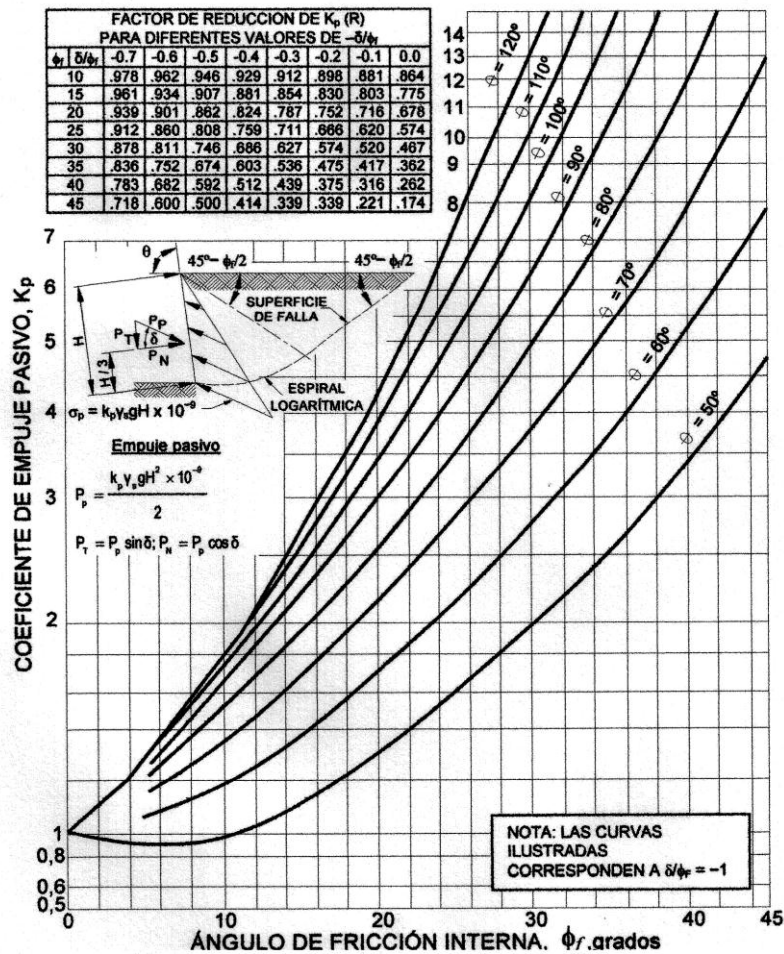


Fig. 5.6 Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy 1982a), (Figura 3.11.5.4-1, AASHTO)

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

El empuje básico del suelo p (kg/m²) se puede tomar como:

$$p = \gamma_{eq} z \quad (3.11.5.5-1)$$

γ_{eq} = peso de fluido equivalente del suelo, no inferior a 480 kg/m³

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (m)

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

Los valores típicos para densidades de fluido equivalente en muros de altura no mayor a 6.0 m se pueden tomar como sigue:

Tabla 5.3 Valores típicos para las densidades de fluido equivalente de los suelos (Tabla 3.11.5.5-1, AASHTO)

| Tipo de suelo | Relleno de superficie horizontal | | Relleno con $\beta=25^\circ$ | |
|---------------------------------|---|--|---|--|
| | En reposo γ_{eq} (kg/m ³) | Activo $\Delta/H=1/240$ γ_{eq} (kg/m ³) | En reposo γ_{eq} (kg/m ³) | Activo $\Delta/H=1/240$ γ_{eq} (kg/m ³) |
| Arena o grava suelta | 880 | 640 | 1040 | 800 |
| Arena o grava de densidad media | 800 | 560 | 960 | 720 |
| Arena o grava densa | 720 | 480 | 880 | 640 |

siendo:

Δ = movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral (mm)

H = altura del muro (m)

β = ángulo del relleno respecto de la horizontal.

La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante P_v (kg/m) para el caso de relleno de superficie inclinada se puede determinar como:

$$P_v = P_h \tan \beta \quad (3.11.5.5-2)$$

$$P_h = 0.5\gamma_{eq}H^2 \quad (3.11.5.5-3)$$

Sobrecarga por carga viva (LS) (Art. 3.11.6.4)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

Tabla 5.4 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico (Tabla 3.11.6.4-1, AASHTO)

| Altura del estribo (m) | h_{eq} (m) |
|------------------------|--------------|
| 1.5 | 1.2 |
| 3.0 | 0.9 |
| ≥ 6.0 | 0.6 |

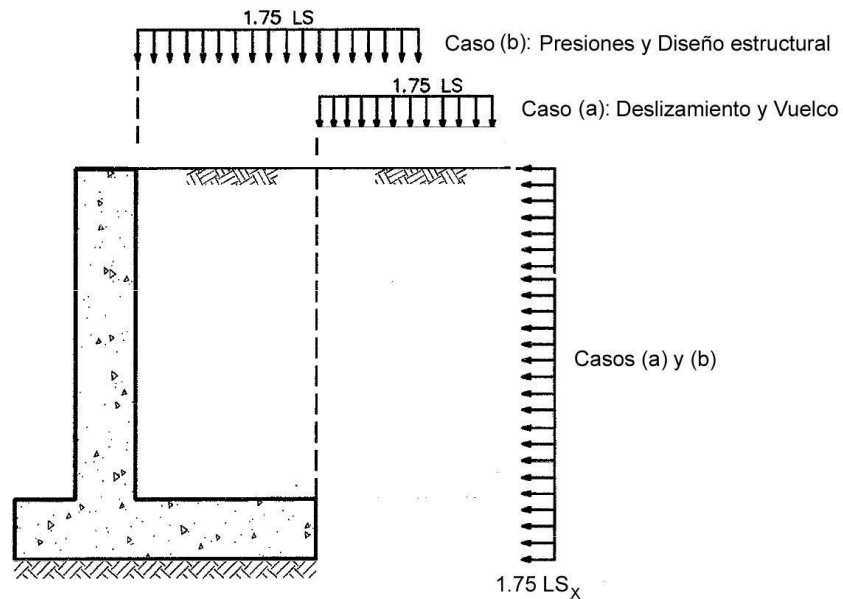


Fig. 5.7 Aplicación de la sobrecarga por carga viva LS

La sobrecarga por carga viva LS en su componente vertical se incluye cuando se evalúan las presiones en la base del estribo y para el diseño estructural (ver más adelante en los ejemplos el caso de Resistencia Ib). En tanto por representar más bien resistencia a la falla, se desestima cuando se evalúan el vuelco y el deslizamiento (ver el caso de Resistencia Ia) (C I I .5.G).

5.4 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas a considerar, en general son:

- a) Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva.
- b) El peso propio del estribo y del relleno.
- c) El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- d) Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.
- e) Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- f) Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos
- g) Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos
- h) Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.
- i)

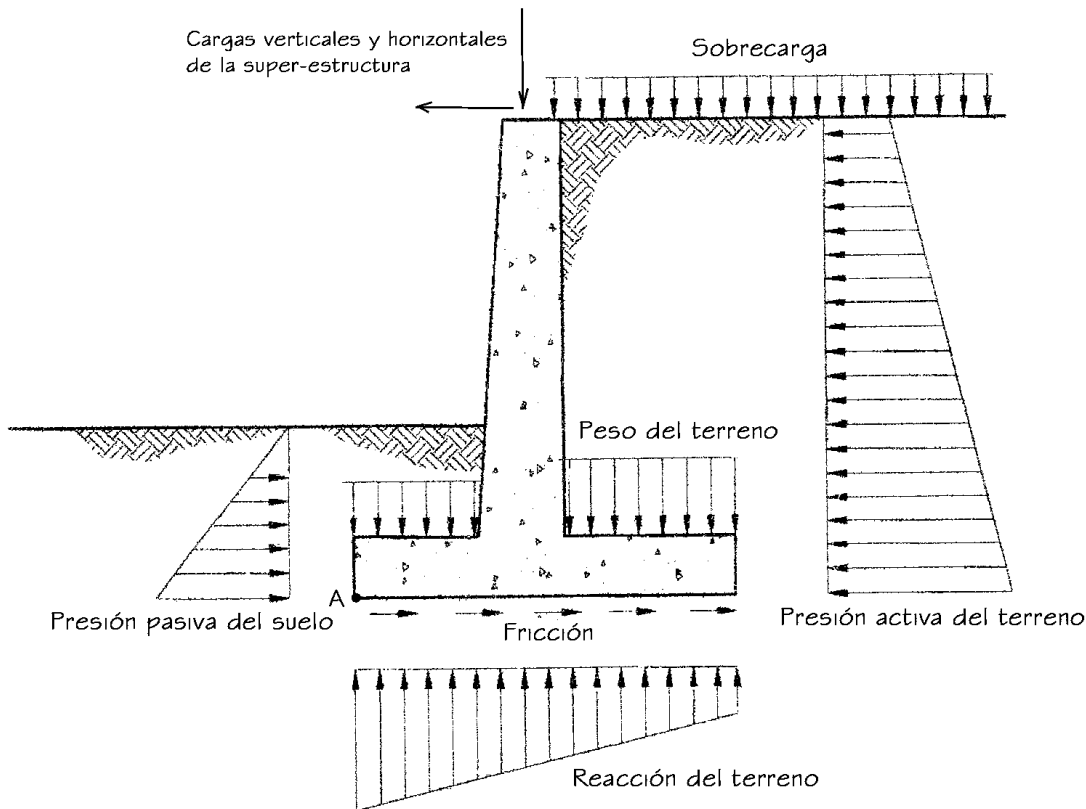


Fig. 5.8 Cargas comunes en un estribo

5.5 CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base (Art. 11.6.3.1).

A. Vuelco – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga γ mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga γ máximos (caso de cargas EH y otras).

Para el estado límite de Resistencia, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los nueve décimos centrales ($e \leq 0.45B$) (Art. 11.6.3.3).

Para el estado límite de Evento Extremo y con $\gamma_{EQ} = 0$, mantener la fuerza resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$) de las dimensiones del cimiento para cualquier suelo. Si en cambio $\gamma_{EQ} = 1$, mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los ocho décimos centrales ($e \leq 0.40B$). Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados para definir las restricciones referidas a la ubicación de la resultante (Art. 11.6.5.1). En caso de cimientos cargados biaxialmente, estos requerimientos deben aplicarse en ambas direcciones.

B. Deslizamiento – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo (Art. 10.6.3.4)

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi_{\tau} Q_{\tau}$) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\phi_{ep} Q_{ep}$) actuando en la cara vertical correspondiente. Esto es:

$$R_R = \phi_{\tau} R_{\tau} + \phi_{ep} R_{ep} \quad (10.6.3.4-1)$$

- Para suelos de baja cohesión:

$$R_{\tau} = C.V.\tan\phi_f \quad (10.6.3.4-2)$$

$C = 1.0$ para concreto vacado directamente al suelo

$C = 0.8$ para concreto pre-fabricado

$V =$ fuerza vertical total sobre el cimiento

$\phi_f =$ ángulo de fricción interna del suelo. Si el concreto es vacado sobre material granular o de baja cohesión $\mu = \tan \delta = \tan \phi_f$ (10.6.3.4-2)

- Para suelos arcillosos cuando el cimiento está soportado por lo menos sobre 0.15m de material granular compactado, la resistencia al deslizamiento se toma como el menor valor de la cohesión del material arcilloso y la mitad del esfuerzo normal en la interfase entre el cimiento y el suelo

Los valores ϕ_{τ} y ϕ_{ep} se determinan de las Tablas 11.5.7-1 y 10.5.5.2.2-1. Para el estado límite de Evento Extremo, $\phi_{\tau} = 1.0$ y $\phi_{ep} = 1.0$. Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar $\phi_{ep} = 0$ para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo.

La resistencia factorada al deslizamiento debe ser mayor o igual a las cargas horizontales factoradas aplicadas.

C. Presiones en la base – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

Método de Meyerhof:

1. Hallar la excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum \text{momentos factorados actuantes}}{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes}}$$

2. Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada biaxialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones.

2.1) Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q es:

$$q = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (11.6.3.2-1)$$

Donde:

B = ancho del cimiento en el plano de cargas

$B - 2e$ = ancho efectivo de cimiento

V = suma de las fuerzas verticales por unidad de longitud

2.2) Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular:

$$q_{\text{máx}} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (11.6.3.2-2)$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (11.6.3.2-3)$$

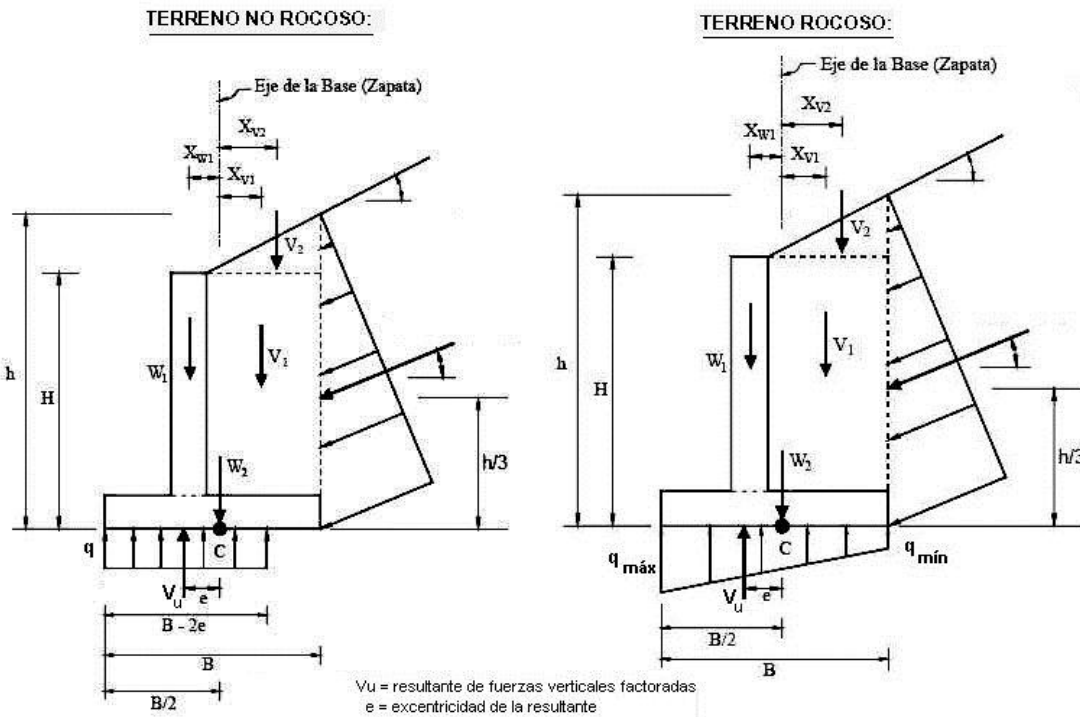


Fig. 5.9 Respuesta de terreno no rocoso y rocoso en la base de un estribo

3. Comparar q ó $q_{\text{máx}}$, que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$q_R = \phi_b q_n \quad (10.6.3.1.1-1)$$

Donde:

q_n = capacidad portante nominal para el estado límite apropiado

ϕ_b = factor de resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1, 11.5.7-1 y Art. 11.5.8)

Un factor de resistencia de 1.0 se usa en el cálculo de presiones sobre el terreno en el estado límite de Evento Extremo según Art. 11.5.8 (Ver Tablas

10.5.5.2.2-1 y 11.5.7-1 para factores de resistencia en el estado límite de Resistencia).

La capacidad de apoyo para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo deben ser calculados considerando los efectos de resistencia cohesiva y friccional del suelo, forma y dimensiones de la cimentación, profundidad de desplante y la inclinación del suelo que presiona sobre el estribo. Los estudios geotécnicos determinarán la capacidad portante. Los factores de inclinación de carga en general no se consideran en la determinación de la capacidad portante.

D. Diseño estructural del cimiento

Para el diseño estructural de un cimiento cargado excéntricamente se considera, utilizando cargas factoradas, una distribución de esfuerzos de contacto triangular o trapezoidal para todas las condiciones de suelo y roca (Art. 10.6.5).

Para el estado límite de resistencia los factores suministrados en la Tabla 11.5.7-1 se usan en el diseño de muros, a menos que se tengan valores específicos de la región o se cuente con experiencias útiles concretas que justifiquen valores mayores (Art. 11.5.7)

Los factores de resistencia a usar en el diseño geotécnico de cimientos que puedan necesitarse para el soporte de muros, a menos que estén específicamente identificados en la Tabla 11.5.7-1, son como se especifica en la Tabla 10.5.5.2.2-1 y las Tablas 10.5.5.2.3-1, y 10.5.5.2.4-1 cuando se usan pilotes.

Tabla 5.5 Factores de resistencia en cimientos superficiales, estado límite de Resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1, AASHTO)

| Tipo de Resistencia | | Método/Suelo/Condición | Factor de Resistencia |
|----------------------|-------------|--|-----------------------|
| Resistencia de apoyo | ϕ_b | Método Teórico (<i>Munfakh, 2001</i>), arcilla | 0.50 |
| | | Método Teórico (<i>Munfakh, 2001</i>), arena, usando CPT | 0.50 |
| | | Método Teórico (<i>Munfakh, 2001</i>), arena, usando SPT | 0.45 |
| | | Método Semi-empírico (<i>Meyerhof, 1957</i>), todos los suelos | 0.45 |
| | | Cimiento sobre roca | 0.45 |
| | | Prueba de carga en placas | 0.55 |
| Deslizamiento | ϕ_τ | Concreto pre-moldeado sobre arena | 0.90 |
| | | Concreto vaceado en el lugar sobre arena | 0.80 |
| | | Concreto pre-moldeado o vaceado en el lugar, sobre arcilla | 0.85 |
| | | Suelo sobre suelo | 0.90 |
| | ϕ_{ep} | Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno | 0.50 |

**Tabla 5.6 Factores de resistencia para muros de sostenimiento permanentes
(Tabla 11.6.7-1, AASHTO)**

| TIPO DE MURO Y CONDICIÓN | | FACTOR DE RESISTENCIA |
|---|--|---|
| Muros tipo pantalla y muros anclados | | |
| Capacidad de carga axial de los elementos verticales | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Resistencia pasiva de los elementos verticales | | 1,00 |
| Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽¹⁾ | <ul style="list-style-type: none"> • Suelos no cohesivos (granulares) • Suelos cohesivos • Roca | 0,65 ⁽¹⁾ 0,70 ⁽¹⁾ 0,50 ⁽¹⁾ |
| Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽²⁾ | <ul style="list-style-type: none"> • Cuando se realizan ensayos de verificación | 1,0 ⁽²⁾ |
| Resistencia a la tracción de los tendones de anclaje | <ul style="list-style-type: none"> • Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A 615M) | 0,90 ⁽³⁾ |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A 722M) | 0,80 ⁽³⁾ |
| Capacidad flexional de los elementos verticales | | 0,90 |
| Muros de tierra estabilizada mecánicamente, Muros de gravedad y de semi-gravedad | | |
| Resistencia de apoyo | <ul style="list-style-type: none"> • Muros de gravedad y semi-gravedad • Muros MSE | 0,55 0,65 |
| Deslizamiento | | 1,00 |
| Resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y sus conectores | Refuerzos en forma de fajas ⁽⁴⁾ <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática | 0,75 |
| | Refuerzos en forma de grilla ⁽⁴⁾⁽⁵⁾ <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática | 0,65 |
| Resistencia a la tracción de los refuerzos geosintéticos y sus conectores | <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática | 0,90 |
| Resistencia al arrancamiento de los refuerzos por tracción | <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática | 0,90 |
| Muros modulares prefabricados | | |
| Capacidad de carga | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Resbalamiento | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Resistencia pasiva | | Se aplica el artículo 10.5 |

⁽¹⁾ Se aplica a las tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas para el diseño preliminar solamente en el Artículo C11.9.4.2.

⁽²⁾ Se aplica cuando se realizan ensayos de verificación hasta una carga igual a 1,0 o más veces la carga de diseño mayorada en el anclaje.

⁽³⁾ Se aplica a la máxima carga del ensayo de verificación para el anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia a F_y . Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia a la tracción última garantizada.

⁽⁴⁾ Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de las secciones con orificios reducir el área bruta de acuerdo con el Artículo 6.8.3 y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.

⁽⁵⁾ Se aplica a los refuerzos en forma de malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo un panel o bloque de hormigón. Para los refuerzos en forma de malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en forma de faja.

5.6 CONSIDERACIONES SÍSMICAS

La presión lateral del terreno en estructuras de retención, es amplificada en caso de sismos debido a la aceleración horizontal de la masa retenida de terreno. En caso de estructuras de retención altas ($H > 10$ m) como es el caso de estribos, las cargas sísmicas deben contemplarse, usándose a menudo la solución de Mononobe-Okabe.

El método de Mononobe-Okabe es un método pseudo-estático que desarrolla una presión de fluido estática equivalente para modelar la presión sísmica del terreno sobre el muro. Es aplicable cuando:

- El muro no está restringido y es capaz de deformar lo suficiente para accionar la presión activa del terreno retenido.
- El terreno de relleno es no cohesivo y no saturado
- La cuña activa de suelo que define la superficie de falla y carga el muro, es plana.
- Las aceleraciones son uniformes a través de la masa de suelo retenido.
- $\phi \geq i + \theta'$ (11.6.5.3-1)

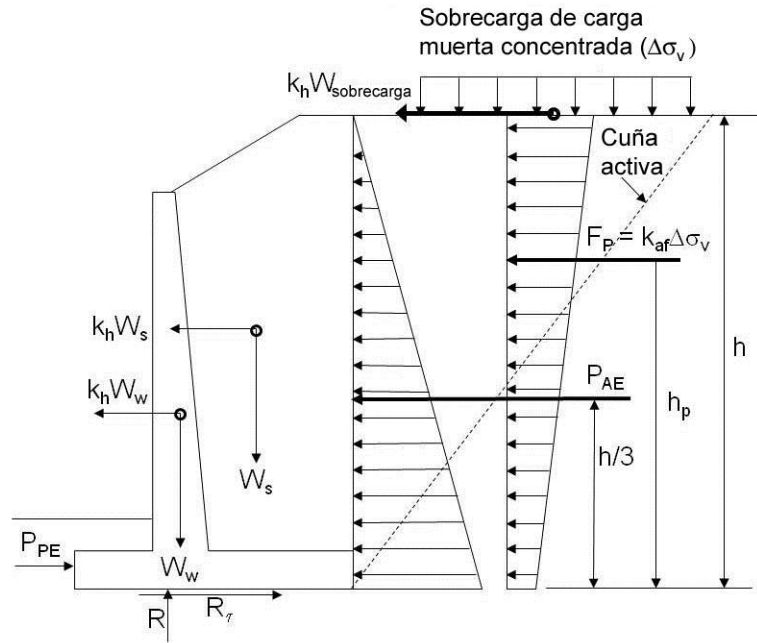


Fig. 5.10 Fuerzas sísmicas para la evaluación de la estabilidad externa en muros de gravedad (Fig. 11.6.5.1-1, AASHTO)

La presión del terreno incluyendo la acción sísmica, se determina con:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} k_{AE} \gamma_t H^2 \quad (11.6.5.3-2)$$

siendo el coeficiente de presión activa sísmica del terreno:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \beta')}{\cos \theta' \cos^2 \beta' \cos(\delta + \beta' + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right]^2} \quad (A.11.3.1-1)$$

donde:

γ_t = peso unitario del terreno

H = altura del terreno retenida por el muro

k_v = coeficiente de aceleración vertical

k_h = coeficiente de aceleración horizontal

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

θ' = $\arctan [k_h / (1 - k_v)]$

β' = ángulo de inclinación del muro con la vertical (sentido negativo como se ilustra)

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo

i = ángulo de inclinación del material de relleno con la horizontal

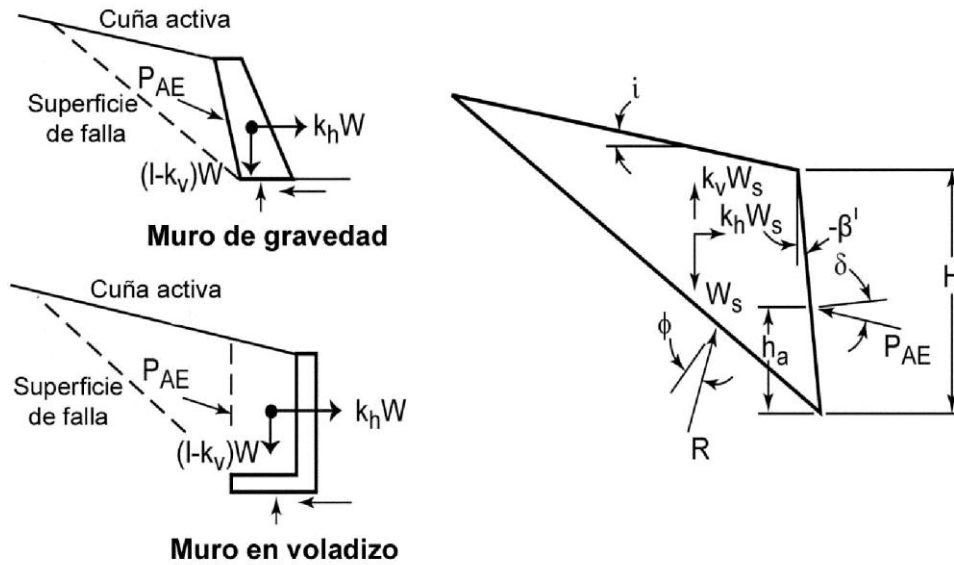


Fig. 5.11 Diagrama de fuerzas del método Mononobe-Okabe (Fig. A11.3.1-1, AASHTO)

El valor de h_a , la altura a la cual la resultante del empuje del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar igual a $H/3$ para un caso estático que no involucre efectos sísmicos. Sin embargo este valor aumenta a medida que aumentan las solicitaciones de origen sísmico. Seed y Whitman han sugerido que h se podría obtener suponiendo que la componente estática del esfuerzo del suelo actúa a $H/3$ de la base del estribo, mientras que se podría considerar que el esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura $h=0.6H$. Sin embargo, ha sido una práctica para los diseñadores asumir $h=0.5H$ con un empuje uniformemente distribuido (A.11.3.1).

Investigaciones recientes indican que la resultante total de la presión del terreno (estática+sismo) se debe localizar a $H/3$, excepto el caso de muros donde se prevé un impacto elevado en la falla, considerando en este caso $0.4H$ ó $0.5H$. (A.11.3.1 y C.11.6.5.3).

Para estimar la presión lateral del terreno por la acción sísmica, el coeficiente de aceleración vertical, k_v , se asume por lo general igual a cero y el coeficiente de aceleración horizontal, k_h , se calcula en base a la máxima aceleración del terreno (Art. 11.6.5.2.1 y C.11.6.5.2.1).

$k_h = 0.5k_{ho}$, para muros donde es posible movimientos horizontales de 25mm a 50mm. ó más (p.e.: muros de gravedad, en voladizo, etc.) (Art. 11.6.5.2.2)

$$k_{ho} = (F_{pga})(PGA) = A_s \quad (\text{Art. 11.6.5.2.1 y Art. 3.10.4.2-2})$$

$k_{ho} = 1.2(F_{pga})(PGA)$ para muros cimentados en suelos de roca dura o blanda (Art. 11.6.5.2.1)

Siendo:

F_{pga} = factor de lugar

PGA = coeficiente sísmico de aceleración horizontal máximo del terreno en roca

La fuerza lateral total a ser aplicada al muro debido a la presión del terreno y el sismo se determina considerando el efecto combinado de P_{AE} y P_{IR} , siendo:

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s) \quad (11.6.5.1-1)$$

donde:

P_{AE} = fuerza combinada de la presión estática y la presión lateral sísmica del terreno

P_{IR} = fuerza inercial horizontal debido a la carga sísmica de la masa del muro

W_w = peso del muro

W_s = peso del suelo inmediatamente sobre el muro, incluyendo el talón

Para investigar la estabilidad y el diseño del muro (Art. 11.6.5.1) se debe tomar el resultado más conservador de:

- La combinación: $P_{AE} + 0.5P_{IR}$
- La combinación: $(0.5P_{AE} \geq EH) + P_{IR}$

Tener en cuenta que la fuerza inercial asociada con la masa del suelo sobre el talón detrás del muro de contención no debe ser agregada a la presión sísmica activa del terreno cuando se realiza el diseño estructural del muro de contención. Esto porque el movimiento de esta masa de suelo entra en fase con el sistema estructural con la carga inercial transferida a través del talón del muro. Sin embargo se debe incluir al determinar la estabilidad externa del muro (C11.6.5.1).

Combinación de cargas y factores de carga

Para el estado límite de Evento Extremo I, consideramos los factores de la Tabla 3.4.1-1 que se explican en la Fig. C11.5.6-4:

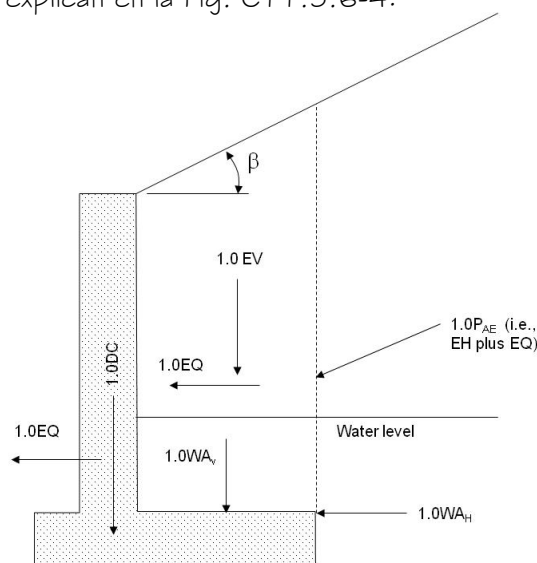


Fig. 5.12 Aplicación de factores de carga para vuelco, deslizamiento y presiones en la base para el estado límite de Evento Extremo I (Fig. C11.5.6-4, AASHTO)

La figura refleja que durante un evento sísmico la presión lateral del terreno no está desligada de la carga sísmica, correspondiéndole por consiguiente un factor de carga igual a 1.0. Se reconoce el mismo factor para la carga permanente. Así mismo, para cualquier sobrecarga actuando sobre un muro o estribo (por ejemplo, LS) en combinación con la carga sísmica EQ, le corresponde el factor de carga sísmica γ_{EQ} (Art. 11.5.6).

Fuerza pasiva bajo acción sísmica

(Art. 11.6.5.5).

Para estimar la **fuerza pasiva** actuando cuando el muro sufre el empuje del suelo se considera el método de diseño de la espiral logarítmica (el Reglamento AASHTO provee diagramas al respecto) y no el método de Mononobe-Okabe.

La presión pasiva sísmica del terreno se considera teniendo en cuenta la fricción existente entre el muro y el suelo, la superficie de falla no lineal que se desarrolla en el suelo durante la carga por presión pasiva y, para muros que se introducen 1.50m o más, la fuerza inercial sísmica en la zona de presión pasiva al frente del muro.

Para muros que se introducen menos de 1.50m, la presión pasiva se calcula usando el método estático proveído en la Sección 3 de la Especificaciones AASHTO. Además en ausencia de datos se puede usar una fricción en la interface del muro igual a los 2/3 del ángulo de fricción del suelo cuando se calcula la presión pasiva sísmica.

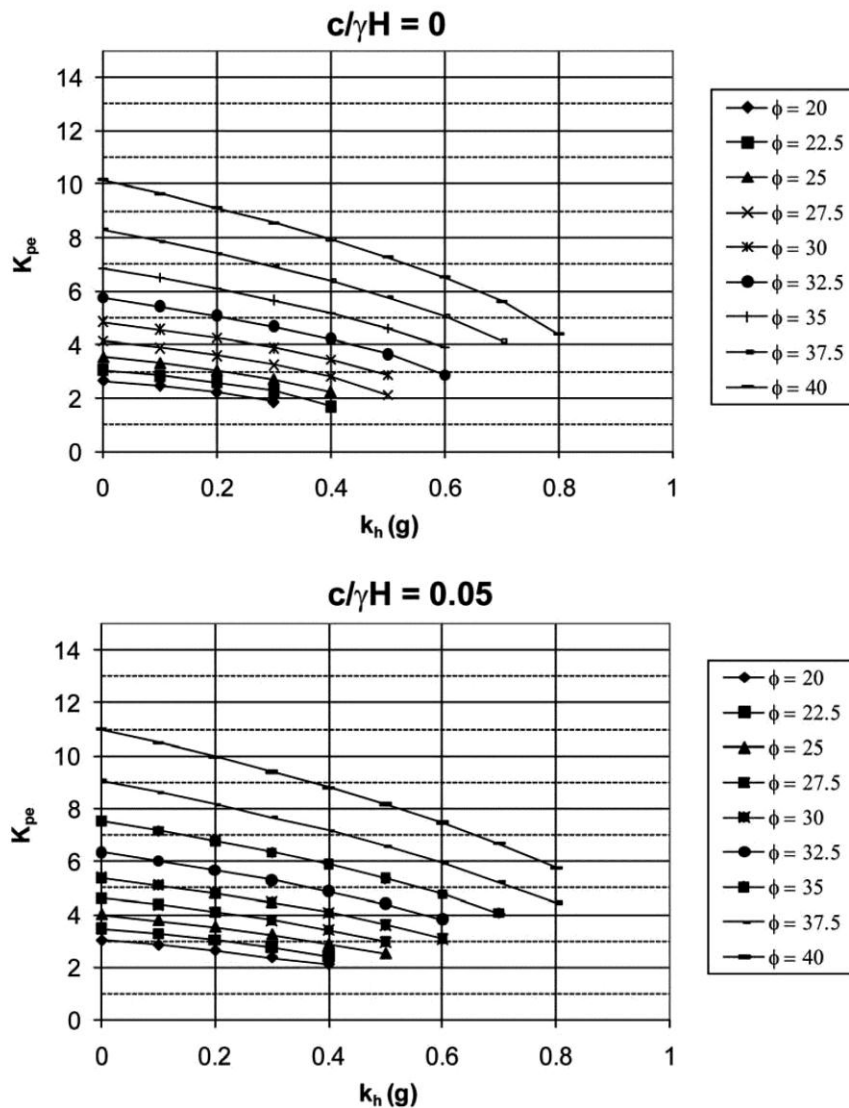


Fig. 5.13 Coeficientes de presión pasiva sísmica del terreno basado en el procedimiento de la espiral logarítmica para $c/\gamma H=0$ y 0.05 (c =cohesión del suelo, γ =peso unitario del suelo, y H =altura o peralte del muro sobre el que actúa la resistencia pasiva (Fig. A11.4-2, AASHTO))

Nota: $k_h = A_s = k_{ho}$ para alturas de muro mayores a 6.0m

PROBLEMAS

PROBLEMA 5.1 En el muro de contención mostrado de 10m de altura determinar la presión lateral del terreno y la carga sísmica que actúa sobre el muro. Considerar para el terreno $\phi = 35^\circ$, $\delta = 0^\circ$, $\gamma_t = 1925 \text{ kg/m}^3$, coeficiente sísmico de aceleración horizontal $A = 0.20$.

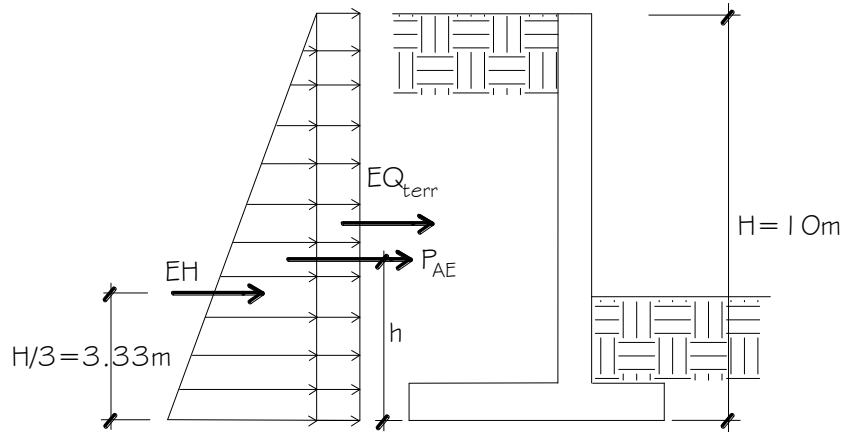


Fig. 5.14 Muro para el cálculo

Solución.-

Se tiene:

ϕ = ángulo de fricción interna = 35°

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

i = ángulo del material del suelo con la horizontal = $0^\circ = \beta$

β' = ángulo de inclinación del muro con la vertical = 0°

H = altura del terreno = 10m

γ_t = peso unitario del terreno = 1925 kg/m^3

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal = 0.20

k_h = coeficiente de aceleración horizontal = $0.5A = 0.5(0.20) = 0.10$

k_v = coeficiente de aceleración vertical = 0

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = 5.71^\circ$$

θ = ángulo que forma el respaldo del muro con la horizontal = 90°

A) Cálculo de la presión lateral estática del terreno (EH)

Coeficiente de empuje activo (k_a)

Con (3.11.5.3-1) y (3.11.5.3-2) para los valores dados $\delta=0^\circ$, $\beta=0^\circ$ y $\theta=90^\circ$:

$$k_a = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

Considerando una longitud del estribo de 1.0m se tiene:

$$EH = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 k_a = \frac{1}{2} (1925 \text{ kg/m}^3) (10\text{m})^2 (1.0\text{m}) (0.271) = 26,084 \text{ kg}$$

Aplicada en $H/3 = 10\text{m}/3 = 3.33\text{m}$, desde la base.

B) Cálculo de la presión lateral del terreno más su efecto dinámico (P_{AE})

Como $\phi = 35^\circ > i + \theta' = 0^\circ + 5.71^\circ = 5.71^\circ$ (11.6.5.3-1), el coeficiente de presión activa sísmica del terreno es:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \beta')}{\cos \theta' \cos^2 \beta' \cos(\delta + \beta' + \theta')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right]^2 \quad (\text{A.11.3.1-1})$$

$$k_{AE} = 0.328$$

Luego, la presión del terreno incluyendo la acción sísmica considerando 1.0m de longitud del estribo es:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_{AE} \quad (11.6.5.3-2)$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1,925 \text{kg/m}^3) (1.0\text{m})^2 (1.0\text{m}) (0.328) = 31,570 \text{kg}$$

Aplicada en: (C11.6.5.3)

$h = 0.33H = 0.33(10\text{m}) = 3.33\text{m}$ desde la base, en condiciones normales.

$h = 0.4H \sim 0.5H$, en muros donde el impacto de la falla es relativamente alto
 $= 4.0\text{m} \sim 5.0\text{m}$

C) Cálculo de la fuerza de acción sísmica ($E_{Q_{terr}}$)

La fuerza de acción sísmica es:

$$E_{Q_{terr}} = P_{AE} - EH = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 (k_{AE} - k_a)$$

$$P_{EQ} = 31,570 \text{kg} - 26,084 \text{kg} = 5,486 \text{kg}$$

PROBLEMA 5.2 Diseñar un estribo de gravedad para las condiciones mostradas. El terreno de cimentación posee una capacidad última para el estado límite de resistencia $q_R = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ y las propiedades que se detallan. La estructura está en una zona no sísmica, expuesta a velocidades de viento superiores a 90 km/h.

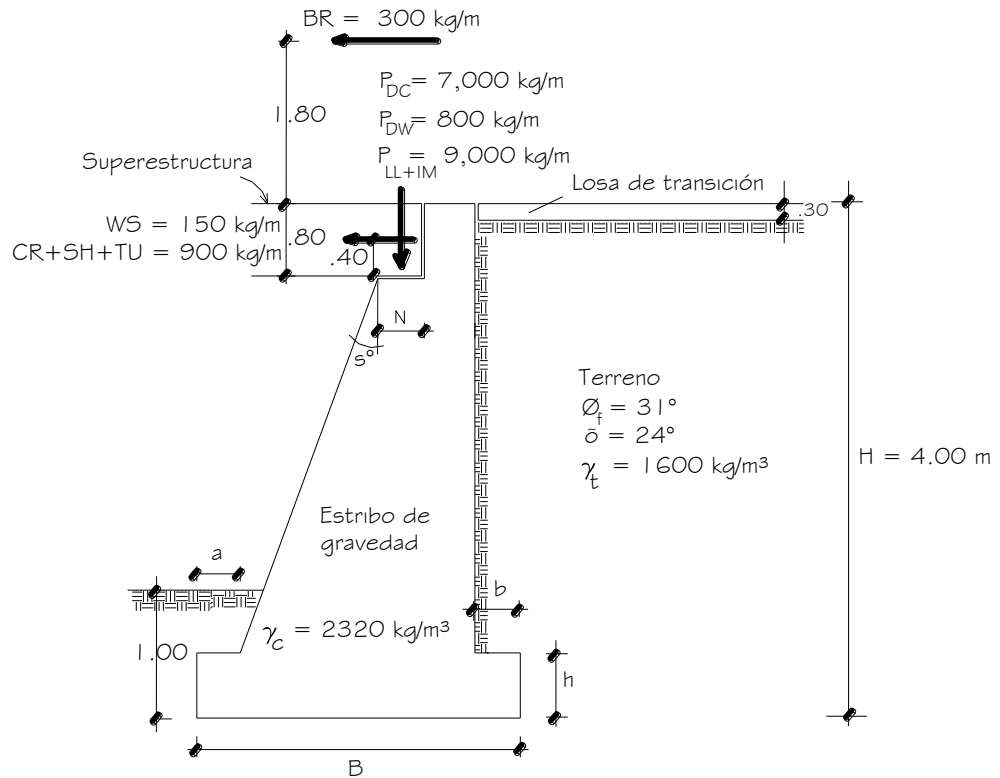


Fig. 5.15 Estribo de gravedad a diseñar

Solución.-

PRE-DIMENSIONADO

Para la altura $H=4.00\text{m}$, probamos una sección preliminar de estribo con:

$B = \text{ancho del cimiento} = 1/2H \sim 2/3H = 2.00\text{m} \sim 2.67\text{m} = 2.50\text{m}$ (adoptado)

$h = \text{altura del cimiento} = H/6 \sim H/8 = 0.67\text{m} \sim 0.50\text{m} = 0.50\text{m}$ (adoptado)

$a = \text{longitud de punta} = H/12 \sim H/6 = 0.33\text{m} \sim 0.67\text{m} = 0.30\text{m}$ (adoptado)

$b = \text{longitud de talón} = H/12 \sim H/6 = 0.33\text{m} \sim 0.67\text{m} = 0.30\text{m}$ (adoptado)

$N = 0.50\text{m}$ (adoptado) $> N_{\text{mín}} = 0.23\text{m}$

Con $L = 12\text{m}$ (dato), $H' = 0$, $S = 18.43^\circ$, se tiene:

$N_{\text{mín}} = \text{longitud mínima de cajuela}$
 $= (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2)$ (4.7.4.4-1)
 $= (200 + 0.0017 \times 12,000)(1 + 0.000125 \times 18.43^2)\text{mm}$
 $= 0.23\text{m}.$

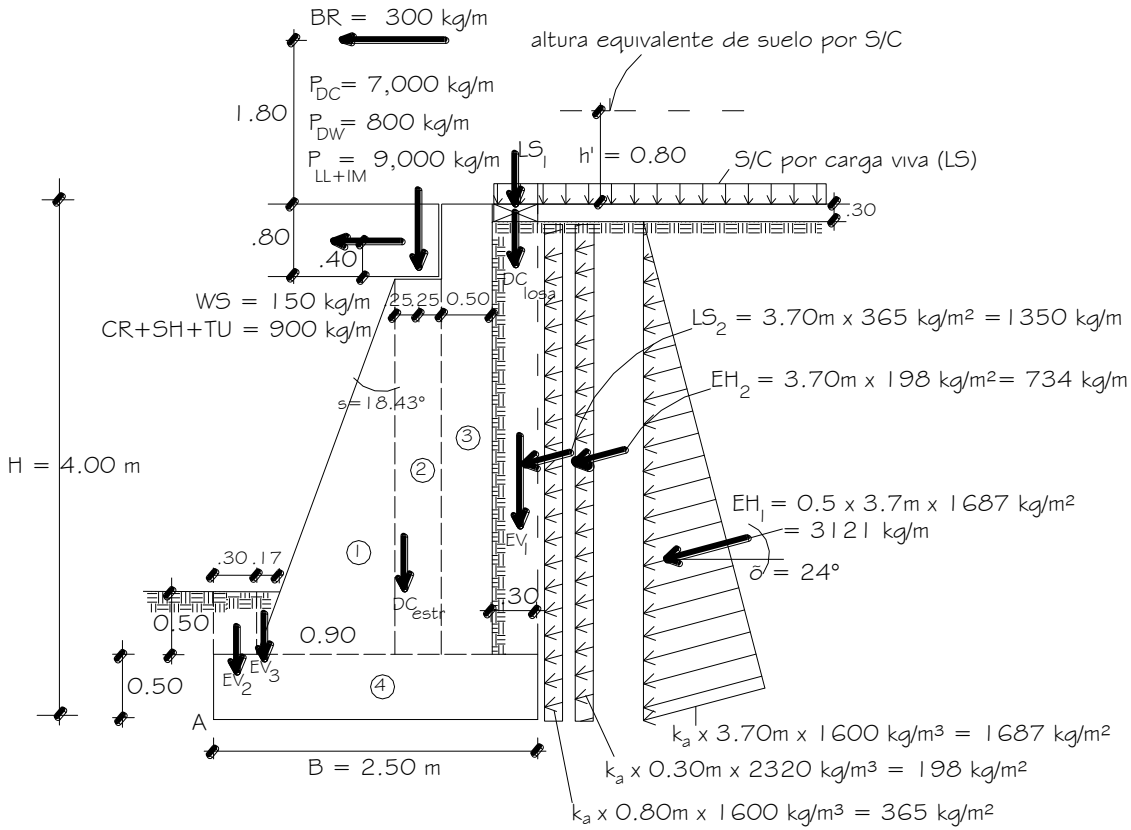


Fig. 5.16 Cargas sobre el estribo

CASO I – ESTRIBO CON PUENTE

A) Coeficiente de empuje activo (Ka)

ϕ = ángulo de fricción interna = 31°

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 24° (Tabla C3.11.5.3-1)

β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

Se tiene:

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

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}\phi}{\text{cos}\delta}} \right]^2 = 2.821$$

Luego:

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

Para $\theta = 90^\circ$: $k_a = \frac{\cos^2 \phi}{\Gamma \cos \delta} = 0.285$

B) Altura equivalente de suelo por S/C

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. De la Tabla 3.11.6.4-1, por interpolación para $H = 4.00$ m, $h' = 0.80$ m.

C) Metrado de Cargas (considerando franjas de 1.0m de longitud de estribo)

CARGAS VERTICALES.-

Cargas DC (peso propio)

Peso del estribo de concreto simple, con $\gamma = 2,320 \text{ kg/m}^3$:

| Elemento | Volumen (m³) | DC (kg/m) | X _A (m) | X _A .DC (kg-m/m) |
|------------|--------------|-----------|--------------------|-----------------------------|
| 1 | 1.215 | 2,819 | 0.90 | 2,537 |
| 2 | 1.350 | 3,132 | 1.45 | 4,541 |
| 3 | 1.750 | 4,060 | 1.95 | 7,917 |
| 4 | 1.250 | 2,900 | 1.25 | 3,625 |
| $\Sigma =$ | | 12,911 | | 18,620 |

$DC_{\text{estribo}} = 12,911 \text{ kg/m}$, $X_A = \frac{18,620}{12,911} = 1.44 \text{ m}$

Losa de Acercamiento:

$DC_{\text{losa}} = 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 2,320 \text{ kg/m}^3 = 209 \text{ kg/m}$

Carga muerta de la superestructura del puente:

$P_{DC} = 7,000 \text{ kg/m}$

Cargas DW (peso de superficie de rodamiento)

$P_{DW} = 800 \text{ kg/m}$

Cargas EV (presión vertical por carga muerta del terreno)

| Elemento | Volumen (m³) | EV (kg/m) | X _A (m) | X _A .EV (kg-m/m) |
|------------|--------------|-----------|--------------------|-----------------------------|
| 1 | 0.960 | 1,536 | 2.350 | 3,610 |
| 2 | 0.150 | 240 | 0.150 | 36 |
| 3 | 0.043 | 68 | 0.357 | 24 |
| $\Sigma =$ | | 1,844 | | 3,670 |

$EV = 1,844 \text{ kg/m}$, $X_A = \frac{3,670}{1,844} = 1.99 \text{ m}$

Cargas EH (presión lateral del terreno)

Por 3.70 m de terreno:

$$EH_{1y} = EH_1 \text{ sen } \delta = 3,121 \text{ kg/m (sen } 24^\circ) = 1,269 \text{ kg/m}$$

Por losa de acercamiento:

$$EH_{2y} = EH_2 \text{ sen } \delta = 734 \text{ kg/m (sen } 24^\circ) = 299 \text{ kg/m}$$

Cargas LL (carga viva de la superestructura de puente)

$$P_L = 9,000 \text{ kg/m}$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Terreno equivalente extendido en 0.30 m del estribo:

$$LS_1 = 0.80 \text{ m} \times 0.30\text{m} \times 1,600 \text{ kg/m}^3 = 384 \text{ kg/m}$$

Componente vertical de la sobrecarga por carga viva:

$$LS_{2y} = LS_2 (\text{sen} \delta) = 1,350 \text{ kg/m (sen} 24^\circ) = 549 \text{ kg/m}$$

Resumen Cargas Verticales

| CARGA | TIPO | V (Kg/m) | X _A (m) | M _V (kg-m/m) |
|--------------------|------|----------|--------------------|-------------------------|
| DC _{estr} | DC | 12,911 | 1.44 | 18,620 |
| DC _{losa} | DC | 209 | 2.35 | 491 |
| P _{DC} | DC | 7,000 | 1.45 | 10,150 |
| P _{DW} | DW | 800 | 1.45 | 1,160 |
| EV | EV | 1,844 | 1.99 | 3,670 |
| EH _{1y} | EH | 1,269 | 2.50 | 3,173 |
| EH _{2y} | EH | 299 | 2.50 | 748 |
| P _L | LL | 9,000 | 1.45 | 13,050 |
| LS ₁ | LS | 384 | 2.35 | 902 |
| LS _{2y} | LS | 549 | 2.50 | 1,373 |
| Σ | | 34,265 | | 53,337 |

CARGAS HORIZONTALES.-

Cargas EH (presión lateral del terreno)

Por 3.70 m de terreno:

$$EH_{1x} = EH_1 \text{ cos } \delta = 3,121 \text{ kg/m (cos } 24^\circ) = 2,851 \text{ kg/m}$$

Por losa de acercamiento:

$$EH_{2x} = EH_2 \text{ cos } \delta = 734 \text{ kg/m (cos } 24^\circ) = 671 \text{ kg/m}$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$LS_{2x} = LS_2 (\cos \delta) = 1,350 \text{ kg/m} (\cos 24^\circ) = 1,233 \text{ kg/m}$$

Cargas WS (viento sobre la estructura)

$$WS = 150 \text{ kg/m}$$

Cargas BR (fuerza de frenado)

$$BR = 300 \text{ kg/m}$$

Cargas CR, SH y TU (Deformación del concreto por carga sostenida en el tiempo, acortamiento por presforzado, y temperatura uniforme)

$$CR + SH + TU = 900 \text{ kg/m}$$

Resumen Cargas Horizontales

| CARGA | TIPO | H (kg/m) | Y_A (m) | M_H (kg-m/m) |
|-----------|----------|----------|-----------|----------------|
| EH_{1x} | EH | 2,851 | 1.23 | 3,507 |
| EH_{2x} | EH | 671 | 1.85 | 1,241 |
| LS_{2x} | LS | 1,233 | 1.85 | 2,281 |
| WS | WS | 150 | 3.60 | 540 |
| BR | BR | 300 | 5.80 | 1,740 |
| CR+SH+TU | CR+SH+TU | 900 | 3.60 | 3,240 |
| Σ | | 6,105 | | 12,549 |

D) Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

Tomaremos en cuenta los Estados Límites de Resistencia I y III aplicables en este caso y con un valor $n = n_D n_R n_I = 1$.

Observamos que existen numerosas combinaciones de factores de carga γ para cada estado límite como puede deducirse de las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2. Incluso en un solo estado límite encontramos que pueden establecerse numerosas combinaciones distintas. El diseñador en este caso apelando a su responsabilidad y buen juicio debe seleccionar los factores de carga apropiados en cada tipo de carga.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento, observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizaremos los factores γ máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) las cuales generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH, LS_x , WS, BR, CR+SH+TU). En cambio para las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LS_y) utilizaremos los factores de carga γ mínimos. De esta manera generamos condiciones críticas en la estructura, casos que serán denominados Ia y IIIa, respectivamente.

Para el chequeo de presiones en la base y el diseño estructural se utilizan los factores γ máximos tanto en las cargas verticales como en las horizontales para de ese modo generar condiciones críticas, casos que denominaremos Ib y IIIb, respectivamente.

FACTORES DE CARGA UTILIZADOS

| ESTADO LÍMITE | γ_{DC} | γ_{DW} | γ_{EV} | γ_{LL+M} | γ_{LSy} | γ_{EH} | γ_{LSx} | γ_{WS} | γ_{BR} | $\gamma_{CR+SH+TU}$ | Aplicación |
|------------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|----------------|---------------|----------------|---------------|---------------|---------------------|-------------------------|
| Resistencia Ia | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0 | 0 | 1.50 | 1.75 | 0 | 1.75 | 0.5 | Deslizamiento y vuelco |
| Resistencia Ib | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1.50 | 1.75 | 0 | 1.75 | 0.5 | Presiones y resistencia |
| Resistencia IIIa | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0 | 0 | 1.50 | 0 | 1.4 | 0 | 0.5 | Deslizamiento y vuelco |
| Resistencia IIIb | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 0 | 0 | 1.50 | 0 | 1.4 | 0 | 0.5 | Presiones y resistencia |

ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES V_u

| TIPO | DC | | | DW | EV | EH | | LL+IM | LS | | Σ |
|------------------|--------------------|--------------------|-----------------|-----------------|------|------------------|------------------|--------------------|-----------------|------------------|----------|
| | DC _{estr} | DC _{losa} | P _{DC} | P _{DW} | EV | EH _{1y} | EH _{2y} | P _{LL+IM} | LS ₁ | LS _{2y} | |
| V (kg/m) = | 12911 | 209 | 7000 | 800 | 1844 | 1269 | 299 | 9000 | 384 | 549 | V_u |
| $\gamma=$ | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1.0 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | 0 | V_u |
| Resistencia Ia | 11620 | 188 | 6300 | 520 | 1844 | 1904 | 449 | 0 | 0 | 0 | 22824 |
| $\gamma=$ | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | |
| Resistencia Ib | 16139 | 261 | 8750 | 1200 | 2489 | 1904 | 449 | 15750 | 672 | 961 | 48574 |
| $\gamma=$ | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1.0 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | 0 | |
| Resistencia IIIa | 11620 | 188 | 6300 | 520 | 1844 | 1904 | 449 | 0 | 0 | 0 | 22824 |
| $\gamma=$ | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | 0 | |
| Resistencia IIIb | 16139 | 261 | 8750 | 1200 | 2489 | 1904 | 449 | 0 | 0 | 0 | 31191 |

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES M_{hu}

| TIPO | DC | | | DW | EV | EH | | LL+IM | LS | | Σ |
|------------------|--------------------|--------------------|-----------------|-----------------|------|------------------|------------------|--------------------|-----------------|------------------|----------|
| | DC _{estr} | DC _{losa} | P _{DC} | P _{DW} | EV | EH _{1y} | EH _{2y} | P _{LL+IM} | LS ₁ | LS _{2y} | |
| M_v (kg-m/m) | 18620 | 491 | 10150 | 1160 | 3670 | 3173 | 748 | 13050 | 902 | 1373 | M_{vu} |
| $\gamma=$ | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1.0 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | 0 | M_{vu} |
| Resistencia Ia | 16758 | 442 | 9135 | 754 | 3670 | 4760 | 1122 | 0 | 0 | 0 | 36640 |
| $\gamma=$ | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | |
| Resistencia Ib | 23275 | 614 | 12688 | 1740 | 4955 | 4760 | 1122 | 22838 | 1579 | 2403 | 75971 |
| $\gamma=$ | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1.0 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | 0 | |
| Resistencia IIIa | 16758 | 442 | 9135 | 754 | 3670 | 4760 | 1122 | 0 | 0 | 0 | 36640 |
| $\gamma=$ | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | 0 | |
| Resistencia IIIb | 23275 | 614 | 12688 | 1740 | 4955 | 4760 | 1122 | 0 | 0 | 0 | 49152 |

ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS HORIZONTALES H_u

| TIPO | EH | | LS | WS | BR | CR+SH+TU | Σ |
|------------------|------------------|------------------|------------------|-----|------|----------|----------|
| | EH _{1x} | EH _{2x} | LS _{2x} | WS | BR | CR+SH+TU | |
| H (kg/m) = | 2851 | 671 | 1233 | 150 | 300 | 900 | H_u |
| $\gamma=$ | 1.5 | 1.5 | 1.75 | 0 | 1.75 | 0.5 | H_u |
| Resistencia Ia | 4277 | 1007 | 2158 | 0 | 525 | 450 | 8416 |
| $\gamma=$ | 1.5 | 1.5 | 1.75 | 0 | 1.75 | 0.5 | |
| Resistencia Ib | 4277 | 1007 | 2158 | 0 | 525 | 450 | 8416 |
| $\gamma=$ | 1.5 | 1.5 | 0 | 1.4 | 0 | 0.5 | |
| Resistencia IIIa | 4277 | 1007 | 0 | 210 | 0 | 450 | 5943 |
| $\gamma=$ | 1.5 | 1.5 | 0 | 1.4 | 0 | 0.5 | |
| Resistencia IIIb | 4277 | 1007 | 0 | 210 | 0 | 450 | 5943 |

MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES M_{hu}

| TIPO | EH | | LS | WS | BR | CR+SH+TU | Σ |
|------------------|------------------|------------------|------------------|-----|------|----------|----------|
| | EH _{1x} | EH _{2x} | LS _{2x} | WS | BR | CR+SH+TU | |
| M_h (Kg-m/m) | 3507 | 1241 | 2281 | 540 | 1740 | 3240 | M_{hu} |
| $\gamma=$ | 1.5 | 1.5 | 1.75 | 0 | 1.75 | 0.5 | M_{hu} |
| Resistencia Ia | 5261 | 1862 | 3992 | 0 | 3045 | 1620 | 15779 |
| $\gamma=$ | 1.5 | 1.5 | 1.75 | 0 | 1.75 | 0.5 | |
| Resistencia Ib | 5261 | 1862 | 3992 | 0 | 3045 | 1620 | 15779 |
| $\gamma=$ | 1.5 | 1.5 | 0 | 1.4 | 0 | 0.5 | |
| Resistencia IIIa | 5261 | 1862 | 0 | 756 | 0 | 1620 | 9498 |
| $\gamma=$ | 1.5 | 1.5 | 0 | 1.4 | 0 | 0.5 | |
| Resistencia IIIb | 5261 | 1862 | 0 | 756 | 0 | 1620 | 9498 |

E) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

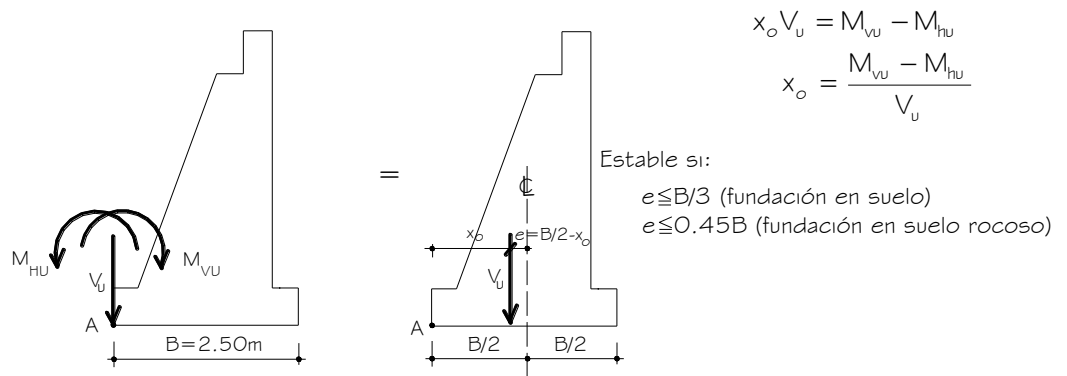


Fig. 5.17 Estribo de gravedad sometido a vuelco

| Estado | V_U (Kg/m) | M_{vu} (Kg-m/m) | M_{hu} (Kg-m/m) | $x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_U}$ (m) | $e = \frac{B}{2} - x_o$ (m) | $e_{max} = B/3$ (m) |
|------------------|-----------------|----------------------|----------------------|--|--------------------------------|------------------------|
| Resistencia Ia | 22,824 | 36,640 | 15,779 | 0.914 | 0.336 | 0.833 OK! |
| Resistencia Ib | 48,574 | 75,971 | 15,779 | 1.239 | 0.011 | 0.833 OK! |
| Resistencia IIIa | 22,824 | 36,640 | 9,498 | 1.189 | 0.061 | 0.833 OK! |
| Resistencia IIIb | 31,191 | 49,152 | 9,498 | 1.271 | -0.021 | 0.833 OK! |

b) Deslizamiento en base del estribo

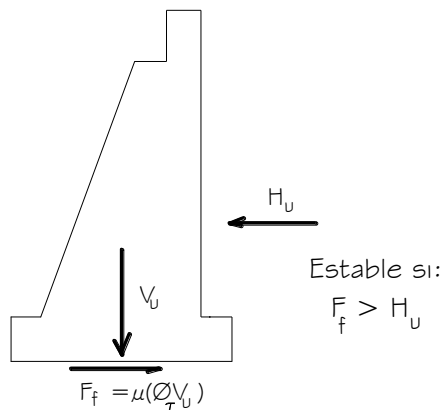


Fig. 5.18 Estribo sometido a fuerzas de deslizamiento

Con:

$\mu = \text{tg} \delta = \text{tg} 24^\circ = 0.45$

(Tabla C3.11.5.3-1)

$\Delta_\tau = 1.00$

(Tabla 11.5.7-1)

| Estados | V_U (Kg/m) | RESISTENTE (Kg/m) $F_f = \mu (\Delta_\tau V_U)$ | ACTUANTE (Kg/m) H_U |
|------------------|-----------------|--|--------------------------|
| Resistencia Ia | 22,824 | 10,271 | 8,416 OK! |
| Resistencia Ib | 48,574 | 21,858 | 8,416 OK! |
| Resistencia IIIa | 22,824 | 10,271 | 5,943 OK! |
| Resistencia IIIb | 31,191 | 14,306 | 5,943 OK! |

c) **Presiones actuantes en la base del estribo**

En el presente ejemplo el suelo es no rocoso, por lo que tendremos una distribución uniforme de presiones en la base extendida en (B-2e).

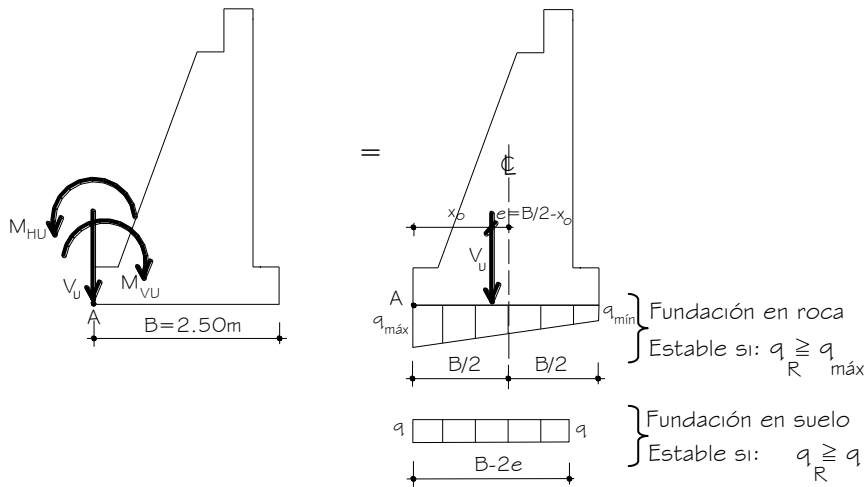


Fig. 5.19 Presiones en la base del estribo

| Estado | V_u (Kg/m) | M_{vu} (Kg-m/m) | M_{hu} (Kg-m/m) | $x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m) | $e = \frac{B}{2} - x_o$ (m) | $q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (kg/cm ²) | q_R (kg/cm ²) |
|------------------|-----------------|----------------------|----------------------|--|--------------------------------|---|--------------------------------|
| Resistencia Ia | 22,824 | 36,640 | 15,779 | 0.914 | 0.336 | 1.25 < | 2 OK! |
| Resistencia Ib | 48,574 | 75,971 | 15,779 | 1.239 | 0.011 | 1.96 < | 2 OK! |
| Resistencia IIIa | 22,824 | 36,640 | 9,498 | 1.189 | 0.061 | 0.96 < | 2 OK! |
| Resistencia IIIb | 31,191 | 49,152 | 9,498 | 1.271 | -0.021 | 1.25 < | 2 OK! |

Nota.- Cuando la excentricidad es negativa, usar el ancho real B en el cálculo de presiones.

CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE

Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

ESTRIBO SIN PUENTE

CARGAS VERTICALES V_u

| TIPO | DC | | EV | EH | | LS | | |
|------------------|--------------------|--------------------|------|------------------|------------------|-----------------|------------------|----------|
| CARGA | DC _{estr} | DC _{losa} | EV | EH _{1y} | EH _{2y} | LS ₁ | LS _{2y} | Σ |
| V (kg/m) = | 12911 | 209 | 1844 | 1269 | 299 | 384 | 549 | Σ |
| $\gamma =$ | 0.9 | 0.9 | 1.0 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | V_u |
| Resistencia Ia | 11620 | 188 | 1844 | 1904 | 449 | 0 | 0 | 16004 |
| $\gamma =$ | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 1.75 | 1.75 | |
| Resistencia Ib | 16139 | 261 | 2489 | 1904 | 449 | 672 | 961 | 22874 |
| $\gamma =$ | 0.9 | 0.9 | 1.0 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | |
| Resistencia IIIa | 11620 | 188 | 1844 | 1904 | 449 | 0 | 0 | 16004 |
| $\gamma =$ | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | |
| Resistencia IIIb | 16139 | 261 | 2489 | 1904 | 449 | 0 | 0 | 21241 |

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES M_{vu}

| TIPO | DC | | EV | EH | | LS | | |
|------------------|--------------------|--------------------|------|------------------|------------------|-----------------|------------------|----------|
| CARGA | DC _{estr} | DC _{losa} | EV | EH _{1y} | EH _{2y} | LS ₁ | LS _{2y} | Σ |
| M_v (kg-m/m) | 18620 | 491 | 3670 | 3173 | 748 | 902 | 1373 | Σ |
| $\gamma =$ | 0.9 | 0.9 | 1.0 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | M_{vu} |
| Resistencia Ia | 16758 | 442 | 3670 | 4760 | 1122 | 0 | 0 | 26751 |
| $\gamma =$ | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 1.75 | 1.75 | |
| Resistencia Ib | 23275 | 614 | 4955 | 4760 | 1122 | 1579 | 2403 | 38706 |
| $\gamma =$ | 0.9 | 0.9 | 1.0 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | |
| Resistencia IIIa | 16758 | 442 | 3670 | 4760 | 1122 | 0 | 0 | 26751 |
| $\gamma =$ | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1.50 | 1.50 | 0 | 0 | |
| Resistencia IIIb | 23275 | 614 | 4955 | 4760 | 1122 | 0 | 0 | 34725 |

**ESTRIBO SIN PUENTE
CARGAS HORIZONTALES H_u**

| TIPO | EH | | LS | |
|------------------|------------------|------------------|------------------|----------------|
| CARGA | EH _{1x} | EH _{2x} | LS _{2x} | |
| H (kg/m) = | 2851 | 671 | 1233 | Σ |
| γ= | 1.5 | 1.5 | 1.75 | H _u |
| Resistencia Ia | 4277 | 1007 | 2158 | 7441 |
| γ= | 1.5 | 1.5 | 1.75 | |
| Resistencia Ib | 4277 | 1007 | 2158 | 7441 |
| γ= | 1.5 | 1.5 | 0 | |
| Resistencia IIIa | 4277 | 1007 | 0 | 5283 |
| γ= | 1.5 | 1.5 | 0 | |
| Resistencia IIIb | 4277 | 1007 | 0 | 5283 |

**MOMENTO DE VUELCO POR
CARGAS HORIZONTALES M_{Hu}**

| TIPO | EH | | LS | |
|-------------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------|
| CARGA | EH _{1x} | EH _{2x} | LS _{2x} | |
| M _h (Kg-m/m) | 3507 | 1241 | 2281 | Σ |
| γ= | 1.5 | 1.5 | 1.75 | M _{Hu} |
| Resistencia Ia | 5261 | 1862 | 3992 | 11114 |
| γ= | 1.5 | 1.5 | 1.75 | |
| Resistencia Ib | 5261 | 1862 | 3992 | 11114 |
| γ= | 1.5 | 1.5 | 0 | |
| Resistencia IIIa | 5261 | 1862 | 0 | 7122 |
| γ= | 1.5 | 1.5 | 0 | |
| Resistencia IIIb | 5261 | 1862 | 0 | 7122 |

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

| Estado | V _u (Kg/m) | M _{Vu} (Kg-m/m) | M _{Hu} (Kg-m/m) | $x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m) | $e = \frac{B}{2} - x_o$ (m) | $e_{m\acute{a}x} = B/3$ (m) |
|------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--|--------------------------------|--------------------------------|
| Resistencia Ia | 16,004 | 26,751 | 11,114 | 0.977 | 0.273 | 0.833 OK! |
| Resistencia Ib | 22,874 | 38,706 | 11,114 | 1.206 | 0.044 | 0.833 OK! |
| Resistencia IIIa | 16,004 | 26,751 | 7,122 | 1.227 | 0.023 | 0.833 OK! |
| Resistencia IIIb | 21,241 | 34,725 | 7,122 | 1.299 | -0.049 | 0.833 OK! |

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:

$\mu = \text{tg } \delta = \text{tg } 24^\circ = 0.445$

(Tabla C3.11.5.3-1)

$\phi_T = 1.00$

(Tabla 11.5.7-1)

| Estados | V _u (Kg/m) | RESISTENTE (Kg/m) $F_f = \mu (\phi_T V_u)$ | ACTUANTE (Kg/m) H _u |
|------------------|--------------------------|---|-----------------------------------|
| Resistencia Ia | 16,004 | 7,202 | 7,441 N.S. |
| Resistencia Ib | 22,874 | 10,293 | 7,441 OK! |
| Resistencia IIIa | 16,004 | 7,202 | 5,283 OK! |
| Resistencia IIIb | 21,241 | 9,559 | 5,283 OK! |

El estado límite de Resistencia la no es satisfactorio por lo que colocamos un diente de concreto de sección 0.30mx0.30m. en la base tal como se muestra en la figura; consideramos además la resistencia pasiva del suelo sólo en el ámbito del diente.

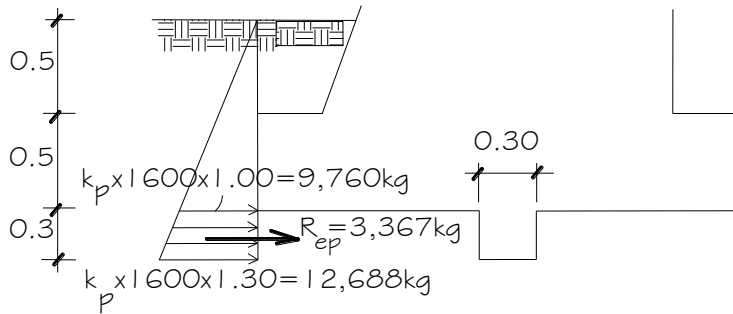


Fig. 5.20 Empuje pasivo actuando en el diente

De la Figura 3.11.5.4-1, el coeficiente de empuje pasivo es $k_p=7$ (con $\phi_f=31^\circ$ y $\Theta=90^\circ$). Así mismo el factor de reducción hallado por interpolación es $R=0.446$ (con $\delta/\phi_f=0$, para el suelo ubicado en la zona de la punta del estribo).

Luego:

$$k_p = R k_{p(\delta=0)}$$

$$k_p = 0.446(7) = 3.122$$

La resistencia pasiva es:

$$R_{ep} = 1/2(9,760\text{kg/m} + 12,688\text{kg/m}) \times 0.30\text{m} = 3,367\text{kg}$$

Para el estado límite de Resistencia la, agregando el diente de concreto se tiene:

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{ep} R_{ep} \tag{10.6.3.4}$$

Con:

$$\phi_T R_T = 7,202\text{kg}$$

$$\phi_{ep} = 0.50 \text{ (Tabla 10.5.5.2.2-1)}$$

$$R_{ep} = 3,367\text{kg}$$

$$R_R = 7,202\text{kg} + 0.50(3,367\text{kg}) = 8,886\text{kg} > 7,441\text{kg OK!}$$

c) Presiones actuantes en la base del estribo

| Estado | V_u (Kg/m) | M_{Vu} (Kg-m/m) | M_{Hu} (Kg-m/m) | $x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m) | $e = \frac{B}{2} - x_o$ (m) | $q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (kg/cm ²) | q_R (kg/cm ²) |
|------------------|-----------------|----------------------|----------------------|--|--------------------------------|---|--------------------------------|
| Resistencia I | 16,004 | 26,751 | 11,114 | 0.977 | 0.273 | 0.82 < | 2 OK! |
| Resistencia Ia | 22,874 | 38,706 | 11,114 | 1.206 | 0.044 | 0.95 < | 2 OK! |
| Resistencia III | 16,004 | 26,751 | 7,122 | 1.227 | 0.023 | 0.65 < | 2 OK! |
| Resistencia IIIa | 21,241 | 34,725 | 7,122 | 1.299 | -0.049 | 0.85 < | 2 OK! |

Nota.- Cuando la excentricidad es negativa, usar el ancho real B en el cálculo de presiones.

PROBLEMA 5.3 Diseñar el estribo de concreto armado mostrado para un puente simplemente apoyado de una sola vía. Las cargas verticales provenientes de la superestructura que inciden sobre el estribo son: $P_{DC}=12 \text{ Ton/m}$, $P_{DW}=1.8 \text{ Ton/m}$ y $P_{LL+IM}=9.494 \text{ Ton/m}$. La fuerza de frenado es $BR=1.99 \text{ ton/m}$. El relleno es de 7.00m de altura, el suelo es no cohesivo de peso unitario $\gamma_t=1925 \text{ kg/m}^3$, capacidad admisible $q_{adm}=2.67 \text{ kg/cm}^2$ ($FS=3$), ángulo de fricción interna $\phi_f=30^\circ$. Considerar un coeficiente sísmico de aceleración horizontal $PGA=0.3$ y coeficiente de sitio $F_{pga}=1.2$.

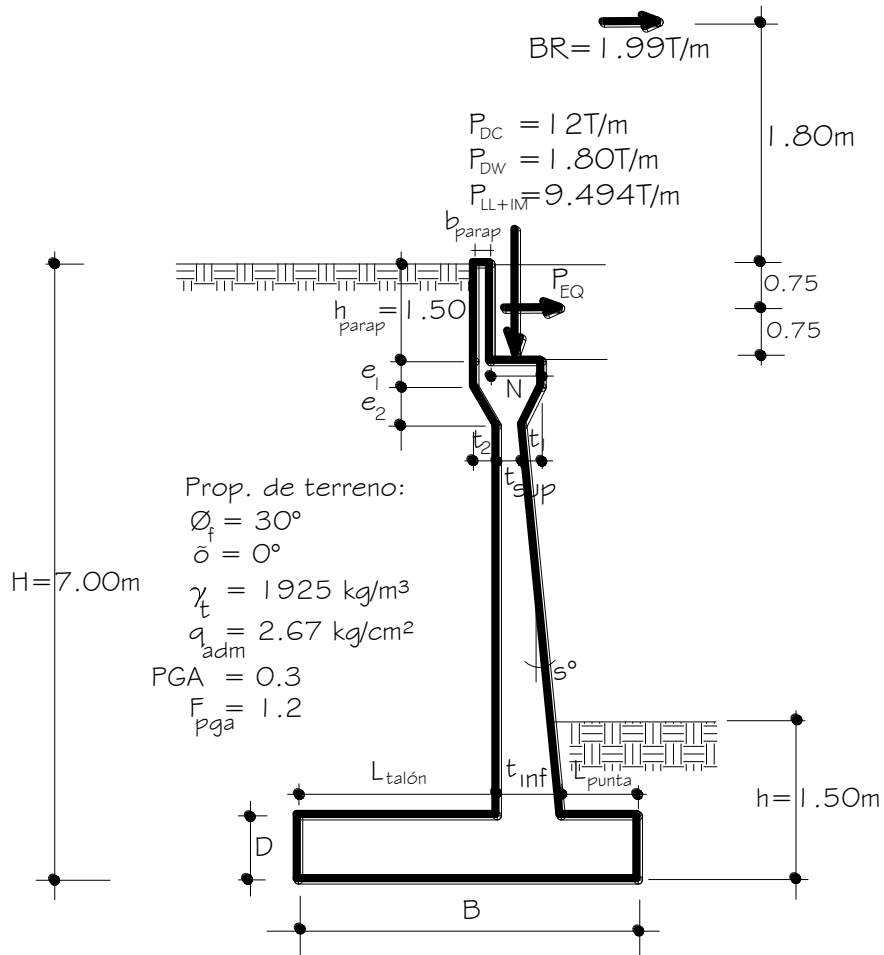


Fig. 5.21 Estribo en voladizo a diseñar

Solución.-

PRE-DIMENSIONADO

Para la altura $H=7.00\text{m}$, probamos una sección preliminar de estribo con:

$B = \text{ancho del cimiento} = 1/2H \sim 2/3H = 3.50\text{m} \sim 4.67\text{m}$ (adoptado $B=4.70\text{m}$)

$D = \text{altura del cimiento} = 0.1H = 0.70\text{m}$ (adoptado $D=1.10\text{m}$)

$L_{punta} = \text{longitud de punta} = B/3 = 1.57\text{m}$ (adoptado $L_{punta}=1.10\text{m}$)

$t_{sup} = \text{grosor menor de pantalla} = H/24 = 0.29\text{m}$ (adoptado $t_{sup \text{ min}}=0.30\text{m}$)

t_{inf} = grosor mayor de pantalla = $0.1H = 0.70m$ (adoptado $t_{inf}=0.90m$)

$N = 0.70m$ (adoptado) $> N_{min} = 0.24m$

N_{min} = longitud mínima de cajuela

$$= (200+0.0017L+0.0067H')(1+0.000125S^2) \quad (4.7.4.4-1)$$

$$= (200+0.0017 \times 20,000)(1+0.000125 \times 10.01^2)mm$$

con $L=20,000mm$, $H'=0$, $S^\circ=10.01^\circ$

$$= 0.24m.$$

Otras medidas adoptadas se muestran en la Fig. 5.22

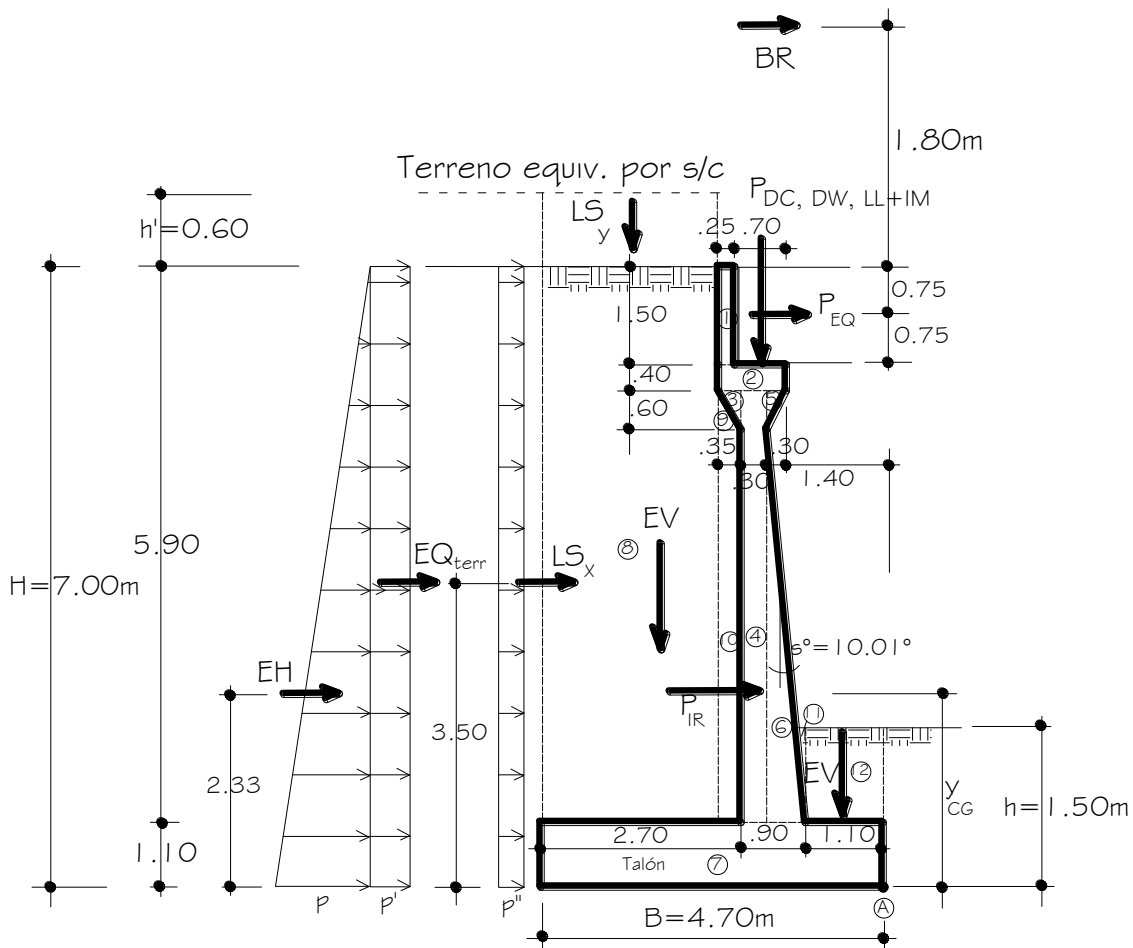


Fig. 5.22 Dimensiones propuestas para el cálculo del estribo

CASO I – ESTRIBO CON PUENTE**CARGAS VERTICALES** (considerando franjas de 1 m de longitud de estribo)Cargas DC

Peso propio estribo de concreto armado (DC):

| Elemento | Volumen (m ³) | DC (Ton/m) | X _A (m) | Y _A (m) | X _A .DC (Ton-m/m) | Y _A .DC (Ton-m/m) |
|----------|---------------------------|------------|--------------------|--------------------|------------------------------|------------------------------|
| 1 | 0.375 | 0.900 | 2.225 | 6.250 | 2.00 | 5.63 |
| 2 | 0.380 | 0.912 | 1.875 | 5.300 | 1.71 | 4.83 |
| 3 | 0.105 | 0.252 | 2.117 | 4.900 | 0.53 | 1.23 |
| 4 | 1.200 | 2.880 | 1.850 | 3.100 | 5.33 | 8.93 |
| 5 | 0.090 | 0.216 | 1.600 | 4.900 | 0.35 | 1.06 |
| 6 | 1.020 | 2.448 | 1.500 | 2.233 | 3.67 | 5.47 |
| 7 | 5.170 | 12.408 | 2.350 | 0.550 | 29.16 | 6.82 |
| Σ= | | 20.016 | | | 42.75 | 33.97 |

$$DC=20.02 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = \frac{42.75}{20.016} = 2.136 \text{ m}, \quad Y_A = \frac{33.97}{20.016} = 1.697 \text{ m}$$

Peso propio superestructura:

$$P_{DC} = 12.00 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 1.75 \text{ m}$$

Cargas DW

Peso asfalto en superestructura:

$$P_{DW} = 1.80 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 1.75 \text{ m}$$

Cargas EV (peso del terreno)

| Elemento | Volumen (m ³) | EV (Ton/m) | X _A (m) | Y _A (m) | X _A .EV (Ton-m/m) | Y _A .EV (Ton-m/m) |
|----------|---------------------------|------------|--------------------|--------------------|------------------------------|------------------------------|
| 8 | 13.865 | 26.690 | 3.525 | 4.050 | 94.08 | 108.10 |
| 9 | 0.105 | 0.202 | 2.233 | 4.700 | 0.45 | 0.95 |
| 10 | 1.190 | 2.291 | 2.175 | 2.800 | 4.98 | 6.41 |
| 11 | 0.014 | 0.027 | 1.124 | 1.367 | 0.03 | 0.04 |
| 12 | 0.440 | 0.847 | 0.550 | 1.300 | 0.47 | 1.10 |
| Σ= | | 30.057 | | | 100.01 | 116.60 |

$$EV=30.057 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = \frac{100.01}{30.057} = 3.327 \text{ m}, \quad Y_A = \frac{116.60}{30.057} = 3.879 \text{ m}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$P_{LL+IM} = 9.494 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 1.75 \text{ m}$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C: (Tabla 3.11.6.4-1)

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para $H = 7.00 \text{ m}$, $h' = 0.60 \text{ m}$.

Terreno equivalente extendido en 2.35m del talón del estribo:

$$LS_y = 2.35 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 1.925 \text{ Ton/m}^3 = 2.71 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 3.525 \text{ m}$$

Resumen Cargas Verticales

| CARGA | TIPO | V (Ton/m) | X_A (m) | M_V (Ton-m/m) |
|-------------|-------|-----------|-----------|-----------------|
| DC | DC | 20.02 | 2.136 | 42.75 |
| P_{DC} | DC | 12.00 | 1.750 | 21.00 |
| P_{DW} | DW | 1.80 | 1.750 | 3.15 |
| EV | EV | 30.06 | 3.327 | 100.01 |
| P_{LL+IM} | LL+IM | 9.49 | 1.750 | 16.61 |
| LS_y | LS | 2.71 | 3.525 | 9.57 |
| $\Sigma =$ | | 76.08 | | 193.09 |

CARGAS HORIZONTALES (considerando franjas de 1 m de longitud de estribo)Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

ϕ_f = ángulo de fricción interna = 30°

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

Para $\delta = \beta = 0^\circ$ y $\theta = 90^\circ$, las fórmulas AASHTO (3.11.5.3-1) y (3.11.5.3-2) se convierten en:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$$

Cargas actuantes:

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$p'' = K_a h' \gamma_t = (0.333)(0.60\text{m})(1.925\text{Ton/m}^3) = 0.385 \text{ Ton/m}^2$$

$$LS_x = H(p'') = 7.00\text{m}(0.385\text{Ton/m}^2)$$

$$LS_x = 2.70 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 3.50\text{m}$$

Cargas EH (presión lateral del terreno)

Por 7.00m de terreno:

$$p = K_a H \gamma_t = (0.333)(7.00\text{m})(1.925\text{Ton/m}^3) = 4.492 \text{ Ton/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} H (p) = \frac{1}{2}(7.00\text{m})(4.492 \text{ Ton/m}^2)$$

$$EH = 15.72 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 2.333\text{m}$$

Cargas EQ (acción sísmica)

a) Efecto combinado de PAE y PIR

Presión estática del terreno más su efecto dinámico (PAE):

$\phi =$ ángulo de fricción interna = 30°

$\delta =$ ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

$i =$ ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

$\beta' =$ ángulo de inclinación del muro con la vertical = 0°

$k_{ho} = F_{pga}(PGA) = 1.2(0.3) = 0.36$

(Art. 11.6.5.2.1)

$k_h =$ coeficiente de aceleración horizontal = $0.5k_{ho} = 0.18$

(C11.6.5.2.2)

$k_v =$ coeficiente de aceleración vertical = 0

(C11.6.5.2.2)

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 10.20^\circ$$

Como $\phi = 30^\circ > i + \theta' = 0^\circ + 10.20^\circ = 10.20^\circ$ (11.6.5.3-1), el coeficiente de presión activa sísmica del terreno es:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \beta')}{\cos \theta' \cos^2 \beta' \cos(\delta + \beta' + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right]^2} \quad (\text{A.11.3.1-1})$$

$$K_{AE} = 0.457$$

Entonces:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma_t H^2 \quad (11.6.5.3-2)$$

$$= \frac{1}{2}(0.457)(1.925 \text{ Ton/m}^3)(7\text{m})^2$$

$$P_{AE} = 21.55\text{T/m}$$

Acción sísmica del terreno (EQ_{terr}):

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH$$

$$EQ_{terr} = 21.55\text{T/m} - 15.72\text{T/m} = 5.83 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 3.50\text{m}$$

Fuerza inercial del estribo (P_{IR})

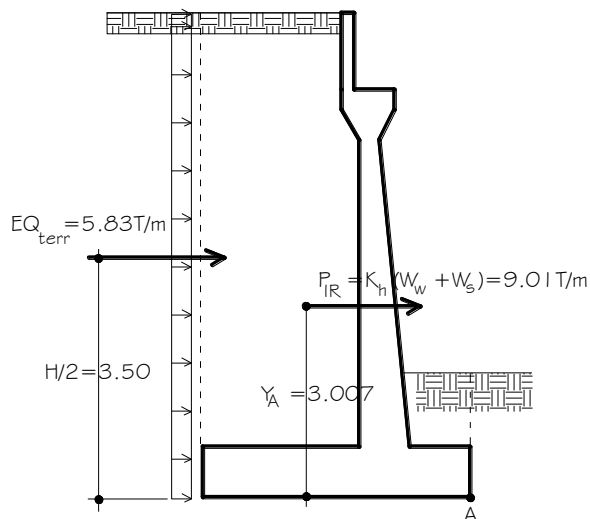


Fig. 5.23 Acción sísmica del terreno y la fuerza inercial actuando sobre el estribo

Como:

$$W_w + W_s = \text{peso del estribo y terreno tributario}$$

$$= 20.02 + 30.06 = 50.08\text{Ton/m}$$

$$P_{IR} = K_h(W_w + W_s) \quad (11.6.5.1-1)$$

$$P_{IR} = 0.18 \times 50.08\text{Ton/m}$$

$$P_{IR} = 9.01\text{Ton/m}$$

$$Y_A = \text{C.G. del estribo y terreno tributario}$$

$$Y_A = \frac{20.02T/m(1.697m) + 30.06T/m(3.879m)}{50.08T/m} = 3.007m$$

Efecto combinado de P_{AE} y P_{IR}

De acuerdo al Art. 11.6.5.1, debemos tomar el resultado más conservador de:

- P_{AE}+0.5P_{IR} = 26.05T/m
- (0.5P_{AE}>EH)+P_{IR} = 24.73T/m

Consideramos entonces la primera expresión que por simple inspección es crítica tanto en carga como en momento. Al valor de P_{AE} le descontamos la presión estática del terreno (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga:

$$EQ_{terr} = P_{AE}-EH=5.83T/m$$

$$0.5P_{IR} = 4.51T/m$$

b) Carga sísmica por superestructura (P_{EQ}):

El Art. 3.10.9.1 AASHTO LRFD establece para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, una solicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s y la carga permanente tributaria, es decir:

$$P_{EQ}=P_{DC+DW} (A_s)=13.8Ton/m \times 0.36$$

$$P_{EQ}=4.97 Ton/m$$

$$Y_A = 6.25m$$

siendo:

$$A_s = F_{pga}(PGA)=k_{ho} \quad (3.10.4.2-2 \text{ y } 11.6.5.2.1)$$

$$A_s = 1.2(0.3) = 0.36$$

Carga BR (frenado)

$$BR= 1.99 Ton/m$$

$$Y_A = 8.80m$$

Resumen Cargas Horizontales

| CARGA | TIPO | H (Ton/m) | Y _A (m) | M _H (Ton-m/m) |
|--------------------|------|-----------|--------------------|--------------------------|
| LS _x | LS | 2.70 | 3.500 | 9.43 |
| EH | EH | 15.72 | 2.333 | 36.68 |
| EQ _{terr} | EQ | 5.83 | 3.500 | 20.41 |
| 0.5P _{IR} | EQ | 4.51 | 3.007 | 13.56 |
| P _{EQ} | EQ | 4.97 | 6.250 | 31.06 |
| BR | BR | 1.99 | 8.800 | 17.51 |
| Σ= | | 35.72 | | 128.65 |

A) ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables en este caso y con un valor $n=n_D n_R n_I = 1$

Para el chequeo de estabilidad al **vuelco y deslizamiento** observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (LSx, EH, EQ y BR) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LSy) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Resistencia Ia.

Para el chequeo de **presiones en la base** empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el terreno. A este caso lo denominaremos Resistencia Ib.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presiones también aplicamos el estado límite de Evento Extremo I con los coeficientes señalados en la Tabla 3.4.1-1 (ó la Fig. C11.5.6-4), AASHTO LRFD.

El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

FACTORES DE CARGA UTILIZADOS

| ESTADO LÍMITE | γ_{DC} | γ_{DW} | γ_{EV} | γ_{LL+IM} | γ_{LSy} | γ_{LSx} | γ_{EH} | γ_{EQ} | γ_{BR} | Aplicación |
|----------------|---------------|---------------|---------------|------------------|----------------|----------------|---------------|---------------|---------------|-------------------------------|
| Resistencia Ia | 0.90 | 0.65 | 1.00 | - | - | 1.75 | 1.50 | - | 1.75 | Deslizamiento y vuelco |
| Resistencia Ib | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | 1.50 | - | 1.75 | Presiones |
| Ev. Extremo I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | Deslizam., vuelco y presiones |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | - | 1.00 | Agrietamiento |

**ESTRIBO CON PUENTE
CARGAS VERTICALES (Vu)**

| TIPO | DC | | DW | EV | LL+IM | LS | $\Sigma =$ |
|-----------------|--------|-----------------|-----------------|-------|--------------------|-----------------|----------------------|
| CARGA | DC | P _{DC} | P _{DW} | EV | P _{LL+IM} | LS _y | V _u (Ton) |
| V(Ton)= | 20.02 | 12.00 | 1.80 | 30.06 | 9.49 | 2.71 | 76.08 |
| $\gamma = 0.9$ | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 60.05 |
| Resistencia Ia | 18.018 | 10.8 | 1.17 | 30.06 | 0 | 0 | |
| $\gamma = 1.25$ | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 104.66 |
| Resistencia Ib | 25.03 | 15.00 | 2.70 | 40.58 | 16.61 | 4.74 | |
| $\gamma = 1$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.5 | 0.5 | 69.98 |
| Ev. Extremo I | 20.02 | 12.00 | 1.80 | 30.06 | 4.75 | 1.36 | |
| $\gamma = 1$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 76.08 |
| Servicio I | 20.02 | 12 | 1.8 | 30.06 | 9.49 | 2.71 | |

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (Mvu)

| TIPO | DC | | DW | EV | LL+IM | LS | $\Sigma =$ |
|-----------------|-------|-----------------|-----------------|--------|--------------------|-----------------|-----------------------|
| CARGA | DC | P _{DC} | P _{DW} | EV | P _{LL+IM} | LS _y | M _{vu} (Ton) |
| Mv(Ton-m)= | 42.75 | 21.00 | 3.15 | 100.01 | 16.61 | 9.57 | 193.09 |
| $\gamma = 0.9$ | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 159.43 |
| Resistencia Ia | 38.48 | 18.90 | 2.05 | 100.01 | 0.00 | 0.00 | |
| $\gamma = 1.25$ | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 265.24 |
| Resistencia Ib | 53.44 | 26.25 | 4.73 | 135.01 | 29.07 | 16.75 | |
| $\gamma = 1$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.5 | 0.5 | 180.00 |
| Ev. Extremo I | 42.75 | 21.00 | 3.15 | 100.01 | 8.31 | 4.79 | |
| $\gamma = 1$ | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 193.09 |
| Servicio I | 42.75 | 21.00 | 3.15 | 100.01 | 16.61 | 9.57 | |

CARGAS HORIZONTALES H_u

| TIPO | LS | EH | EQ | | | BR | $\Sigma=$ |
|----------------|--------|-------|-------------|-------------|----------|------|-------------|
| CARGA | LS_x | EH | EQ_{terr} | $0.5P_{IR}$ | P_{EQ} | BR | H_u (Ton) |
| H (Ton)= | 2.70 | 15.72 | 5.83 | 4.51 | 4.97 | 1.99 | 35.72 |
| $\gamma =$ | 1.75 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 1.75 | 31.79 |
| Resistencia Ia | 4.73 | 23.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.48 | |
| $\gamma =$ | 1.75 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 1.75 | 31.79 |
| Resistencia Ib | 4.73 | 23.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.48 | |
| $\gamma =$ | 0.5 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.5 | 33.38 |
| Ev. Extremo I | 1.35 | 15.72 | 5.83 | 4.51 | 4.97 | 1.00 | |
| $\gamma =$ | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 20.41 |
| Servicio I | 2.70 | 15.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.99 | |

MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES M_{Hu}

| TIPO | LS | EH | EQ | | | BR | $\Sigma=$ |
|----------------|--------|-------|-------------|-------------|----------|-------|----------------|
| CARGA | LS_x | EH | EQ_{terr} | $0.5P_{IR}$ | P_{EQ} | BR | M_{Hu} (T-m) |
| M_H (Ton)= | 9.43 | 36.68 | 20.41 | 13.56 | 31.06 | 17.51 | 128.65 |
| $\gamma =$ | 1.75 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 1.75 | 102.17 |
| Resistencia Ia | 16.50 | 55.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 30.64 | |
| $\gamma =$ | 1.75 | 1.5 | 0 | 0 | 0 | 1.75 | 102.17 |
| Resistencia Ib | 16.50 | 55.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 30.64 | |
| $\gamma =$ | 0.5 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.5 | 115.18 |
| Ev. Extremo I | 4.72 | 36.68 | 20.41 | 13.56 | 31.06 | 8.76 | |
| $\gamma =$ | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 63.62 |
| Servicio I | 9.43 | 36.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 17.51 | |

B) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Cálculo de $e_{m\acute{a}x}$:

- Estado límite de Resistencia (Art. 11.6.3.3)
Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 9/10 centrales ($e \leq 0.45B$).

En nuestro caso $e_{m\acute{a}x} = B/3 = 4.70m/3 = 1.57m$

- Estado límite de Evento Extremo (Art. 11.6.5.1)
Cuando $\gamma_{EQ} = 0$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq B/3$).

Cuando $\gamma_{EQ} = 1$, mantener la resultante dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq 2/5B$).

Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $\gamma_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite $e \leq (1/30)B$.

Es decir $e_{m\acute{a}x} = (1/30)B = (0.367)4.70m = 1.72m$

| Estado | V_u (Ton/m) | M_{Vu} (Ton-m/m) | M_{Hu} (Ton-m/m) | $x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m) | $e = \frac{B}{2} - x_o$ (m) | $e_{max}(m)$ |
|------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|--|--------------------------------|--------------|
| Resistencia Ia | 60.05 | 159.43 | 102.17 | 0.95 | 1.40 | 1.57 O.K! |
| Resistencia Ib | 104.66 | 265.24 | 102.17 | 1.56 | 0.79 | 1.57 O.K! |
| Evento Extremo I | 69.98 | 180.00 | 115.18 | 0.93 | 1.42 | 1.72 O.K! |

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:

$\mu = \text{tg } \phi_f = \text{tg}30^\circ = 0.577$ (Art. 10.6.3.3 y Tabla C3.11.5.3-1)

$\phi_r = 1.00$, estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)

$= 1.00$, estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)

| Estados | V_u (Ton/m) | RESISTENTE (Ton/m) $F_f = \mu (\phi_r V_u)$ | ACTUANTE (Ton/m) H_u |
|------------------|------------------|--|---------------------------|
| Resistencia Ia | 60.05 | 34.65 | 31.79 O.K! |
| Resistencia Ib | 104.66 | 60.39 | 31.79 O.K! |
| Evento Extremo I | 69.98 | 40.38 | 33.38 O.K! |

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

1) Estado límite de Resistencia, con $\phi_b = 0.55$: (Tabla 11.5.7-1)

$q_R = \phi_b q_n$ (10.6.3.1.1-1)

$q_R = \phi_b (FS \cdot q_{adm}) = 0.55(3 \times 2.67 \text{ kg/cm}^2) = 4.41 \text{ kg/cm}^2$

2) Estado límite de Evento Extremo, con $\phi_b = 1.00$: (Art. 11.5.8)

$q_R = \phi_b q_n$ (10.6.3.1.1-1)

$q_R = \phi_b (FS \cdot q_{adm}) = 1.00(3 \times 2.67 \text{ kg/cm}^2) = 8.01 \text{ kg/cm}^2$

3) Estado límite de Servicio:

$q_{adm} = 2.67 \text{ kg/cm}^2$

| Estado | V_u (Ton/m) | M_{Vu} (Ton-m/m) | M_{Hu} (Ton-m/m) | $x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m) | $e = \frac{B}{2} - x_o$ (m) | $q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (kg/cm ²) |
|------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|--|--------------------------------|---|
| Resistencia Ia | 60.05 | 159.43 | 102.17 | 0.95 | 1.40 | 3.15 < 4.41 O.K! |
| Resistencia Ib | 104.66 | 265.24 | 102.17 | 1.56 | 0.79 | 3.36 < 4.41 O.K! |
| Evento Extremo I | 69.98 | 180.00 | 115.18 | 0.93 | 1.42 | 3.78 < 8.01 O.K! |
| Servicio I | 76.08 | 193.09 | 63.62 | 1.70 | 0.65 | 2.24 < 2.67 O.K! |

CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE

A) ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

**ESTRIBO SIN PUENTE
CARGAS VERTICALES (Vu)**

| TIPO | DC | EV | LS | Σ= |
|----------------|--------|-------|-----------------|----------------------|
| CARGA | DC | EV | LS _y | V _u (Ton) |
| V(Ton)= | 20.02 | 30.06 | 2.71 | 52.79 |
| γ = | 0.9 | 1 | 0 | |
| Resistencia Ia | 18.018 | 30.06 | 0 | 48.08 |
| γ = | 1.25 | 1.35 | 1.75 | |
| Resistencia Ib | 25.03 | 40.58 | 4.74 | 70.35 |
| γ = | 1 | 1 | 0.5 | |
| Ev. Extremo I | 20.02 | 30.06 | 1.36 | 51.44 |
| γ = | 1 | 1 | 1 | |
| Servicio I | 20.02 | 30.06 | 2.71 | 52.79 |

CARGAS HORIZONTALES (Hu)

| TIPO | LS | EH | EQ | Σ= | |
|----------------|-----------------|-------|--------------------|--------------------|----------------------|
| CARGA | LS _x | EH | Eq _{terr} | 0.5P _{IR} | H _u (Ton) |
| H (Ton)= | 2.70 | 15.72 | 5.83 | 4.51 | 28.76 |
| γ = | 1.75 | 1.5 | 0 | 0 | |
| Resistencia Ia | 4.73 | 23.58 | 0.00 | 0.00 | 28.31 |
| γ = | 1.75 | 1.5 | 0 | 0 | |
| Resistencia Ib | 4.73 | 23.58 | 0.00 | 0.00 | 28.31 |
| γ = | 0.5 | 1 | 1 | 1 | |
| Ev. Extremo I | 1.35 | 15.72 | 5.83 | 4.51 | 27.41 |
| γ = | 1 | 1 | 0 | 0 | |
| Servicio I | 2.70 | 15.72 | 0.00 | 0.00 | 18.42 |

**MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS
VERTICALES (M_{Vu})**

| TIPO | DC | EV | LS | Σ= |
|----------------|-------|--------|-----------------|-----------------------|
| CARGA | DC | EV | LS _y | M _{Vu} (Ton) |
| Mv(Ton-m)= | 42.75 | 100.01 | 9.57 | 152.33 |
| γ = | 0.9 | 1 | 0 | |
| Resistencia Ia | 38.48 | 100.01 | 0.00 | 138.49 |
| γ = | 1.25 | 1.35 | 1.75 | |
| Resistencia Ib | 53.44 | 135.01 | 16.75 | 205.20 |
| γ = | 1 | 1 | 0.5 | |
| Ev. Extremo I | 42.75 | 100.01 | 4.79 | 147.55 |
| γ = | 1 | 1 | 1 | |
| Servicio I | 42.75 | 100.01 | 9.57 | 152.33 |

**MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS
HORIZONTALES (M_{Hu})**

| TIPO | LS | EH | EQ | Σ= | |
|-----------------------|-----------------|-------|--------------------|--------------------|-----------------------|
| CARGA | LS _x | EH | Eq _{terr} | 0.5P _{IR} | M _{Hu} (T-m) |
| M _H (Ton)= | 9.43 | 36.68 | 20.41 | 13.56 | 80.08 |
| γ = | 1.75 | 1.5 | 0 | 0 | |
| Resistencia Ia | 16.50 | 55.02 | 0.00 | 0.00 | 71.52 |
| γ = | 1.75 | 1.5 | 0 | 0 | |
| Resistencia Ib | 16.50 | 55.02 | 0.00 | 0.00 | 71.52 |
| γ = | 0.5 | 1 | 1 | 1 | |
| Ev. Extremo I | 4.72 | 36.68 | 20.41 | 13.56 | 75.37 |
| γ = | 1 | 1 | 0 | 0 | |
| Servicio I | 9.43 | 36.68 | 0.00 | 0.00 | 46.11 |

B) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

| Estado | V _u (Ton/m) | M _{Vu} (Ton-m/m) | M _{Hu} (Ton-m/m) | $x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m) | $e = \frac{B}{2} - x_o$ (m) | $e_{max} = B/3$ (m) |
|------------------|---------------------------|------------------------------|------------------------------|--|--------------------------------|------------------------|
| Resistencia Ia | 48.08 | 138.49 | 71.52 | 1.39 | 0.96 | 1.57 O.K! |
| Resistencia Ib | 70.35 | 205.20 | 71.52 | 1.90 | 0.45 | 1.57 O.K! |
| Evento Extremo I | 51.44 | 147.55 | 75.37 | 1.40 | 0.95 | 1.72 O.K! |

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:

$\mu = \text{tg } \emptyset_f = \text{tg } 30^\circ = 0.577$

(Art. 10.6.3.3)

$\emptyset_\tau = 1.00$, estado límite de Resistencia

(Tabla 11.5.7-1)

= 1.00, estado límite de Evento Extremo

(Art. 11.5.8)

| Estados | V _u (Ton/m) | RESISTENTE (Ton/m) $F_f = \mu (\emptyset_\tau V_u)$ | ACTUANTE (Ton/m) H _u |
|------------------|---------------------------|--|------------------------------------|
| Resistencia Ia | 48.08 | 27.74 | 28.31 N.S. |
| Resistencia Ib | 70.35 | 40.59 | 28.31 O.K! |
| Evento Extremo I | 51.44 | 29.68 | 27.41 O.K! |

El estado límite de Resistencia Ia, no es satisfactorio. Haciendo uso de la resistencia pasiva proporcionada por un diente de concreto de sección 0.40mx0.40m. se tiene:

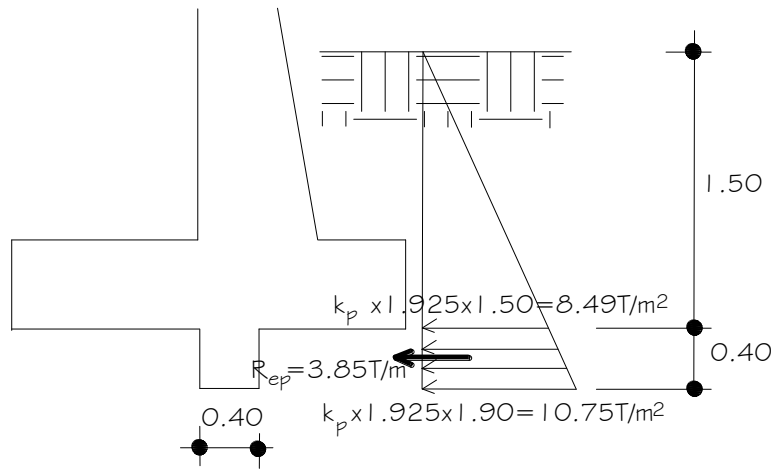


Fig. 5.24 Resistencia pasiva actuando en el diente

Para el estado límite de Resistencia aplicamos el método estático proveído en 3.11.5.4 y Fig. 3.11.5.4-1 de las Especificaciones AASHTO. El coeficiente de empuje pasivo es $k_p=6.3$ (con $\phi_f=30^\circ$ y $\theta=90^\circ$) y el factor de reducción hallado por interpolación es $R=0.467$ (con $\delta/\phi_f=0$).

Luego:

$$k_p = Rk_{p(\delta=0)}$$

$$k_p = 0.467(6.3) = 2.94$$

La resistencia pasiva es:

$$R_{ep} = 1/2(10.75T/m^2 + 8.49T/m^2) \times 0.40m = 3.85T/m$$

Para el estado límite de Resistencia Ia, agregando el diente de concreto se tiene:

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{ep} R_{ep} \tag{10.6.3.4-1}$$

Con:

$$\phi_T R_T = 27.74T/m$$

$$\phi_{ep} = 0.5$$

$$R_{ep} = 3.85T/m$$

(Tabla 10.5.5.2.2-1)

$$R_R = 27.74T/m + 0.5(3.85T/m) = 29.67T/m > 28.31T/m \text{ OK!}$$

c) Presiones actuantes en la base del estribo

| Estado | V_u (Ton/m) | M_{vu} (Ton-m/m) | M_{hu} (Ton-m/m) | $x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m) | $e = \frac{B}{2} - x_o$ (m) | $q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (kg/cm ²) |
|------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|--|--------------------------------|---|
| Resistencia Ia | 48.08 | 138.49 | 71.52 | 1.39 | 0.96 | 1.73 < 4.41 O.K! |
| Resistencia Ib | 70.35 | 205.20 | 71.52 | 1.90 | 0.45 | 1.85 < 4.41 O.K! |
| Evento Extremo I | 51.44 | 147.55 | 75.37 | 1.40 | 0.95 | 1.83 < 8.01 O.K! |
| Servicio I | 52.79 | 152.33 | 46.11 | 2.01 | 0.34 | 1.31 < 2.67 O.K! |

CÁLCULO DEL ACERO

1) DISEÑO DE PANTALLA

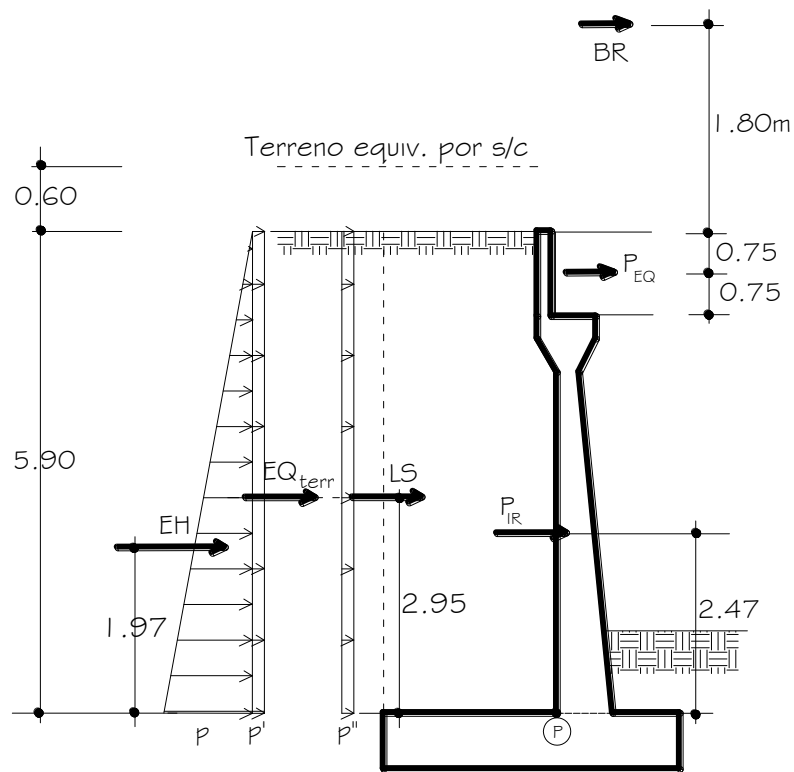


Fig. 5.25 Cargas consideradas para el diseño de la pantalla

CARGAS EN BASE DE PANTALLA

| CARGA | CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m) | Carga(Ton) | Y _p (m) | M(T-m) |
|--------------------|---|--|--------------------|--------|
| LS | $p''=0.333 \times 0.60 \times 1.925=0.385$ | $0.385 \times 5.90 = 2.27$ | 2.95 | 6.70 |
| EH | $p=0.333 \times 5.90 \times 1.925=3.786$ | $0.5 \times 5.90 \times 3.786 = 11.17$ | 1.97 | 22.00 |
| EQ _{terr} | $p'=0.5(0.457-0.333)5.9 \times 1.925=0.704$ | $0.704 \times 5.90 = 4.15$ | 2.95 | 12.25 |
| 0.5P _{IR} | - | 0.68 | 2.47 | 1.68 |
| P _{EQ} | - | 4.97 | 5.15 | 25.60 |
| BR | - | 1.99 | 7.70 | 15.32 |

Para el diseño estructural calculamos P_{IR} sin incluir la masa del suelo sobre el talón (C11.6.5.1):

$$W_{est} = \text{peso pantalla} = 7.61 \text{ T/m}$$

$$K_{\eta} = 0.18$$

$$P_{IR} = K_{\eta} \cdot W_{est} = 0.18 \times 7.61 \text{ T/m} = 1.37 \text{ T/m} \quad (11.6.5.1-1)$$

$$Y_p = \text{C.G. de la pantalla desde el punto P} = 2.47 \text{ m}$$

Carga del terreno más su acción dinámica:

$$P_{AE} = EH + EQ_{terr} = 11.17 + 4.15 = 15.32 \text{ T/m}$$

De acuerdo al Art. 11.6.5.1 debemos tomar el resultado más conservador de:

- $P_{AE} + 0.5P_{IR} = 16.01T/m$
- $(0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 12.54T/m$

Consideraremos la primera expresión que por simple inspección es crítica tanto en corte como en momento. Al valor de P_{AE} le descontamos la presión estática del terreno (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga:

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 4.15T/m$$

$$0.5P_{IR} = 0.68T/m$$

a) Acero Por Flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$\begin{aligned} M_u &= n[1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR}] && \text{(Tabla 3.4.1-1)} \\ &= 1.00[1.75(6.70T-m) + 1.50(22.00T-m) + 1.75(15.32T-m)] \\ &= 71.54T-m \end{aligned}$$

Estado límite de Evento Extremo I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$\begin{aligned} M_u &= n[0.50M_{LS} + 1.00M_{EH} + 1.00M_{EQ} + 0.50M_{BR}] && \text{(Tabla 3.4.1-1 y Fig. C11.5.6-4)} \\ &= 1.00[0.50(6.70T-m) + 1.0(22.00T-m) + 1.0(12.25 + 1.68 + 25.60)T-m \\ &\quad + 0.50(15.32T-m)] = 72.54T-m \end{aligned}$$

Con $M_u = 72.54T-m$, $A_s = 1\emptyset 3/4"$, recubrimiento $r = 5.0cm$ (Tabla 5.10.1-1)

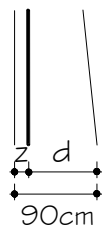


Fig. 5.26 Peralte efectivo considerado

$$\begin{aligned} z &= 5.0 + \frac{1.905}{2} = 5.95 \text{ cm} \\ d &= 90\text{cm} - 5.95\text{cm} = 84.05\text{cm} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 4.98 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{72.54 \times 10^5}{1.0 \times 4200 (84.05 - \frac{a}{2})} = 21.17 \text{ cm}^2, s_{\emptyset 3/4"} = \frac{2.84}{21.17} = 0.13 \text{ m}$$

$$\phi_f = 1.0 \text{ para estado límite de Evento Extremo} \quad (\text{Art. 11.5.8})$$

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) M_{cr} = 1.1 f_r S = 1.1 (29.13 \text{ kg/cm}^2) (135,000 \text{ cm}^3) = 43.26 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_c'} \text{ MPa} = 2.0 \sqrt{f_c'} \text{ kg/cm}^2 = 2.0 \sqrt{210} = 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(90)^2/6 = 135,000 \text{ cm}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 1.33(72.54 \text{ T-m}) = 96.48 \text{ T-m}$$

El menor valor es 43.26 T-m y la cantidad de acero calculada (21.17 cm^2) resiste $M_u = 72.54 \text{ T-m} > 43.26 \text{ T-m}$ OK!

USAR $\emptyset 3/4"$ @ 0.13 m

b) As de temperatura

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10.6-1)$$

Tomando un espesor promedio de pantalla: $\frac{1}{2}(0.90 \text{ m} + 0.30 \text{ m}) = 0.60 \text{ m}$, y una altura: $5.90 \text{ m} - 2.50 \text{ m} = 3.40 \text{ m}$:

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18(340 \times 60)}{2(340 + 60)} = 4.59 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2 / \text{m} \leq A_{s \text{ temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10.6-2)$$

$$\text{Usando } \emptyset 1/2" \text{ (} 1.29 \text{ cm}^2 \text{), la separación será: } s = \frac{1.29}{4.59} = 0.28 \text{ m}$$

$$s_{\text{máx}} = 3t = 3(0.60) = 1.80 \text{ m y } s_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m} \quad (\text{Art. 5.10.6})$$

USAR $\emptyset 1/2"$ @ 0.28 M

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

c) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.6.7)

Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0.13m de ancho, para el diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_s = n(1.0M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{BR}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_s = 1.0[1.0 \times (6.70) + 1.0 \times (22.00) + 1.0 \times (15.32)]$$

$$M_s = 44.02 \text{ T-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.13m:

$$M_s = 44.02 \text{ T-m/m} \times 0.13 \text{ m} = 5.72 \text{ T-m}$$

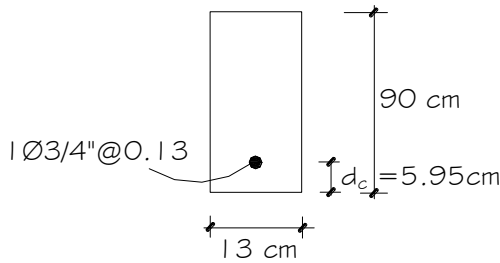


Fig. 5.27 Franja de pantalla para el cálculo

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{210} = 221,718 \text{ kg/cm}^2 \quad (C5.4.2.4-3)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{221,718 \text{ kg/cm}^2} = 9$$

$$d_c = \text{recub} + \frac{\varnothing}{2}$$

$$d_c = 5.0 \text{ cm} + \frac{1.905 \text{ cm}}{2} = 5.95 \text{ cm}$$

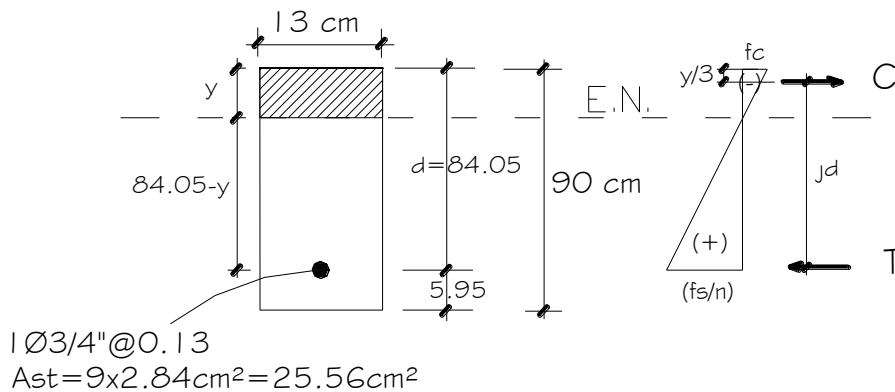


Fig. 5.28 Determinación de la posición de eje neutro

Área de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 9(2.84 \text{ cm}^2) = 25.56 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y :

$$13y (y/2) = 25.56(84.05-y)$$

$$y = 16.32 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 84.05 \text{ cm} - \frac{16.32 \text{ cm}}{3} = 78.61 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero será:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = \frac{5.72 \times 10^5}{(78.61)(2.84)} = 2,562 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ss} = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)} = 1 + \frac{5.95}{0.7(90-5.95)} = 1.10 \quad (5.6.7-2)$$

Para condición de exposición severa, con $\gamma_e=0.75$:

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{125,000(0.75)}{1.10(2,520)} - 2(5.95) = 21.9 \text{ cm} > 13 \text{ cm OK!}$$

d) Revisión por corte

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un muro de contención; sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal. Por simplicidad tomaremos la sección crítica en la base de la pantalla aunque puede ser tomada a una distancia igual al peralte efectivo desde la base.

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$, tomando una franja de estribo de 1.0m es:

$$V_u = n[1.75 V_{LS} + 1.50 V_{EH} + 1.75 V_{BR}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.00[1.75(2.27T) + 1.50(11.17T) + 1.75(1.99T)]$$

$$= 24.21T$$

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Evento Extremo I, con $n = n_D n_R n_1 = 1$, es:

$$V_u = n[0.5 V_{LS} + 1.00 V_{EH} + 1.00 V_{EQ} + 0.5 V_{BR}] \quad \text{(Tabla 3.4.1-1 y Fig. C11.5.6-4)}$$

$$= 1.00[0.5(2.27T) + 1.0(11.17T) + 1.0(4.15T + 0.68T + 4.97T) + 0.5(1.99T)] = 23.10T$$

Tomamos $V_u = 24.21T$ que corresponde al estado límite de Resistencia I
El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1-1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

siendo V_n el menor de:

$$\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.7.3.3-1) \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p & (5.7.3.3-2) \end{cases}$$

con $\beta = 1.17^*$: $V_c = 0.265\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$

$$V_c = 0.265(1.17)\sqrt{210}(100 \times 81.56) = 36.65T$$

donde:

$$b_v = \text{ancho de diseño de pantalla} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 84.05 \text{ cm}$$

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} \quad (\text{Art. 5.7.2.8})$$

$$d_v = 84.05 - \frac{4.98}{2} = 81.56 \text{ cm}$$

no menor que el mayor valor de $\begin{cases} 0.90d_e = 0.90(84.05 \text{ cm}) = 75.64 \text{ cm OK!} \\ 0.72h = 0.72(90 \text{ cm}) = 64.80 \text{ cm} \end{cases}$

Con $V_p = 0$ y $V_s = 0$ el menor valor de $\begin{cases} V_n = 36.65T \\ V_n = 0.25 \times 210 \times 100 \times 81.56 = 428.19T \end{cases}$

es: $V_n = 36.65T$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 0.9(36.65T) = 32.99T > 24.21T \text{ OK!}$$

*Cálculo de β :

Como $l_{pant} = 5.90 \text{ m} > 0.40 \text{ m}$, no es aplicable el procedimiento simplificado (5.8.3.4.1). Utilizando el procedimiento general:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{51}{(39 + \epsilon_{xe})} \quad (5.7.3.4.2-2)$$

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s A_s} \quad (5.7.3.4.2-4)$$

Siendo:

$$V_u = 24.21 \text{ T}$$

$$M_u = 71.54 \text{ Tm}$$

$$M_u > V_u \cdot d_v \quad (\text{Art. 5.7.3.4.2})$$

$$71.54 \text{ Tm} > (24.21 \text{ T})(0.8156 \text{ m}) = 19.75 \text{ Tm} \quad \text{OK!}$$

$$\epsilon_s = \frac{\frac{71.54 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{81.56 \text{ cm}} + 24,210 \text{ kg}}{(2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)(21.17 \text{ cm}^2)} = 0.002592$$

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \quad (\text{pulg.}) \quad (5.7.3.4.2-7)$$

Siendo:

$$s_x = d_v = 81.56 \text{ cm} = 32.11''$$

$$a_g = \text{tamaño máximo del agregado} = 3/4''$$

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{0.75 + 0.63} = s_x = d_v = 32.11''$$

También:

$$12'' \leq (s_{xe} = 32.11'') \leq 80'' \quad \text{OK!} \quad (\text{Art. 5.7.3.4.2})$$

Luego:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})} = \frac{4.8}{(1 + 750 \times 0.002592)} \frac{51}{(39 + 32.11)} = 1.17$$

2) DISEÑO DE CIMENTACIÓN

a) Acero parte superior de zapata

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de Resistencia Ib, con $n = n_D n_R n_I = 1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.35 M_{EV} + 1.75 M_{LS}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$\begin{aligned} &= 1.00[1.25(7.128 \text{ T} \times 1.35 \text{ m}) + 1.35(29.18 \text{ T} \times 1.41 \text{ m}) \\ &\quad + 1.75(2.71 \text{ T} \times 1.525 \text{ m})] \\ &= 74.80 \text{ T-m} \end{aligned}$$

Omitimos el estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso.

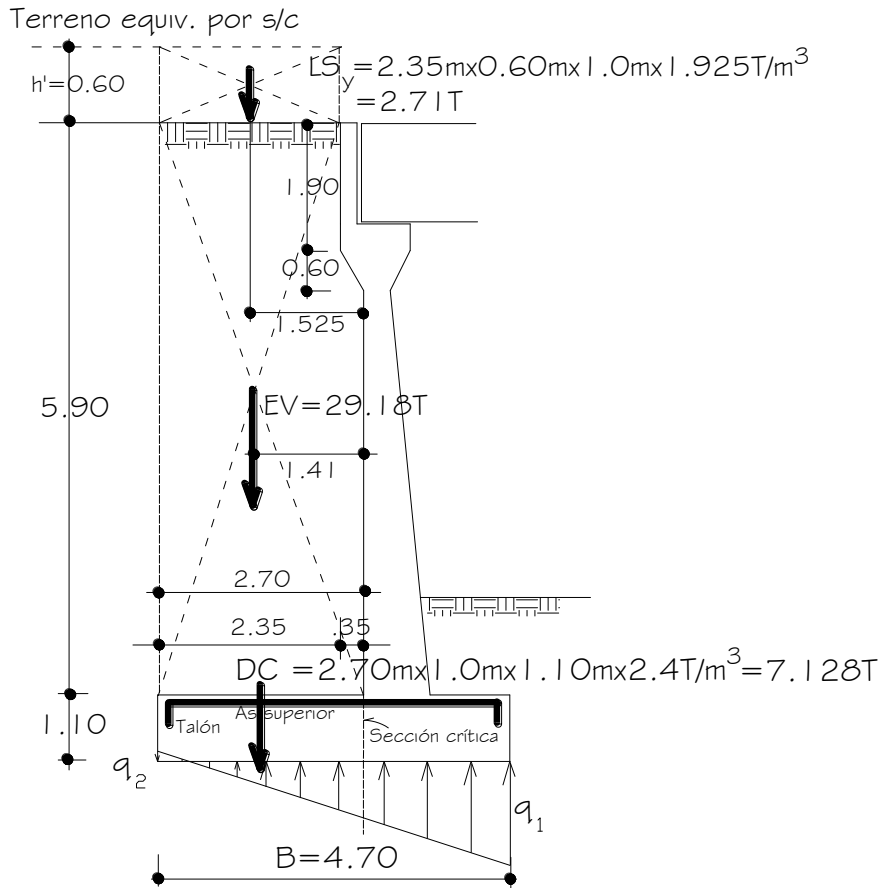


Fig. 5.29 Cargas actuantes en el talón del estribo

Utilizando acero Ø3/4" y recubrimiento $r = 7.5\text{cm}$ (Tabla 5.10.1-1)

$$z = \text{recub} + \frac{\varnothing}{2} = 7.5 + \frac{1.905}{2} = 8.45\text{cm}$$

$$d = 110\text{cm} - 8.45\text{cm} = 101.55\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\varnothing f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 19.95\text{cm}^2, \text{ con } \varnothing = 0.9$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 4.69\text{cm}$$

Utilizando varillas Ø3/4", la separación será: $s = \frac{2.84}{19.95} = 0.14\text{m}$

Ahora, como $c = a/\beta_1 = 4.69\text{cm}/0.85 = 5.52\text{cm}$

$$\varnothing = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.90 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\emptyset = 0.65 + 0.15 \left(\frac{101.55 \text{ cm}}{5.52 \text{ cm}} - 1 \right) = 3.26 > 0.9$$

Luego, $\emptyset = 0.9$ como lo supuesto.

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) M_{cr} = 1.1 f_r S = 1.1 (29.13 \text{ kg/cm}^2) (201,667 \text{ cm}^3) = 64.62 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_c'} \text{ MPa} = 2.0 \sqrt{f_c'} \text{ kg/cm}^2 = 2.0 \sqrt{210} = 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(110)^2/6 = 201,667 \text{ cm}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 1.33(74.80 \text{ T-m}) = 99.48 \text{ T-m}$$

El menor valor es 64.62 T-m y la cantidad de acero calculada (19.95 cm^2) resiste $M_u = 74.80 \text{ T-m} > 64.62 \text{ T-m}$ OK!

USAR 1Ø3/4" @ 0.14m

b) As de temperatura

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10.6-1)$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18(470 \times 110)}{2(470 + 110)} = 8.02 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2 / \text{m} \leq A_{s \text{ temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10.8.2-2)$$

$$\text{Usando } \emptyset 1/2" \text{ (1.29 cm}^2), \text{ la separación será: } s = \frac{1.29}{8.02} = 0.16 \text{ m}$$

$$s_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m OK!} \quad (\text{Art. 5.10.6})$$

USAR 1Ø1/2" @ 0.16 m

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento.

c) Revisión del talón por corte

Cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$, para franjas de diseño de 1.0 m :

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.35 V_{EV} + 1.75 V_{LS}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$= 1.00[1.25(7.128T) + 1.35(29.18T) + 1.75(2.71T)]$$

$$= 53.05T$$

Se omite el estado de Evento Extremo I, pues no gobierna el diseño.
El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \emptyset V_n \quad (5.7.2.1-2)$$

$$\emptyset = 0.9 \quad (5.5.4.2)$$

siendo V_n el menor de:
$$\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.7.3.3-1) \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p & (5.7.3.3-2) \end{cases}$$

$$V_c = 0.265\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

En este caso, como $l_{\text{talón}} = 2.70\text{m} < 3d_v = 3(0.9921\text{m}) = 2.98\text{m}$, usaremos el método simplificado con $\beta = 2.0$ (5.7.3.4.1)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210}(100 \times 99.21) = 76.20T$$

donde:

b_v = ancho de diseño de pantalla = 100 cm

$d_e = 101.55\text{cm}$

d_v = peralte de corte efectivo = $d_e - \frac{a}{2}$ (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = 101.55 - \frac{4.69}{2} = 99.21\text{cm}$$

no menor que el $\begin{cases} 0.90d_e = 0.90(101.55\text{ cm}) = 91.40\text{cm} \text{ OK!} \\ 0.72h = 0.72(110\text{ cm}) = 79.20\text{cm} \end{cases}$
mayor valor de

Con $V_p = 0$ y $V_s = 0$ $\begin{cases} V_n = 76.20T \\ V_n = 0.25 \times 210 \times 100 \times 99.21 = 520.85T \end{cases}$
el menor valor de

es: $V_n = 76.20T$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \emptyset V_n = 0.9(76.20T) = 68.58T > 53.05T \quad \text{OK!}$$

d) Acero en fondo de zapata

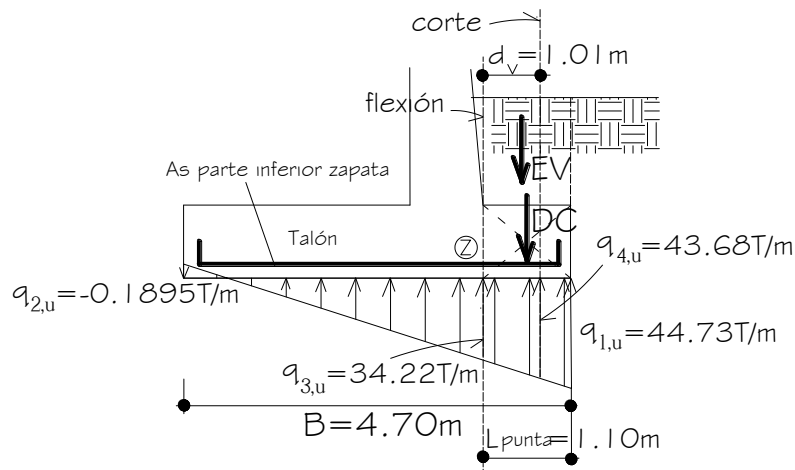


Fig. 5.30 Cargas actuantes en la punta del estribo

Para el diseño estructural del cimiento cargado excéntricamente se considera utilizando cargas factoradas, sea el suelo rocoso o no rocoso, una distribución de esfuerzos de contacto triangular o trapezoidal (Art. 10.6.5).

Siendo crítico el estado límite de Resistencia Ib, con $V_u=104.66T$ y $e=0.79m$ (ver tabla de presiones actuantes en la base del estribo), calculamos las presiones sobre el terreno:

$$q_u = \frac{V_u}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{104.66}{4.70} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.79}{4.70} \right)$$

$$q_{1,u} = 44.73T/m \text{ y } q_{2,u} = -0.1895T/m$$

Despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante en la sección crítica por flexión es:

$$M_u = \frac{L^2}{6} (q_{u,3} + 2q_{u,1}) = \frac{1.10^2}{6} (34.22 + 2 \times 44.73) = 24.94T - m$$

Siendo este momento pequeño, utilizamos $1\text{Ø}1/2'' @ 0.14m$ ($A_s = 1.29cm^2 / 0.14m = 9.21cm^2/m$), que corresponde al A_s mínimo:

$$\text{recubrimiento} = 7.5cm \quad (\text{Tabla 5.10.1-1})$$

$$z = \text{recub} + \frac{\text{Ø}}{2} = 7.5 + \frac{1.27}{2} = 8.14cm$$

$$d = 110cm - 8.14cm = 101.86cm$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.21(4200)}{0.85 \times 210 \times 100} = 2.17cm$$

$$\phi_f = 0.90 \text{ (Art. 5.5.4.2)}$$

$$M_u = \phi f_y A_s \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.90 \times 4200 \times 9.21 \left(101.86 - \frac{2.17}{2}\right)$$

$$M_u = 35.08 \text{Tm} > 24.94 \text{Tm} \quad \text{OK!}$$

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

a) $M_{cr} = 1.1 f_r S = 1.1 (29.13 \text{kg/cm}^2) (201,667 \text{cm}^3) = 64.62 \text{T-m}$

Siendo:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.0 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.0 \sqrt{210} = 29.13 \text{kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(110)^2/6 = 201,667 \text{cm}^3$$

b) $1.33 M_u = 1.33(24.94 \text{T-m}) = 33.17 \text{T-m}$

El menor valor es 33.17T-m y la cantidad de acero propuesta (9.21cm²) resiste $M_u=35.08 \text{T-m} > 33.17 \text{T-m}$ OK!

USAR 1Ø1/2" @0.14

e) Revisión de la punta por corte

Cálculo de d_v :

(Art. 5.7.2.8)

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 101.86 - \frac{2.17}{2} = 100.78 \text{cm} = 1.01 \text{m}$$

no menor que el mayor valor de $\begin{cases} 0.90d_e = 0.90(101.86 \text{cm}) = 91.67 \text{cm} \quad \text{OK!} \\ 0.72h = 0.72(110 \text{cm}) = 79.20 \text{cm} \end{cases}$

Debiendo tomar el cortante actuante a una distancia d_v de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$V_u = 1/2(44.73 \text{T/m} + 43.69 \text{T/m}) \times (1.10 \text{m} - 1.01 \text{m}) = 3.98 \text{Ton}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1-2)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.7.3.3.-1) \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p & (5.7.3.3-2) \end{cases}$

$$V_c = 0.265 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

En este caso, como $l_{\text{punta}} = 1.10 \text{m} < 3d_v = 3(1.01 \text{m}) = 3.03 \text{m}$, usaremos el método simplificado con $\beta = 2.0$ (5.7.3.4.1)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Es decir:

$$V_c = 0.53\sqrt{210}(100 \times 100.78) = 77.40T$$

Con $V_p=0$ y $V_s=0$
 el menor valor de $V_n = 77.40T$
 $V_n = 0.25 \times 210 \times 100 \times 100.85 = 529.46T$

es: $V_n = 77.40T$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 0.90(77.40T) = 69.66T > 3.98T \quad \text{OK!}$$

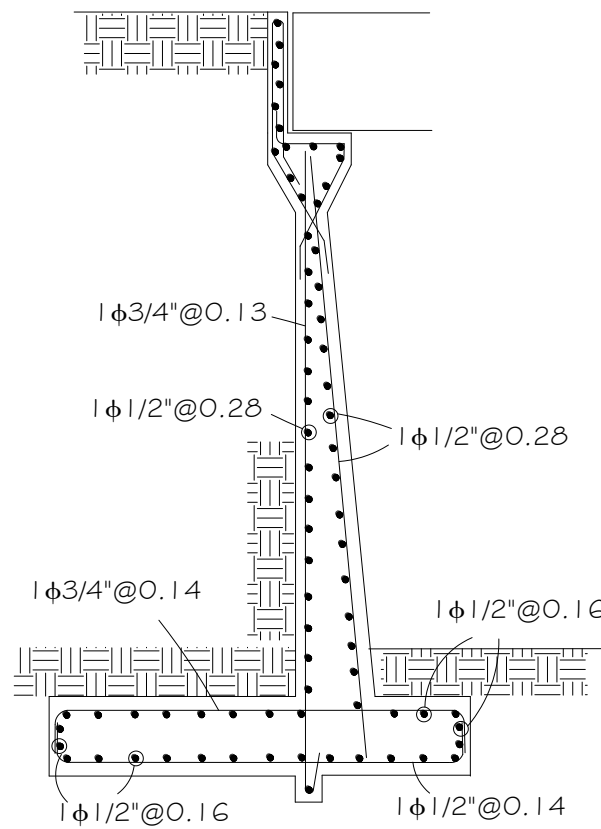


Fig. 5.31 Distribución de la armadura en el estribo

CAPÍTULO 6: PILARES

6.1 REFUERZO MÁXIMO Y MÍNIMO EN MIEMBROS A COMPRESIÓN (Art. 5.7.4.2)

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

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08 \quad (5.6.4.2-1)$$

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f'_c} \leq 0.30 \quad (5.6.4.2-2)$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0.135 \quad (5.6.4.2-3)$$

donde:

- A_{ps} = área de acero del pretensado
- A_s = área de la armadura de tracción no pretensada
- A_g = área bruta de la sección
- f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado
- f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura
- f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días
- f_{pe} = tensión de pretensado efectiva

El mínimo número de barras de armadura longitudinal deberá ser seis para disposiciones circulares y cuatro para disposiciones rectangulares. El diámetro mínimo de las barras será $\varnothing 5/8$ "

Para puentes en la Zona Sísmica I se puede utilizar una sección efectiva reducida si la sección transversal es mayor que la requerida para resistir las cargas aplicadas. El mínimo porcentaje de armadura longitudinal total (pretensada y no pretensada) del área efectiva reducida será uno por ciento o el valor obtenido de la Ecuación 3, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

6.2 EVALUACIÓN APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ (Art. 5.6.4.3)

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{KL_u}{r} < 22$$

Para los elementos que no se desplazan, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{KL_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

siendo $M1$ y $M2$ el menor y mayor momento de extremo respectivamente, y el término $(M1/M2)$ positivo para flexión de curvatura única.

Para el diseño de elementos comprimidos no pretensados con $Kl_u/r < 100$, se puede utilizar el siguiente procedimiento aproximado:

- El diseño se basa en una carga axial mayorada P_u , determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado M_c , como se especifica en el Art. 4.5.3.2.2b.
- La longitud sin apoyo lateral L_u de un elemento comprimido se toma como la distancia libre entre elementos capaces de proveer apoyo lateral a los elementos comprimidos. Si hay acartelamientos, la longitud sin apoyo lateral se toma hasta el extremo de cualquier acartelamiento en el plano considerado.
- El radio de giro r se calcula para la sección bruta del hormigón.
- Para los elementos sin desplazamiento, a menos que mediante un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor, $K = 1.0$.
- Para los elementos que se desplazan, K se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y nunca se tomará menor que 1.0.

En ausencia de cálculos más precisos, el valor EI para determinar P_e se toma como el valor mayor entre:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (5.6.4.3-1)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} \quad (5.6.4.3-2)$$

donde:

E_c = módulo de elasticidad del hormigón

I_g = momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico

E_s = módulo de elasticidad del acero longitudinal

I_s = momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico

β_d = relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo.

6.3 RESISTENCIA AXIAL

(Art. 5.6.4.4)

La resistencia axial mayorada de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.6.4.4-1)$$

- Para elementos con armadura en espiral:

$$P_n = 0.85 \left[k_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu}) \right] \quad (5.6.4.4-2)$$

- Para elementos zunchados:

$$P_n = 0.80 \left[k_c f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu}) \right] \quad (5.6.4.4-3)$$

El valor de k_c es 0.85 siempre que $f'_c \leq 700 \text{kg/cm}^2$. Para valores mayores disminuir k_c en razón de 0.02 por cada 70kg/cm^2 de exceso, excepto que $k_c \geq 0.75$

donde:

P_r = resistencia axial mayorada, con o sin flexión

P_n = resistencia axial nominal, con o sin flexión

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días

A_g = área bruta de la sección

A_{ps} = área del acero de presfuerzo

A_{st} = área total de la armadura longitudinal

f_{pe} = esfuerzo efectivo del acero de presfuerzo después de las pérdidas

f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura

ϵ_{cu} = deformación en la falla del concreto comprimido

E_p = módulo de elasticidad de los tendones de presfuerzo

ϕ = factor de resistencia (Art. 5.5.4.2)

6.4 FLEXIÓN BIAIXIAL

(Art. 5.6.4.5)

En vez de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

- Si la carga axial mayorada es mayor o igual que $0.10 \phi f'_c A_g$:

$$\frac{1}{P_{rsy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad (5.6.4.5-1)$$

siendo:

$$P_o = k_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + A_{st} f_y - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu}) \quad (5.6.4.5-2)$$

- Si la carga axial mayorada es menor que $0.10 \phi f'_c A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (5.6.4.5-3)$$

donde:

ϕ = factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial

P_{rsy} = resistencia axial mayorada en flexión biaxial

P_{rx} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente

P_{ry} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente

P_u = fuerza axial mayorada aplicada

M_{ux} = momento mayorado aplicado respecto del eje X

M_{uy} = momento mayorado aplicado respecto del eje Y

k_c = relación entre el esfuerzo máximo en compresión del concreto y el de diseño

$e_x =$ excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir = M_{uy} / P_u
 $e_y =$ excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir = M_{ux} / P_u

La resistencia axial mayorada P_{rx} y P_{ry} no se deberá tomar mayor que el producto entre el factor de resistencia ϕ y la máxima resistencia nominal a la compresión dada por las Ecuaciones 5.6.4.4-2 ó 5.6.4.4-3, según corresponda.

6.5 ESPIRALES Y ZUNCHOS

(Art. 5.6.4.6)

El área de acero de los espirales y zunchos en puentes ubicados en Zonas Sísmicas 2, 3 ó 4 deberá satisfacer los requisitos especificados en el Art. 5.11.

Si el área de armadura en espiral y zunchos no está determinada por: requisitos de diseño sismorresistente, corte o torsión según Art. 5.7, ni requisitos mínimos según Art. 5.10.4, la relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de hormigón, medido entre las partes exteriores de los espirales, deberá satisfacer:

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_c s} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (5.6.4.6-1)$$

donde:

A_{sp} = área de la sección transversal de la espiral o zuncho

d_c = diámetro del núcleo de la columna medido hacia el diámetro exterior de la espiral o zuncho

s = paso de la espiral o espaciamiento vertical del zuncho

A_g = área bruta de la sección de hormigón

A_c = área del núcleo medida hasta el diámetro exterior del espiral

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días

f_{yh} = tensión de fluencia especificada de la armadura espiral

6.6 ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

(Art. 5.10.4)

La armadura transversal de los elementos comprimidos puede consistir en zunchos o en estribos cerrados:

Zunchos

(Art. 5.10.4.2)

Para elementos que no sean pilotes pueden ser de barras o de alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 9.5 mm. La separación libre entre las barras del zuncho no deberá ser menor que 25 mm ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado. La separación entre centros no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 150 mm.

El anclaje de las armaduras en forma de zuncho se provee mediante 1.5 vueltas adicionales de barra o alambre en cada uno de los extremos del zuncho. Para las Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 la prolongación de la armadura transversal hacia los elementos con que se conecta deberá satisfacer los requisitos del Art. 5.11.4.3.

Estribos cerrados

(Art. 5.10.4.3)

Estarán constituidos por:

- Barras $\emptyset 3/8$ " para Barras $\emptyset 1-1/4$ " o menores,
- Barras $\emptyset 1/2$ " para Barras $\emptyset 1-3/8$ " o mayores, y
- Barras $\emptyset 1/2$ " para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 30 cm. Si hay dos o más barras mayores que una barra $\varnothing 1-1/4"$ dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó 15 cm.

En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldado de área equivalente.

Cada barra longitudinal de esquina tendrá un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . Ninguna barra deberá estar a una distancia mayor que 61 cm de una de estas barras con apoyo lateral. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de rotulación plástica, ninguna barra longitudinal estará a una distancia mayor que 15 cm de una de estas barras con apoyo lateral.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

6.7 AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNA (Art. 4.5.3.2.2b)

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-1)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-2)$$

siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\varnothing_K P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\varnothing_K \sum P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-4)$$

donde:

P_u = carga axial mayorada

P_e = carga de pandeo de Euler

\varnothing_K = factor de reducción de rigidez; 0.75 para elementos de concreto y 1.0 para elementos de acero y aluminio

M_{2b} = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo

f_{2b} = tensión correspondiente a M_{2b}

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ , mayor que $L_u / 1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo

f_{2s} = tensión correspondiente a M_{2s}

Para columnas compuestas de acero/hormigón la carga de pandeo de Euler, P_e , se deberá determinar como se especifica en Art. 6.9.5.1. Para todos los demás casos P_e se deberá tomar como:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} \quad (4.5.3.2.2b-5)$$

donde:

L_u = longitud no apoyada de un elemento comprimido

K = factor de longitud efectiva como se especifica en Art. 4.6.2.5

E = módulo de elasticidad

I = momento de inercia respecto del eje considerado

Para los elementos comprimidos de hormigón también se deberá aplicar los requisitos del Art. 5.6.4.3.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_s se deberá tomar como 1.0 a menos que un análisis indique que se puede utilizar un valor menor. Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_b se deberá determinar como para un elemento arriostrado y δ_s como para un elemento no arriostrado.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, C_m se puede tomar como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4 \quad (4.5.3.2.2b-6)$$

donde:

M_{1b} = menor momento de extremo

M_{2b} = mayor momento de extremo

La relación M_{1b} / M_{2b} se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona en doble curvatura.

Para todos los demás casos C_m se deberá tomar como 1.0.

En las estructuras que no están arriostradas contra el desplazamiento lateral, los elementos flexionados y unidades de la fundación que forman pórticos con el elemento comprimido se deberán diseñar para la sumatoria de los momentos de extremo del elemento comprimido en la unión.

Si los elementos comprimidos están sujetos a flexión respecto de ambos ejes principales, el momento respecto de cada eje se deberá amplificar aplicando δ , determinado a partir de las correspondientes condiciones de restricción respecto de dicho eje.





Si un grupo de elementos comprimidos en un nivel comprende un caballete, o si están conectados de manera integral a la misma superestructura, y resisten el desplazamiento lateral de la estructura colectivamente, el valor de δ_s se deberá calcular para el grupo de elementos con ΣP_u y ΣP_e igual a las sumatorias para todas las columnas del grupo.

6.8 FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, K

(Art. 4.6.2.5)

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K , para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

Tabla 6.1 Factores de longitud efectiva, K (Tabla C4.6.2.5-1, AASHTO)

| FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K | | | | | | |
|---|---|--|-----|-----|------|-----|
| La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos | (a) | (b) | (c) | (d) | (e) | (f) |
| Valor teórico de K | 0,5 | 0,7 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 |
| Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales | 0,65 | 0,80 | 1,2 | 1,0 | 2,10 | 2,0 |
| Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos |     | Rotación impedida, traslación impedida Rotación libre, traslación impedida Rotación impedida, traslación libre Rotación libre, traslación libre | | | | |

En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado, K, para los elementos comprimidos de cerchas trianguladas, cerchas y pórticos se puede tomar como:

- Para conexiones apernadas o soldadas en ambos extremos: $K = 0.75$
- Para conexiones articuladas en ambos extremos: $K = 0.875$
- Para ángulos simples independientemente del tipo de conexión extrema: $K = 1.0$

Las cerchas Vierendeel (cerchas con paños sin elementos diagonales) se deberán tratar como pórticos no arriostrados.

La estabilidad lateral de las columnas de pórticos continuos, no arriostrados por unión a muros de cortante, arriostramiento diagonal o estructuras adyacentes, depende de la rigidez flexional de las vigas rígidamente conectadas. Por lo tanto, el factor de longitud efectiva, K, es función de la restricción flexional total que aportan las vigas en los extremos de la columna. Si la rigidez de las vigas es pequeña en relación con la de la columna, el valor de K podría ser mayor que 2.0.

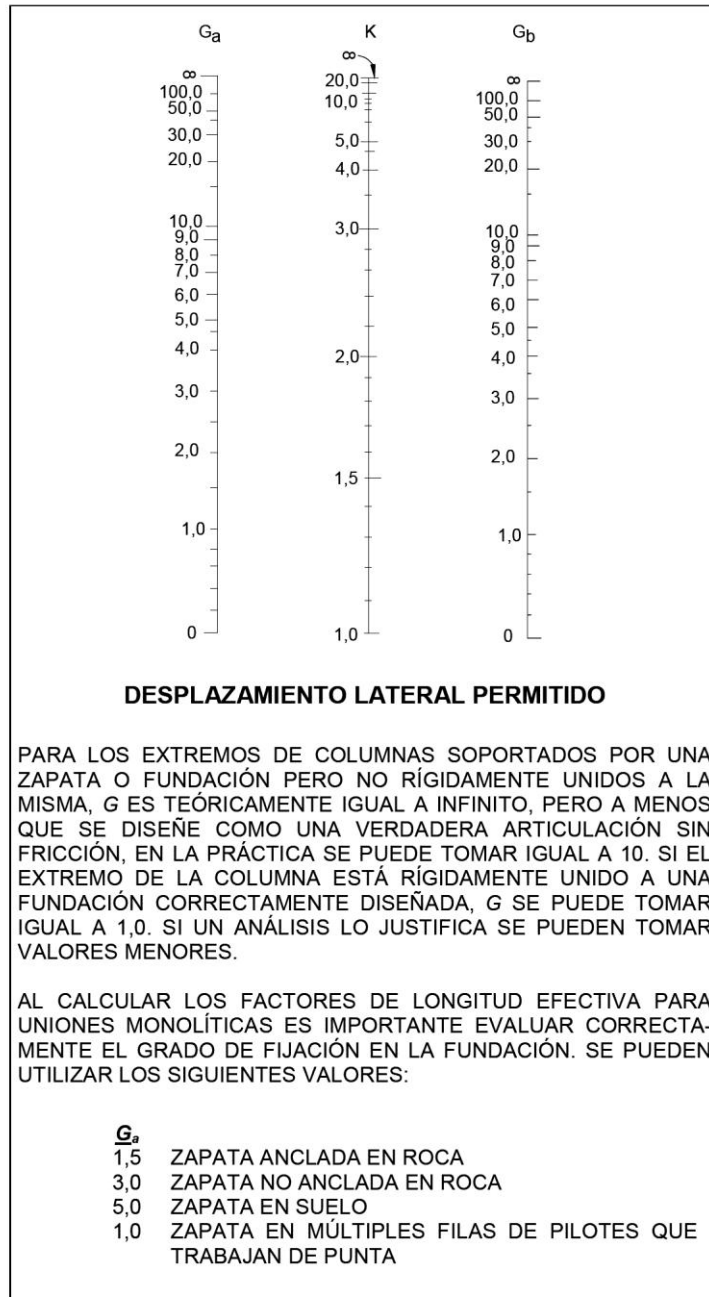


Fig. 6.1 Nomograma para determinar el factor de longitud efectiva, **K**, para pórticos no arriostrados (Fig. C4.6.2.5-2, AASHTO)

Suponiendo que sólo hay acción elástica y que todas las columnas pandean simultáneamente en un pórtico no arriostrado, se puede demostrar que:

$$\frac{G_a G_b \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6(G_a + G_b)} = \frac{\pi}{K \tan\left(\frac{\pi}{K}\right)} \tag{C4.6.2.5-2}$$

Los subíndices a y b se refieren a los dos extremos de la columna, siendo:

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g} \right)} \quad (\text{C4.6.2.5-3})$$

donde:

Σ = sumatoria de las propiedades de los componentes conectados rígidamente a un extremo de la columna en el plano de flexión.

I_c = momento de inercia de la columna

L_c = longitud no arriostrada de la columna

I_g = momento de inercia de la viga u otro elemento que provee restricción

L_g = longitud no apoyada de la viga y otro elemento que provee restricción

K = factor de longitud efectiva para la columna considerada.

La Figura C4.6.2.5-2 AASHTO es una representación gráfica de la relación entre K , G_a y G_b , y se puede utilizar para obtener los valores de K en forma directa en pórticos no arriostrados.

La Ecuación C4.6.2.5-2 y el nomograma de la Figura C4.6.2.5-2 AASHTO, se basan en la hipótesis de condiciones idealizadas.

PROBLEMAS

PROBLEMA 6.1 Diseñar el pilar central de un puente ubicado en una zona no sísmica, constituido por dos columnas circulares y una viga travesaño rectangular. Utilizar $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se precisan los esfuerzos críticos:

Viga

- $M_v = -145 \text{ T-m}$ (estado de Resistencia I)
- $M_v = +138 \text{ T-m}$ (estado de Resistencia I)
- $M_s = -95 \text{ T-m}$ (estado de Servicio I)
- $V_v = 200 \text{ T}$ (estado de Resistencia I)

Columna (estado de Resistencia V)

$P_v = -350 \text{ T}$

| Plano del Pórtico | Sentido Transversal |
|---------------------------|---------------------------|
| $M_v = 90 \text{ T-m}$ | $M_v = 35 \text{ T-m}$ |
| $M_{dv} = 13 \text{ T-m}$ | $M_{dv} = 10 \text{ T-m}$ |

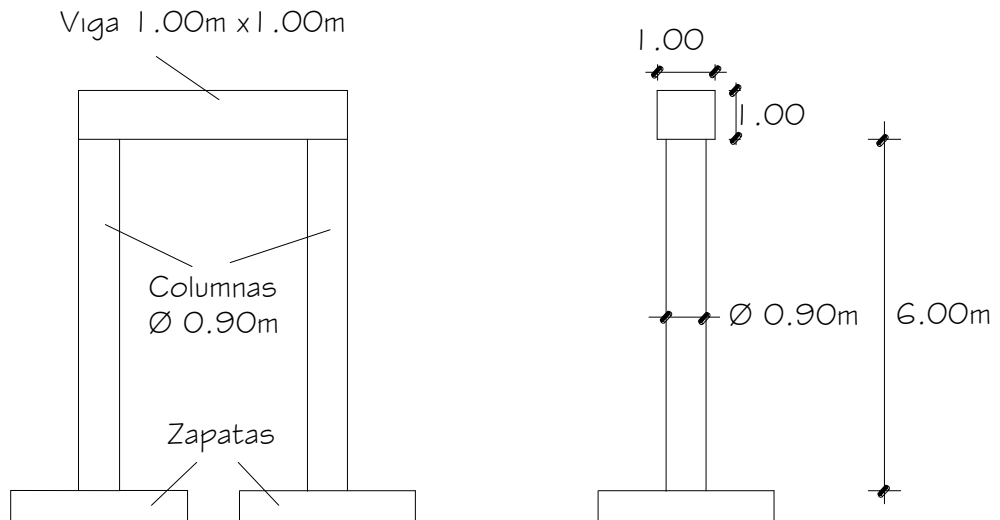


Fig. 6.2 Detalles del pilar central a diseñar

Solución.-

A) DISEÑO DE LA VIGA DEL PÓRTICO

A.1) Acero requerido en flexión

Para los momentos de flexión aplicados $M_v = -145 \text{ T-m}$ y $M_v = +138 \text{ T-m}$ se propone a sección de la Fig. 6.2

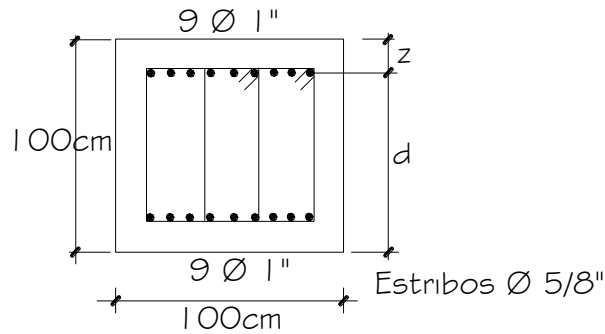


Fig. 6.3 Sección transversal de la viga travesaño propuesta

Luego:

$$z = rec + \varnothing \text{ est} + \varnothing/2$$

$$= 5.0 \text{ cm} + 1.59 \text{ cm} + (2.54/2) \text{ cm} = 7.86 \text{ cm}$$

$$d = 100 \text{ cm} - 7.86 \text{ cm} = 92.14 \text{ cm}$$

$$A_s = 9 \varnothing 1'' = 9 \times 5.10 \text{ cm}^2 = 45.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \tag{5.6.3.1.1-4}$$

$$a = \frac{45.90 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 10.80 \text{ cm}$$

$$M_u = A_s \varnothing f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \tag{5.6.3.2.1-1 y 5.6.3.2.2-1}$$

$$M_u = 0.9(45.90)(4200)\left(92.14 - \frac{10.80}{2}\right) = 150.50 \text{ T-m}$$

Luego $M_u = 150.50 \text{ T-m} > M_u (-) = 145 \text{ T-m}$ OK!
 $> M_u (+) = 138 \text{ T-m}$ OK!

Ahora, como $c = a/\beta_1 = 10.80 \text{ cm} / 0.85 = 12.71 \text{ cm}$

$$\varnothing = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.90 \tag{5.5.4.2-2 y Fig. C5.5.4.2-1}$$

$$\varnothing = 0.65 + 0.15 \left(\frac{92.14 \text{ cm}}{12.71 \text{ cm}} - 1 \right) = 1.59 > 0.9$$

En efecto, $\varnothing = 0.9$ como lo supuesto.

A.2) As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

A.3) As mínimo

(Art. 5.6.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

a) $M_{cr} = 1.1 f_r S = 1.1(29.13 \text{ kg/cm}^2)(166,667 \text{ cm}^3) = 53.41 \text{ T-m}$

Siendo:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01 \sqrt{210} = 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(100)^2/6 = 166,667 \text{ cm}^3$$

b) $1.33 M_u = 1.33(145 \text{ T-m}) = 192.85 \text{ T-m}$

El menor valor es 53.41 T-m y la cantidad de acero propuesta (45.90 cm²) resiste $M_u = 150.50 \text{ T-m} > 53.41 \text{ T-m}$ OK!

A.4) Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura (estado límite de Servicio) (Art. 5.6.7)

Momento actuante

Estado límite de Servicio I:

$M_s = 95 \text{ T-m}$

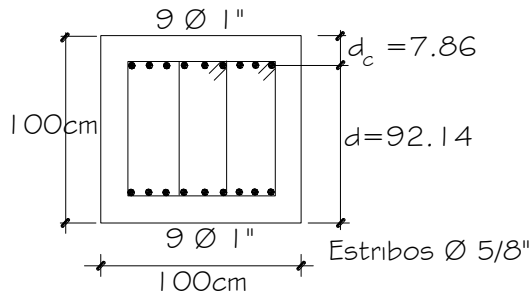


Fig. 6.4 Definición de la distancia d_c

Ubicación del eje neutro:

$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (5.4.3.2)

$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{210} = 221,718 \text{ kg/cm}^2$ (C5.4.2.4-3)

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{221,718 \text{ kg/cm}^2} = 9$

$d_c = \text{recub} + \varnothing_{est} + \frac{\varnothing}{2}$

$d_c = 5\text{cm} + 1.59\text{cm} + \frac{2.54\text{cm}}{2} = 7.86\text{cm}$

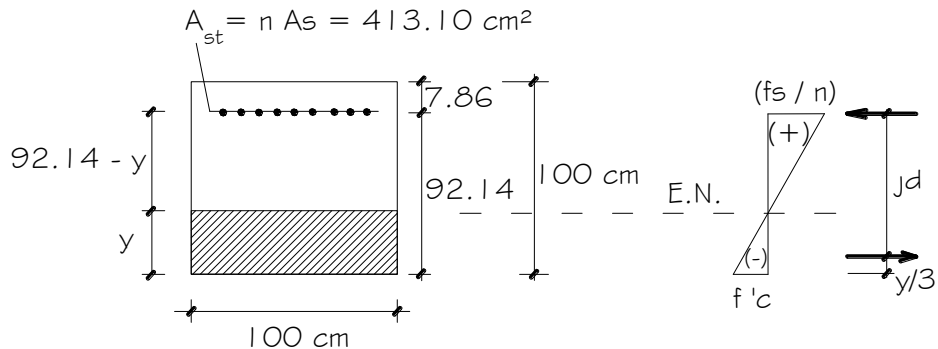


Fig. 6.5 Determinación de la posición del eje neutro

Área de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 9(45.90 \text{ cm}^2) = 413.10 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$100y(y/2) = 413.10(92.14-y)$$

$$y = 23.77 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 92.14 \text{ cm} - \frac{23.77 \text{ cm}}{3} = 84.22 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero será:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = \frac{95 \times 10^5}{(84.22)(45.90)} = 2,458 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{7.86}{0.7(100 - 7.86)} = 1.12 \quad (5.6.7-2)$$

Por su condición de subestructura, con $\gamma_e = 0.75$:

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{125,000(0.75)}{1.12(2,458)} - 2(7.86) = 18.33 \text{ cm} > 8 \text{ cm OK!}$$

Separación de la armadura: $[100 \text{ cm} - 2(\text{rec} + \emptyset_{est}) - 9\emptyset] / 8 = 8 \text{ cm}$

A.5) Armadura de contracción y temperatura en caras laterales (Art. 5.10.6)

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10.6-1)$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18(100 \times 100)}{2(100 + 100)} = 4.50 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$\text{Además: } 2.33 \text{ cm}^2 / \text{m} \leq A_{s \text{ temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (5.10.6-2)$$

Usaremos por cara: 4 Ø 1/2" (5.16 cm²) , con la consideración:

$$s_{m\acute{a}x} = 3t = 3(100) = 300 \text{ cm}, s_{m\acute{a}x} = 45 \text{ cm OK!} \quad (\text{Art.5.10.6})$$

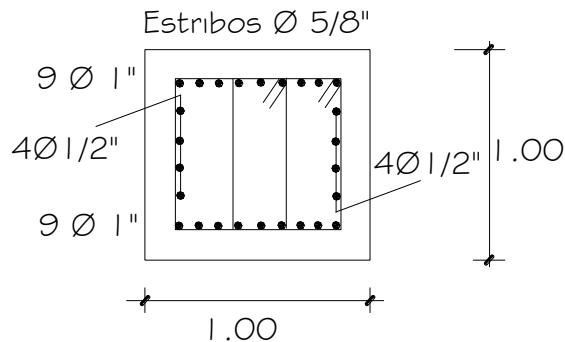


Fig. 6.6 Distribución de la armadura de contracción y temperatura

A.6) Armadura superficial para limitar la fisuración del alma (Art. 5.6.7)

Para $d_l > 90 \text{ cm}$:

$$A_{sk} \geq 0.1(d_l - 76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4} \quad (5.6.7-3)$$

donde:

$$A_s = \text{área de la armadura de tracción} = 9 \times 5.10 \text{ cm}^2 = 45.9 \text{ cm}^2$$

$$A_p = \text{área del acero de pre-esfuerzo} = 0$$

$$d_l = 100 \text{ cm} - 7.86 \text{ cm} = 92.14 \text{ cm}$$

$$A_{sk} \geq 0.1(92.14 - 76) \text{ cm}^2 / \text{m} = 1.61 \text{ cm}^2 / \text{m de altura}$$

A_{sk} requerido por cara:

$$A_{sk} = 1.61 \frac{\text{cm}^2}{\text{m de altura}} \times 1.00 \text{ m} = 1.61 \text{ cm}^2 \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4} = \frac{45.9 \text{ cm}^2}{4} = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$s_{m\acute{a}x} = d_l / 6 = 15.4 \text{ cm y } s_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.6.7})$$

Suministrado: 4Ø 1/2" = 5.16 cm² > 1.61 cm², con $s = 15.3 \text{ cm} < s_{m\acute{a}x} = 15.4 \text{ cm OK!}$

A.7) Diseño por Corte

Cortante actuante : $V_u = 200,000 \text{ kg}$

El cortante resistente del concreto y el acero es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1-1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

$$\text{siendo } V_n \text{ el menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.7.3.3.-1) \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p & (5.7.3.3.-2) \end{cases}$$

Corte nominal resistente sólo del concreto:

con $\beta=2$ (Art. 5.7.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5-1)):

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (5.7.3.3-3)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210}(100 \times 86.74) = 66,620 \text{ kg}$$

donde:

b_v = ancho de viga = 100 cm

d_v = peralte de corte efectivo = $d_e - \frac{a}{2}$ (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = 92.14 - \frac{10.80}{2} = 86.74 \text{ cm}$$

no menor que el $\begin{cases} 0.90d_e = 0.90(92.14\text{cm}) = 82.93\text{cm} \text{ OK!} \\ \text{mayor valor de } \begin{cases} 0.72h = 0.72(100\text{cm}) = 72\text{cm} \end{cases} \end{cases}$

Cortante nominal resistente del acero:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha}{s} = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (C5.7.3.3-1 \text{ y } 5.7.3.4.1)$$

$$V_s = \frac{8(4200)(86.74)}{17.5} = 166,541 \text{ kg}$$

siendo:

$A_v = 4 \times 2.00 \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$ (asumiendo 4 ramas $\varnothing 5/8''$)

$s = 17.5 \text{ cm}$ (espaciamiento asumido de estribos)

$\theta = 45^\circ$ (procedimiento simplificado señalado en el Art. 5.7.3.4.1, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5))

$\alpha = 90^\circ$ (ángulo de inclinación del estribo)

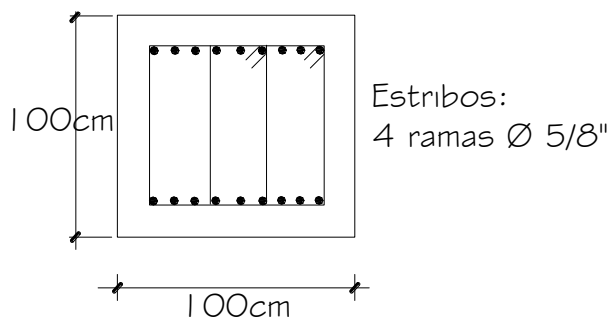


Fig. 6.7 Armadura transversal en la viga

Cortante nominal resistente

$$\text{El menor valor de } \begin{cases} V_n = 66,620 \text{ kg} + 166,541 \text{ kg} + 0 = 233,161 \text{ kg} \\ V_n = 0.25 \times 210 \times 100 \times 86.74 + 0 = 455,385 \text{ kg} \end{cases}$$

Luego $V_n = 233,161 \text{ kg}$

Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n = 0.9(233,161 \text{ kg}) = 209,845 \text{ kg} > 200,000 \text{ Kg} \quad \text{OK!}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq 0.27\lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad [\text{cm}^2] \quad (5.7.2.5-1)$$

$$\text{Con } \lambda=1 \text{ para concreto de peso normal:} \quad (5.4.2.8)$$

$$A_v \geq 0.27(1)\sqrt{210} \frac{100(17.5)}{4200} \text{ cm}^2$$

$$A_{v\text{mín}} = 1.63 \text{ cm}^2 < 8.00 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal (Art. 5.7.2.6)

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.7.2.8-1)$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = \frac{200,000}{0.9(100)(86.74)} = 25.62 \text{ kg/cm}^2$$

También:

$$\text{si } v_u < 0.125f'_c \quad s_{\text{máx}} = 0.8d_v \leq 60 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-1)$$

$$\text{si } v_u \geq 0.125f'_c \quad s_{\text{máx}} = 0.4d_v \leq 30 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-2)$$

$$\text{Como } v_u = 25.62 \text{ kg/cm}^2 < 0.125(210 \text{ kg/cm}^2) = 26.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_{\text{máx}} = 0.8d_v = 0.8(86.74 \text{ cm}) = 69.39 \text{ cm y } s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Luego } s = 17.5 \text{ cm} < s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

B) DISEÑO DE LA COLUMNA

Columna propuesta:

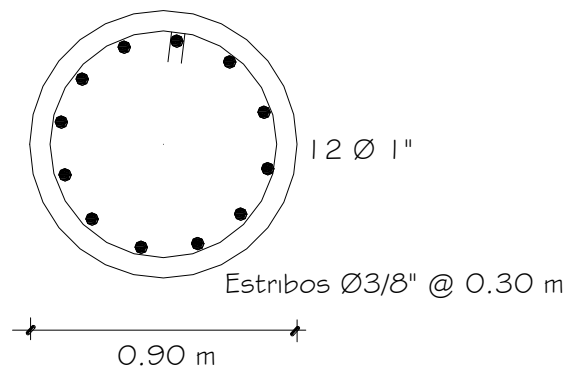


Fig. 6.8 Sección transversal de la columna a diseñar

Diámetro de columna = 90 cm

$$A_g = \frac{\pi(90)^2}{4} = 6,362 \text{ cm}^2$$

r = recubrimiento = 5 cm

(Tabla 5.10.1)

$$A_s = 12(5.10 \text{ cm}^2) = 61.2 \text{ cm}^2$$

Propuesta de estribos cerrados: Ø 3/8 @ 0.30 m

(Art. 5.10.4.3)

B.1) Refuerzo máximo de miembros a compresión

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps}f_{pu}}{A_gf_y} \leq 0.08 \quad (5.6.4.2-1)$$

$$\frac{A_s}{A_g} \leq 0.08 \rightarrow \frac{61.2 \text{ cm}^2}{6362 \text{ cm}^2} = 0.0096 < 0.08 \quad \text{OK!}$$

B.2) Refuerzo mínimo de miembros a compresión

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} \geq 0.135 \quad (5.6.4.2-3)$$

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_c} \geq 0.135 \rightarrow \frac{61.2 \times 4200}{6362 \times 210} = 0.192 > 0.135 \text{ OK!}$$

B.3) Esbeltez

En el plano del pórtico (no arriostrado)

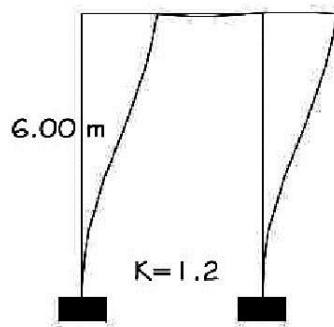


Fig. 6.9 Factor de longitud efectiva K de las columnas en el plano del pórtico

$$\frac{KL_u}{r} = \frac{1.2(600)}{22.5} = 32 > 22 \rightarrow \text{columna esbelta} \quad (5.6.4.3)$$

donde:

$$K = 1.2$$

(Tabla C4.6.2.5-1)

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$r = d/4 = 90 \text{ cm}/4 = 22.5 \text{ cm}$$

En plano transversal al pórtico (no arriostrado)

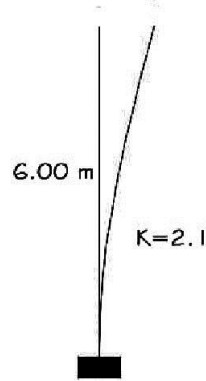


Fig. 6.10 Factor de longitud efectiva K de las columnas en el sentido transversal

$$\frac{KL_u}{r} = \frac{2.1(600)}{22.5} = 56 > 22 \rightarrow \text{columna esbelta} \quad (5.6.4.3)$$

donde:

$$K = 2.1 \quad (\text{Tabla C4.6.2.5-1})$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$r = d/4 = 90 \text{ cm}/4 = 22.5 \text{ cm}$$

B.4) Capacidad

a) En el plano del pórtico

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-1)$$

siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K \sum P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-4)$$

Cálculo de δ_b

$$C_m = 1.0$$

$$P_u = 350 \text{ T}$$

$$\phi_K = 0.75 \quad (\text{Art. 4.5.3.2.2b})$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} \quad (4.5.3.2.2b-5)$$

donde:

$$K = 1.2$$

$$L_u = 600 \text{ cm}$$

$$EI = \text{el mayor valor de:}$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s \quad (5.6.4.3-1)$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (5.6.4.3-2)$$

Por simple inspección, despreciando $E_s I_s$, el mayor valor es:

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} = \frac{221,718 (3'220,623)}{2.5(1 + 0.144)} = 2.50 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{210} = 221,718 \text{ kg/cm}^2 \text{ (C5.4.2.4-3)} \\ I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi(90)^4}{64} = 3'220,623 \text{ cm}^4 \\ \beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = \frac{13T-m}{90T-m} = 0.144 \end{array} \right.$$

Luego:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 (2.50 \times 10^{11})}{(1.2 \times 600)^2} = 4,760 \text{ T}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K P_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{350 \text{ T}}{0.75(4,760 \text{ T})}} = 1.11 \geq 1.0$$

Cálculo de δ_s

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K \sum P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-4)$$

Usando P_u y P_e por simplicidad, en vez de $\sum P_u$ y $\sum P_e$, tendremos:

$$\delta_s = 1.11 \geq 1.0$$

Luego:

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1.11 (M_{2b} + M_{2s}) = 1.11 (90T) = 99.9T - m$$

b) En plano transversal

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-1)$$

siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K \sum P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-4)$$

Cálculo de δ_b

$$C_m = 1.0$$

$$P_u = 350 \text{ T}$$

$$\phi_K = 0.75$$

(Art. 4.5.3.2.2b)

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$$

(4.5.3.2.2b-5)

Donde:

$$K = 2.1$$

$$L_u = 600 \text{ cm}$$

EI = el mayor valor de:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (5.6.4.3-1)$$

$$EI = \frac{2.5 E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (5.6.4.3-2)$$

Por simple inspección, despreciando $E_s I_s$, el mayor valor es:

$$EI = \frac{2.5 E_c I_g}{1 + \beta_d} = \frac{221,718 (3'220,623)}{2.5(1 + 0.286)} = 2.221 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

$$\text{con } \begin{cases} E_c = 221,718 \text{ kg/cm}^2 \\ I_g = 3'220,623 \text{ cm}^4 \\ \beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = \frac{10 \text{ T-m}}{35 \text{ T-m}} = 0.286 \end{cases}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 (2.221 \times 10^{11})}{(2.1 \times 600)^2} = 1,381 \text{ T} \quad (4.5.3.2.2b-5)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-3)$$

$$\delta_b = \frac{1.0}{1 - \frac{350T}{0.75(1,381T)}} = 1.51 \geq 1.0$$

Cálculo de δ_s

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi_k \Sigma P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-4)$$

Usando P_u y P_e por simplicidad, en vez de ΣP_u y ΣP_e , tendremos:

$$\delta_s = 1.51 \geq 1.0$$

Luego:

$$M_{ct} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-1)$$

$$M_{ct} = 1.51(M_{2b} + M_{2s}) = 1.51(35T) = 52.85T - m$$

El momento combinado es:

$$M_u = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2} = \sqrt{99.9^2 + 52.85^2} = 113.02T - m$$

$$P_u = 350T$$

Diagrama de interacción de la columna circular

Utilizando un software apropiado obtenemos el diagrama de interacción de la columna circular con los resultados que se muestran en forma gráfica y tabulada:

| P (T) | M (T-m) |
|--------|---------|
| 828.96 | 63.02 |
| 791.29 | 71.99 |
| 741.83 | 82.29 |
| 692.38 | 90.96 |
| 642.92 | 98.30 |
| 593.47 | 104.42 |
| 544.01 | 109.21 |
| 494.55 | 113.08 |
| 445.10 | 116.04 |
| 395.64 | 118.29 |

| P (T) | M (T-m) |
|---------|---------|
| 346.19 | 118.18 |
| 296.73 | 116.14 |
| 247.28 | 112.17 |
| 197.82 | 106.46 |
| 148.37 | 99.01 |
| 0 | 79.03 |
| -59.14 | 61.59 |
| -118.29 | 42.32 |
| -177.43 | 21.21 |
| -231.37 | 0 |

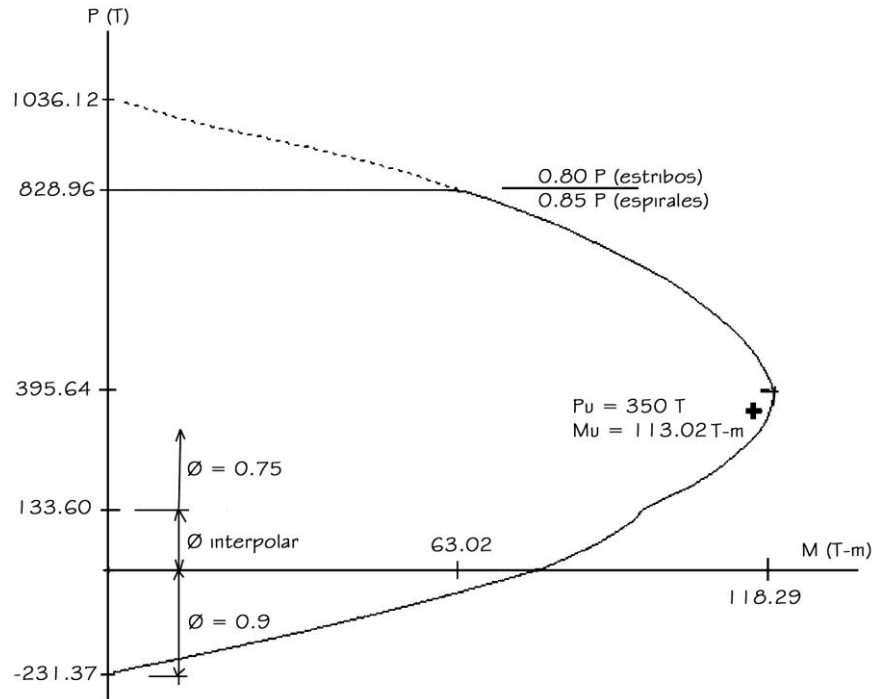


Fig. 6.11 Diagrama de interacción de la columna

Como se aprecia en el diagrama de interacción de la columna circular, $P_u = 350T$ y $M_u = 113.02T - m$, están dentro de la zona de resistencia por lo que la propuesta de acero y geometría de la sección es adecuada.

En efecto, se puede verificar que:

$$0.1 \phi_{axial} f'_c A_g = 0.1 (0.75)(210 \text{ kg/cm}^2)(6362 \text{ cm}^2) = 100.2T < 350T$$

Entonces debemos usar:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (5.7.4.5-3)$$

Como:
$$\frac{M_u}{M_r} = \frac{113.02T - m}{118.29T - m} = 0.96 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Cálculo de estribos

Se utilizarán estribos cerrados $\phi 3/8'' @ 0.30$ en forma de zuncho, distribución que cumple con no ser mayor que la menor dimensión de la columna ni 30 cm. (Art. 5.10.4.3).

CAPÍTULO 7: ANÁLISIS SÍSMICO

7.1) GENERALIDADES

Los puentes en general se diseñan para tener una baja probabilidad de colapso aun cuando puedan sufrir daños significativos e interrumpir su servicio, bajo un sismo de diseño con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años.

La carga sísmica se determina en base al coeficiente de respuesta elástica (C_{sm}), el peso de la super-estructura (W), y se ajusta aplicando el factor de modificación de respuesta (R) (Art. 3.10.1 AASHTO).

Procedimiento general

Se usan los coeficiente de aceleración del terreno máxima $PGA(0.0s)$ y los de periodos espectrales corto $S_s(0.2s)$ y largo $S_1(1.0s)$ para 5% de amortiguamiento crítico. Dichos valores se determinan con los mapas de isoaceleración obtenidos para un suelo tipo roca B (ver adelante, en el APÉNDICE 7A.1, los correspondientes al caso del Perú).

Clases de Sitio

Los sitios se clasifican según la Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO, de acuerdo a su rigidez determinada por la velocidad de la onda de corte superior a 100ft. La prueba de penetración estándar (SPT), el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo no drenadas también pueden usarse para la clasificación.

Tabla 7.1 Definición Clase de Sitio (Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO)

| Clases de Sitio | Tipo de Suelo y Perfil |
|-----------------|---|
| A | Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $v_s > 5,000$ ft/s |
| B | Roca con $2,500$ ft/s $< v_s < 5,000$ ft/s |
| C | Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< v_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes/ft, o $S_u > 2.0$ ksf |
| D | Suelo rígido con 600 ft/s $< v_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ft, o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf |
| E | Perfil de suelo con $v_s < 600$ ft/s o con cualquiera $N < 15$ golpes/ft o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf |
| F | Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft) |

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Donde:

- V_s = Promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft
- N = Promedio de la cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft
- S_u = Promedio de resistencia al corte no drenada en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelo superiores a 100 ft
- PI = Índice plástico (ASTM D4318)
- w = Contenido de humedad (ASTM D2216)

Factores de Sitio

Los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v , serán usados para el período cero y el rango de períodos corto y largo respectivamente. Estos factores se determinan usando la clase de sitio dada en la Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO, y los valores de los coeficientes PGA, S_s y S_1 que se elaboren mediante estudios para las distintas zonas del país.

Tabla 7.2 Valores de Factor de Sitio, F_{pga} , en periodo-cero en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO)

| Clase de sitio | Coeficiente aceleración pico del terren (PGA) ¹ | | | | |
|----------------|--|------------|------------|------------|------------|
| | PGA < 0.10 | PGA = 0.20 | PGA = 0.30 | PGA = 0.40 | PGA > 0.50 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F ² | * | * | * | * | * |

Notas:

1. Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de PGA.
2. Llevar a cabo investigaciones geotecnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 7.3 Valores de Factor de Sitio, F_a , para rango de periodo corto en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO)

| Clase de sitio | Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec (S_s) ¹ | | | | |
|----------------|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | $S_s < 0.25$ | $S_s = 0.50$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1.00$ | $S_s > 1.25$ |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F ² | * | * | * | * | * |

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de S_s .
2. Llevar a cabo investigaciones geotecnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 7.4 Valores de Factor de Sitio, F_v , para rango de periodo largo en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO)

| Clase de sitio | Coeficiente aceleración espectral en Periodo 1.0 sec (S_1) ¹ | | | | |
|----------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | $S_1 < 0.1$ | $S_1 = 0.2$ | $S_1 = 0.3$ | $S_1 = 0.4$ | $S_1 > 0.5$ |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| C | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 |
| D | 2.4 | 2 | 1.8 | 1.6 | 1.5 |
| E | 3.5 | 3.2 | 2.8 | 2.4 | 2.4 |
| F ² | * | * | * | * | * |

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .
2. Llevar a cabo investigaciones geotecnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Espectro de Respuesta de Diseño

El espectro de respuesta al 5% de diseño amortiguado se realiza tal como se detalla en la Fig. 3.10.4.1-1 AASHTO. Este espectro se calcula usando los picos mapeados de los coeficientes de aceleración del terreno y los coeficientes de aceleración espectral escalados en los periodos cero, corto y largo de los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v respectivamente.

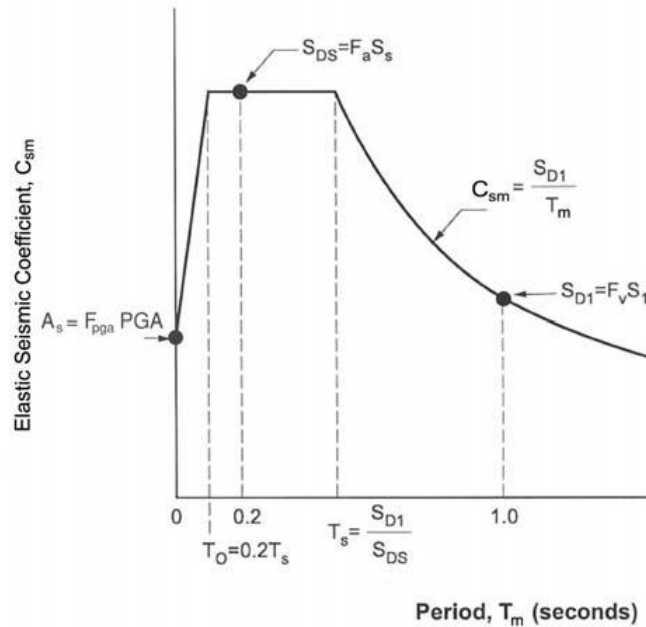


Fig. 7.1 Espectro de Respuesta de Diseño (Figura 3.10.4.1-1, AASHTO)

Coefficiente de Respuesta Sísmico Elástico

Para periodos menores o iguales a T_o , el coeficiente sísmico elástico para el movimiento m th de vibración, C_{sm} , será:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s)(T_m / T_o) \quad (3.10.4.2-1)$$

donde:

$$A_s = F_{pga}(PGA) \quad (3.10.4.2-2)$$

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (3.10.4.2-3)$$

PGA= coeficiente de aceleración pico del terreno sobre la roca (Sitio Clase B)

S_s = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio Clase B)

T_m = periodo de vibración del modo m_{th} (s)

T_o = periodo de referencia usado para definir la figura espectral=0.2 T_s (s)

T_s = esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasa a ser transversalmente proporcional al periodo= S_{D1} / S_{DS} (s)

Para periodos mayores o iguales a T_o y menores o iguales a T_s , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (3.10.4.2-4)$$

Para periodos mayores que T_s , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = S_{D1} / T_m \quad (3.10.4.2-5)$$

donde:

$$S_{DI} = F_v S_1 \quad (3.10.4.2-6)$$

S_1 = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en periodo de 1.0 seg sobre roca (Sitio Clase B)

Procedimiento para el cálculo del Espectro de Respuesta de Diseño

- a) De los mapas de Iso-aceleraciones y según la ubicación geográfica determinar: PGA, S_s y S_1 (para el caso del Perú, ver adelante el APÉNDICE 7A.1).
- b) Con las propiedades del suelo, en la Tabla 3.10.3.1-1 definir la clase de sitio que corresponda: A, B, etc.
- c) De las Tablas 3.10.3.2-1, 3.10.3.2-2, 3.10.3.2-3, establecer los valores de F_{pga} , F_a y F_v .
- d) Calcular:
 - $A_s = F_{pga}(PGA)$
 - $S_{DS} = F_a \cdot S_s$
 - $S_{DI} = F_v \cdot S_1$
- e) Tabular los datos y graficar según la Fig. 3.10.4.1-1

7.2 MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO

La selección del método de diseño mínimo para un puente depende de la clasificación operacional del puente, la zona sísmica, y la regularidad del mismo.

- 1) Puentes de un solo tramo (Art. 4.7.4.2)
 No requieren análisis sísmico independientemente de la zona sísmica.
 Las conexiones entre la superestructura y el estribo se diseñan para una fuerza no menor que el producto del coeficiente de aceleración A_s y la carga tributaria permanente (Art. 3.10.9).
- 2) Puentes de tramos múltiples (Art. 4.7.4.3)
 Los requerimientos mínimos de análisis se establecen en la Tabla 4.7.4.3.1-1:

Tabla 7.5 Requerimientos mínimos de análisis por efectos sísmicos (Tabla 4.7.4.3.1-1, AASHTO)

| Zona Sísmica | Puentes de Un Solo Tramo | Puentes de Múltiples Tramos | | | | | |
|--------------|---------------------------------|-----------------------------|-----------|--------------------|-----------|------------------|-----------|
| | | Otros Puentes | | Puentes Esenciales | | Puentes Críticos | |
| | | Regular | Irregular | Regular | Irregular | Regular | Irregular |
| 1 | NO SE REQUIERE ANALISIS SÍSMICO | * | * | * | * | * | * |
| 2 | | SM/UL | SM | SM/UL | MM | MM | MM |
| 3 | | SM/UL | MM | MM | MM | MM | TH |
| 4 | | SM/UL | MM | MM | MM | TH | TH |

Donde:

- * = no requieren análisis sísmico
- UL = método elástico de carga uniforme
- SM = método elástico unimodal
- MM = método elástico multimodal
- TH = método tiempo-historia

A) Clasificación operacional del puente (Art. 3.10.5)

Puentes críticos: son puentes que deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sismo de diseño y ser aptos para ser usados por los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo importante (periodo de recurrencia de 2500 años).

Puentes esenciales: son aquellos que deberían como mínimo estar abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño (periodo de recurrencia de 1000 años).

Otros puentes: Son diseñados para proteger la vida ante un sismo de diseño con un período de retorno de 1000 años. Su comportamiento esperado implica que resistan sismos pequeños sin daños importantes y para la ocurrencia del sismo de diseño sufran grandes daños sin colapso.

B) Zonas sísmicas

Para definir la zona sísmica se utiliza la Tabla AASHTO:

Tabla 7.6 Zonas sísmicas (Tabla 3.10.6-1, AASHTO)

| Acceleration Coefficient, S_{D1} | Seismic Zone |
|------------------------------------|--------------|
| $S_{D1} \leq 0.15$ | 1 |
| $0.15 < S_{D1} \leq 0.30$ | 2 |
| $0.30 < S_{D1} \leq 0.50$ | 3 |
| $0.50 < S_{D1}$ | 4 |

Donde:

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1$$

F_v = factor de sitio (según Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO, a determinar con la clase de sitio)

S_1 = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 1seg. de periodo sobre roca (sitio clase B), según mapa de Isoaceleraciones.

C) Regularidad del puente

La regularidad es una función del número de tramos, la distribución del peso y la rigidez.

Los puentes regulares en general tienen hasta seis tramos como máximo y no presentan cambios abruptos o inusuales en peso, rigidez o geometría de tramo a tramo o de soporte a soporte de la estructura.

Tabla 7.7 Requerimientos de regularidad del puente (Tabla 4.7.4.3.1-2, AASHTO)

| Parámetro | Valor | | | | |
|--|-------|-----|-----|-----|-----|
| | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Número de tramos | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Máximo ángulo subtendido para un puente curvo | 90° | 90° | 90° | 90° | 90° |
| Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo | 3 | 2 | 2 | 1.5 | 1.5 |
| Maxima relación de rigidez Pilar/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos | - | 4 | 4 | 3 | 2 |

Factores de modificación de respuesta (R) (Art. 3.10.7)

Las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras y las uniones entre partes de estructuras listadas en la Tabla 3.10.7.1-2, se determinarán dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta R, especificado en las Tablas 3.10.7.1-1 y 3.10.7.1-2 respectivamente.

De modo alternativo al uso de los factores R especificados en la Tabla 3.10.7.1-2 para conexiones, las uniones monolíticas entre elementos estructurales como por ejemplo las uniones columna-zapata, pueden diseñarse para transmitir las máximas solicitaciones que se pueden desarrollar por la rotulación inelástica de las columnas o los cabezales multi-columna que conectan especificados en el Art. 3.10.9.4.3.

Si se utiliza un método de análisis inelástico de tiempo-historia, el factor de modificación de respuesta R, se deberá tomar igual a 1.0 para toda la subestructura y todas las uniones.

**Tabla 7.8 Factores de modificación de respuesta - Subestructuras
(Tabla 3.10.7.1-1, AASHTO)**

| Subestructura | Categoría según la importancia | | |
|--|--------------------------------|----------|-------|
| | Crítica | Esencial | Otras |
| Pilar tipo muro - mayor dimensión | 1,5 | 1,5 | 2,0 |
| Caballetes de pilotes de hormigón armado | | | |
| • Sólo pilotes verticales | 1,5 | 2,0 | 3,0 |
| • Con pilotes inclinados | 1,5 | 1,5 | 2,0 |
| Columnas simples | 1,5 | 2,0 | 3,0 |
| Caballete de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y hormigón | | | |
| • Sólo pilotes verticales | 1,5 | 3,5 | 5,0 |
| • Con pilotes inclinados | 1,5 | 2,0 | 3,0 |
| Caballetes multicolumna | 1,5 | 3,5 | 5,0 |

**Tabla 7.9 Factores de modificación de respuesta - Conexiones
(Tabla 3.10.7.1-2, AASHTO)**

| Unión | Todas las categorías |
|---|----------------------|
| Superestructura - Estribo | 0,8 |
| Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura | 0,8 |
| Columnas, pilares o caballetes de pilotes - Viga cabecera o superestructura | 1,0 |
| Columnas o pilares - Fundaciones | 1,0 |

Combinación de las fuerzas sísmicas (Art. 3.10.8)

Se deberá asumir que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral.

Las solicitaciones sísmicas elásticas se deben combinar de la siguiente manera:

- 100% del valor absoluto en una de las direcciones ortogonales combinado con 30% del valor absoluto en la segunda dirección ortogonal
- 100% del valor absoluto en la segunda dirección ortogonal combinado con 30% del valor absoluto en la primera dirección ortogonal

7.2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS UNI-MODAL

I MÉTODO DE LA CARGA UNIFORME (Art. 4.7.4.3.2c)

Se trata de un método de análisis estático equivalente que emplea una carga lateral uniforme para aproximar el efecto de las cargas sísmicas.

Está basado en el modo fundamental de vibración en la dirección longitudinal o transversal. La rigidez del sistema se calcula usando el desplazamiento máximo que ocurre cuando se aplica una carga uniforme al puente. El método es adecuado para puentes regulares que responden principalmente a su modo de vibración fundamental.

Permite calcular desplazamientos y fuerzas en los elementos con precisión aceptable aunque sobrestima los cortes transversales en los estribos hasta en 100% (muy conservador). En tales casos es recomendable el análisis espectral uni-modal.

Procedimiento:

- a) Calcular los desplazamientos estáticos $v_s(x)$ provocados por una carga uniforme arbitraria, como por ejemplo $p_o = 1 \text{ t/m}$.

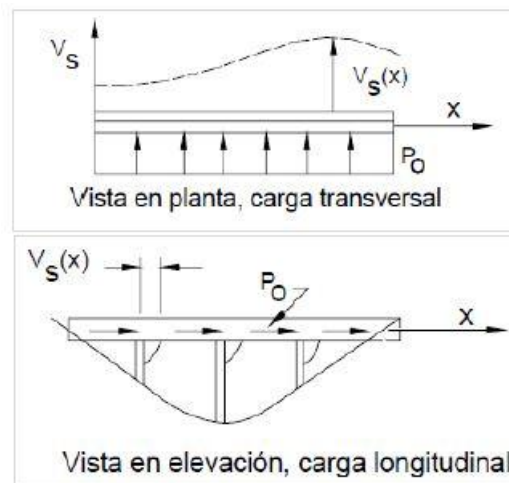


Fig. 7.2 Plataforma de puente sujeta a carga transversal y longitudinal (Fig. C4.7.4.3.2b-1, AASHTO)

Donde:

p_o = carga uniforme, como puede ser 1T/m

$v_s(x)$ = deformación que corresponde a p_o (m)

$w(x)$ = carga muerta no factorada nominal de la super-estructura del puente y sub-estructura tributaria (T/m)

- b) Calcular luego la rigidez del sistema y el peso con:

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

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

La carga permanente incluye elementos estructurales y cargas relevantes incluyendo la subestructura tributaria. Los efectos inerciales de la sobrecarga

no se incluyen. Sin embargo si una carga viva es importante, si debe considerarse (alta relación de carga viva a carga muerta) como es el caso de puentes con congestión de tráfico.

- c) Calcular el periodo del puente T_m usando la expresión:

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

Siendo:

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

- d) Con el valor de T_m , calcular según (3.10.4.2-1), (3.10.4.2-4), ó (3.10.4.2-5), el valor de C_{sm} :

$$\begin{aligned} C_{sm} &= (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s & \Rightarrow & T \leq T_0 \\ C_{sm} &= S_{DS} & \Rightarrow & T_0 \leq T \leq T_s \\ C_{sm} &= \frac{S_{D1}}{T} & \Rightarrow & T \geq T_s \end{aligned}$$

Siendo:

C_{sm} = adimensional correspondiente al coeficiente de respuesta sísmica elástica

- e) Calcular la carga sísmica estática equivalente, P_e :

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

Siendo:

p_e = carga sísmica estática uniforme equivalente por unidad de longitud del puente aplicada para representar el modo principal de vibración (T/m)

- f) Calcular los desplazamientos y solicitaciones aplicando p_e y efectuando un segundo análisis o alternativamente multiplicando los resultados por p_e / p_o .

2 MÉTODO ESPECTRAL UNI-MODAL (Art. 4.7.4.3.3)

Está basado en el modo fundamental de vibración en la dirección longitudinal o transversal. Para puentes regulares el modo fundamental de vibración en el plano horizontal coincide tanto con el eje longitudinal como el transversal del puente.

La forma modal se encuentra aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando luego la deformada resultante. El periodo natural se calcula igualando la energía potencial y cinética máximas asociadas con la forma del modo fundamental. La amplitud de la forma desplazada se determina a partir del coeficiente de respuesta sísmica elástica C_{sm} y el correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud se usa para determinar las acciones sísmicas.

Procedimiento:

a) Calcular como en el caso anterior los desplazamientos estáticos $v_s(x)$ provocados por una carga uniforme arbitraria, como por ejemplo $p_o = 1 \text{ t/m}$.

b) Calcular los factores α , β , γ :

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

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

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

c) Calcular el periodo del puente con:

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} \quad (\text{C4.7.4.3.2b-4})$$

d) Con el valor de T_m , calcular según (3.10.4.2-1), (3.10.4.2-4), ó (3.10.4.2-5), el valor de C_{sm} :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_S) \frac{T}{T_0} + A_S \quad \Rightarrow \quad T \leq T_0$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad \Rightarrow \quad T_0 \leq T \leq T_S$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \Rightarrow \quad T \geq T_S$$

e) Calcular la carga sísmica equivalente con:

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

f) Aplicar esta carga a la estructura y determinar las solicitaciones resultantes.

7.2.2 MÉTODO DE ANÁLISIS MULTI-MODAL

(Art. 4.7.4.3.3)

Se debe utilizar en puentes en los cuales otros modos en adición al modo fundamental participan significativamente en la respuesta del puente. Estos modos pueden estar en la misma dirección coordinada que el modo fundamental o en cualquiera de las otras dos direcciones ortogonales, o tener una respuesta acoplada en dos o tres direcciones.

El modelo a usar para el análisis dinámico lineal debe ser tri-dimensional. El número de modos a considerar debe ser por lo menos tres veces el número de tramos del modelo. Para cada modo utilizar el espectro de respuesta sísmica elástica.

Los desplazamientos y solicitaciones se pueden estimar combinando resultados de los modos individuales (esfuerzos y desplazamientos) mediante el método de Combinación Cuadrática Completa (método CQC).

7.2.3 MÉTODO TIEMPO-HISTORIA

(Art. 4.7.4.3.4)

Para estructuras críticas o de geometría compleja o ubicadas cerca a fallas activas del terreno, deben emplearse métodos rigurosos de análisis como es el caso del método tiempo-historia recomendable para este propósito.

Las características del ambiente sísmico a considerarse en la selección tiempo-historia incluyen:

- Ambiente tectónico (zona de subducción, fallas de la corteza de poca profundidad, etc.)
- Magnitud del sismo
- Tipo de falla (deslizamiento, inversa, normal, etc.)
- Distancia del lugar a la fuente sísmica
- Condiciones locales del lugar y
- Características del movimiento sísmico esperado o de diseño (espectro de respuesta de diseño, duración de la sacudida fuerte, características especiales del movimiento sísmico tales como la falla cercana, etc.)

7.2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEAR

Dentro de este caso encontramos los métodos estáticos no-lineares:

- a) Método de Capacidad/Demanda de la estructura (también conocido como el método Pushover)
- b) Método del Espectro de Capacidad.

Ambos usan métodos de análisis elástico para determinar la demanda de un puente y técnicas no lineares explícitas para asegurar la capacidad del puente de resistir estas demandas.

Y también encontramos los métodos dinámicos no lineares.

7.2.5 OTROS MÉTODOS

Existen otros métodos como: análisis por imposición de desplazamientos de apoyo, análisis por interacción suelo-estructura, etc.

PROBLEMAS

PROBLEMA 7.1 Determinar debido a la acción sísmica los desplazamientos y el corte máximo en la columna del puente mostrado situado en la ciudad de Lima-Perú. No considerar la rigidez transversal de los estribos. El apoyo de la losa sobre la columna es simple. Asumir 5% de amortiguamiento.

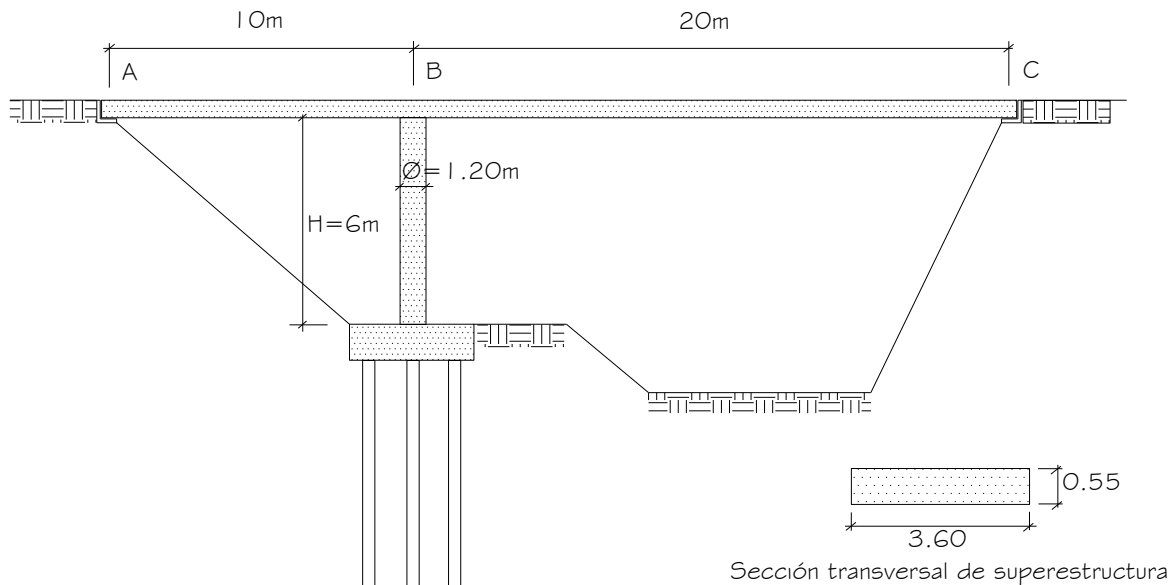


Fig. 7.3 Geometría del puente planteado

Solución.-

1) MÉTODO DE LA CARGA UNIFORME

Carga permanente de análisis:

(C4.7.4.3.2c)

Se consideran los elementos estructurales y demás cargas relevantes incluyendo sin limitarse los cabezales de pilotes, estribos, columnas y zapatas. Se pueden incluir sobrecargas. Generalmente los efectos inerciales de las sobrecargas no se incluyen en el análisis. Sin embargo la probabilidad de una carga viva importante durante un sismo será tomada en cuenta cuando la relación de carga viva a muerta sea alta, caso de áreas urbanas con posible congestión de tráfico.

$$\begin{aligned}
 \text{Peso superestructura} &= \text{peso de losa} \\
 &= 0.55 \text{m} \times 3.60 \text{m} \times 30 \text{m} \times 2.4 \text{T/m}^3 \\
 &= 142.56 \text{ T} \\
 \text{Peso de columna} &= \pi (1.20)^2 / 4 \text{m}^2 \times 6 \text{m} \times 2.4 \text{T/m} = 16.286 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$W = 142.56 \text{ T} + 16.286 \text{ T} = 158.85 \text{ T}$$

- 1) Cálculo de las deflexiones laterales por acción de una carga transversal arbitraria uniforme $p_o = 1 \text{ T/m}$

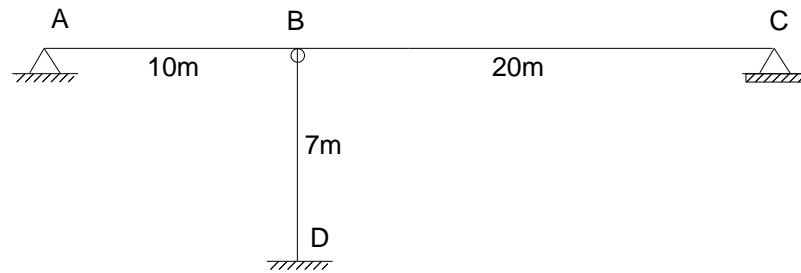


Fig. 7.4 Idealización de la estructura de puente

Aplicando transversalmente sobre la superestructura una carga uniforme $p_o = 1 \text{ T/m}$, calculamos mediante un programa de estructuras las deflexiones producidas en el sistema. Se muestran los resultados.

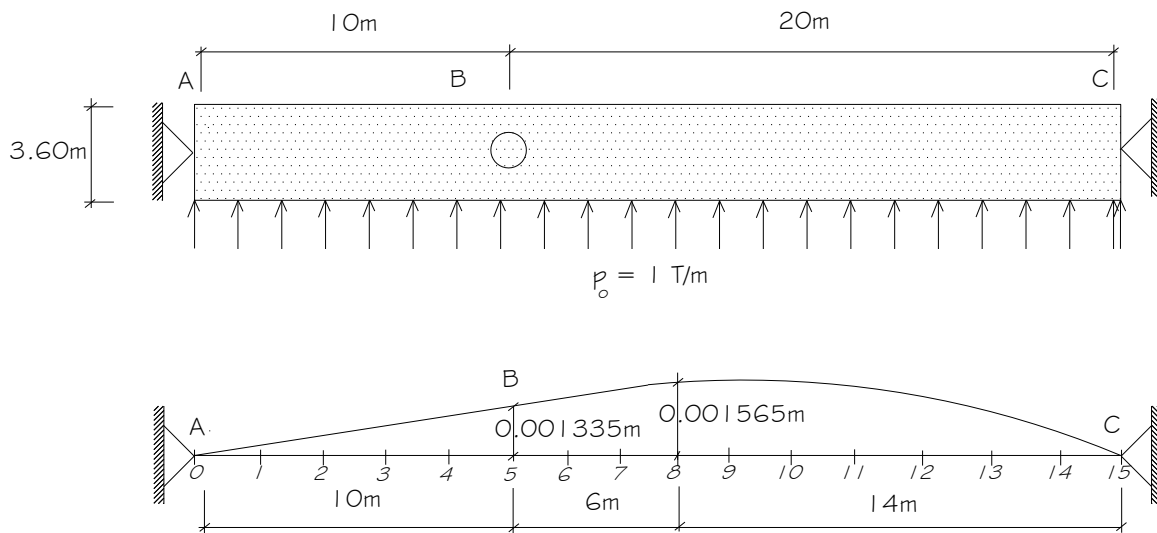


Fig. 7.5 Deflexiones laterales (secciones cada 2.0m)

**Desplazamientos laterales $v_s(x)$ por carga $p_o = 1T/m$
y desplazamientos corregidos $v'_s(x)$**

| Nº | X (m) | $v_s(x)$ (m) | $v'_s(x) = v_s(x) (p_e/p_o)$ (m) |
|----|------------|-----------------|-------------------------------------|
| A | 0 | 0 | 0 |
| | 1 | 2 | 0.000327 |
| | 2 | 4 | 0.000636 |
| | 3 | 6 | 0.000913 |
| | 4 | 8 | 0.001148 |
| B | 5 | 10 | 0.001335 |
| | 6 | 12 | 0.001473 |
| | 7 | 14 | 0.001551 |
| | 8 | 16 | 0.001565 |
| | 9 | 18 | 0.00151 |
| | 10 | 20 | 0.001389 |
| | 11 | 22 | 0.001204 |
| | 12 | 24 | 0.000962 |
| | 13 | 26 | 0.000671 |
| | 14 | 28 | 0.000346 |
| C | 15 | 30 | 0 |
| | $\Sigma =$ | | 0.01503 |

Rigidez de la columna:

Con $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$, $\mu = 0.20$, $f = 1.1$ (sección circular) y $H = 6\text{m}$:

$$I = 0.101788 \text{ m}^4, A = 1.131 \text{ m}^2$$

$$E = 15,300\sqrt{f'_c} = 2'560,180 \text{ T/m}^2 \quad (C5.4.2.4-3)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = 1'066,742 \text{ T/m}^2$$

$$\phi = \frac{12EI\alpha}{AGH^2} = 0.101788 \text{ m}^4 \text{ (influencia del corte)}$$

$$K_{col} = \frac{3EI}{H^3(1 + \phi)} = 3,351 \text{ T/m}$$

Deflexión máxima: $v_s(x)_{m\acute{a}x} = 0.001565\text{m}$

Corte en columna: $V_{col} = K_{col} v_s(x)_{col} = 3,351 \text{ T/m} \times 0.001335\text{m} = 4.47\text{T}$

Carga total aplicada: $P_o = p_o \cdot L = 1 \text{ T/m} \times 30\text{m} = 30\text{T}$

2) Rigidez lateral del puente (K_T)

$$K_T = \frac{P_o}{v_{s(x)m\acute{a}x}} = \frac{30\text{T}}{0.001565\text{m}} = 19,169 \text{ T/m} \quad (C4.7.4.3.2c-1)$$

3) Periodo transversal (T_m) del puente

$$T_m = 2\pi\sqrt{\frac{W}{gK_T}} = 2\pi\sqrt{\frac{158.85\text{T}}{9.81\text{m/s}^2(19,169\text{T/m})}} = 0.183 \text{ s} \quad (C4.7.4.3.2c-3)$$

4) Coefficiente de respuesta sísmico elástico (C_{sm})

Como $T_m = 0.183s$ y $T_o = 0.0794$, $T_s = 0.3968s$, $S_{DS} = 1.26g$ (Lima)

$$\text{Cuando } T_o \leq T_m \leq T_s \rightarrow C_{sm} = S_{DS} = 1.26g \quad (3.10.4.2-4)$$

5) Resultados

La carga estática equivalente (p_e) es:

$$p_e = \frac{C_{sm} W}{L} = \frac{(1.26)(158.85T)}{30m} = 6.67 T/m \quad (C4.7.4.3.2c-4)$$

Escalando los desplazamientos obtenidos $v_s(x)$, con $(p_e / p_o) = 6.67$ se obtienen los desplazamientos finales $v'_s(x)$ expresados en la última columna de la Tabla anterior.

$$\text{Desplazamiento máximo } v'_s(x)_{\text{máx}} = 0.010439m = 1.04cm$$

$$\text{Corte máximo en columna } V'_{col} = K \cdot v'_s(x) = 3,35 \text{ IT/m} \times 0.008904m = 29.84T$$

$$\text{Corte total en la base } P_e = p_e \cdot L = 6.67T/m \times 30m = 200.16T$$

II) MÉTODO DEL ANÁLISIS ESPECTRAL UNIMODALA. SENTIDO TRANSVERSAL1) Cálculo de las deflexiones laterales por acción de una carga transversal arbitraria uniforme $p_o = 1T/m$

Aplicamos como en el método anterior una carga uniforme $p_o = 1 T/m$ en la superestructura del puente y calculamos las deflexiones transversales producidas $v_s(x)$. Los resultados se muestran en la Tabla:

**Resultado de desplazamientos laterales $v_s(x)$
por acción de la carga distribuida $p_o = 1T/m$**

| Nº | X (m) | $v_s(x)$ (m) | $[v_s(x)]^2$ (m ²) |
|----|-----------|-----------------|-----------------------------------|
| A | 0 | 0 | 0 |
| | 1 | 0.000327 | 1.069290E-07 |
| | 2 | 0.000636 | 4.044960E-07 |
| | 3 | 0.000913 | 8.335690E-07 |
| | 4 | 0.001148 | 1.317904E-06 |
| B | 5 | 0.001335 | 1.782225E-06 |
| | 6 | 0.001473 | 2.169729E-06 |
| | 7 | 0.001551 | 2.405601E-06 |
| | 8 | 0.001565 | 2.449225E-06 |
| | 9 | 0.00151 | 2.280100E-06 |
| | 10 | 0.001389 | 1.929321E-06 |
| | 11 | 0.001204 | 1.449616E-06 |
| | 12 | 0.000962 | 9.254440E-07 |
| | 13 | 0.000671 | 4.502410E-07 |
| | 14 | 0.000346 | 1.197160E-07 |
| C | 15 | 0 | 0 |
| | $\Sigma=$ | 0.01503 | 1.86241E-05 |

2) Cálculo de los coeficientes α , β y γ

Usando la regla trapezoidal para evaluar las integrales con un intervalo entre ordenadas constante e igual a 3m. utilizando los resultados de la Tabla se obtiene:

$$\int v_s(x) dx = (0.5 \times 0 + 0.000327 + \dots + 0.000346 + 0.5 \times 0) \times 2 = 0.01503 \text{ m} \times 2 \text{ m} \\ = 0.03006 \text{ m}^2$$

$$\int v_s(x)^2 dx = (0.5 \times 0 + 1.06929 \times 10^{-7} + \dots + 1.19716 \times 10^{-7} + 0.5 \times 0) \times 2 = 1.86241 \times 10^{-5} \text{ m} \times 2 \text{ m} \\ = 3.72482 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

Luego:

$w(x)$ = carga muerta no factorada tanto de la superestructura como de la subestructura tributaria del puente (C4.7.4.3.2c)

$$w(x) = W/L = 158.85 \text{ T} / 30 \text{ m} = 5.295 \text{ T/m}$$

$$\alpha = \int v_s(x) dx = 0.03006 \text{ m}^2 \quad (\text{C4.7.4.3.2b-1})$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx = w \int v_s(x) dx \quad (\text{C4.7.4.3.2b-2}) \\ \beta = 5.295 \text{ T/m} \times 0.03006 \text{ m}^2 = 0.1592 \text{ T-m}$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx = w \int v_s(x)^2 dx \quad (\text{C4.7.4.3.2b-3}) \\ \gamma = 5.295 \text{ T/m} \times 3.72482 \times 10^{-5} \text{ m}^3 = 0.00019723 \text{ T-m}^2$$

3) Cálculo del periodo

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o(g)\alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.00019723}{(1)(9.81)(0.03006)}} = 0.162 \text{ s} \quad (\text{C4.7.4.3.2b-4})$$

4) Coficiente de respuesta sísmico elástico (C_{sm})

Como $T_m = 0.162 \text{ s}$, y con: $T_o = 0.0794$, $T_s = 0.3968 \text{ s}$ y $S_{DS} = 1.26g$ (Lima)

$$\text{Para } T_o \leq T_m \leq T_s \rightarrow C_{sm} = S_{DS} = 1.26g \quad (\text{3.10.4.2-4})$$

5) Carga sísmica estática equivalente $p_e(x)$ que representa el modo principal de vibración (C4.7.4.3.2b-5)

$$p_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x) v_s(x) = \frac{0.1592(1.26)}{0.00019723} (5.295) v_s(x) = 5,385 v_s(x)$$

6) Desplazamientos $v'_s(x)$

Resolvemos los valores de la carga $p_e(x)$ según la siguiente Tabla. Luego éstos valores de $p_e(x)$ son aplicados lateralmente en la superestructura utilizando un programa de estructuras, para así calcular nuevos desplazamientos $v'_s(x)$. Estos desplazamientos finalmente son comparados con los que se obtuvieron por el método de la carga unitaria distribuida.

**Cálculo de desplazamientos laterales en la superestructura $v'_s(x)$
por acción de la carga sísmica equivalente $p_e(x)$**

| Nº | X (m) | $v_s(x)$ (m) | $p_e(x)=5385v_s(x)$ (T/m) | $v'_s(x)$ (m) | $v'_s(x)(p_e/p_0)$ (m) |
|-----------|----------|-----------------|------------------------------|------------------|---------------------------|
| A | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 1 | 2 | 0.000327 | 1.76 | 0.002118 |
| | 2 | 4 | 0.000636 | 3.42 | 0.004242 |
| | 3 | 6 | 0.000913 | 4.92 | 0.005993 |
| | 4 | 8 | 0.001148 | 6.18 | 0.007588 |
| B | 5 | 10 | 0.001335 | 7.19 | 0.008867 |
| | 6 | 12 | 0.001473 | 7.93 | 0.009825 |
| | 7 | 14 | 0.001551 | 8.35 | 0.010372 |
| | 8 | 16 | 0.001565 | 8.43 | 0.010439 |
| | 9 | 18 | 0.001510 | 8.13 | 0.010092 |
| | 10 | 20 | 0.001389 | 7.48 | 0.009255 |
| | 11 | 22 | 0.001204 | 6.48 | 0.007988 |
| | 12 | 24 | 0.000962 | 5.18 | 0.006347 |
| | 13 | 26 | 0.000671 | 3.61 | 0.004406 |
| | 14 | 28 | 0.000346 | 1.86 | 0.002257 |
| C | 15 | 30 | 0 | 0 | 0 |
| $\Sigma=$ | | 0.01503 | 80.93655 | | |

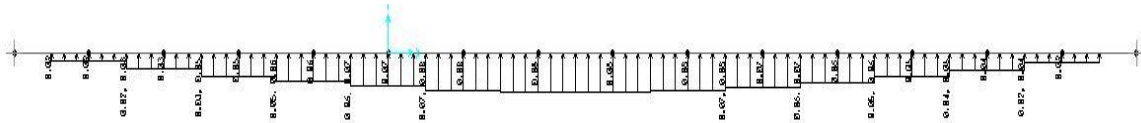


Fig. 7.6 Carga sísmica estática equivalente $p_e(x)$ aplicada lateralmente en el puente

7) Resultados

La carga sísmica total (corte en la base) es:

$$V = \int p_e(x) dx = P_e \times 2m = 80.94T/m \times 2m = 161.88T$$

Desplazamiento máximo:

$$v'_s(x)_{\text{máx}} = 0.010467m = 1.05cm$$

Corte máximo en columna:

$$V_{\text{col}} = K \cdot v'_s(x) = 3,35 \text{ T/m} \times 0.008867m = 29.71T$$

| COMPARACIÓN DE RESULTADOS | Método Carga Uniforme | Método Unimodal |
|---------------------------|-----------------------|-----------------|
| Periodo transversal | 0.183s | 0.162s |
| Desplazamiento máximo | 1.04cm | 1.05cm |
| Corte máximo de columna | 29.84T | 29.71T |
| Corte de base total | 200.16T | 161.88T |

B. SENTIDO LONGITUDINAL1) Cálculo el peso por unidad de longitud del puente

Con $W = 158.85T$ y $L = 30m$ tenemos $w = 158.85T/30m = 5.295T/m$
Además $P_o = 1 T/m$

2) Cálculo de los coeficientes μ_o , α , β y γ

$$\mu_o = \frac{P_o L}{K} = \frac{(1T/m)(30m)}{3,351 T/m} = 0.008953 m$$

$$\alpha = \mu_o L = 0.268577 m^2 \quad (C4.7.4.3.2b-1)$$

$$\beta = \alpha w = 1.422113 T\cdot m \quad (C4.7.4.3.2b-2)$$

$$\gamma = \beta \mu_o = 0.012732 T\cdot m^2 \quad (C4.7.4.3.2b-3)$$

3) Cálculo del periodo

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o(g)\alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.012732}{(1)(9.81)(0.268577)}} = 0.4377 s \quad (C4.7.4.3.2b-4)$$

4) Coefficiente de respuesta sísmico elástico (C_{sm})

Como $T_m = 0.4377s$, y con: $T_o = 0.0794$, $T_s = 0.3968s$ y $S_{D1} = 0.5g$ (Lima)

$$\text{Para } T_m > T_s \rightarrow C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} = 1.145 g \quad (3.10.4.2-5)$$

5) Carga sísmica estática equivalente $p_e(x)$ que representa el modo principal de vibración

$$p_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w \mu_o = \frac{1.422113(1.145)}{0.012732} (5.295)(0.008953) = 6.06T/m \quad (C4.7.4.3.2b-5)$$

6) Desplazamiento longitudinal, corte y momento

$$v_s = \frac{p_{ex} L}{K} = \frac{(6.06T/m)(30m)}{3,351 T/m} = 0.05427 m = 5.43cm$$

$$V_x = \frac{P_{ex} L}{n^\circ \text{ de col.}} = \frac{(6.06T/m)(30m)}{1} = 181.85T$$

$$M_{yy} = V_x H = (181.85T)(6m) = 1,091 Tm$$

III) MÉTODO DEL ANÁLISIS ESPECTRAL MULTIMODAL

Mediante este método el número de modos a considerar debe ser como mínimo tres veces el número de tramos del modelo. Para cada modo se utiliza el espectro de respuesta sísmica elástica.

Los desplazamientos y solicitaciones se estiman combinando los respectivos valores de las respuestas (esfuerzos, desplazamientos) obtenidos de los modos individuales mediante el método de Combinación Cuadrática Completa (método CQC).

Si no se puede aplicar el método CQC, algunos métodos alternativos incluyen el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (método SRSS), pero este método mejor se adapta para combinar respuestas de modos bien separados. Para modos poco separados se debe utilizar la sumatoria absoluta de respuestas modales.

Pasos:

- 1) Representamos primero la estructura en un programa de cómputo como el SAP2000
- 2) Ingresar el espectro de diseño:

En el menú: **Define** → **Functions** → **Response Spectrum** → **Add New Function** → **Convert to User Defined**

En la ventana emergente ingresar los datos referidos al espectro de respuesta y colocar el nombre: Lima.

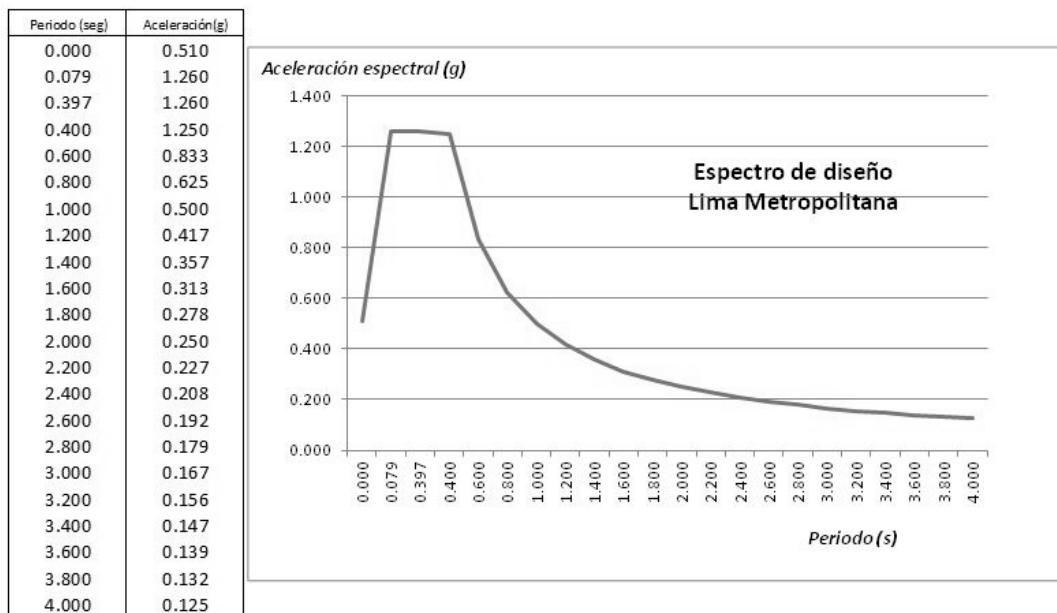
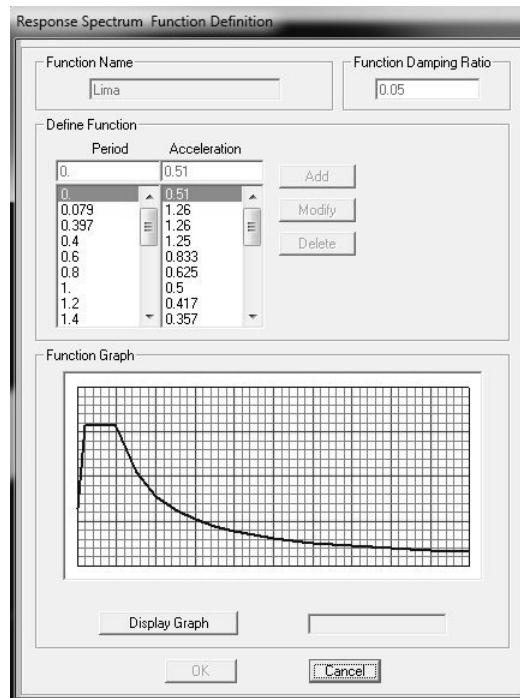
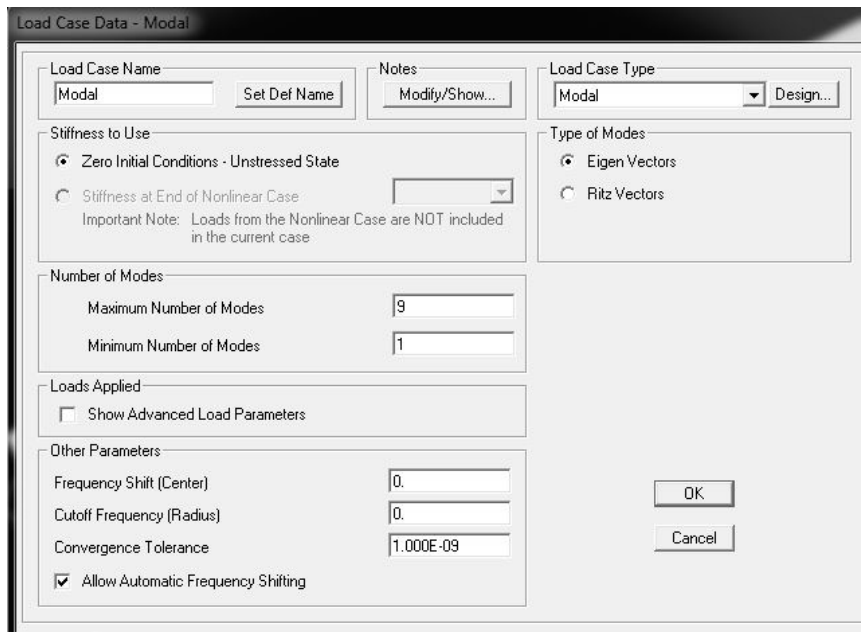


Fig. 7.7 Espectro de diseño para el cálculo



3) Análisis modal

En el menú ingresar a **Define** → **Load Cases**. Constatar que existe el caso **Modal** y seleccionar este caso. Revisar los datos haciendo **Click** en **Modify/Show Case**. Luego hacer **OK**.



4) Análisis espectral

En el menú ingresar a: **Define** → **Load Cases** → **Add New Load Case**

En la ventana emergente, en **Load Case Type** escoger **Response Spectrum**. Luego ingresar según lo mostrado para el sentido X con U1 :

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EX [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1.0
- SRSS GMC f2: 0.0
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

 Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|-----------|-----------|----------|--------------|
| Accel | U1 | Lima | 9.81 |
| | | | |

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Repetir de modo similar para el sentido Y con U2. Terminar con **OK**.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EY [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1.0
- SRSS GMC f2: 0.0
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

 Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|-----------|-----------|----------|--------------|
| Accel | U2 | Lima | 9.81 |
| | | | |

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

- 5) Ahora corremos el programa y luego comparamos los resultados con los dos métodos vistos anteriormente.

Para el caso del software CSIBridge:

- 1) Representar la estructura.
- 2) Ingresar el espectro de diseño:
 En el menú: **Loads → Type → Response Spectrum**. Desplegar y hacer **Click** en **Add New Function → Convert to User Defined**
 Ingresar los valores del espectro.
- 3) Análisis modal
 En el menú ingresar a **Analysis → Type → All**. Desplegar y constatar que existe el caso **Modal**. Seleccionar este caso y revisar los datos haciendo **Click** en **Modify/Show Case**. Luego hacer **OK**.
- 4) Análisis espectral
 En el menú ingresar a **Analysis → Type → Response Spectrum**. Desplegar y hacer **Click** en **Add New Load Case**. Ahora ingresar lo ya señalado para el sentido X con U1; del mismo en el sentido Y con U2.
- 5) Correr el programa.

5.1) SENTIDO TRANSVERSAL:

| COMPARACIÓN DE RESULTADOS | Método Carga Uniforme | Método Unimodal | Método Espectral Multimodal |
|---------------------------|-----------------------|-----------------|--------------------------------|
| Periodo transversal | 0.183s | 0.162s | 0.160s |
| Desplazamiento máximo | 1.04cm | 1.05cm | 1.01cm |
| Corte máximo de columna | 29.84T | 29.71T | 30.39T |
| Corte de base total | 200.16T | 161.88T | 59.32+65.32 +30.39T=155.03T |

5.2) SENTIDO LONGITUDINAL:

| COMPARACIÓN DE RESULTADOS | Método Unimodal | Método Espectral Multimodal |
|---------------------------|-----------------|-----------------------------|
| Periodo longitudinal | 0.437s | 0.416s |
| Desplazamiento máximo | 5.43cm | 5.22cm |
| Corte máximo de columna | 181.85T | 183.55T |
| Momento en la base | 1,091T-m | 1,101T-m |

APÉNDICE 7A.1

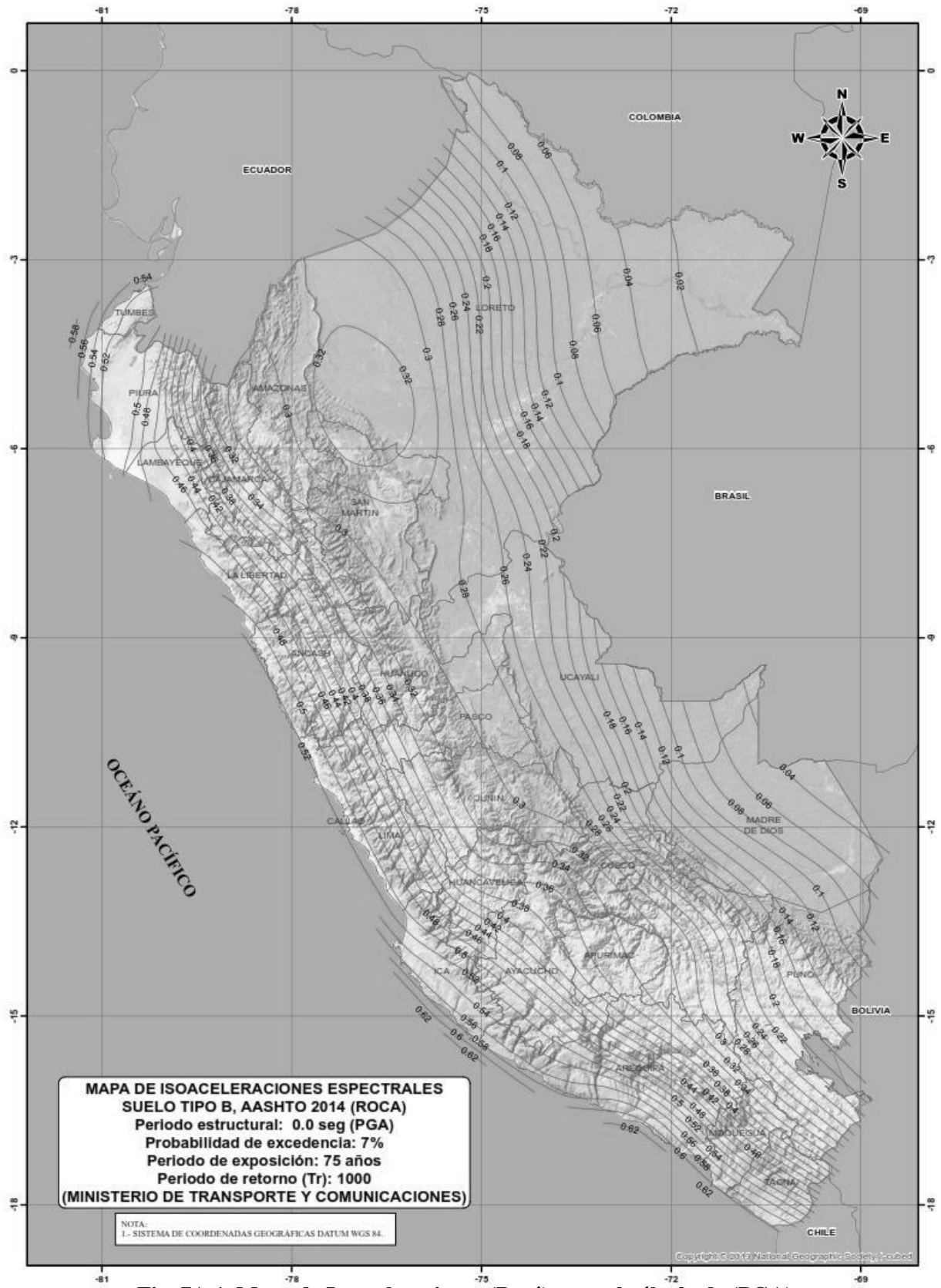


Fig. 7A.1 Mapa de Isoaceleraciones (Perú) para el cálculo de (PGA)

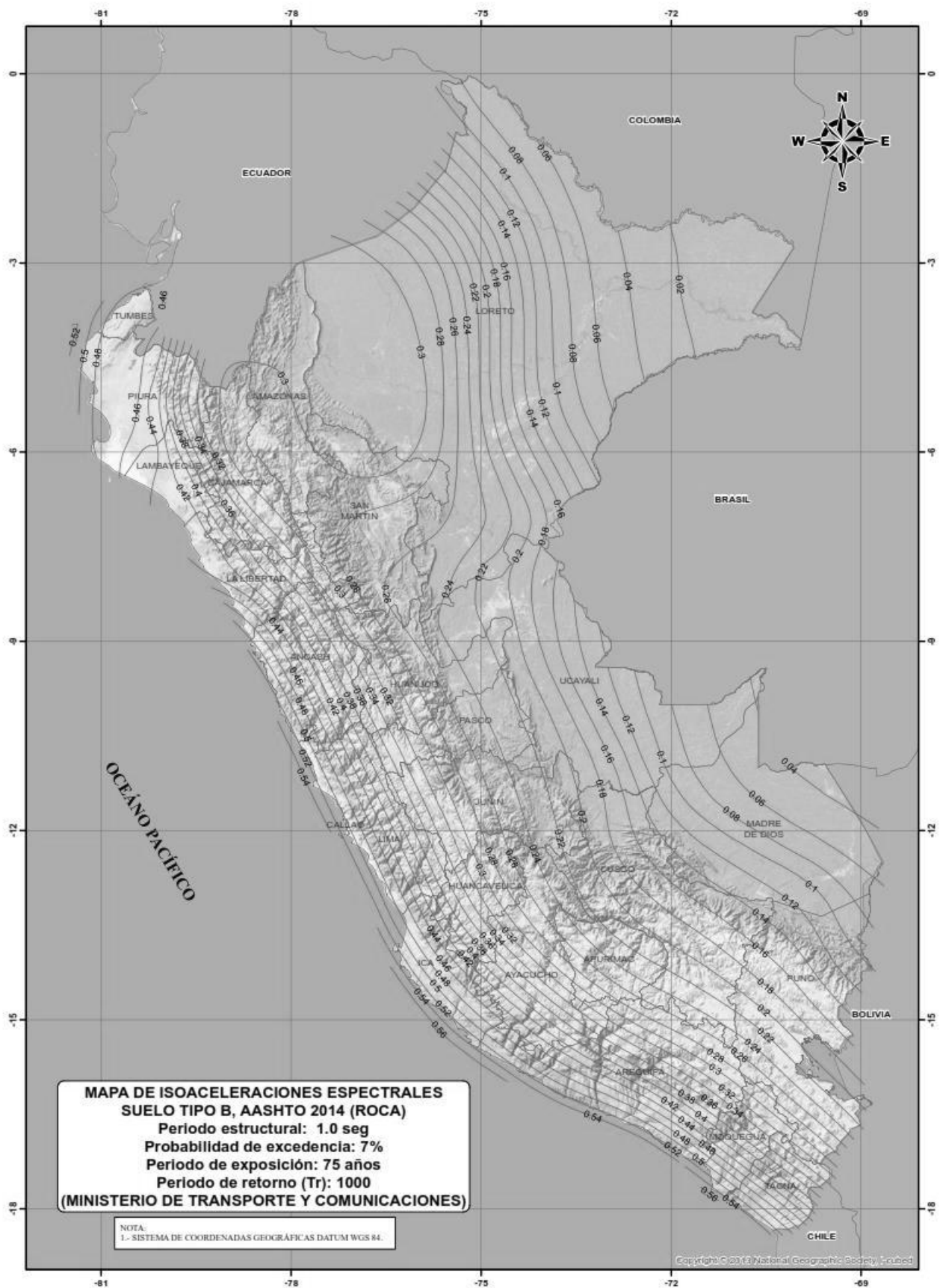


Fig. 7A.2 Mapa de Isoaceleraciones (Perú) para el cálculo de (S_1)

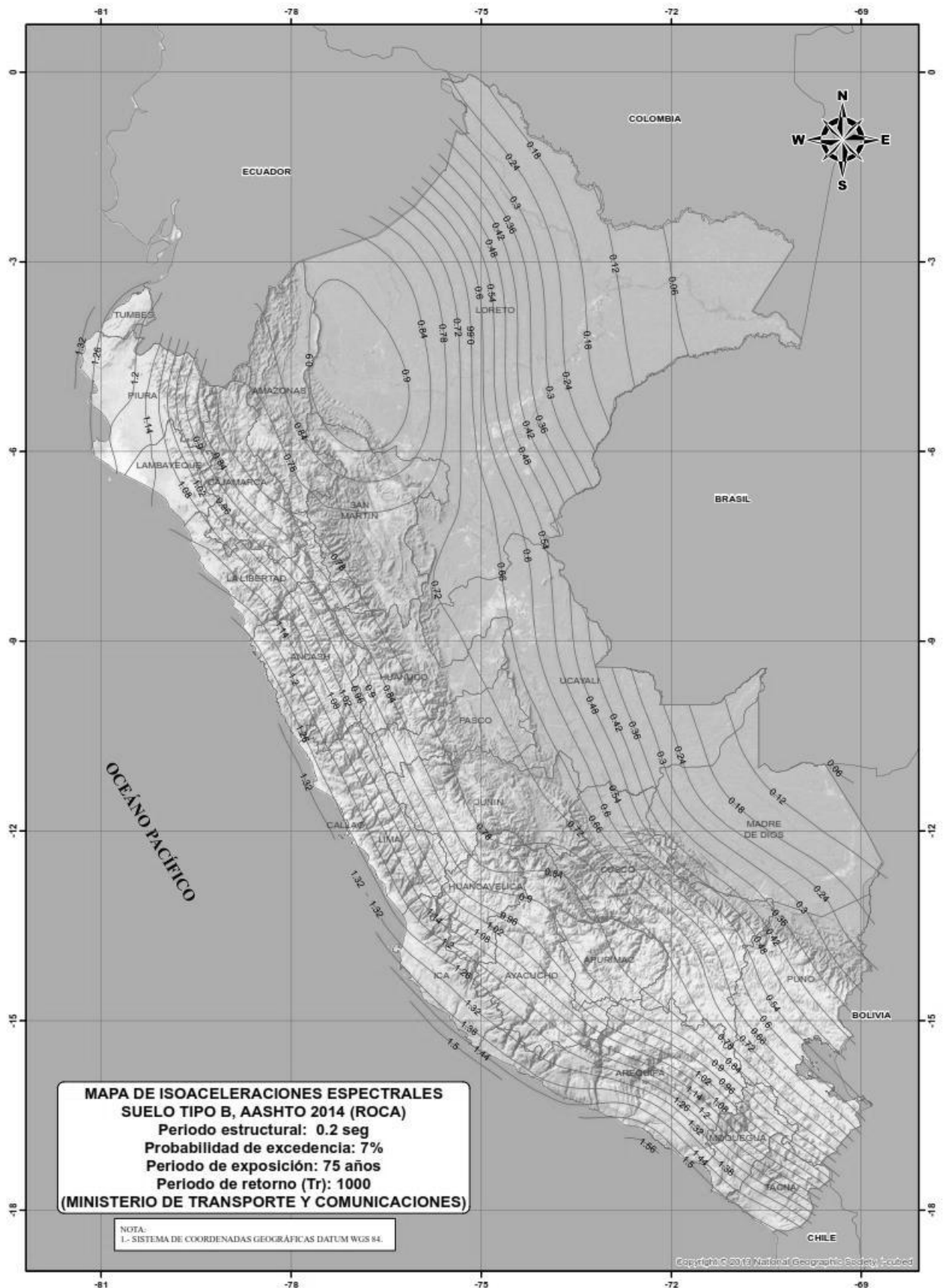


Fig. 7A.3 Mapa de Isoaceleraciones (Perú) para el cálculo de (S_s)

APÉNDICE 7A.2

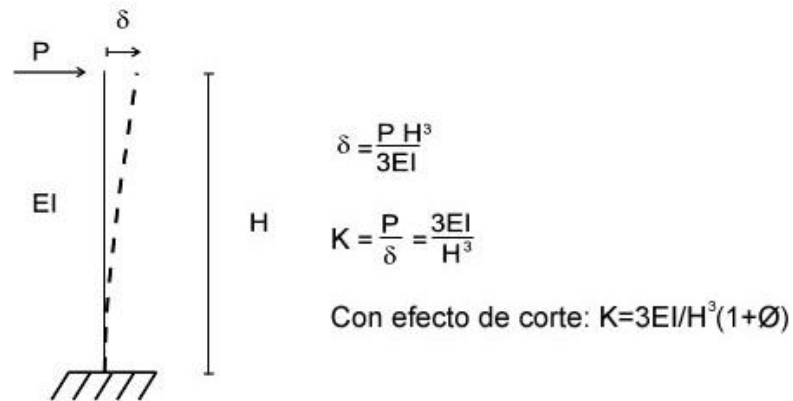


Fig. 7A.4 Rigidez de una columna en voladizo sometida a flexión

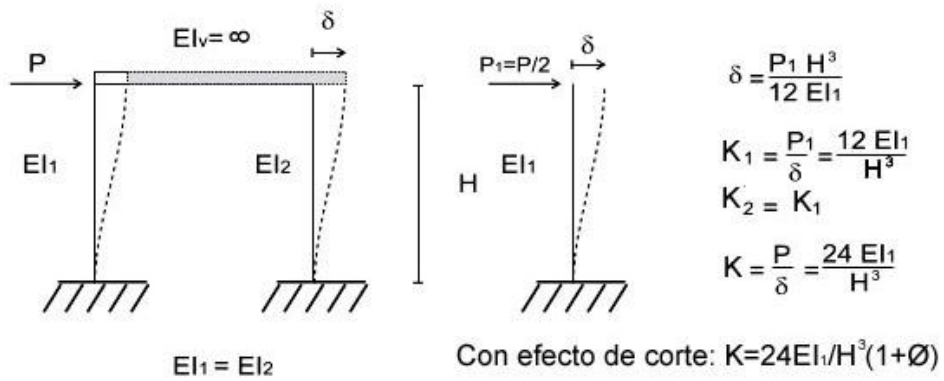


Fig. 7A.5 Rigidez de columna en el plano de un pórtico simple

CAPÍTULO 8: ALCANTARILLAS

8.1 GENERALIDADES

Las alcantarillas son estructuras colocadas bajo el terreno sometidas a cargas muertas (peso propio, peso del terreno), cargas vivas debido al tránsito vehicular, impacto de la carga móvil y vibraciones transmitidas, presiones laterales y longitudinales, entre otras.

8.2 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO

Área de contacto de neumáticos

Las Especificaciones AASHTO establecen que el área de contacto de neumáticos de una o dos ruedas se asume como un rectángulo simple de 0.51 m de ancho y 0.25 m de longitud (3.6.1.2.5).

Distribución de la carga viva a través de terrenos de relleno (Art. 3.6.1.2.6a)

Las Especificaciones AASHTO precisan que en las alcantarillas de tramo simple, los efectos de carga viva se desprecian cuando la profundidad del relleno es mayor que 2.44 m y excede también la longitud del tramo; en cambio para alcantarillas de tramos múltiples los efectos se desprecian cuando la profundidad del relleno excede la distancia entre caras interiores de las paredes extremas.

La carga viva se distribuye a las losas superiores planas de alcantarillas de tres lados o alcantarillas en arco de concreto de tramo largo y con relleno menor que 0.61 m, según los anchos de franja equivalente contemplados en el Art. 4.6.2.10.

La carga viva se distribuye a las alcantarillas tubulares de concreto con menos de 0.61 m de cubierta en concordancia con la Ec. 4.6.2.10.2-1, independiente de la dirección del recorrido. Las alcantarillas redondas de concreto con un relleno entre 0.30 m a 0.61 m se diseñan para una profundidad de 0.30 m. Las alcantarillas redondas con menos de 0.30 m de relleno se analizan bajo métodos más exhaustivos.

Cuando la profundidad del relleno sobre alcantarillas redondas que no sean de concreto sea mayor que 0.30 m o cuando la profundidad del relleno sobre la parte superior plana de alcantarillas de tres lados, o en alcantarillas en arco de concreto de tramo largo, o en tubos de concreto, sea 0.61 m o más, la carga viva se distribuye a la estructura como carga de rueda uniformemente distribuida sobre el área de contacto del neumático especificado en el Art. 3.6.1.2.5 incrementado por los factores de distribución de carga viva (LLDF) especificados en la Tabla 3.6.1.2.6a-1 y las disposiciones de los Art. 3.6.1.2.6b y 3.6.1.2.6c. Pueden usarse también métodos de análisis más precisos.

Cuando el tráfico es paralelo al tramo, las alcantarillas se analizan para una sola vía cargada con el factor de presencia múltiple respectivo. Para tráfico perpendicular al tramo de la alcantarilla, el análisis incluirá la consideración de las cargas de vía múltiple con los factores de presencia múltiple apropiados. Sólo la carga de eje del camión o tándem de diseño de los Art. 3.6.1.2.2 y 3.6.1.2.3 se aplicará respectivamente como carga viva en las alcantarillas, independientemente de la orientación del tráfico.

Si la carga viva y el momento tolerable por carga dinámica en la losa de concreto basados en la distribución de la carga de rueda a través del relleno de suelo, exceden la carga viva y el momento tolerable por carga dinámica calculado de acuerdo a los Art. 4.6.2.1 y 4.6.3.2, el momento último será utilizado.

Factor de Distribución de Carga Viva (LLDF) para Estructuras Enterradas

Las Especificaciones AASHTO brindan la siguiente Tabla:

Tabla 8.1 Factor de Distribución de Carga Viva (LLDF) para Estructuras Enterradas (Tabla 3.6.1.2.6a-1, AASHTO)

| Tipo de estructura | LLDF Transversal o paralelo al tramo |
|---|---|
| Tubos de concreto con una profundidad de relleno superior o igual a 0.61m | 1.15 para diámetro ≤ 0.61 m 1.75 para diámetro ≥ 2.44 m Interpolar linealmente para valores de LLDF entre estos límites |
| El resto de alcantarillas y otras estructuras enterradas | 1.15 |

Las cargas de rueda se pueden considerar uniformemente distribuidas en un área rectangular A_{LL} que se determina con:

$$A_{LL} = \ell_w w_w \quad (3.6.1.2.6a-1)$$

Los términos ℓ_w y w_w se calculan según los Art. 3.6.1.2.6b y 3.6.1.2.6c.

A) Tráfico paralelo a la luz de la alcantarilla (Art. 3.6.1.2.6b)

a) Cálculo de w_w

Para la carga viva distribuida transversalmente a la luz de la alcantarilla, el peralte de interacción de carga rueda/eje H_{int-t} se determina con:

$$H_{int-t} = \frac{s_w - w_t - 0.06D_i}{LLDF} \quad (3.6.1.2.6b-1)$$

donde:

- Cuando $H < H_{int-t}$

$$w_w = w_t + LLDF(H) + 0.06D_i \quad (3.6.1.2.6b-2)$$

- Cuando $H \geq H_{int-t}$

$$w_w = w_t + s_w + LLDF(H) + 0.06D_i \quad (3.6.1.2.6b-3)$$

b) Cálculo de ℓ_w

Para la carga viva distribuida paralela a la luz de la alcantarilla, el peralte de interacción de carga rueda/eje H_{int-p} se determina con:

$$H_{int-p} = \frac{s_a - \ell_t}{LLDF} \quad (3.6.1.2.6b-4)$$

donde:

- Cuando $H < H_{int-p}$

$$\ell_w = \ell_t + LLDF(H) \quad (3.6.1.2.6b-5)$$

- Cuando $H \geq H_{\text{int-p}}$

$$\ell_w = \ell_t + s_a + \text{LLDF}(H) \quad (3.6.1.2.6b-6)$$

siendo:

A_{LL} = área rectangular en la profundidad H (m²)

ℓ_w = longitud de la parte de la carga viva en la profundidad H (m)

w_w = ancho de la parte de la carga viva en la profundidad H (m)

$H_{\text{int-t}}$ = peralte de interacción de la rueda transversal al tramo de la alcantarilla (m)

s_w = espaciamiento de la rueda = 1.80m

w_t = ancho de la huella de la rueda = 0.51 m

D_i = diámetro interior o luz libre de la alcantarilla (m)

LLDF = factor de distribución de carga viva como se especifica en la Tabla 3.6.1.2.6a-1

H = profundidad del relleno sobre la alcantarilla (m)

$H_{\text{int-p}}$ = profundidad de interacción del eje paralelo al tramo de la alcantarilla (m)

s_a = espaciamiento de ejes (m)

ℓ_t = longitud de huella de la rueda = 0.25m

c) Presión P_L por carga viva sobre la alcantarilla

Se calcula con:

$$P_L = \frac{P(1 + IM)m}{A_{\text{LL}}} \quad (3.6.1.2.6b-7)$$

donde:

P_L = presión vertical por la carga viva en la superficie (T/m²)

P = carga viva aplicada en la superficie de las ruedas interactuantes (T)

IM = factor de impacto como lo especificado en el Art. 3.6.2.2

m = factor de presencia múltiple como lo especificado en el Art. 3.6.1.1.2

A_{LL} = área rectangular en la profundidad H (m²)

B) Tráfico perpendicular a la luz de la alcantarilla (Art. 3.6.1.2.6c)

En este caso las disposiciones del Art. 3.6.1.2.6b se aplican con los términos w_t y s_w en las Ec. 3.6.1.2.6b-1 a 3.6.1.2.6b-3 reemplazados por ℓ_t y s_a respectivamente, y los términos ℓ_t y s_a en las Ec. 3.6.1.2.6b-4 a 3.6.1.2.6b-6 reemplazados por w_t y s_w respectivamente.

PROBLEMA**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ALCANTARILLA TIPO CAJÓN DE CONCRETO ARMADO**

Se solicita efectuar el diseño de la alcantarilla mostrada. El peso del material de relleno sobre la alcantarilla es 2000kg/m^3 , el ángulo de fricción interna es $\phi = 21.5^\circ$

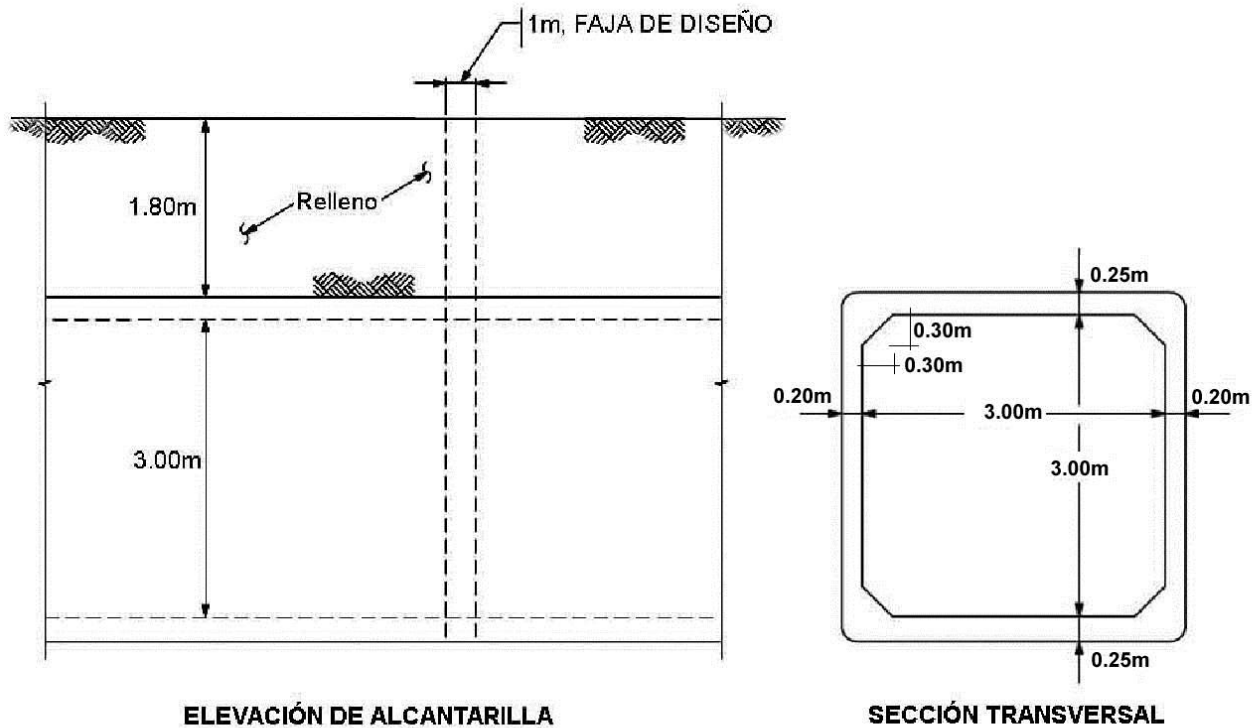


Fig. 8.1 Vistas de la alcantarilla a diseñar

Solución.-

CARGAS EN LA ALCANTARILLA (en fajas de 1 m. de ancho)

1) Carga muerta (DC)

Peso propio de losa superior:

$$w = 0.25\text{m} \times 1.00\text{m} \times 2,400\text{kg/m}^3 = 600 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{losa sup}} = 600\text{kg/m} \times 3.20\text{m} = 1,920 \text{ kg}$$

Peso propio de cada pared lateral:

$$P_{\text{pared lat}} = 0.20\text{m} \times 3.25\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2,400\text{kg/m}^3 = 1,560 \text{ kg}$$

Peso propio de una cartela:

$$P_{\text{cartela}} = \frac{1}{2} \times 0.30\text{m} \times 0.30\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2,400\text{kg/m}^3 = 108 \text{ kg}$$

Peso propio de losa de fondo: No se aplica en razón de ser directamente soportada por el terreno.

Carga distribuida sobre el terreno por el peso propio de la alcantarilla:

$$DC_{\text{fondo}} = (1,920 + 2 \times 1,560 + 4 \times 108)\text{kg} / 3.20\text{m} = 1,710 \text{ kg/m}$$

2) Presión Vertical del Terreno (EV)

Se calcula previamente el factor F_e para tener en cuenta la interacción suelo-estructura:

$$F_e = 1 + 0.20 \left[\frac{H}{B_c} \right] \leq 1.15 \quad (12.11.2.2.1-2)$$

$$F_e = 1 + 0.20 \left[\frac{1.80\text{m}}{3.40\text{m}} \right] = 1.106 < 1.15$$

donde:

F_e = factor de interacción suelo-estructura para elementos enterrados

H = profundidad del relleno (m) = 1.80m

B_c = ancho exterior de la alcantarilla (m) = 3.40m

Presión del terreno en la parte superior de la alcantarilla:

$$EV = F_e \cdot \gamma \cdot H \quad (12.11.2.2.1-1)$$

$$EV = 1.106(2,000\text{kg/m}^3)(1.80\text{m}) = 3,982\text{ kg/m}^2$$

Asumiendo que la losa de fondo es rígida comparada a la sub-base, las reacciones del suelo a las cargas verticales aplicadas a la alcantarilla se consideran uniformemente distribuidas en el fondo de la losa.

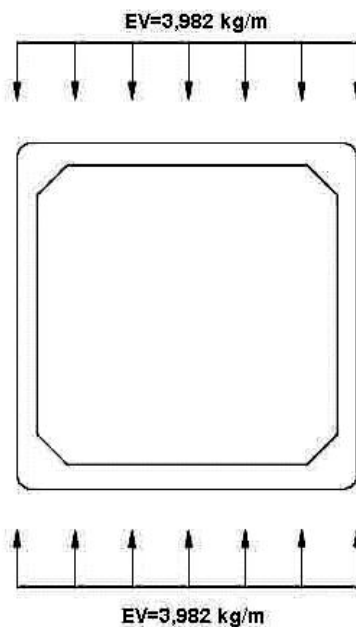


Fig. 8.2 Presión vertical del relleno y reacción del terreno

3) Presión horizontal del terreno (EH)

(Art. 3.11.5)

El coeficiente de empuje lateral activo (teoría de Rankine) para un ángulo de fricción interna del terreno $\phi = 21.5^\circ$, es:

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = 0.464 \quad (3.11.5.3-1 \text{ y } 3.11.5.3-2)$$

Presión lateral del terreno en la parte superior de la alcantarilla:

$$EH_1 = k_a \cdot \gamma \cdot H_1 = 0.464(2,000 \text{ kg/m}^3)(1.80 \text{ m}) = 1,670 \text{ kg/m}^2 \quad (3.11.5.1-1)$$

Presión lateral del terreno en la parte inferior de la alcantarilla:

$$EH_2 = k_a \cdot \gamma \cdot H_2 = 0.464(2,000 \text{ kg/m}^3)(5.30 \text{ m}) = 4,918 \text{ kg/m}^2 \quad (3.11.5.1-1)$$

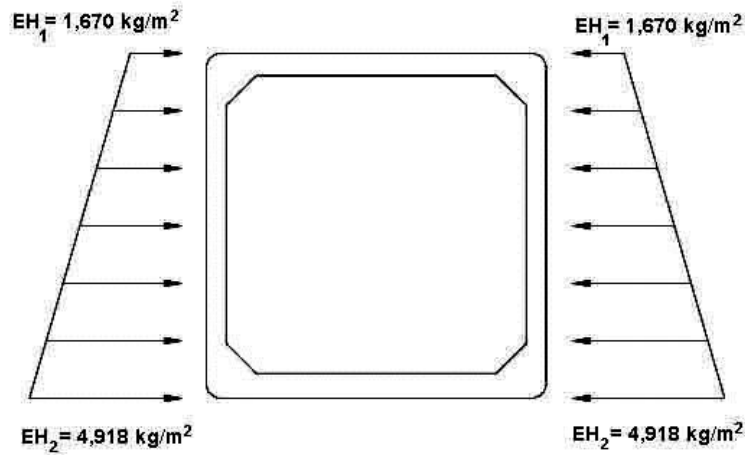


Fig. 8.3 Presión horizontal del terreno

4) Sobrecarga por carga viva (LS)

(Art. 3.11.6.4)

Carga lateral en la parte superior de la alcantarilla

De la Tabla 3.11.6.4-1, por interpolación, para una altura medida desde la losa superior hasta el borde superior del terreno de 1.80m, la altura equivalente de terreno es:

$$h_{eq} = 1.14 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luego: } LS_{sup} &= k_a \cdot \gamma_t \times h_{eq} \times 1 \text{ m} && (3.11.6.4-1) \\ &= 0.464 \times 2,000 \text{ kg/m}^3 \times 1.14 \text{ m} \times 1 \text{ m} \\ &= 1,058 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Carga lateral en el fondo de la alcantarilla

Interpolando para una altura de 5.3m, la altura de terreno equivalente es:

$$h_{fondo} = 0.67 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luego: } LS_{fondo} &= k_a \cdot \gamma_t \times h_{eq} \times 1 \text{ m} && (3.11.6.4-1) \\ &= 0.464 \times 2,000 \text{ kg/m}^3 \times 0.67 \text{ m} \times 1 \text{ m} \\ &= 622 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

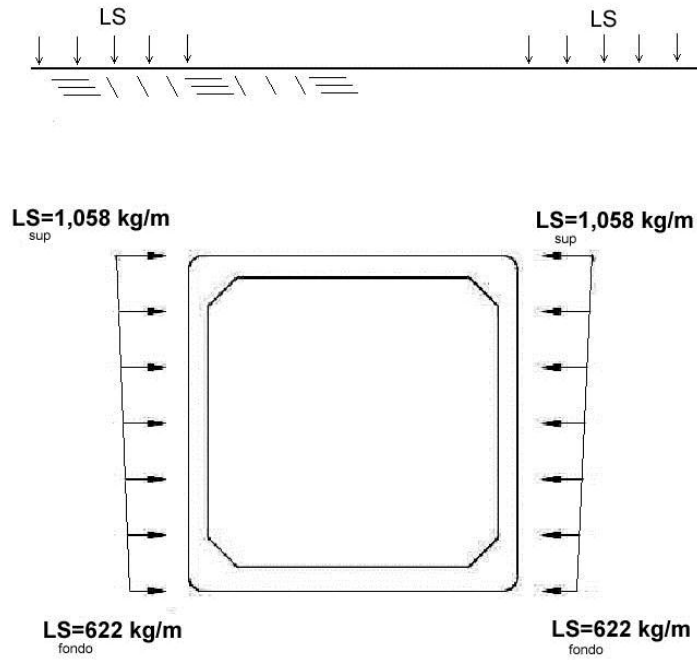


Fig. 8.4 Presión horizontal del terreno por carga LS

5) Carga de Agua (WA)

(Art. 3.7.1)

En este caso necesitamos considerar dos casos de carga: alcantarilla colmada de agua y alcantarilla vacía.

Al interior de la alcantarilla, cuando la alcantarilla está colmada, en la parte superior la presión del agua es cero. En el fondo de la alcantarilla, la presión del agua es:

$$WA = \gamma h = (1,000 \text{ kg/m}^3)(3.0 \text{ m}) = 3,000 \text{ kg/m}^2$$

La zona del suelo en la parte inferior de la alcantarilla reacciona con una presión semejante.

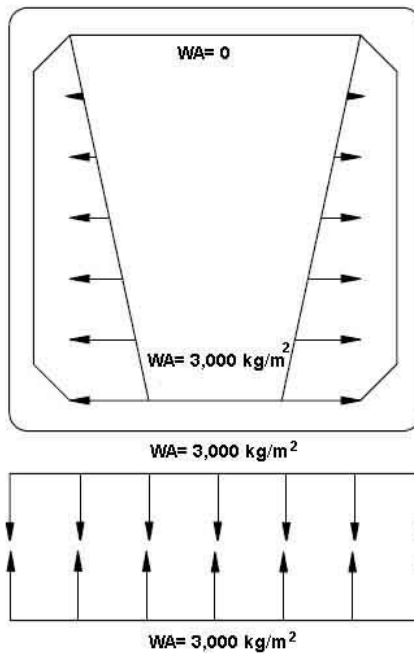


Fig. 8.5 Carga de agua en la alcantarilla

6) Carga Viva (LL+IM)

(Art. 3.6.1.3.3)

El factor de carga dinámica (IM) para el caso de elementos enterrados es:

$$IM = 33[-0.41(D_E)] \geq 0 \quad (3.6.2.2-1)$$

$$IM = 33[-0.41(1.80)] = 8.65\%$$

Siendo $D_E = 1.80\text{m}$, la profundidad del relleno sobre la alcantarilla.

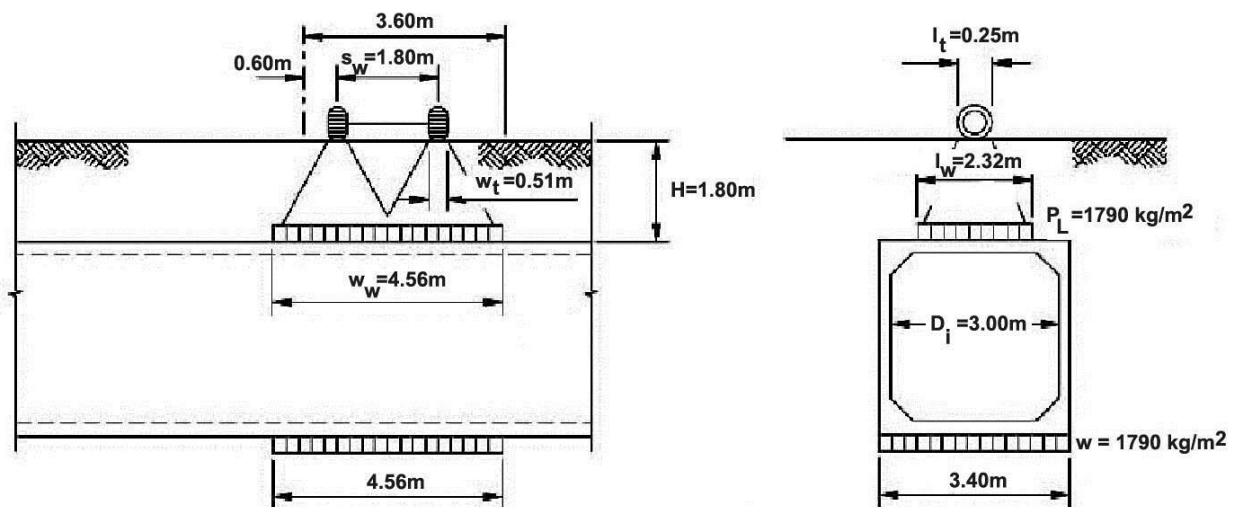
6.1) Carga de camión HL-93 (una vía cargada):

Fig. 8.6 Carga de camión ocupando un carril en la alcantarilla

Siendo:

s_w = espaciamento de la rueda = 1.80m

w_t = ancho de la huella de la rueda = 0.51m

D_i = luz libre de la alcantarilla (m) = 3.00m

LLDF = 1.15 (Tabla 3.6.1.2.6a-1)

H = profundidad del relleno sobre la alcantarilla = 1.80m

s_a = espaciamento de ejes = 4.27m (camión) y 1.20m (tandem)

l_t = longitud de huella de la rueda = 0.25m

a) Cálculo de w_w :

$$H_{int-t} = \frac{s_w - w_t - 0.06D_i}{LLDF} \quad (3.6.1.2.6b-1)$$

$$H_{int-t} = \frac{1.80\text{m} - 0.51\text{m} - 0.06(3.00\text{m})}{1.15} = 0.97\text{m}$$

Como $H = 1.80\text{m} > H_{int-t} = 0.97\text{m}$:

$$w_w = w_t + s_w + \text{LLDF}(H) + 0.06D_i \quad (3.6.1.2.6b-3)$$

$$w_w = 0.51\text{m} + 1.80\text{m} + 1.15(1.80\text{m}) + 0.06(3.0\text{m}) = 4.56\text{m}$$

b) Cálculo de l_w :

$$H_{\text{int-p}} = \frac{s_a - l_t}{\text{LLDF}} = \frac{4.27\text{m} - 0.25\text{m}}{1.15} = 3.50\text{m} \quad (3.6.1.2.6b-4)$$

Como $H = 1.80\text{m} \leq H_{\text{int-p}} = 3.50\text{m}$

$$l_w = l_t + \text{LLDF}(H) \quad (3.6.1.2.6b-5)$$

$$l_w = 0.25\text{m} + 1.15(1.80\text{m}) = 2.32\text{m}$$

c) Cálculo de la presión P_L :

La presión por carga viva del camión en la superficie con $m = 1.2$, es:

$$P_L = \frac{P(1+IM)m}{A_{LL}} = \frac{14.52T(1+0.087)1.2}{4.56\text{m} \times 2.32\text{m}} = 1,790\text{kg/m}^2 \quad (3.6.1.2.6b-7)$$

La reacción del terreno será:

$$w = \frac{1,790\text{kg/m}^2 \times 2.32\text{m}}{3.40\text{m}} = 1,221\text{kg/m}^2$$

6.2) Carga de Tandem (una vía cargada):

a) Cálculo de w_w :

$$H_{\text{int-t}} = \frac{s_w - w_t - 0.06D_i}{\text{LLDF}} \quad (3.6.1.2.6b-1)$$

$$H_{\text{int-t}} = \frac{s_w - w_t - 0.06D_i}{\text{LLDF}} = \frac{1.80\text{m} - 0.51\text{m} - 0.06(3.00\text{m})}{1.15} = 0.97\text{m}$$

Como $H = 1.80\text{m} > H_{\text{int-t}} = 0.97\text{m}$:

$$w_w = w_t + s_w + \text{LLDF}(H) + 0.06D_i \quad (3.6.1.2.6b-3)$$

$$w_w = 0.51\text{m} + 1.80\text{m} + 1.15(1.80\text{m}) + 0.06(3.0\text{m}) = 4.56\text{m}$$

b) Cálculo de l_w :

$$H_{\text{int-p}} = \frac{s_a - l_t}{\text{LLDF}} = \frac{1.20\text{m} - 0.25\text{m}}{1.15} = 0.83\text{m} \quad (3.6.1.2.6b-4)$$

Como $H = 1.80\text{m} > H_{\text{rit-p}} = 0.83\text{m}$

$$l_w = l_t + s_a + \text{LLDF}(H) \quad (3.6.1.2.6b-6)$$

$$l_w = 0.25\text{m} + 1.20 + 1.15(1.80\text{m}) = 3.52\text{m}$$

c) Cálculo de la presión PL:

La presión por carga viva del tandem en la superficie con $m = 1.2$, es:

$$P_L = \frac{P(1+IM)m}{A_{LL}} = \frac{22.68T(1+0.087)1.2}{4.56\text{m} \times 3.52\text{m}} = 1,843\text{kg/m}^2 \quad (3.6.1.2.6b-7)$$

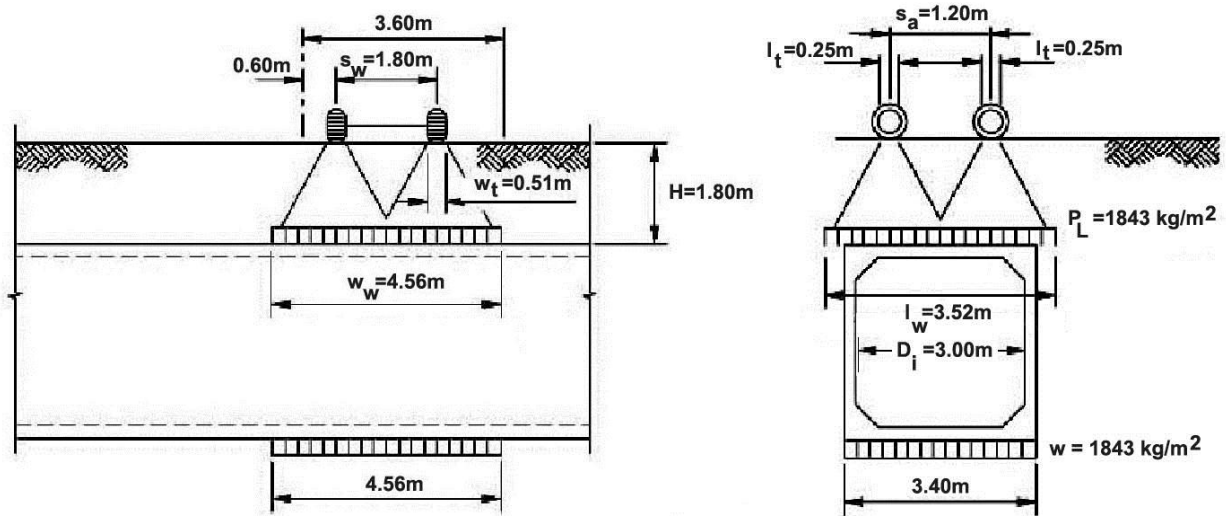


Fig. 8.7 Carga de tandem ocupando un carril en la alcantarilla

6.3) Sobrecarga de vía

No es aplicable según el Art. 3.6.1.2.6a

6.4) Carga viva crítica

Como se aprecia, la carga de tandem es mayor que la del camión por lo que la usaremos para el diseño por Resistencia y Carga de Servicio (Fig. 8.8).

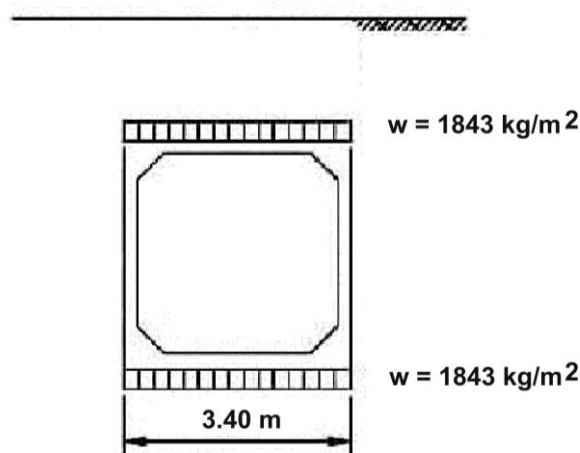


Fig. 8.8 Carga viva crítica en la alcantarilla

COMBINACIONES DE CARGA

(Tabla_3.4.1-1)

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, los casos que se muestran son considerados. El caso de fatiga no necesita ser investigado en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado, según el Art. 5.5.3.1

Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I que se han tomado en cuenta, son (con $n=1$):

1. $U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 1.35EH + 1.75(LL+IM) + 1.75LS]$ (cargas verticales y horizontales máximas)
2. $U = 1.0[0.9DC + 0.9EV + 1.35EH + 1.75LS]$ (cargas verticales mínimas, horizontales máximas)
- 3a. $U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 0.9EH + 1.75(LL+IM) + 1.0WA]$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimas, alcantarilla con agua)
- 3b. $U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 0.9EH + 1.75(LL+IM)]$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimas, alcantarilla sin agua)

Combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I:

4. $U = DC + EV + EH + (LL+IM) + LS$ (cargas verticales y horizontales máximas)
5. $U = DC + EV + EH + LS$ (cargas verticales mínimas, horizontales máximas)
- 6a. $U = DC + EV + EH + (LL+IM) + WA$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimas, alcantarilla con agua)
- 6b. $U = DC + EV + EH + (LL+IM)$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimas, alcantarilla sin agua)

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLA

Para el análisis estructural se ha considerado que la losa de fondo de la alcantarilla es rígida con respecto al suelo. Deberá según sea el caso adoptarse esta u otra consideración al respecto.

Se ha hecho uso del programa SAP2000 y considerando los acartelamientos. Los estados de carga y los resultados expresados en envolventes, se muestran a continuación.

Estados de carga

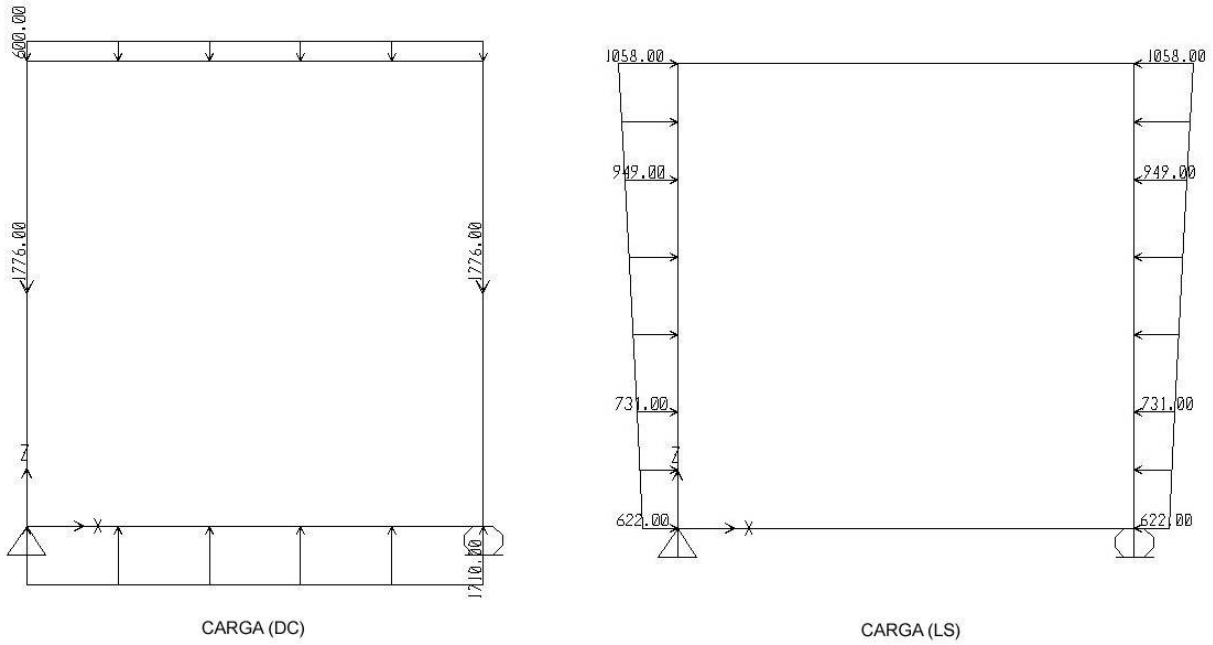


Fig. 8.9 Cargas DC y LS aplicadas en la alcantarilla

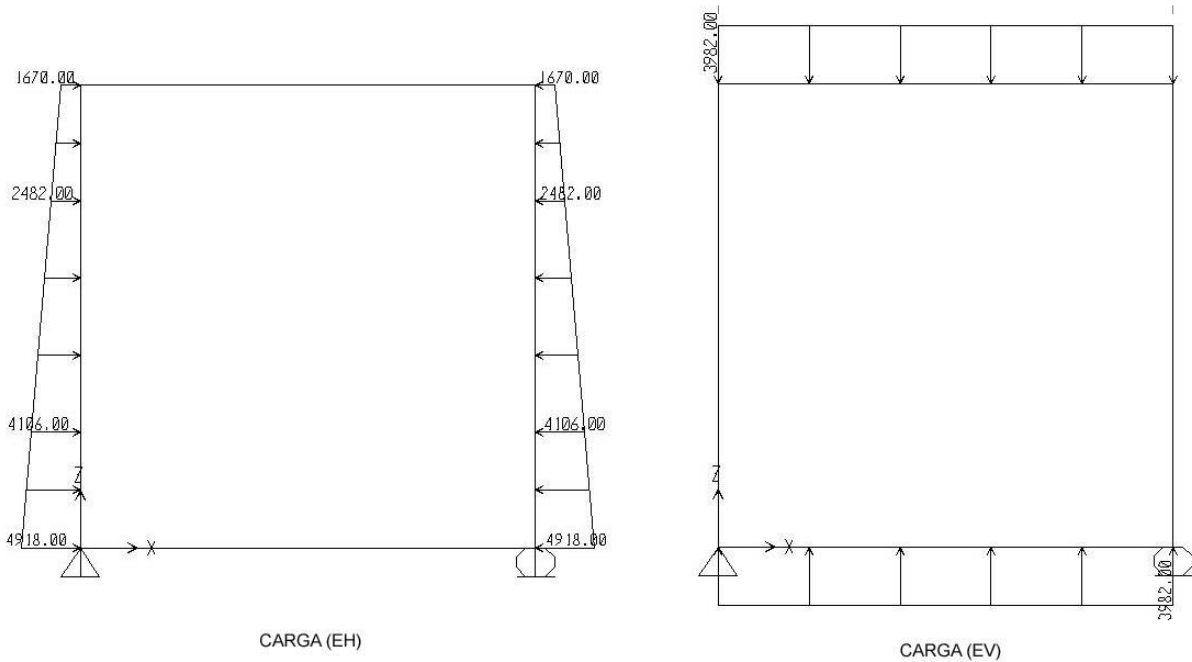


Fig. 8.10 Cargas EH y EV aplicadas en la alcantarilla

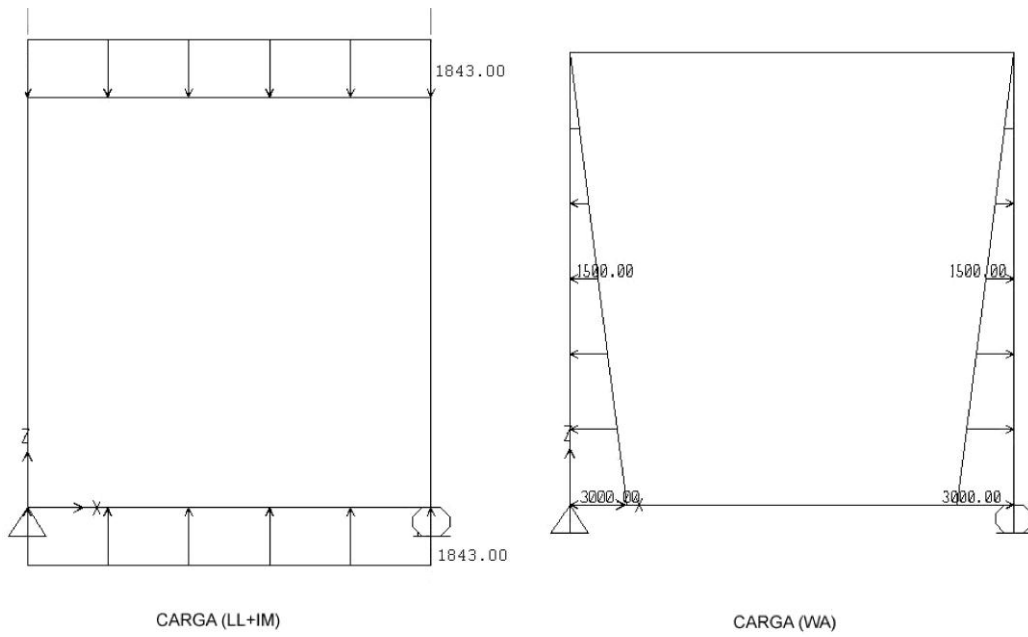


Fig. 8.11 Cargas LL+IM y WA aplicadas en la alcantarilla

Resultado: Diagramas de Envoltentes

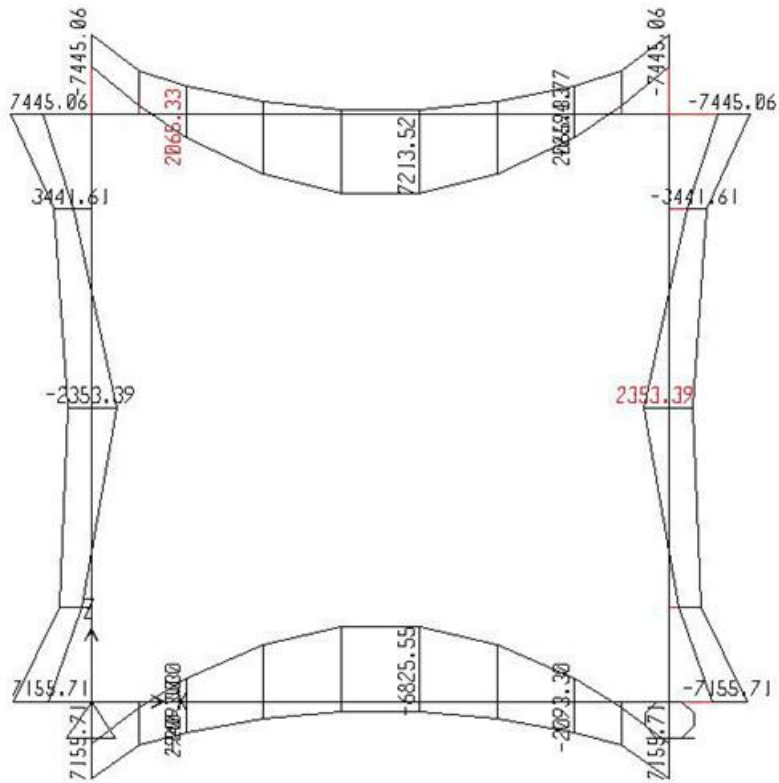


Fig. 8.12 Envoltente de momentos flectores, estado Resistencia I

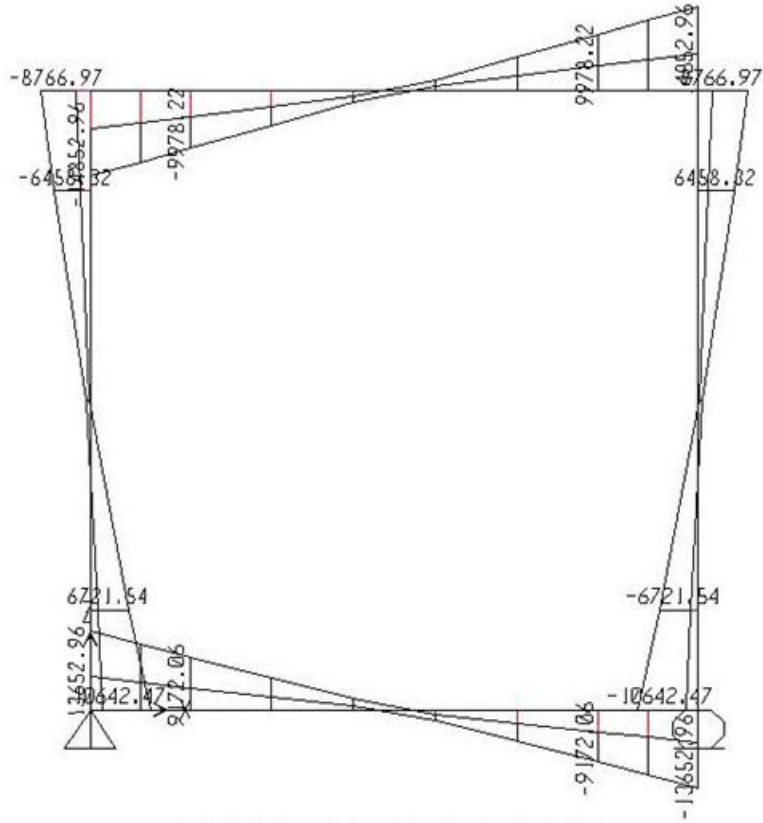


Fig. 8.13 Envoltura de cortante, estado Resistencia I

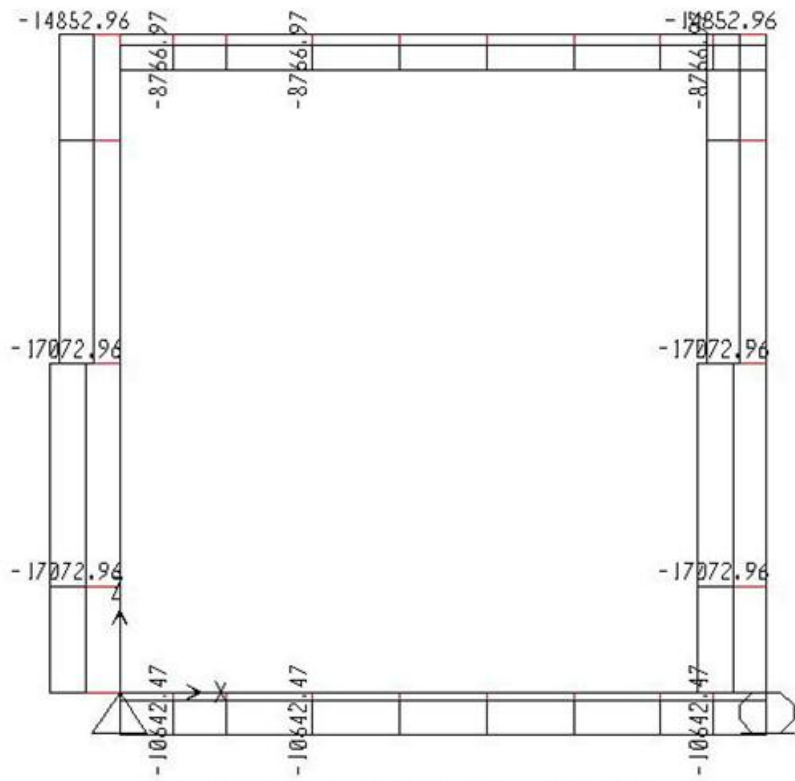


Fig. 8.14 Envoltura de carga axial, estado Resistencia I

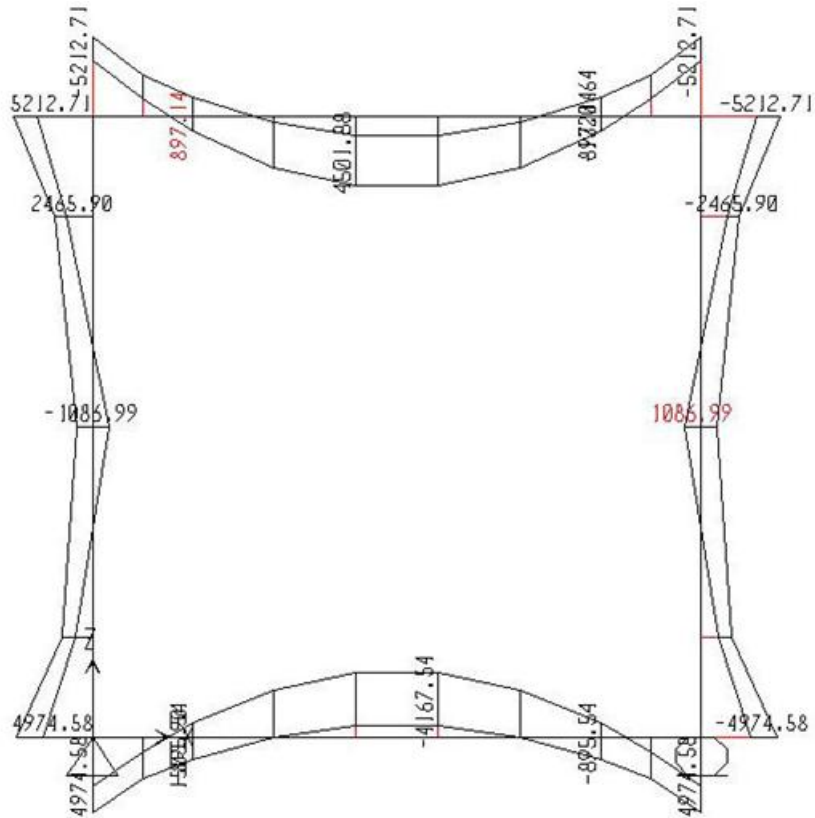


Fig. 8.15 Envolvente de momento, estado Servicio I

CÁLCULO DEL ACERO

Losa superior, acero positivo

Utilizando la envolvente de momentos para el estado límite de Resistencia I, se tiene que $(+)M_u = 7.214 \text{ T-m}$

Con $A_s \text{ } \varnothing 5/8''$ y recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$: (Tabla 5.10.1-1)

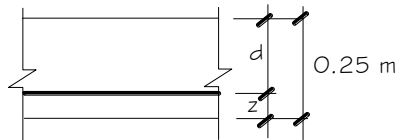


Fig. 8.16 Peralte efectivo para el acero positivo en losa superior

$$z = 5 + \frac{1.587}{2} = 5.79 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm} - 5.79 \text{ cm} = 19.21 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{7.214 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(19.21 - \frac{a}{2}\right)} = 10.43 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 1.84 \text{ cm}$$

La separación sería: $s = \frac{2}{10.43} = 0.19 \text{ m}$, es decir 1Ø5/8" @ 0.19m

Ahora, como $c = a/\beta_1 = 1.84 \text{ cm}/0.85 = 2.16 \text{ cm}$

$$\emptyset = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.90 \quad (5.5.4.2-2 \text{ y Fig. C5.5.4.2-1})$$

$$\emptyset = 0.65 + 0.15 \left(\frac{19.2 \text{ cm}}{2.16 \text{ cm}} - 1 \right) = 1.83 > 0.9$$

Luego, $\emptyset = 0.9$ como lo supuesto.

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

Siendo una alcantarilla vaceada en el lugar, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$a) \quad M_{cr} = 1.1 f_r S = 1.1 (33.63 \text{ kg/cm}^2) (10,417 \text{ cm}^3) = 3.85 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.0 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.0 \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(25)^2/6 = 10,417 \text{ cm}^3$$

$$b) \quad 1.33 M_u = 1.33(7.214 \text{ T-m}) = 9.59 \text{ T-m}$$

El menor valor es 3.34 T-m y la cantidad de acero calculada (10.43 cm^2) resiste $M_u = 7.214 \text{ T-m} > 3.85 \text{ T-m}$ OK!

Por flexión es satisfactoria la separación de 19cm, sin embargo como se demuestra en la revisión de fisuración, esta separación no es adecuada.

Revisión de fisuración por distribución de armadura

(Art. 5.6.7)

Para el acero principal positivo:

Momento actuante

Usando la sección agrietada, una franja de 0.19m de ancho, y la envolvente para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n=1$:

$$M_s = 4,502 \text{ kg-m/m} = 4.50 \text{ T-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.19m:

$$M_s = (4.50 \text{ T-m/m}) (0.17 \text{ m}) = 0.765 \text{ T-m}$$

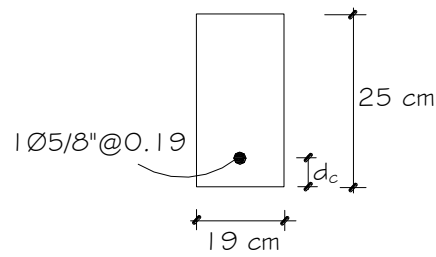


Fig. 8.17 Franja de losa superior para el cálculo

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15,300 \sqrt{f'_c} = 15,300 \sqrt{280} = 256,018 \text{ kg/cm}^2 \quad (C5.4.2.4-3)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{256,018 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$d_c = \text{recub} + \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_c = 5 \text{ cm} + \frac{1.587}{2} \text{ cm}$$

$$d_c = 5.79 \text{ cm}$$

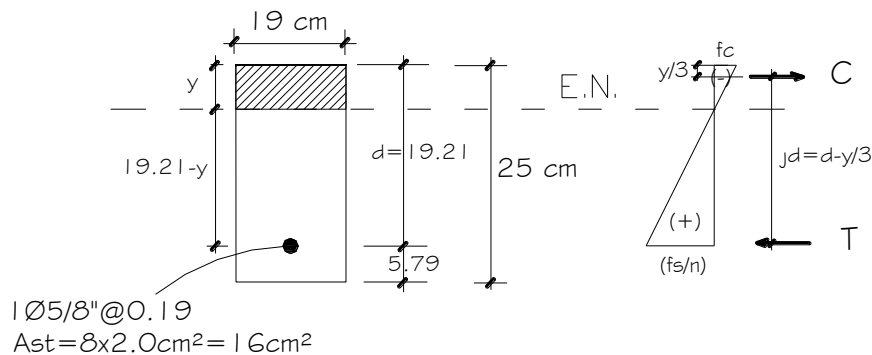


Fig. 8.18 Determinación de la posición del eje neutro

Área de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 8(2 \text{ cm}^2) = 16 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y :

$$19y (y/2) = 16(19.21 - y)$$

$$y = 4.91 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 19.21 \text{ cm} - \frac{4.91 \text{ cm}}{3} = 17.57 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = \frac{0.765 \times 10^5}{(17.49)(2)} = 2,434 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{5.79}{0.7(25 - 5.79)} = 1.43 \quad (5.6.7-2)$$

Con $\gamma_e = 0.75$ (condición de exposición Clase 2), en tanto las alcantarillas son subestructuras expuestas al agua:

$$s_{\text{máx}} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{125,000(0.75)}{1.43(2,434)} - 2(5.79) = 15.35 \text{ cm} < 19 \text{ cm} \quad \text{N.S.}$$

Luego: **USAR 1 Ø5/8" @ 0.15m**

El área de acero negativo para la losa superior así como las áreas de acero requeridas tanto en la losa inferior como en las paredes de la alcantarilla, se dejan como tarea al lector.

CHEQUEO POR CORTE

(Art. 5.12.7.3)

En Losa superior:Cortante actuante

Cálculo del peralte efectivo por corte, d_v :

$$(+A_s) = 1 \text{ Ø}5/8" \text{ a } 0.15 \text{ m} = \frac{2 \text{ cm}^2}{0.15 \text{ m}} = 13.33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Con } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{13.33(4200)}{0.85(280)(100)} = 3.14 \text{ cm}$$

$$d_v = \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq 0.72h \quad (\text{Art. 5.7.2.8})$$

$$\geq 0.90d$$

$$d_v = 19.21 - \frac{3.14}{2} = 17.64\text{cm} \geq 0.72(25\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\geq 0.90(19.21\text{cm}) = 17.3\text{cm}$$

Luego $d_v = 18\text{cm}$

A una distancia d_v desde la intersección de la losa con la cartela: $(0.10\text{m} + 0.30\text{m} + 0.18\text{m} = 0.58\text{m}$, desde el eje del muro), el cortante crítico es (Combinación 3a):

$$V_u = 9,562\text{kg}, \text{ asociado a un momento de}$$

$$M_u = 2,424\text{kg-m}$$

Cortante resistente:

Para losas de alcantarilla tipo cajón debajo de 0.60m a más de relleno, la resistencia de corte se puede calcular como:

$$V_c = \left(0.568\lambda \sqrt{f'_c} + 326.4 \frac{A_s}{b.d_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right) b.d_e \leq 1.06\lambda \sqrt{f'_c} b.d_e \quad (5.12.7.3-1 \text{ y}$$

5.12.7.3-2)

Para alcantarillas tipo cajón de una sola celda:

(Art. 5.12.7.3)

$$V_c \geq 0.795\lambda \sqrt{f'_c} b.d_e \quad (\text{en losas monolíticas con las paredes})$$

$$V_c \geq 0.663\lambda \sqrt{f'_c} b.d_e \quad (\text{en losas simplemente apoyadas})$$

Donde $\frac{V_u d_e}{M_u} \leq 1.0$

Luego, como:

$$\frac{V_u d_e}{M_u} = \frac{9,562 \times 19.21}{242400} = 0.76 < 1.0$$

$\lambda = 1.0$, para concreto peso normal

(Art. 5.4.2.8)

$$V_c = \left(0.568\sqrt{280} + 326.4 \times \frac{13.33}{100 \times 19.21} \times 0.76 \right) \times 100 \times 19.21 \leq 1.06\sqrt{280} \times 100 \times 19.21$$

$$V_c = 21,560\text{kg} < 34,070\text{kg}$$

También como:

$$V_c \geq 0.80\sqrt{280}(100)(19.21) = 25,716\text{kg}$$

$$V_c = 25,716\text{kg}$$

$$\text{Luego: } V_u = \emptyset V_c = 0.90(25,716\text{kg}) = \underline{23,144\text{kg}} > 9,562\text{kg} \text{ OK!}$$

Revisar también por fisuración y corte la losa inferior y las paredes de la alcantarilla.

CHEQUEO POR CARGA AXIAL

(Art. 5.6.4)

En las paredes de la alcantarilla:

Carga axial actuante

En las paredes de la alcantarilla la carga axial actuante es (envolvente de carga axial):

$$P_u = 17,073 \text{ kg}$$

Carga axial resistente:

Cuando la carga axial mayorada es menor que el 10% de la capacidad en compresión nominal de la sección, el diseño por flexión se puede realizar ignorando los efectos de carga axial.

En nuestro caso, con un factor de resistencia por compresión de 0.70 (Art. 5.5.4.2):

$$\begin{aligned} 0.10\phi_c^i A_g &= 0.10(0.70)(280 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}) \quad (5.6.4.5) \\ &= 39,200 \text{ kg} \end{aligned}$$

Luego $P_u = 17,073 \text{ kg} < 0.10\phi_c^i A_g$ y se puede ignorar el efecto de carga axial.

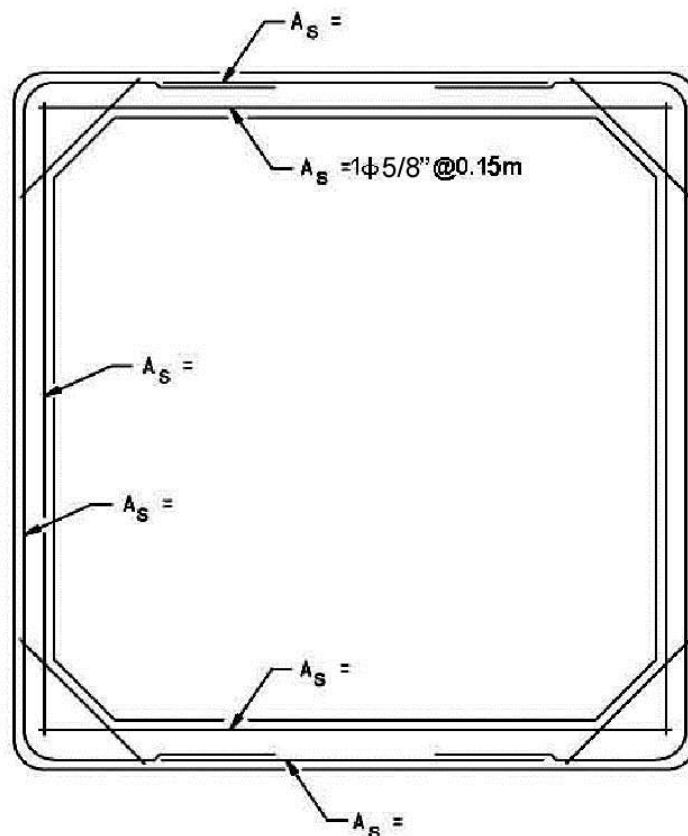


Fig. 8.19 Acero positivo en losa superior

CAPÍTULO 9: LÍNEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS

9.1 DEFINICIÓN

Una línea de influencia es la expresión gráfica de la variación de un esfuerzo en relación a una carga móvil unitaria desplazándose sobre una estructura. En estructuras isostáticas se expresan como líneas rectas; en estructuras hiperestáticas como curvas.

A continuación veremos un modo de construcción de líneas de influencia en vigas.

9.2 CASOS

9.2.1 CASO DE VIGAS ISOSTÁTICAS

a) Línea de Influencia de la reacción en el apoyo A

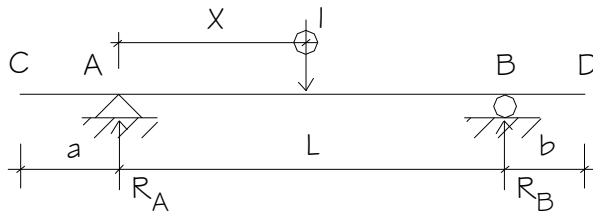


Fig. 9.1 Carga móvil unitaria sobre una viga simplemente apoyada

Tomando como origen cartesiano el punto A, posicionamos una carga móvil unitaria sobre la viga para determinar las expresiones:

Carga en el tramo AB ($0 \leq X \leq L$)

Tomando momentos en B:

$$R_A(L) - I(L - X) = 0$$

Luego:

$$R_A = \frac{L - X}{L}$$

Carga en el tramo CA ($-a \leq X \leq 0$)

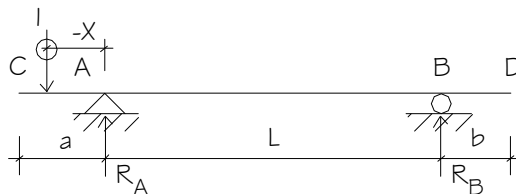


Fig. 9.2 Carga móvil unitaria en el voladizo izquierdo de la viga

Tomando momentos en B:

$$R_A(L) - I(L - X) = 0$$

Luego:
$$R_A = \frac{L-X}{L}$$

Carga en el tramo BD ($L \leq X \leq L+b$)

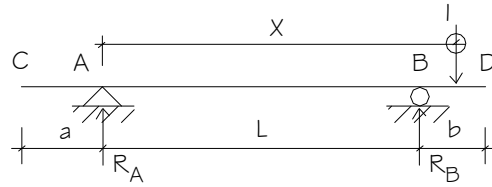


Fig. 9.3 Carga móvil unitaria en el voladizo derecho de la viga

Tomando momentos en B:

$$R_A(L) + I(X - L) = 0$$

Luego:
$$R_A = \frac{L-X}{L}$$

La línea de influencia de la reacción en el apoyo A entonces se expresa como la recta $R_A = \frac{L-X}{L}$, cuya gráfica se muestra:

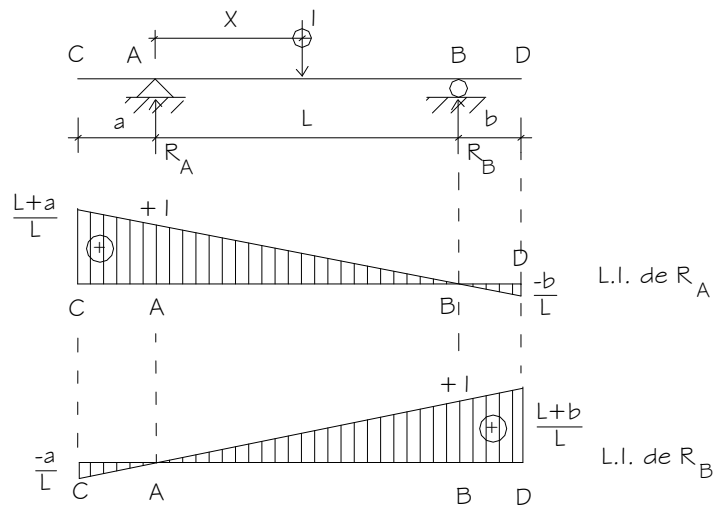


Fig. 9.4 Líneas de influencia de R_A y R_B

b) Línea de Influencia de la reacción en el apoyo B

Del mismo modo, tomando como origen cartesiano el punto A, posicionamos la carga móvil unitaria sobre la viga para determinar las expresiones:

Carga en el tramo AB ($0 \leq X \leq L$)

Tomando momentos en A:
$$R_B = \frac{X}{L}$$

Carga en el tramo CA (-a ≤ X ≤ 0)

Tomando momentos en A: $R_B = \frac{X}{L}$

Carga en el tramo BD (L ≤ X ≤ L+b)

Tomando momentos en A: $R_B = \frac{X}{L}$

La línea de influencia de la reacción en el apoyo B se expresa como la recta $R_B = \frac{X}{L}$, la misma que se muestra en el gráfico precedente.

c) Línea de Influencia del cortante en la sección E

Carga en el tramo CE (-a ≤ X ≤ m)

$$V_E = R_A - I = \frac{L-X}{L} - I = -\frac{X}{L}$$

Carga en el tramo ED (m ≤ X ≤ L+b)

$$V_E = R_A = \frac{L-X}{L}$$

La línea de influencia del cortante en la sección E se expresa como el área delimitada por dos rectas paralelas escindidas en E que pasan por los apoyos A y B como se muestra en el gráfico:

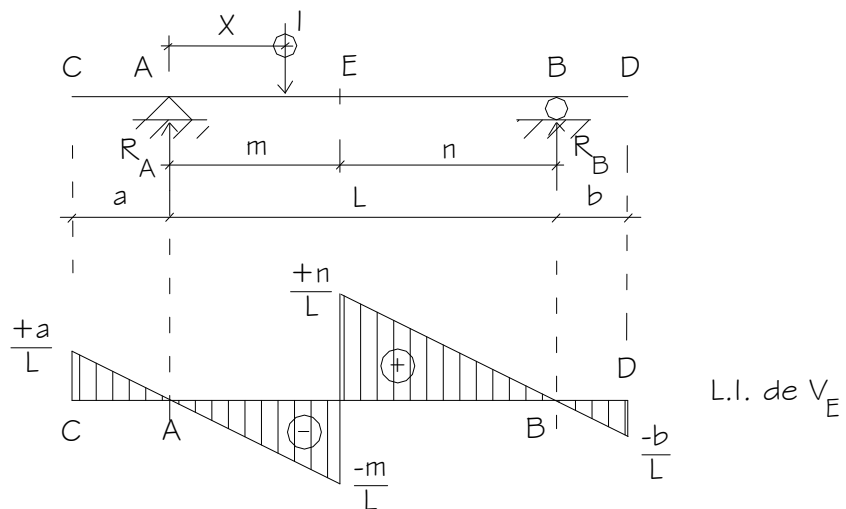


Fig. 9.5 Línea de influencia del cortante en la sección E

d) Línea de Influencia del momento flector en la sección E

Carga en el tramo CE (-a ≤ X ≤ m)

$$M_E = R_A(m) - I(m-x) = R_B(n)$$

$$M_E = \frac{X}{L} \cdot n$$

Carga en el tramo ED (m ≤ X ≤ L+b)

$$M_E = R_A(m) = \left(\frac{L-X}{L}\right) \cdot m$$

La línea de influencia del momento flector en la sección E se expresa gráficamente como:

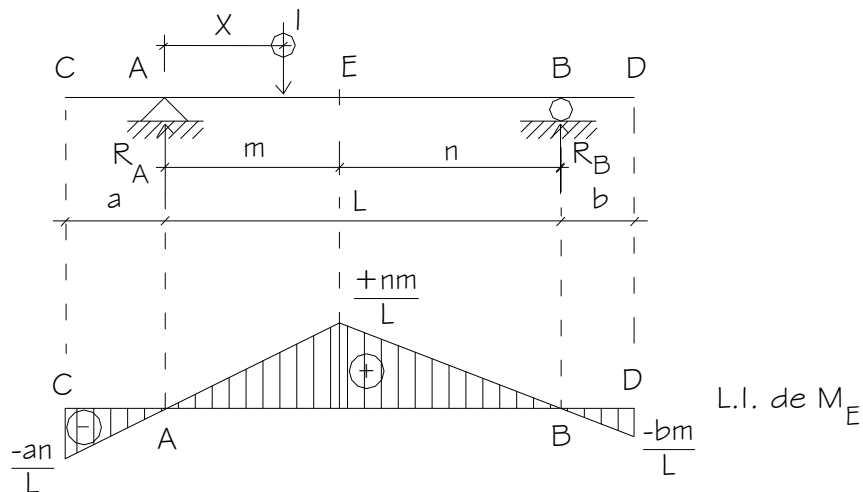


Fig. 9.6 Línea de influencia del momento flector en la sección E

EJEMPLO 9.1 En la viga mostrada determine el momento flector en E utilizando su línea de influencia de influencia.

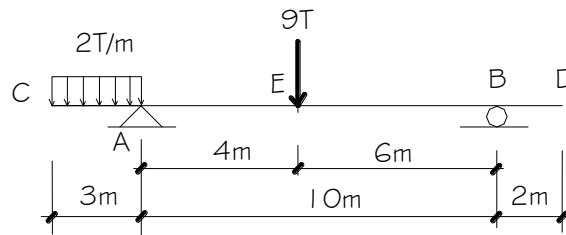


Fig. 9.7 Viga con cargas para el cálculo

Solución.-

Después de construir la línea de influencia del momento flector en la sección E, para las cargas dadas tenemos:

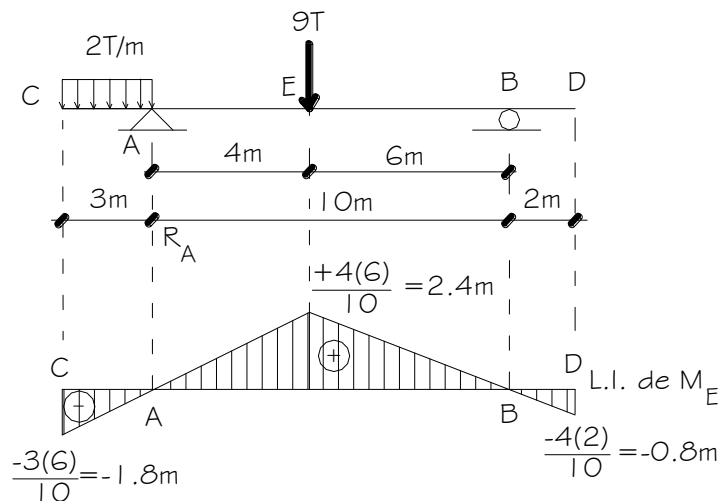


Fig. 9.8 Línea de influencia del momento flector en la sección E

$$M_E = 2T / m [\text{Área}] + 9T(\text{Ordenada})$$

$$M_E = 2T / m [-1/2 \times 1.8m \times 3m] + 9T(+2.4m) = -16.20T - m$$

9.2.2 CASO DE VIGAS HIPERESTÁTICAS

Aplicamos el principio de Müller-Breslau que refiere si una reacción o fuerza interna actúa a lo largo de un desplazamiento producido, el perfil deformado es, a cierta escala, la línea de influencia para la reacción en particular o fuerza interna.

EJEMPLO 9.2 En la viga mostrada determine la línea de influencia de la reacción en el apoyo B.

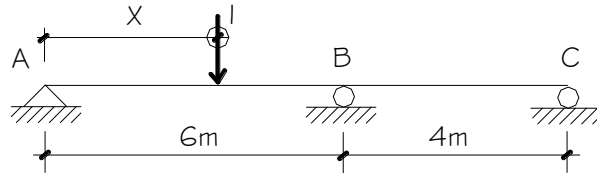


Fig. 9.9 Viga continua para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

a) Expresamos la reacción en el apoyo B como una fuerza externa F_I para obtener el siguiente modelo:

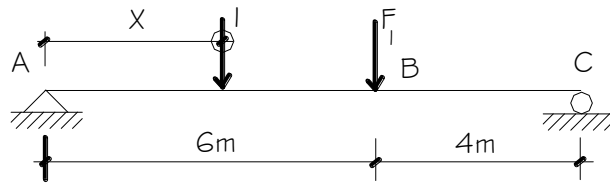


Fig. 9.10 Reacción B como fuerza externa

b) El modelo tomado puede expresarse como:

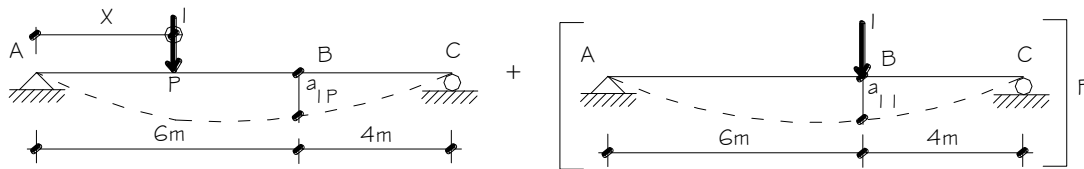


Fig. 9.11 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

Podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{IP} + a_{I} F_I = 0$$

Como:

$$a_{1P} = a_{PI} \text{ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)}$$

$$F_1 = -R_B$$

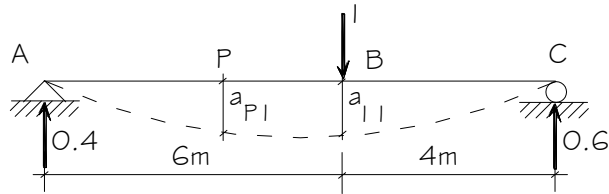
Luego:

$$a_{PI} + a_{1I}(-R_B) = 0$$

$$R_B = \frac{a_{PI}}{a_{1I}}$$

Es decir la línea de influencia de la reacción en el apoyo B es proporcional a la ecuación de la elástica a_{PI} como lo señala el principio de Müller-Breslau.

c) Para obtener R_B calculamos la ecuación de la elástica a_{PI} así como la deflexión a_{1I} por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

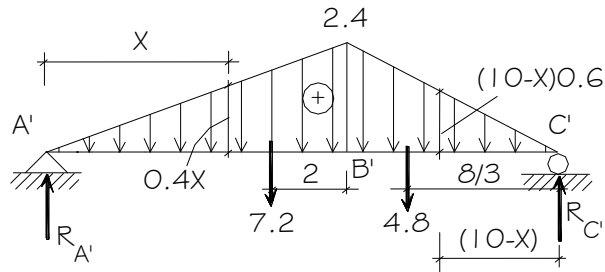


Fig. 9.12 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Tomando momentos en C':

$$R_{A'}(10) - 7.2(6) - 4.8(8/3) = 0$$

$$R_{A'} = 5.6$$

Como $R_{A'} + R_{C'} = 12$

$$R_{C'} = 6.4$$

Cálculo de a_{1I} :

$$a_{1I}(EI) = M_B = 5.6(6) - 7.2(2) = 19.2$$

Cálculo de a_{PI} :

Tramo AB ($0 \leq X \leq 6$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}X - \frac{1}{2}X(0.4X) \frac{X}{3}$$

$$a_{PI}(EI) = 5.6X - \frac{0.2}{3}X^3$$

Tramo BC ($6 \leq X \leq 10$):

Tomando momentos hacia la derecha:

$$a_{PI}(EI) = R_C(10 - X) - \frac{1}{2}(10 - X)(10 - X)0.6 \frac{(10 - X)}{3}$$

$$a_{PI}(EI) = 6.4(10 - X) - 0.1(10 - X)^3$$

d) Para la construcción de R_B tenemos:

Tramo AB ($0 \leq X \leq 6$):

$$R_B = \frac{1}{19.2} \left(5.6X - \frac{0.2}{3}X^3 \right)$$

Tramo BC ($6 \leq X \leq 10$):

$$R_B = \frac{1}{19.2} \left[6.4(10 - X) - 0.1(10 - X)^3 \right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | R_B |
|-------|-------|
| 0 | 0 |
| 1 | 0.281 |
| 2 | 0.556 |
| 3 | 0.781 |
| 4 | 0.944 |
| 5 | 1.024 |
| 6 | 1.000 |
| 7 | 0.859 |
| 8 | 0.625 |
| 9 | 0.328 |
| 10 | 0 |

Gráfica:

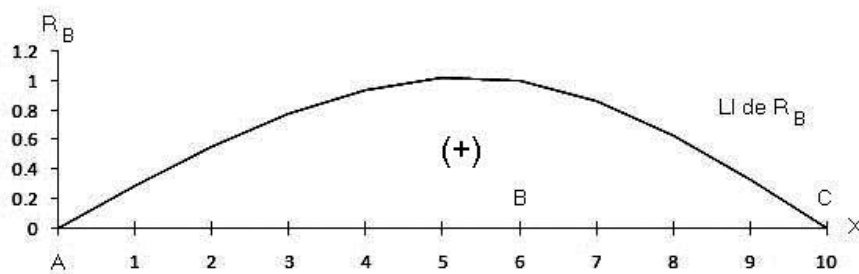


Fig. 9.13 Línea de influencia de la reacción R_B

EJEMPLO 9.3 En la viga mostrada determine la línea de influencia de la reacción en el apoyo C.

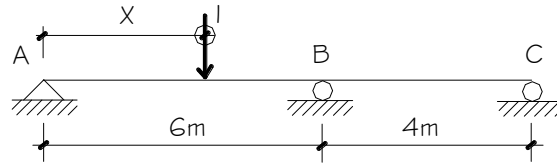


Fig. 9.14 Viga continua para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) Expresamos la reacción en el apoyo C como una fuerza externa F_I , para obtener el siguiente modelo:

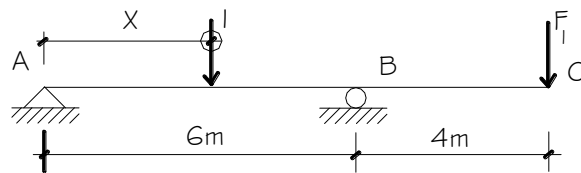


Fig. 9.15 Reacción en el apoyo C expresada como esfuerzo externo

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

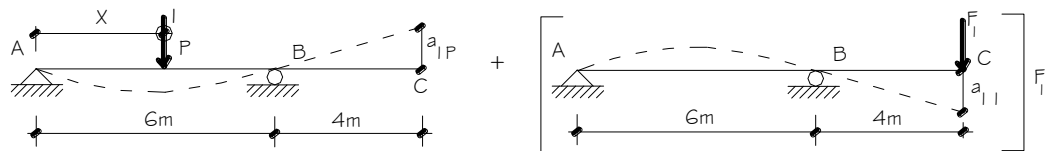


Fig. 9.16 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

Podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{IP} + a_{I|I} F_I = 0$$

Como:

$a_{IP} = a_{PI}$ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)

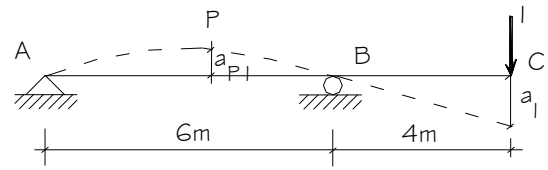
$$F_I = -R_C$$

Luego:

$$a_{PI} + a_{I|I} (-R_C) = 0$$

$$R_C = \frac{a_{PI}}{a_{I|I}}$$

c) Para obtener R_C calculamos la ecuación de la elástica a_{P1} así como la deflexión a_{11} por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

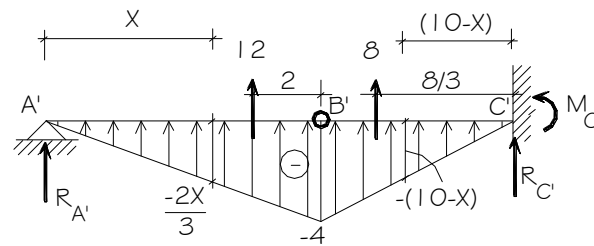


Fig. 9.17 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Tomando momentos en la articulación B':

$$R_{A'}(6) + 12(2) = 0$$

$$R_{A'} = -4$$

Como $R_{A'} + R_{C'} + 20 = 0$

$$R_{C'} = -16$$

También:

$$M_{C'} = R_{A'}(10) + 12(6) + 8(8/3)$$

$$M_{C'} = 53.33$$

Cálculo de a_{11} :

$$a_{11}(EI) = M_{C'} = 53.33$$

Cálculo de a_{P1} :

Tramo AB ($0 \leq X \leq 6$):

$$a_{P1}(EI) = R_{A'}(X) + \frac{1}{2}X\left(\frac{2}{3}X\right)\frac{X}{3}$$

$$a_{P1}(EI) = -4X + \frac{1}{9}X^3$$

Tramo BC ($6 \leq X \leq 10$):

Tomando momentos a la derecha:

$$a_{PI}(EI) = M_C + \frac{1}{2} \cdot \frac{(10-X)^2(10-X)}{3} + R_C(10-X)$$

$$a_{PI}(EI) = 53.33 + \frac{(10-X)^3}{6} - 16(10-X)$$

d) Para la construcción de R_C tenemos:

Tramo AB ($0 \leq X \leq 6$):

$$R_C = \frac{1}{53.33} \left[-4X + \frac{X^3}{9} \right]$$

Tramo BC ($6 \leq X \leq 10$):

$$R_C = \frac{1}{53.33} \left[53.33 + \frac{1}{6}(10-X)^3 - 16(10-X) \right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | R_C |
|-------|--------|
| 0 | 0 |
| 1 | -0.073 |
| 2 | -0.133 |
| 3 | -0.169 |
| 4 | -0.167 |
| 5 | -0.115 |
| 6 | 0 |
| 7 | 0.184 |
| 8 | 0.425 |
| 9 | 0.703 |
| 10 | 1 |

Gráfica:

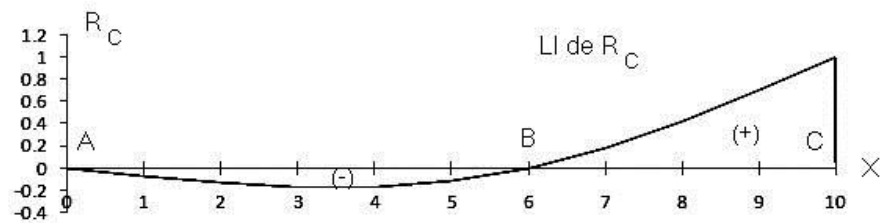


Fig. 9.18 Línea de influencia de R_C

EJEMPLO 9.4 En la viga mostrada determine la línea de influencia del momento flector en la sección D.

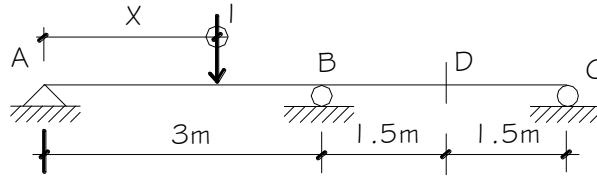


Fig. 9.19 Viga continua para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) Liberamos al punto D en la viga de su capacidad de flexión instalando una rótula como se muestra. Así mismo expresamos la flexión liberada en ese punto como un momento externo F_I para obtener el siguiente modelo:

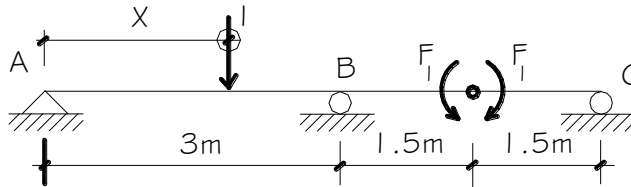


Fig. 9.20 Momento interno en la sección D expresado como esfuerzo aplicado

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

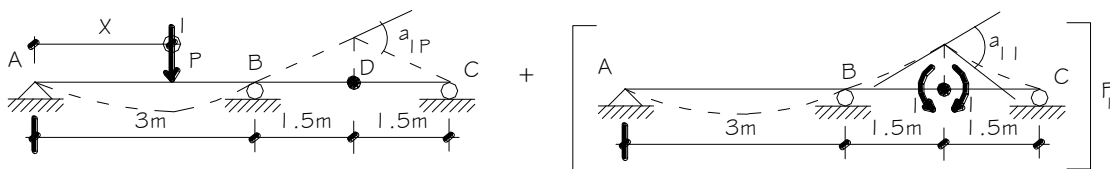


Fig. 9.21 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

En función del ángulo entre tangentes en el punto de inflexión D, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{IP} + a_{I1} F_I = 0$$

Como:

$$a_{IP} = a_{PI} \text{ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)}$$

$$F_I = M_D$$

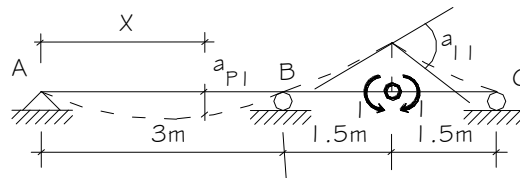
Luego:

$$a_{PI} + a_{I1}(M_D) = 0$$

Es decir:

$$M_D = -\frac{a_{PI}}{a_{II}}$$

c) Para obtener M_D calculamos la ecuación de la elástica a_{PI} así como la deflexión a_{II} por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

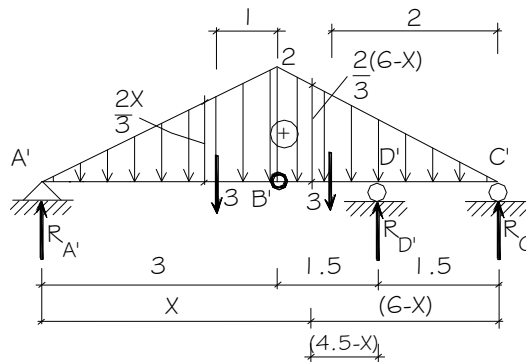


Fig. 9.22 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Tomando momentos en la articulación B', a la izquierda:

$$R_{A'}(3) - 3(1) = 0$$

$$R_{A'} = 1$$

Tomando momentos en el apoyo C':

$$R_{A'}(6) + R_{D'}(1.5) - 3(4) - 3(2) = 0$$

$$R_{D'} = 8$$

Como $R_{A'} + R_{D'} + R_{C'} = 6$

$$R_{C'} = -3$$

Cálculo de a_{II} :

$$a_{II}(EI) = R_{D'} = 8$$

Cálculo de a_{PI} :

Tramo AB ($0 \leq X \leq 3$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}(X) - \frac{1}{2}X\left(\frac{2}{3}X\right)\frac{X}{3}$$

$$a_{PI}(EI) = X - \frac{1}{9}X^3$$

Tramo BD ($3 \leq X \leq 4.5$):

Tomando momentos a la derecha:

$$a_{PI}(EI) = (4.5 - X)R_{D'} + (6 - X)R_{C'} - \frac{1}{2}(6 - X)\frac{2}{3}(6 - X)\frac{1}{3}(6 - X)$$

$$a_{PI}(EI) = 8(4.5 - X) - 3(6 - X) - \frac{(6 - X)^3}{9}$$

Tramo DC ($4.5 \leq X \leq 6$):

Tomando momentos a la derecha:

$$a_{PI}(EI) = R_{C'}(6 - X) - \frac{(6 - X)^3}{9}$$

$$a_{PI}(EI) = -3(6 - X) - \frac{(6 - X)^3}{9}$$

d) Para la construcción de M_D tenemos:

Tramo AB ($0 \leq X \leq 3$):

$$M_D = -\frac{1}{8}\left[X - \frac{X^3}{9}\right]$$

Tramo BD ($3 \leq X \leq 4.5$):

$$M_D = -\frac{1}{8}\left[8(4.5 - X) - 3(6 - X) - \frac{1}{9}(6 - X)^3\right]$$

Tramo DC ($4.5 \leq X \leq 6$):

$$M_D = \frac{1}{8}\left[3(6 - X) + \frac{1}{9}(6 - X)^3\right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | M_D |
|-------|--------|
| 0 | 0 |
| 0.75 | -0.088 |
| 1.50 | -0.141 |
| 2.25 | -0.123 |
| 3.00 | 0 |
| 3.75 | 0.252 |
| 4.50 | 0.609 |
| 5.25 | 0.287 |
| 6.00 | 0 |

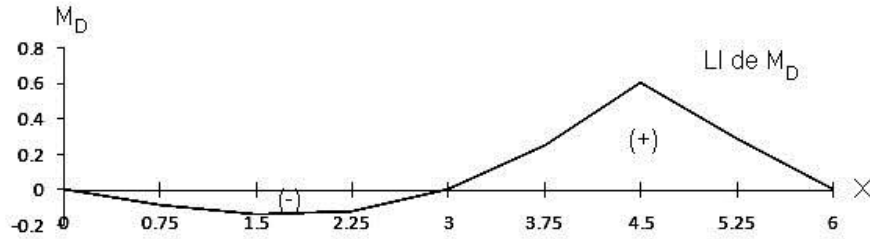


Fig. 9.23 Línea de influencias del momento flector en la sección D

EJEMPLO 9.5 En la viga mostrada determine la línea de influencia del momento flector en el apoyo B.

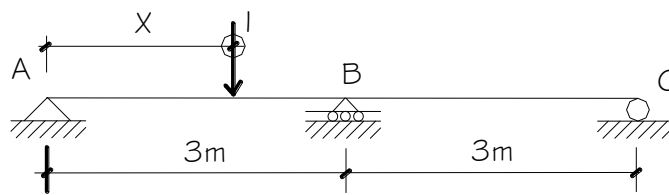


Fig. 9.24 Viga continua para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) Liberamos al apoyo B en la viga de su capacidad de flexión instalando una rótula como se muestra. Así mismo expresamos la flexión liberada en ese punto como un momento externo F_I para obtener el siguiente modelo:

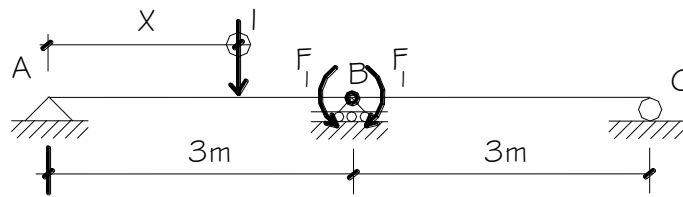


Fig. 9.25 Momento flector en B expresado como esfuerzo externo

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

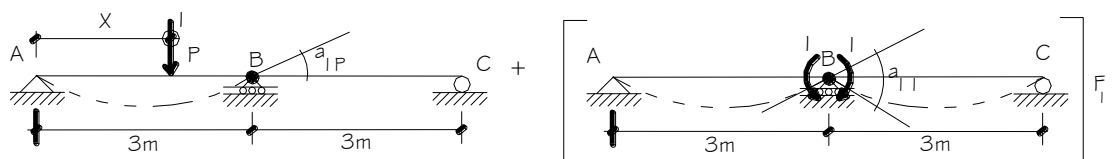


Fig. 9.26 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

En función del ángulo entre tangentes en el punto de inflexión B, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{IP} + a_{I|} F_I = 0$$

Como:

$$a_{IP} = a_{PI} \text{ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)}$$

$$F_I = M_B$$

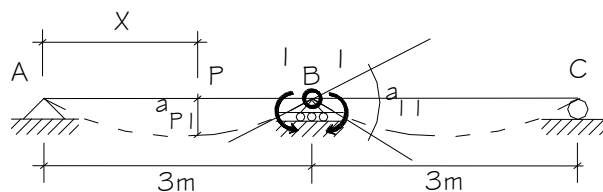
Luego:

$$a_{PI} + a_{I|} (M_B) = 0$$

Es decir:

$$M_B = -\frac{a_{PI}}{a_{I|}}$$

c) Para obtener M_B calculamos la ecuación de la elástica a_{PI} así como la deflexión $a_{I|}$ por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

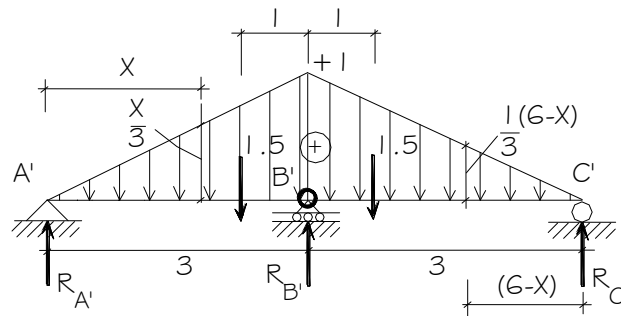


Fig. 9.27 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Tomando momentos en la articulación B', a la izquierda:

$$R_{A'}(3) - 1.5(1) = 0$$

$$R_{A'} = 0.5$$

Tomando momentos en la articulación B', a la derecha:

$$R_{C'} = 0.5$$

Como $R_A + R_B + R_C = 3$

$$R_B = 2$$

Cálculo de a_{11} :

$$a_{11}(EI) = R_B = 2$$

Cálculo de a_{P1} :

Tramo AB ($0 \leq X \leq 3$):

$$a_{P1}(EI) = R_A(X) - \frac{1}{2}X\left(\frac{1}{3}X\right)\frac{X}{3}$$

$$a_{P1}(EI) = 0.5X - \frac{1}{18}X^3$$

Tramo BC ($3 \leq X \leq 6$):

Tomando momentos a la derecha:

$$a_{P1}(EI) = R_C(6-X) - \frac{1}{2}(6-X)\frac{1}{3}(6-X)\frac{1}{3}(6-X)$$

$$a_{P1}(EI) = 0.5(6-X) - \frac{(6-X)^3}{18}$$

d) Para la construcción de M_B tenemos:

Tramo AB ($0 \leq X \leq 3$):

$$M_B = -\frac{1}{2}\left[0.5X - \frac{X^3}{18}\right]$$

Tramo BC ($3 \leq X \leq 6$):

$$M_B = -\frac{1}{2}\left[0.5(6-X) - \frac{1}{18}(6-X)^3\right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | M_B |
|-------|--------|
| 0 | 0 |
| 0.75 | -0.176 |
| 1.50 | -0.281 |
| 2.25 | -0.246 |
| 3.00 | 0 |
| 3.75 | -0.246 |
| 4.50 | -0.281 |
| 5.25 | -0.176 |
| 6.00 | 0 |

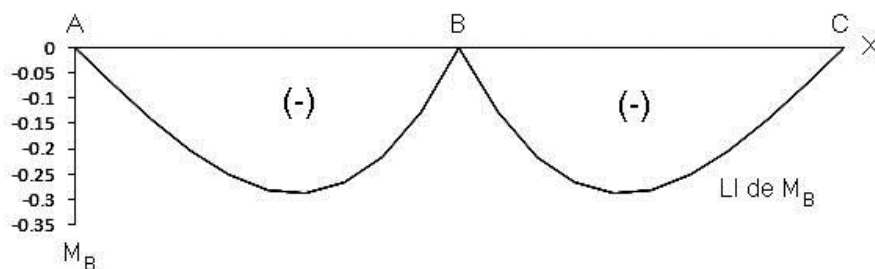


Fig. 9.28 Línea de influencia del momento flector en B

EJEMPLO 9.6 En la viga mostrada determine la línea de influencia del cortante en la sección E.

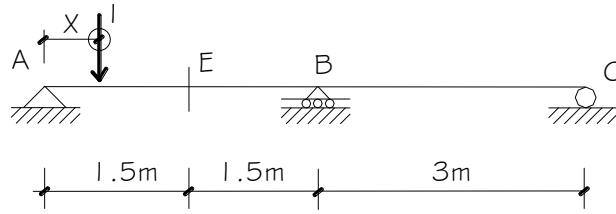


Fig. 9.29 Viga continua para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) En la viga liberamos a la sección E de su capacidad de corte para expresarla como las fuerzas externas F_I y así obtener el siguiente modelo:

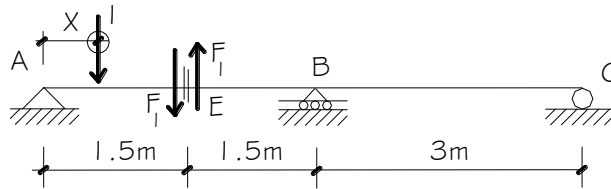


Fig. 9.30 El cortante en la sección E expresado como esfuerzo externo

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

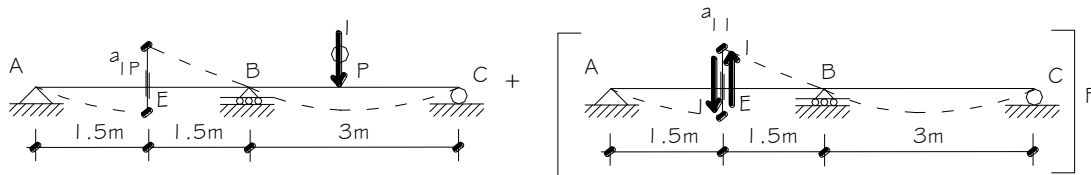


Fig. 9.31 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

En función del desplazamiento entre puntos del corte en E, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{IP} + a_{I1} F_I = 0$$

Como:

$$a_{IP} = a_{PI} \text{ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)}$$

$$F_I = V_E$$

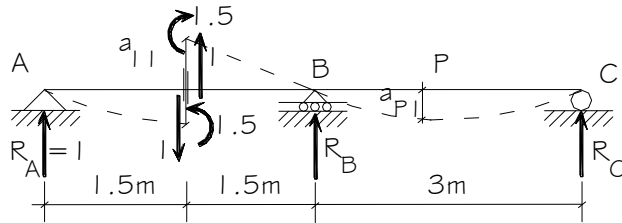
Luego:

$$a_{PI} + a_{I1}(V_E) = 0$$

Es decir:

$$V_E = -\frac{a_{P1}}{a_{I1}}$$

c) Para obtener V_E calculamos la ecuación de la elástica a_{P1} así como la deflexión a_{I1} por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

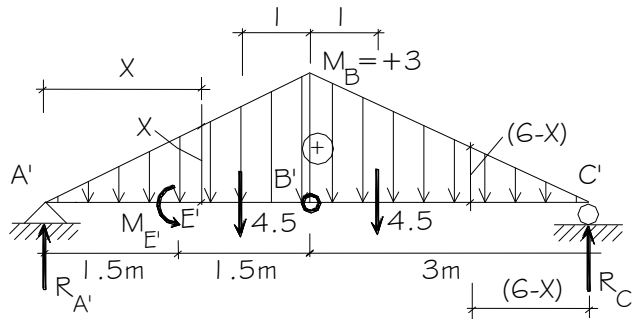


Fig. 9.32 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Tomando momentos en la articulación B', a la derecha:

$$R_C(3) - 4.5(1) = 0$$

$$R_C = 1.5$$

Haciendo sumatoria de fuerzas verticales:

$$R_{A'} + R_C = 9$$

$$R_{A'} = 7.5$$

Tomando momentos en el apoyo C':

$$R_{A'}(6) - M_{E'} - 4.5(4) - 4.5(2) = 0$$

$$M_{E'} = 18$$

Cálculo de a_{I1} :

$$a_{I1}(EI) = M_{E'} = 18$$

Cálculo de a_{PI} :

Tramo AE ($0 \leq X \leq 1.5$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}(X) - \frac{1}{2} X(X) \frac{X}{3}$$

$$a_{PI}(EI) = 7.5X - \frac{1}{6} X^3$$

Tramo EB ($1.5 \leq X \leq 3$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}(X) - \frac{X^3}{6} - M_{E'}$$

$$a_{PI}(EI) = 7.5X - \frac{X^3}{6} - 1.8$$

Tramo BC ($3 \leq X \leq 6$):

Tomando momentos a la derecha:

$$a_{PI}(EI) = R_{C'}(6 - X) - \frac{1}{2} \frac{(6 - X)^2 (6 - X)}{3}$$

$$a_{PI}(EI) = 1.5(6 - X) - \frac{1}{6} (6 - X)^3$$

d) Para la construcción de V_E tenemos:

Tabulación de valores:

Tramo AE ($0 \leq X \leq 1.5$):

$$V_E = -\frac{1}{18} \left[7.5X - \frac{X^3}{6} \right]$$

Tramo EB ($1.5 \leq X \leq 3$):

$$V_E = -\frac{1}{18} \left[7.5X - \frac{X^3}{6} - 1.8 \right]$$

Tramo EB ($3 \leq X \leq 6$):

$$V_E = -\frac{1}{18} \left[1.5(6 - X) - \frac{1}{6} (6 - X)^3 \right]$$

| X (m) | V_E |
|-------|--------------|
| 0 | 0 |
| 0.75 | -0.309 |
| 1.50 | -0.594/0.406 |
| 2.25 | 0.168 |
| 3.00 | 0 |
| 3.75 | -0.082 |
| 4.50 | -0.094 |
| 5.25 | -0.059 |
| 6.00 | 0 |

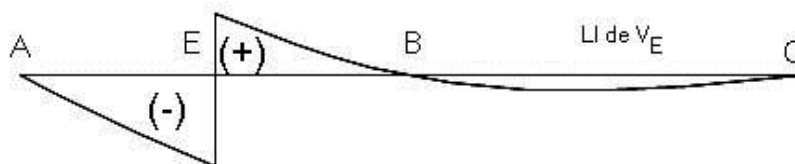


Fig. 9.33 Línea de influencia del esfuerzo cortante en la sección E

EJEMPLO 9.7 En la viga mostrada determine la línea de influencia del momento flector en la sección E.

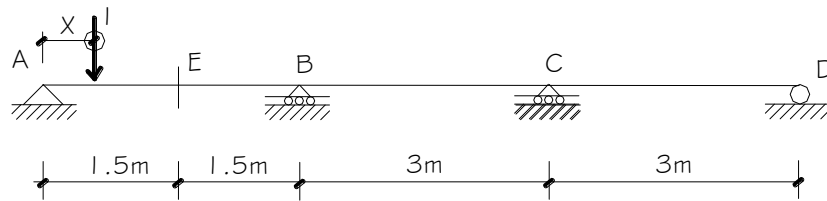


Fig. 9.34 Viga continua para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) Liberamos a la sección E en la viga de su capacidad de flexión instalando una rótula como se muestra. Así mismo expresamos la flexión liberada en ese punto como un momento externo F_I para obtener el siguiente modelo:

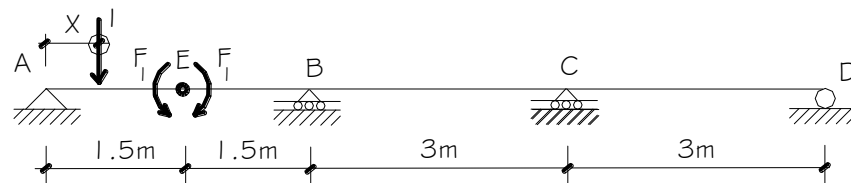


Fig. 9.35 Momento flector en la sección E expresado como esfuerzo externo

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

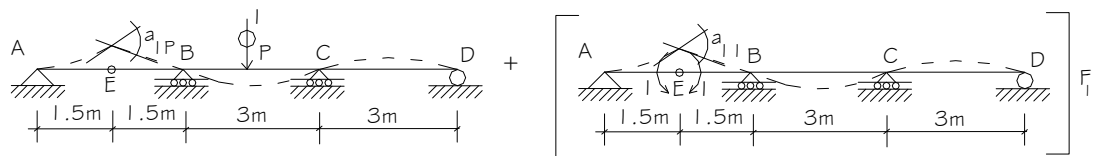


Fig. 9.36 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

En función del ángulo entre tangentes a la deformada en el punto de inflexión E, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{IP} + a_I F_I = 0$$

Como:

$$a_{IP} = a_{PI} \text{ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)}$$

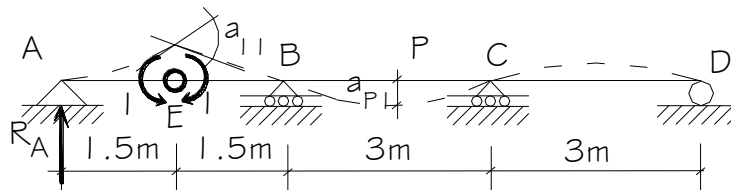
$$F_I = M_E$$

Luego: $a_{PI} + a_{I,I}(M_E) = 0$

Es decir:

$$M_E = -\frac{a_{PI}}{a_{I,I}}$$

c) Para obtener M_E calculamos la ecuación de la elástica a_{PI} así como la deflexión $a_{I,I}$ por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

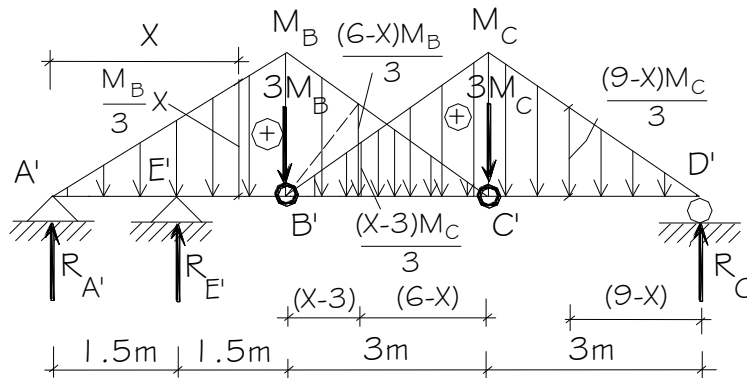


Fig. 9.37 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Luego, en la viga conjugada se pueden plantear las siguientes cuatro ecuaciones estáticas:

$$\sum F_V = 0: \quad R_{A'} + R_{E'} + R_{C'} - 3M_B - 3M_C = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_{B',izq} = 0: \quad 3R_{A'} + 1.5R_{E'} - \frac{3}{2}M_B = 0 \quad (2)$$

$$\sum M_{C',der} = 0: \quad 3R_{C'} - \frac{3}{2}M_C = 0 \quad (3)$$

$$\sum M_{A'} = 0: \quad 9M_B + 18M_C - 1.5R_{E'} - 9R_{C'} = 0 \quad (4)$$

La quinta ecuación la obtenemos de la viga superior, tomando momentos en la articulación E a la izquierda:

$$R_A(1.5) - 1 = 0$$

$$R_A = 1/1.5$$

Entonces:

$$M_B = R_A (3) = 2 \quad (5)$$

Resolviendo las cinco ecuaciones se obtiene:

$$\boxed{R_{A'} = -2.75} \quad \boxed{R_{E'} = 7.5} \quad \boxed{R_{C'} = -0.25} \quad \boxed{M_B = 2} \quad \boxed{M_C = -0.5}$$

Cálculo de a_{II} :

$$a_{II}(EI) = R_{E'} = 7.5$$

Cálculo de a_{PI} :

Tramo AE ($0 \leq X \leq 1.5$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}(X) - \frac{1}{2} \left(\frac{M_B}{3} \cdot X \right) X \left(\frac{X}{3} \right)$$

$$a_{PI}(EI) = -2.75X - \frac{X^3}{9}$$

Tramo EB ($1.5 \leq X \leq 3$):

$$a_{PI}(EI) = -2.75X - \frac{X^3}{9} + R_{E'}(X - 1.5)$$

$$a_{PI}(EI) = -2.75X - \frac{X^3}{9} + 7.5(X - 1.5)$$

Tramo BC ($3 \leq X \leq 6$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}(X) + R_{E'}(X - 1.5) - \frac{1}{2}(3)M_B(X - 2) - \frac{1}{2}M_B(X - 3) \frac{2}{3}(X - 3)$$

$$- \frac{1}{2}(X - 3) \frac{(6 - X)M_B}{3} - \frac{1}{3}(X - 3) - \frac{1}{2}(X - 3)(X - 3) \frac{M_C}{3} \frac{(X - 3)}{3}$$

$$a_{PI}(EI) = -2.75X + 7.5(X - 1.5) - 3(X - 2) - \frac{2}{3}(X - 3)^2 - \frac{(X - 3)^2(6 - X)}{9} + \frac{(X - 3)^3}{36}$$

Tramo CD ($6 \leq X \leq 9$):

Tomando momentos a la derecha:

$$a_{PI}(EI) = R_C(\vartheta - X) - \frac{1}{2}(\vartheta - X) \cdot \frac{(\vartheta - X)M_c}{3} \cdot \frac{1}{3}(\vartheta - X)$$

$$a_{PI}(EI) = -\frac{1}{4}(\vartheta - X) + \frac{1}{36}(\vartheta - X)^3$$

d) Para la construcción de M_E tenemos:

Tramo AE ($0 \leq X \leq 1.5$):

$$M_E = -\frac{1}{7.5} \left[-2.75X - \frac{1}{9}X^3 \right]$$

Tramo EB ($1.5 \leq X \leq 3$):

$$M_E = -\frac{1}{7.5} \left[-2.75X - \frac{X^3}{9} + 7.5(X - 1.5) \right]$$

Tramo BC ($3 \leq X \leq 6$):

$$M_E = -\frac{1}{7.5} \left[-2.75X + 7.5(X - 1.5) - 3(X - 2) - \frac{2}{3}(X - 3)^2 - \frac{(X - 3)^2(6 - X)}{9} + \frac{(X - 3)^3}{36} \right]$$

Tramo CD ($6 \leq X \leq 9$):

$$M_E = -\frac{1}{7.5} \left[-\frac{1}{4}(\vartheta - X) + \frac{1}{36}(\vartheta - X)^3 \right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | M_E |
|-------|--------|
| 0 | 0 |
| 0.75 | 0.281 |
| 1.50 | 0.600 |
| 2.25 | 0.244 |
| 3.00 | 0 |
| 3.75 | -0.108 |
| 4.50 | -0.113 |
| 5.25 | -0.061 |
| 6.00 | 0 |
| 6.75 | 0.033 |
| 7.50 | 0.038 |
| 8.25 | 0.023 |
| 9.00 | 0 |

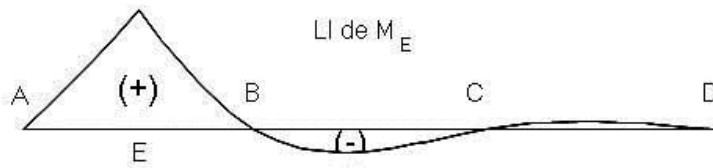


Fig. 9.38 Línea de influencia del momento flector en la sección E

EJEMPLO 9.8 En la viga mostrada determine la línea de influencia del cortante en la sección E.

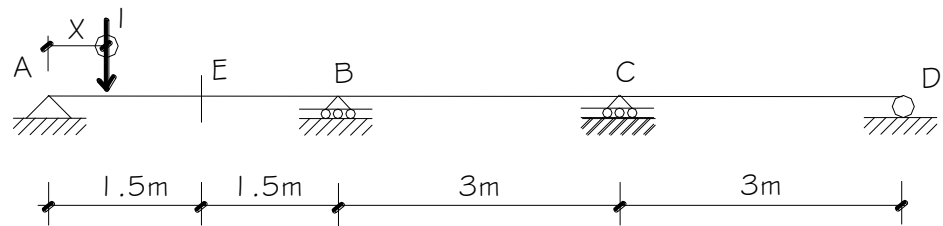


Fig. 9.39 Viga continua para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) Liberamos a la sección E en la viga de su capacidad de corte para expresarla como las fuerzas externas F_1 y así obtener el siguiente modelo:

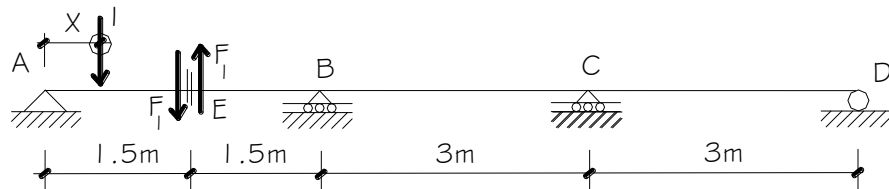


Fig. 9.40 El cortante en la sección E expresado como esfuerzo externo

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

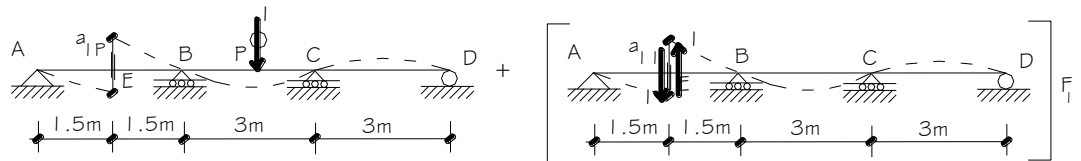


Fig. 9.41 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

En función del desplazamiento entre los puntos de corte en E de la deformada, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{P|} + a_{|} F_1 = 0$$

Como:

$a_{P|} = a_{P|}$ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)

$F_1 = V_E$

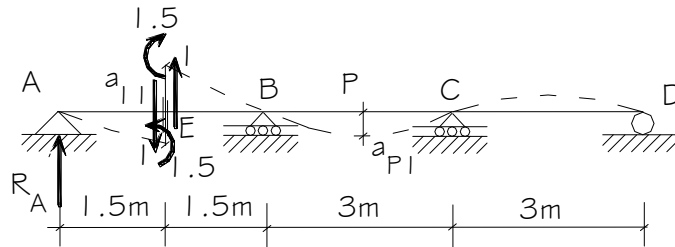
Luego:

$$a_{P|} + a_{|} (V_E) = 0$$

Es decir:

$$V_E = - \frac{a_{P|}}{a_{|}}$$

c) Para obtener V_E calculamos la ecuación de la elástica $a_{P|}$ así como la deflexión $a_{|}$ por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

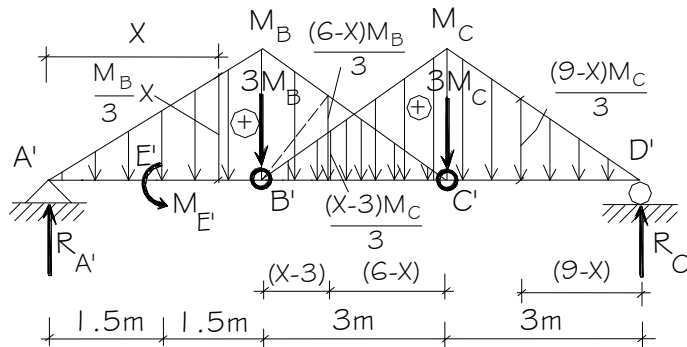


Fig. 9.42 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Luego, en la viga conjugada se pueden plantear las siguientes cuatro ecuaciones estáticas:

$$\sum F_V = 0: \quad R_{A'} + R_{D'} - 3M_B - 3M_C = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_{B', izq} = 0: \quad 3R_{A'} - M_{E'} - \frac{1}{2}(3)M_B(l) = 0 \quad (2)$$

$$\sum M_{C', der} = 0: \quad 3R_{D'} - \frac{1}{2}(3)M_C(l) = 0 \quad (3)$$

$$\sum M_{D', izq} = 0: \quad 9R_{A'} - M_{E'} - 3M_B(6) - 3M_C(3) = 0 \quad (4)$$

La quinta ecuación la obtenemos de la viga superior, con el equilibrio vertical del tramo AE:

$$\Sigma F_V = 0: \quad R_A - 1 = 0 \quad R_A = 1$$

$$\text{Entonces:} \quad M_B = R_A (3) = 3 \quad (5)$$

Resolviendo las cinco ecuaciones se obtiene:

$$\boxed{R_{A'} = 7.125} \quad \boxed{R_{D'} = -0.375} \quad \boxed{M_{E'} = 16.875} \quad \boxed{M_B = 3} \quad \boxed{M_C = -0.75}$$

Cálculo de a_{I1} :

$$a_{I1}(EI) = M_{E'} = 16.875$$

Cálculo de a_{PI} :

Tramo AE ($0 \leq X \leq 1.5$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}(X) - \frac{1}{2} \left(\frac{M_B}{3} \cdot X \right) X \left(\frac{X}{3} \right)$$

$$a_{PI}(EI) = 7.125X - \frac{X^3}{6}$$

Tramo EB ($1.5 \leq X \leq 3$):

$$a_{PI}(EI) = 7.125X - \frac{X^3}{6} - M_{E'}$$

$$a_{PI}(EI) = 7.125X - \frac{X^3}{6} - 16.875$$

Tramo BC ($3 \leq X \leq 6$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}(X) - M_{E'} - \frac{1}{2}(3)M_B(X-2) - \frac{1}{2}M_B(X-3) \frac{2}{3}(X-3) - \frac{1}{2}(X-3) \frac{(6-X)M_B}{3} \cdot \frac{1}{3}(X-3)$$

$$- \frac{1}{2}(X-3)(X-3) \frac{M_C}{3} \frac{(X-3)}{3}$$

$$a_{PI}(EI) = 7.125X - 16.875 - 4.5(X-2) - (X-3)^2 - \frac{(X-3)^2(6-X)}{6} + \frac{0.75}{18} \cdot (X-3)^3$$

Tramo CD ($6 \leq X \leq 9$):

Tomando momentos a la derecha:

$$a_{PI}(EI) = R_{D'}(\vartheta - X) - \frac{1}{2}(\vartheta - X) \cdot \frac{(\vartheta - X)M_C}{3} \cdot \frac{1}{3}(\vartheta - X)$$

$$a_{PI}(E) = -0.375(9 - X) + \frac{0.75}{18}(9 - X)^3$$

d) Para la construcción de V_E tenemos:

Tramo AE ($0 \leq X \leq 1.5$):

$$V_E = -\frac{1}{16.875} \left[7.125X - \frac{1}{6}X^3 \right]$$

Tramo EB ($1.5 \leq X \leq 3$):

$$V_E = -\frac{1}{16.875} \left[7.125X - \frac{X^3}{6} - 16.875 \right]$$

Tramo BC ($3 \leq X \leq 6$):

$$V_E = -\frac{1}{16.875} \left[7.125X - 16.875 - 4.5(X - 2) - (X - 3)^2 - \frac{(X - 3)^2(6 - X)}{6} + \frac{0.75}{18} \cdot (X - 3)^2 \right]$$

Tramo CD ($6 \leq X \leq 9$):

$$V_E = -\frac{1}{16.875} \left[-0.375(9 - X) + \frac{0.75}{18}(9 - X)^3 \right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | V_E |
|-------|-----------|
| 0 | 0 |
| 0.75 | -0.3125 |
| 1.50 | -0.6/+0.4 |
| 2.25 | 0.1625 |
| 3.00 | 0 |
| 3.75 | -0.0719 |
| 4.50 | -0.0750 |
| 5.25 | -0.0410 |
| 6.00 | 0 |
| 6.75 | 0.0219 |
| 7.50 | 0.0250 |
| 8.25 | 0.0156 |
| 9.00 | 0 |

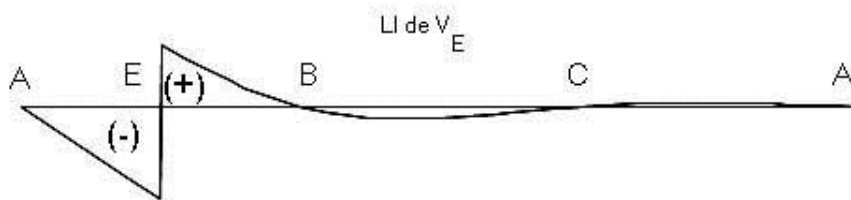


Fig. 9.43 Línea de influencia del cortante en la sección E

EJEMPLO 9.9 En la viga mostrada determine la línea de influencia del momento flector en la sección E.

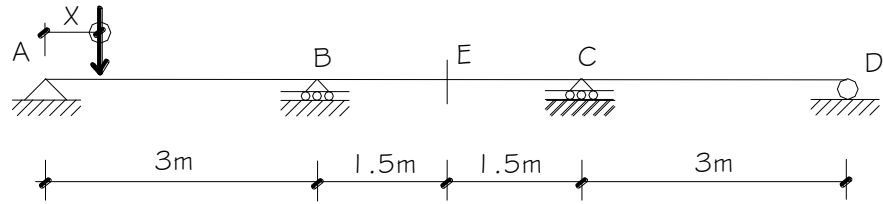


Fig. 9.44 Viga continua para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) Liberamos a la sección E en la viga de su capacidad de flexión instalando una rótula como se muestra. Así mismo expresamos la flexión liberada en ese punto como un momento externo F_I para obtener el siguiente modelo:

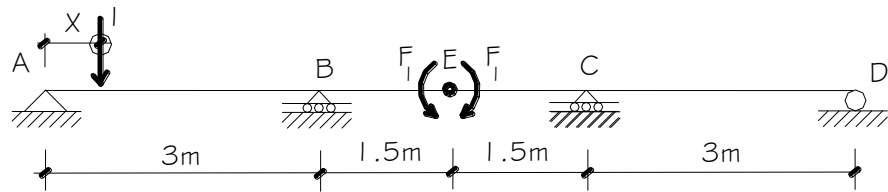


Fig. 9.45 Momento flector en la sección E expresado como esfuerzo externo

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

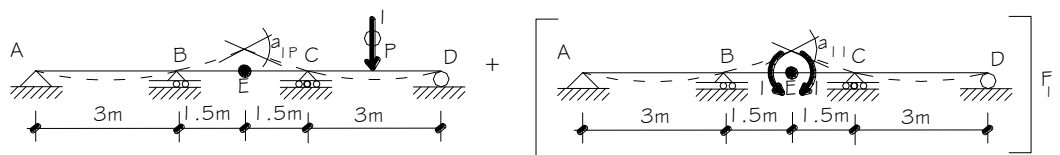


Fig. 9.46 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

En función del ángulo entre tangentes a la deformada en el punto de inflexión E, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{IP} + a_{I|} F_I = 0$$

Como:

$a_{IP} = a_{PI}$ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)

$F_I = M_E$

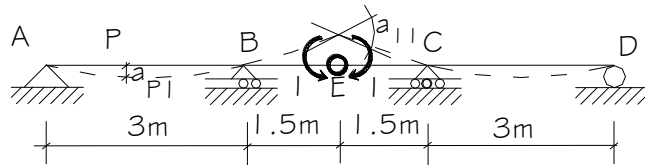
Luego:

$$a_{PI} + a_{I|} (M_E) = 0$$

Es decir:

$$M_E = -\frac{a_{PI}}{a_{II}}$$

c) Para obtener M_E calculamos la ecuación de la elástica a_{PI} así como la deflexión a_{II} por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

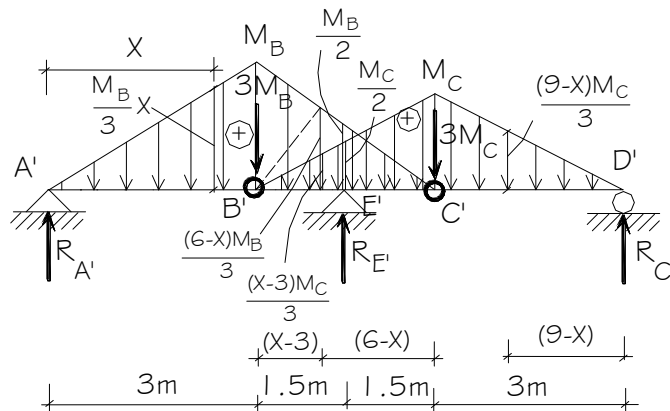


Fig. 9.47 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Luego, en la viga conjugada se pueden plantear las siguientes cuatro ecuaciones estáticas:

$$\sum F_V = 0: \quad R_{A'} + R_{E'} + R_{D'} - 3M_B - 3M_C = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_{B',izq} = 0: \quad 3R_{A'} - \frac{3}{2}M_B = 0 \quad (2)$$

$$\sum M_{C',der} = 0: \quad 3R_{D'} - \frac{3}{2}M_C = 0 \quad (3)$$

$$\sum M_{A'} = 0: \quad 9M_B + 18M_C - 4.5R_{E'} - 9R_{D'} = 0 \quad (4)$$

La quinta ecuación la obtenemos de la viga superior, conociendo que el momento en ambos lados de la rótula E es 1. Con el diagrama de momentos se tiene:

$$\frac{M_B}{2} + \frac{M_C}{2} = 1$$

Es decir:

$$M_B + M_C = 2 \quad (5)$$

Resolviendo las cinco ecuaciones se obtiene:

$$\boxed{R_{A'} = 0.5} \quad \boxed{R_{E'} = 5} \quad \boxed{R_{D'} = 0.5} \quad \boxed{M_B = 1} \quad \boxed{M_C = 1}$$

Cálculo de a_{11} :

$$a_{11}(EI) = R_{E'} = 5$$

Cálculo de a_{P1} :

Tramo AB ($0 \leq X \leq 3$):

$$a_{P1}(EI) = R_{A'}(X) - \frac{1}{2} \left(\frac{M_B}{3} \cdot X \right) X \left(\frac{X}{3} \right)$$

$$a_{P1}(EI) = 0.5X - \frac{X^3}{18}$$

Tramo BE ($3 \leq X \leq 4.5$):

$$a_{P1}(EI) = R_{A'}(X) - \frac{1}{2}(3)M_B(X-2) - \frac{1}{2}M_B(X-3) \frac{2}{3}(X-3) - \frac{1}{2}(X-3) \frac{(6-X)M_B}{3} \cdot \frac{1}{3}(X-3) \\ - \frac{1}{2}(X-3)(X-3) \frac{M_C}{3} \frac{(X-3)}{3}$$

$$a_{P1}(EI) = 0.5X - 1.5(X-2) - \frac{(X-3)^2}{3} - \frac{(X-3)^2(6-X)}{18} - \frac{(X-3)^3}{18}$$

Tramo EC ($4.5 \leq X \leq 6$):

$$a_{P1}(EI) = 0.5X - 1.5(X-2) - \frac{(X-3)^2}{3} - \frac{(X-3)^2(6-X)}{18} - \frac{(X-3)^3}{18} + R_{E'}(X-4.5)$$

$$a_{P1}(EI) = 0.5X - 1.5(X-2) - \frac{(X-3)^2}{3} - \frac{(X-3)^2(6-X)}{18} - \frac{(X-3)^3}{18} + 5(X-4.5)$$

Tramo CD ($6 \leq X \leq 9$):

Tomando momentos a la derecha:

$$a_{P1}(EI) = R_{D'}(\vartheta - X) - \frac{1}{2}(\vartheta - X) \cdot \frac{(\vartheta - X)M_C}{3} \cdot \frac{1}{3}(\vartheta - X)$$

$$a_{P1}(EI) = 0.5(\vartheta - X) - \frac{(\vartheta - X)^3}{18}$$

d) Para la construcción de M_E tenemos:

Tramo AB ($0 \leq X \leq 3$):

$$M_E = -\frac{1}{5} \left[0.5X - \frac{1}{18} X^3 \right]$$

Tramo BE ($3 \leq X \leq 4.5$):

$$M_E = -\frac{1}{5} \left[0.5X - 1.5(X-2) - \frac{(X-3)^2}{3} - \frac{(X-3)^2(6-X)}{18} - \frac{(X-3)^3}{18} \right]$$

Tramo EC ($4.5 \leq X \leq 6$):

$$M_E = -\frac{1}{5} \left[0.5X - 1.5(X-2) - \frac{(X-3)^2}{3} - \frac{(X-3)^2(6-X)}{18} - \frac{(X-3)^3}{18} + 5(X-4.5) \right]$$

Tramo CD ($6 \leq X \leq 9$):

$$M_E = -\frac{1}{5} \left[0.5(9-X) - \frac{(9-X)^3}{18} \right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | M_E |
|-------|---------|
| 0 | 0 |
| 0.75 | -0.0703 |
| 1.50 | -0.1125 |
| 2.25 | -0.0984 |
| 3.00 | 0 |
| 3.75 | 0.2063 |
| 4.50 | 0.5250 |
| 5.25 | 0.2063 |
| 6.00 | 0 |
| 6.75 | -0.0984 |
| 7.50 | -0.1125 |
| 8.25 | -0.0703 |
| 9.00 | 0 |

:

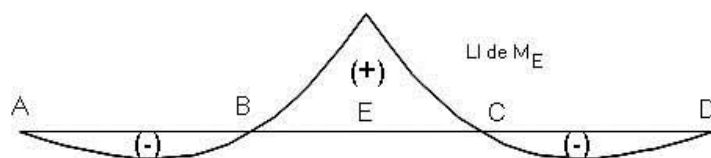


Fig. 9.48 Línea de influencia del momento en la sección E

EJEMPLO 9.10 En la viga mostrada determine la línea de influencia de la reacción en el apoyo A .

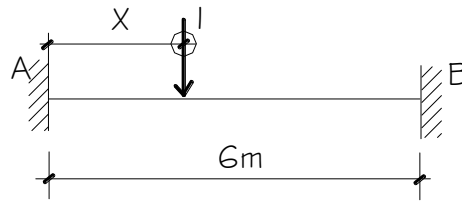


Fig. 9.49 Viga hiperestática para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) Liberamos la reacción A en la viga y la expresamos como una fuerza externa F_I para obtener el siguiente modelo:

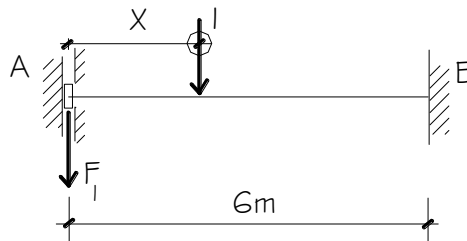


Fig. 9.50 Reacción en A expresada como esfuerzo externo

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

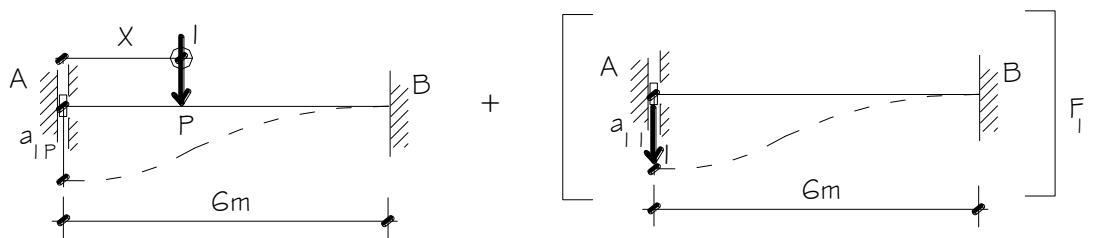


Fig. 9.51 Equivalencia del modelo teórico

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

En razón a que no existe desplazamiento vertical en el apoyo A, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_P + a_I F_I = 0$$

Como:

$a_{IP} = a_{PI}$ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)

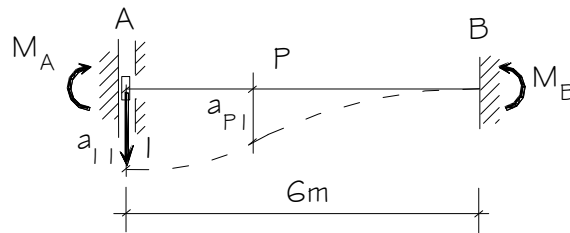
$$F_I = -R_A$$

Luego: $a_{P1} + a_{11}(-R_A) = 0$

Es decir:

$$R_A = \frac{a_{P1}}{a_{11}}$$

c) Para obtener R_A calculamos la ecuación de la elástica a_{P1} así como la deflexión a_{11} por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

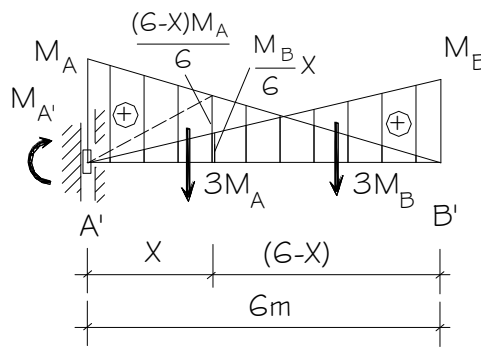


Fig. 9.52 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Luego, en la viga conjugada se pueden plantear las siguientes ecuaciones estáticas:

$$\sum F_V = 0: \quad -3M_A - 3M_B = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_{B'} = 0: \quad M_{A'} - 3M_A(4) - 3M_B(2) = 0 \quad (2)$$

La tercera ecuación la obtenemos de la viga superior:

$$\sum M_B = 0: \quad M_A - 1(6) - M_B = 0 \quad (3)$$

Resolviendo las tres ecuaciones se obtiene:

$$M_A = 3 \quad M_B = -3 \quad M_{A'} = 18$$

Cálculo de a_{11} :

$$a_{11}(EI) = M_{A'} = 18$$

Cálculo de a_{PI} :

Tramo AB ($0 \leq X \leq 6$):

$$a_{PI}(EI) = M_A - \frac{1}{2}M_A(X)\left(\frac{2X}{3}\right) - \frac{1}{2}X(6-X)\frac{M_A}{6}\left(\frac{X}{3}\right) - \frac{1}{2}X\left(\frac{M_B}{6}\right)\left(\frac{X}{3}\right)$$

$$a_{PI}(EI) = 18X - X^2 - \frac{X^2(6-X)}{12} + \frac{X^3}{12}$$

d) Para la construcción de R_A tenemos:

Tramo AB ($0 \leq X \leq 6$):

$$R_A = \frac{1}{18} \left[18 - X^2 - \frac{X^2(6-X)}{12} + \frac{X^3}{12} \right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | R_A |
|-------|--------|
| 0 | 0 |
| 0.50 | 0.9803 |
| 1.00 | 0.9259 |
| 1.50 | 0.8438 |
| 2.00 | 0.7407 |
| 2.50 | 0.6238 |
| 3.00 | 0.5000 |
| 3.50 | 0.3761 |
| 4.00 | 0.2592 |
| 4.50 | 0.1562 |
| 5.00 | 0.0741 |
| 5.50 | 0.0197 |
| 6.00 | 0 |

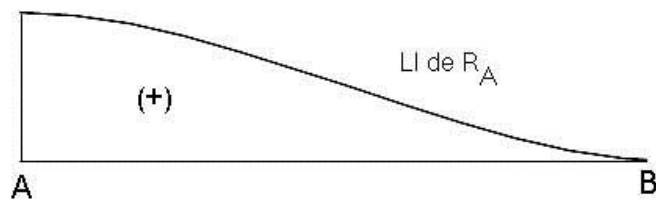


Fig. 9.53 Línea de influencia de R_A

EJEMPLO 9.11 En la viga mostrada determine la línea de influencia del momento flector en el apoyo A.

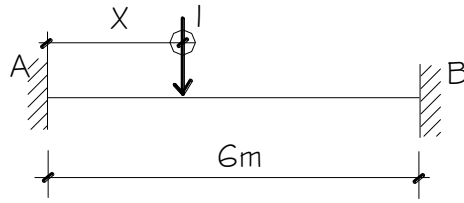


Fig. 9.54 Viga hiperestática para el cálculo

Solución.-

Procedimiento:

- a) Liberamos el momento flector en el apoyo A y lo expresamos como una fuerza externa F_I para obtener el siguiente modelo:

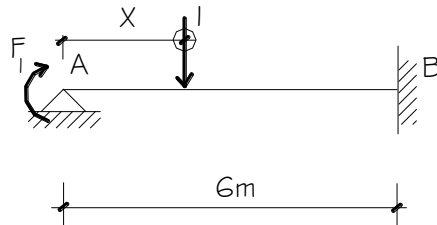


Fig. 9.55 Momento flector en A expresado como esfuerzo externo

- b) El modelo tomado puede expresarse como:

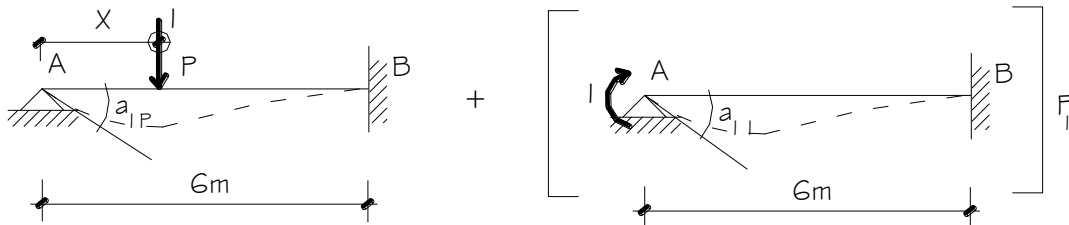


Fig. 9.56 Equivalencia del modelo

Donde P es un punto cualquiera de la viga.

En razón que en A el giro es nulo, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{IP} + a_{I1} F_I = 0$$

Como:

$$a_{IP} = a_{PI} \text{ (Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas)}$$

$$F_I = M_A$$

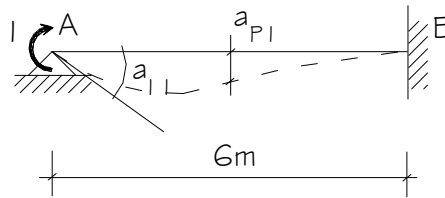
Luego:

$$a_{PI} + a_{I1}(M_A) = 0$$

Es decir:

$$M_A = -\frac{a_{PI}}{a_{II}}$$

c) Para obtener M_A calculamos la ecuación de la elástica a_{PI} así como la deflexión a_{II} por cualquier método disponible. En este caso usamos el método de la viga conjugada:



VIGA CONJUGADA:

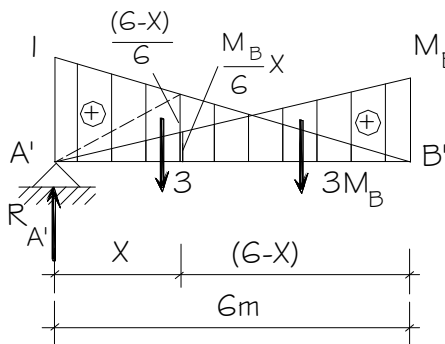


Fig. 9.57 Viga conjugada cargada con el diagrama de momentos

Luego, en la viga conjugada se pueden plantear las siguientes ecuaciones estáticas:

$$\sum F_V = 0: \quad R_{A'} - 3 - 3M_B = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_{A'} = 0: \quad 3(2) + 3M_B(4) = 0 \quad (2)$$

Resolviendo ambas ecuaciones se obtiene:

$$M_B = -0.5 \quad R_{A'} = 1.5$$

Cálculo de a_{II} :

$$a_{II}(EI) = R_{A'} = 1.5$$

Cálculo de a_{PI} :

Tramo AB ($0 \leq X \leq 6$):

$$a_{PI}(EI) = R_{A'}(X) - \frac{1}{2}(1)(X)\left(\frac{2X}{3}\right) - \frac{1}{2}X\left(\frac{6-X}{6}\right)\left(\frac{X}{3}\right) - \frac{1}{2}X\left(\frac{M_B}{6}\right)\left(\frac{X}{3}\right)$$

$$a_{P_1}(E_1) = 1.5X - \frac{X^2}{3} - \frac{X^2(6-X)}{36} + \frac{X^3}{72}$$

d) Para la construcción de M_A tenemos:

Tramo AB ($0 \leq X \leq 6$):

$$M_A = -\frac{1}{1.5} \left[1.5X - \frac{X^2}{3} - \frac{X^2(6-X)}{36} + \frac{X^3}{72} \right]$$

Tabulación de valores:

| X (m) | M_A |
|-------|---------|
| 0 | 0 |
| 0.50 | -0.4201 |
| 1.00 | -0.6944 |
| 1.50 | -0.8438 |
| 2.00 | -0.8889 |
| 2.50 | -0.8507 |
| 3.00 | -0.7500 |
| 3.50 | -0.6076 |
| 4.00 | -0.4444 |
| 4.50 | -0.2812 |
| 5.00 | -0.1389 |
| 5.50 | -0.0382 |
| 6.00 | 0 |

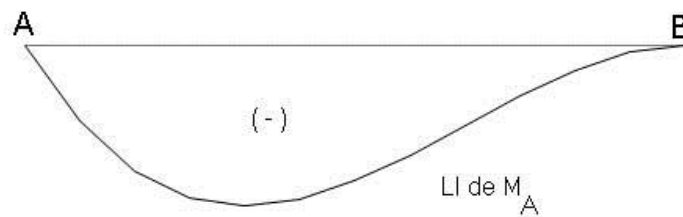


Fig. 9.58 Línea de influencia de M_A