

# ESTUDIO PARAMÉTRICO DE PUENTES EN EL ECUADOR

Marcos Remache

Consultor particular, Proyecto “Estudio de superestructuras tipo, en hormigón armado para puentes, a nivel nacional” para el Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

## RESUMEN

Se presentan los resultados del análisis y diseño de sesenta y cuatro superestructuras tipo en hormigón armado, correspondientes a puentes isostáticos, abarcando ocho longitudes entre ocho y treinta metros, y ocho anchos para cada longitud que varían entre cinco metros con noventa centímetros hasta quince metros con veinte centímetros, cumplen con las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del Ministerio de Transporte y Obras Públicas y la norma que se tomó como base para el diseño estructural fue la norteamericana AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, Third Edition, 2006 Interim Revisions, cuya filosofía proporciona un método de diseño consistente y racional, cuantificando la variabilidad tanto en carga como en resistencia de los materiales, logrando niveles bastante uniformes de seguridad para diferentes estados límites y puentes tipo sin involucrar análisis complejos de probabilidad y estadística. De los resultados obtenidos, luego del análisis y cálculo estructural se ha logrado realizar importantes comparaciones entre los diferentes parámetros que influyen en el diseño de la superestructura de los puentes, tales como la longitud del puente, el espaciamiento entre vigas, el número de vigas, la longitud de los volados, además se comparó las armaduras a flexión y corte para un misma longitud de puente cuando varía el ancho.

Palabras clave: Hormigón armado, superestructuras tipo de puentes isostáticos.

## Introducción.

Este artículo se basa en los resultados obtenidos del proyecto “Estudio de superestructuras tipo, en hormigón para puentes a nivel nacional”. Previo al desarrollo del estudio se estableció conjuntamente con el Ministerio de Transporte y Obras Públicas ciertos datos fijos como la distancia entre vigas, la longitud de los volados, el ancho de las aceras, el número de vigas, la longitud y ancho total de la superestructura tipo, a partir de lo cual se diseñaron las protecciones laterales, las aceras, la losa del tablero, las vigas y los diafragmas, llegándose a determinar para cada uno su geometría y armado.

El análisis y cálculo estructural de los elementos de la superestructura tipo, tiene como principal documento de apoyo la tercera edición año 2004 con interinos hasta el 2006 publicada en unidades del sistema internacional de medidas de la norma norteamericana, “AASHTO LRFD Bridge design Specifications”. A continuación se mencionan los capítulos que sirvieron de fundamento para el diseño de cada una de las partes de la superestructura:

Las protecciones laterales, son parapetos de hormigón armado, diseñados mediante el método de diseño por factores de carga y resistencia para el estado límite de evento extremo por colisión vehicular y cuya filosofía de diseño procura que si algún daño llegara a darse éste deberá ocurrir en el parapeto, el cual puede ser rápidamente reparado y mas no el volado de la losa del tablero, los capítulos que se emplearon para el análisis y diseño fueron el décimo tercero y el quinto.

La losa del tablero, es de hormigón armado, la armadura principal es perpendicular a la dirección del tráfico, el método de análisis estructural es estático aproximado que emplea anchos de faja equivalente que se menciona en el capítulo cuarto y el diseño es el

tradicional a flexión que se detalla en el capítulo noveno y adicionalmente para el diseño de los volados se empleó el capítulo décimo tercero.

Las vigas, son de hormigón armado, el método de análisis estructural es estático aproximado para puentes viga – losa que utiliza factores de distribución para momento y corte el cual se precisa en el capítulo cuarto, para estimar la altura mínima de la viga se dispuso de lo descrito en el segundo capítulo, para todo lo demás, tanto para la determinación de la armadura longitudinal en el que se utilizó el diseño tradicional a flexión, como para el cálculo de la armadura transversal a corte en la que se empleó el modelo de diseño seccional, así como también para establecer la contraflecha por carga muerta, las deflexiones por carga viva, el refuerzo de piel de la viga y los controles mediante armaduras mínimas por agrietamiento, se utilizó el capítulo quinto, además para evaluar el ancho de ala efectiva de la viga se valió de las disposiciones del capítulo cuarto.

Además de los capítulos mencionados anteriormente, para asignar los correspondientes estados límites, combinaciones de carga y detalles de las armaduras de refuerzo para cada uno de los elementos de la superestructura, se usaron los capítulos primero, tercero y quinto respectivamente.

Dentro de la literatura adicional que sirvió de apoyo para el estudio de cada uno de los componentes de la superestructura, se puede mencionar la siguiente:

AASHTO., “LRFD Bridge Design Specifications”, 3da edición, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2006.

AASHTO., “LRFD Bridge Design Specifications”, 2da edición, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2000.

Barker, Richard M., y Puckett, Jay A., “Design of Highway Bridges: Based on AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, 1169 pp, John Wiley & Sons, New York, 1997.

Tonias, Demetrios E., “Bridge Engineering: Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges”, 470 pp, McGraw-Hill, New York, 1994.

Se ha centrado el diseño en superestructuras tipo de hormigón armado para puentes isostáticos, bajo diferentes estados límites de evento extremo, resistencia y servicio, sin embargo en un nuevo estudio que se pueda realizar, en la parte de estados límites de servicio valdría investigar el problema de fatiga en las vigas y análisis de las deflexiones en la losa del tablero, así como también estudiar la influencia de la torsión en este tipo de estructuras.

Se ha planteado la siguiente pregunta de investigación ¿ Cuáles son los parámetros que afectan en mayor grado el armado de puentes isostáticos de concreto reforzado de acuerdo a las condiciones existentes en el Ecuador ?. Se tratará de responder esta interrogante haciendo énfasis especialmente en el espaciamiento entre vigas, la relación entre la longitud de los volados al espaciamiento entre vigas, la relación entre los factores de distribución a momento de vigas interna y externa y la relación con sus respectivos factores de distribución a cortante, para ello se calculó y comparó los armados obtenidos de una misma longitud de puente con anchos diferentes.

## **Métodos y materiales.**

Se desarrolló una hoja electrónica de cálculo que contiene los datos iniciales del puente en los que se incluye las características geométricas, las especificaciones de los materiales a utilizar y los camiones de diseño vehicular que actúan en el puente, luego se analiza y diseña las protecciones laterales, las aceras, la losa del tablero, para seguidamente analizar las acciones internas por cortante y momento ocasionadas por la carga permanente y la carga vehicular para cada una de las vigas y por último se realiza el diseño de las vigas del puente en donde se analiza principalmente los factores de distribución de cortante y de momento, la flexión, el agrietamiento, el cortante, las deflexiones y la contraflecha. A continuación se detalla cada una de las partes que componen la citada hoja electrónica de cálculo:

1. Datos iniciales del puente. Esta parte contiene los datos principales con los cuales se va a desarrollar el diseño del puente, en la que constan:
  - 1.1. Características Geométricas. Se ingresan todos los datos geométricos generales como son: la longitud del puente, ancho del puente, número de vigas, longitud de apoyos, ancho de veredas, dimensión de los volados, espesor de la capa de rodadura y separación de los diafragmas.
  - 1.2. Características de los materiales. Son las especificaciones con las que deberán cumplir los materiales, para los diferentes elementos que conforman el puente, dentro de estas características se encuentran la resistencia a compresión del concreto reforzado, el módulo de elasticidad, el peso por unidad de volumen que tiene cada elemento con el cual se pasará posteriormente a calcular la carga por peso propio para cada elemento del puente, el esfuerzo de fluencia y el módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
  - 1.3. Convoy de cargas. Se muestra los tipos de carga móvil para los cuales se va a diseñar el puente, el puente se diseñará para el mayor valor en fuerzas internas de las siguientes combinaciones:

Primera Carga: es la combinación de la carga de faja y el camión de diseño HL-93 afectado este último por el factor de impacto.

Segunda Carga: es la combinación de la carga de faja y el tandem de diseño HL-93 afectado este último por el factor de impacto.

Tercera Carga: es el camión de diseño HS-MOP afectado por el factor de impacto.

Cuarta Carga: es el camión de diseño HS-25-44 afectado por el factor de impacto.

Quinta Carga: es la carga de faja HS-25-44 más las cargas puntuales de momento y de cortante (siendo usadas para encontrar la fuerza interna correspondiente).

Adicionalmente se presentan los valores del impacto que se deberán usar para el diseño de los elementos, que para el caso de elementos principales en estados límites diferentes a la fatiga es de 33%.

2. Diseño de protecciones laterales. En esta parte de la hoja electrónica de cálculo se lleva a cabo el diseño de la protección lateral tipo parapeto.
  - 2.1. Dimensiones. Se detallan los datos geométricos como alturas, anchos y armados longitudinal y transversal adoptados a comprobarse de la protección lateral,

- 2.2. Fuerzas de diseño para protecciones vehiculares. Se determina el nivel de prueba denotado como TL-1, TL-2, TL-3 o TL-4 el cual depende del ancho del puente debido a que estos dos parámetros están íntimamente ligados con la velocidad de diseño de la vía. Seguido se presentan la altura mínima de la protección, las fuerzas transversal, longitudinal y vertical actuantes con sus respectivas longitudes de afectación en la protección para cuando se presenta el evento extremo debido a colisión vehicular.
  - 2.3. Resistencia del parapeto. Se define la resistencia última de la protección y se compara con las fuerzas requeridas por el nivel de prueba, así como también se comprueban las armaduras mínimas, las dimensiones mínimas, la transferencia de corte entre el parapeto y la losa del tablero mediante la junta fría y por último el anclaje del acero de refuerzo del parapeto en el tablero.
  - 2.4. Peso de protección lateral. Como requerimiento final se calcula el peso por unidad de longitud otorgado por la protección lateral ha ser resistido por el puente.
3. Diseño de las aceras. Debido a que el código AASHTO no menciona mayor cosa respecto al diseño de las aceras, el diseño de la acera se la realiza para cuando el peso del eje más cargado del camión de diseño se encuentra ubicado encima de la acera en la posición más desfavorable. Se calculan los momentos por carga viva vehicular, peatonal, peso propio y acabados y se obtienen las respectivas armaduras longitudinal, transversal y finalmente se obtiene el peso por unidad de longitud de la acera.
4. Diseño de la losa.
    - 4.1. Diseño del vano interior. Se obtiene el espesor de la losa del tablero asumiendo que la losa se encuentra apoyada sobre cada una de las vigas, se determinan los factores de ductilidad y redundancia del elemento así como el de importancia operacional del puente, seguido se calculan los momentos actuantes en la losa, luego se calcula la acción última a ser resistida de acuerdo a la combinación de carga, para con estos valores calcular las área de acero de refuerzo perpendicular al tráfico, de distribución y de temperatura.
    - 4.2. Diseño de los volados. Por tratarse el volado un elemento no redundante se deberá tomar en cuenta que el factor de redundancia cambia a 1.05 y que el factor de presencia múltiple es 1.20 ya que se aplica un solo lane de diseño en el volado. Además existen dos condiciones de carga a ser tomadas en cuenta:

Evento extremo II: la condición por colisión que se realiza con las cargas del nivel de prueba seleccionado para las protecciones laterales, que a su vez se divide en dos etapas: el primero es actuando la carga longitudinal y la carga transversal simultáneamente y el segundo con la carga vertical por separado, y;

Combinación de Esfuerzos I: que se refiere a la carga dispuesta en el artículo AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Third Edition 3.6.1.
    - 4.2.1. Verificación de la resistencia en el volado. Se comprueba que el acero de refuerzo superior resista el momento a flexión negativo que cubre la viga exterior debido a la colisión vehicular y la carga muerta del volado, para lo cual se ha tomado en cuenta la disminución de resistencia en la sección del volado producida por la fuerza axial de tensión que provoca la colisión.

- 4.3. Control de agrietamiento. Se comprueba en las secciones de máximo momento positivo y negativo que el elemento cumpla con el chequeo por agrietamiento, para esto se calculan el momento de servicio para cada una de las secciones en análisis, las áreas de acero a compresión y tensión para luego obtener el eje neutro de la sección, la inercia agrietada y finalmente calcular el esfuerzo de trabajo de la sección y comparar que se encuentre por debajo de los límites admisibles.
5. Acciones internas en vigas principales. Se determinan las acciones a las que van estar sujetas tanto la viga interna como externa debido a las cargas permanentes y carga móvil.
  - 5.1. Ancho cooperante por viga. Se calcula el ancho cooperante para cada viga para luego calcular la carga actuante por metro longitudinal de puente para cada una de las vigas tanto externa como interna debida al peso propio, diafragmas, losa, carpeta asfáltica, protecciones laterales y aceras.
  - 5.2. Acciones por cargas permanentes. Se calcula las acciones tanto cortante y momento dentro de cada viga debido a las fuerzas externas permanentes como son: el peso propio de la viga, el peso de diafragmas, el peso de la losa, el peso por capa de rodadura y el peso por los acabados del puente estas son la carga por aceras y protecciones laterales.
  - 5.3. Acciones por carga móvil. Se calculan los momentos y cortantes actuantes por los tres tipos de convoys de carga actuantes y descritos anteriormente, luego se les incrementa el valor del impacto en las cargas que especifica la norma y con estos valores obtenemos los momentos y cortantes máximos envolventes de los tres tipos de cargas.
6. Diseño de las vigas. El diseño de las vigas exteriores e interiores se lo realiza por separado pero el procedimiento es muy parecido por esta razón el desarrollo se lo explica de manera conjunta.
  - 6.1. Factor de distribución de momento. Para la distribución de momento hay que recurrir AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Third Edition y hacer uso en caso de que el rango de aplicabilidad sea factible de las tablas 4.6.2.2.2b-1 y 4.6.2.2.2d-1, en donde se especifican la forma de distribución del momento por carga móvil desde el modelo matemático de una viga simple hacia las vigas principales.
  - 6.2. Factor de distribución de cortante. Para la distribución de cortante se recurre a AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Third Edition y hacer uso en caso de que el rango de aplicabilidad sea factible de las tablas 4.6.2.2.3a-1 y 4.6.2.2.3b-1, en donde se especifican la forma de distribución del cortante por carga móvil desde el modelo matemático de una viga simple hacia las vigas principales.
  - 6.3. Diseño de la viga a flexión. Se determina la altura de la viga incluida la losa del tablero, para esto se aumentó la altura obtenida de prediseño de 0.07 a 0.071 de la longitud del puente por condiciones de cortante, se obtiene la base mínima de la viga tomando en cuenta recubrimientos, espaciamientos y radios de doblado mínimos y se adopta el recubrimiento al eje del acero de refuerzo de la viga.

Se analiza la mitad de la longitud del puente dividida en once secciones de cálculo, se analiza para cada sección de la viga actuando compuesta y no compuesta con la losa del tablero se calcula el momento último actuante el cual va a ser soportado por el momento resistente proporcionado por el acero de refuerzo, cabe mencionar que el acero de refuerzo generalmente se ve incrementado debido a la influencia del cortante.

- 6.4. Control de agrietamiento. Conforme a las propiedades de sección, el esfuerzo de rotura y las condiciones de seguridad estructural el área de acero de refuerzo mínimo, para por último comprobar que bajo condiciones de servicio los esfuerzos de trabajo en cada sección no sobrepasen los límites aceptables.
- 6.5. Refuerzo de piel. Este refuerzo será ubicado en las caras verticales de la viga, el cual se distribuye uniformemente desde el acero de refuerzo hasta la mitad de la altura de la viga siempre y cuando la altura efectiva de la viga exceda los 90 cm. Sin este refuerzo auxiliar, el ancho de la grieta en el alma puede exceder el ancho de grieta en el nivel del refuerzo a tensión a flexión.
- 6.6. Diseño de la viga a cortante. Se determina la sección crítica para cortante, se obtienen los cortantes últimos en cada una de las secciones y mediante el método de diseño seccional se calcula el refuerzo transversal con su espaciamiento máximo y finalmente se comprueba que el refuerzo longitudinal de la viga sea suficiente para resistir la tensión adicional a la flexión que causa el cortante en el acero longitudinal.
- 6.7. Control de deflexiones y contraflecha. Se adopta el valor adecuado del esfuerzo de fractura y con la ayuda de la teoría de la resistencia de materiales se integra dos veces el momento para el estado límite de servicio y se obtiene la contraflecha incluida las deformaciones a largo plazo y la deflexión instantánea ocasionada por carga viva vehicular.

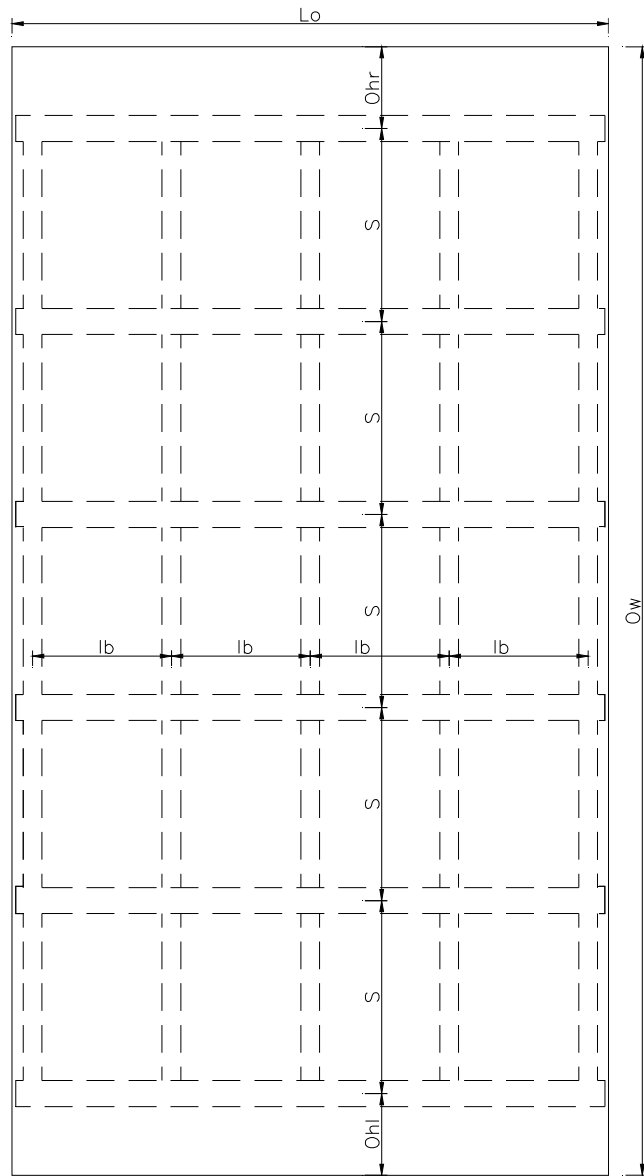
## **Resultados y conclusiones.**

Se revisará el diseño de un puente con las siguientes características:

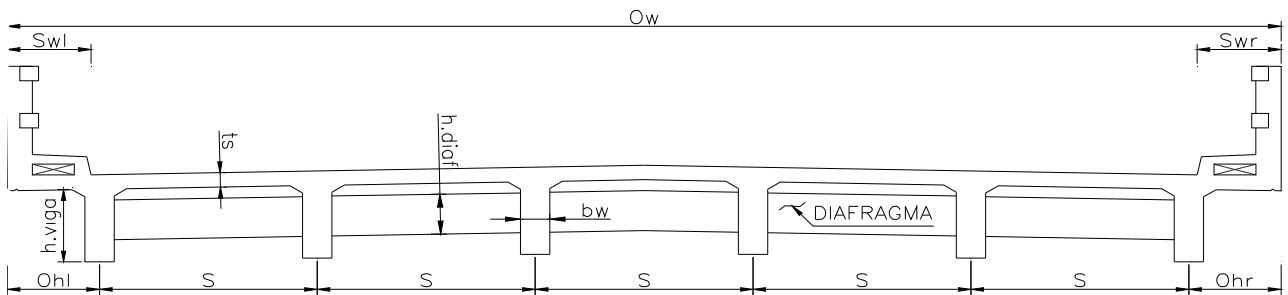
### 1. Datos iniciales del puente.

#### 1.1. Características Geométricas.

Longitud del Puente ( $L_o$ )	= 30.00 m
Ancho del Puente ( $O_w$ )	= 15.20 m
Número de vigas ( $n_b$ )	= 6
Ancho de acera ( $S_w$ )	= 0.95 m
Longitud del volado ( $O_h$ )	= 1.10 m
Distancia diafragmas ( $l_b$ )	= 7.50 m
Esp. capa rodadura ( $e_{asf}$ )	= 0.05 m



**PLANTA**



**ELEVACIÓN**

## 1.2. Características de los materiales.

Hormigón en losa, vigas, aceras y protecciones laterales:

Densidad ( $\rho_c$ ) = 2.40 t/m<sup>3</sup>

Resistencia compresión ( $f'_c$ ) = 280 kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de Elasticidad ( $E_c$ ) = 267525 kg/cm<sup>2</sup>

Acero de Refuerzo

Esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

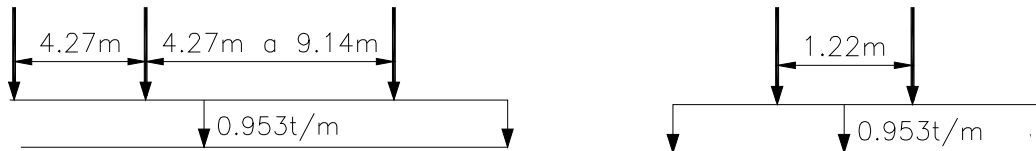
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ ) = 2000000 kg/cm<sup>2</sup>

Capa de Rodadura

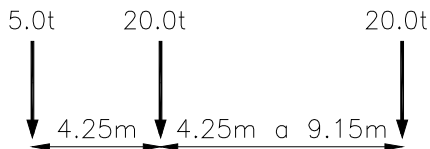
Densidad ( $\rho_{bws}$ ) = 2.32 t/m<sup>3</sup>

### 1.3. Carga móvil.

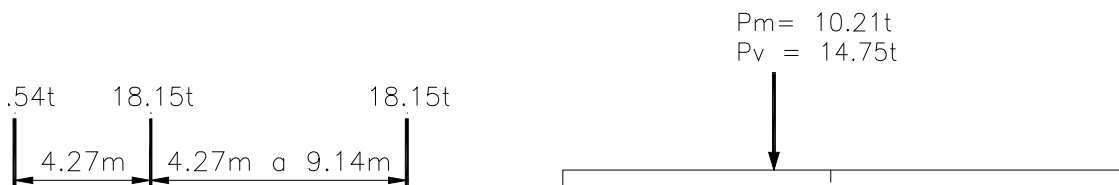
#### 1.3.1. HL-93 (AASHTO LRFD 3.6.1.2.2, 3.6.1.2.3 & 3.6.1.2.4)



#### 1.3.2. HSMOP.



#### 1.3.3. HS25-44.

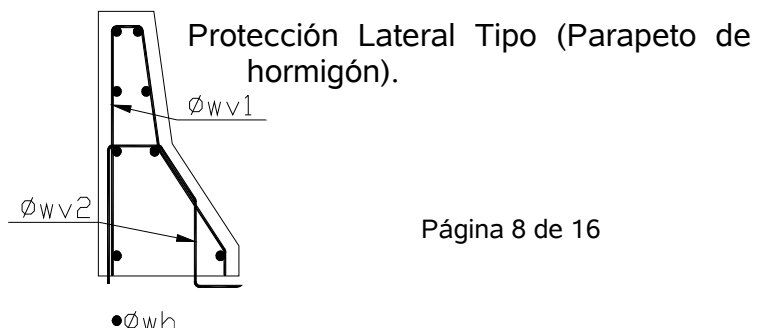
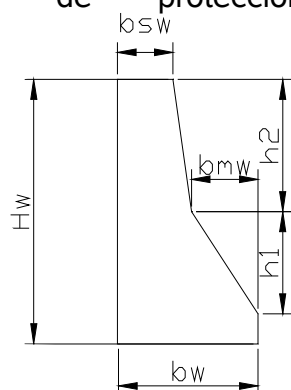


#### 1.3.4. Factor de impacto.

Componente	IM
Juntas del tablero	75%
Límite de fatiga y fractura	15%
Otros estados límite	33%
AASHTO LRFD 3.2.2.1-1	

## 2. Diseño de protecciones laterales.

### 2.1.



Protección Lateral Tipo (Parapeto de hormigón).

2.1. Dimensiones.

$h_w = 0.855 \text{ m}$	$h_2 = 0.535 \text{ m}$
$b_w = 0.380 \text{ m}$	$h_o = 0.065 \text{ m}$
$b_{sw} = 0.150 \text{ m}$	$\varnothing_{wh} = 12 \text{ mm}$
$b_{mw} = 0.180 \text{ m}$	$\varnothing_{wv1} = 12 \text{ mm @ } 30 \text{ cm}$
$h_1 = 0.255 \text{ m}$	$\varnothing_{wv2} = 12 \text{ mm @ } 15 \text{ cm}$

2.2. Fuerzas de diseño para protecciones vehiculares.

Nivel de prueba: TL-4

$F_t = 24.50 \text{ ton}$	$L_t \text{ y } L_L = 1.07 \text{ m}$
$F_L = 8.17 \text{ ton}$	$L_v = 5.49 \text{ m}$
$F_v = 8.17 \text{ ton}$	Hemín = 81.28 cm

2.3. Resistencia del Parapeto.

$\varnothing M_{wh} = 289213 \text{ kg-cm}$	$P_c = 4.61 \text{ kg/cm}$
$\varnothing M_{nv} = 3841 \text{ kg-cm}$	$c = 5.27 \text{ kg/cm}^2$
$L_c = 286.48 \text{ cm}$	$u = 0.6$
$R_w = 25.74 \text{ ton}$	$V_n = 393.15 \text{ kg/cm}$
$VCT = 56.26 \text{ kg/cm}$	$l_{hb} = 15.99 \text{ cm}$

$R_w > F_t$  por lo tanto la protección resiste la colisión vehicular.

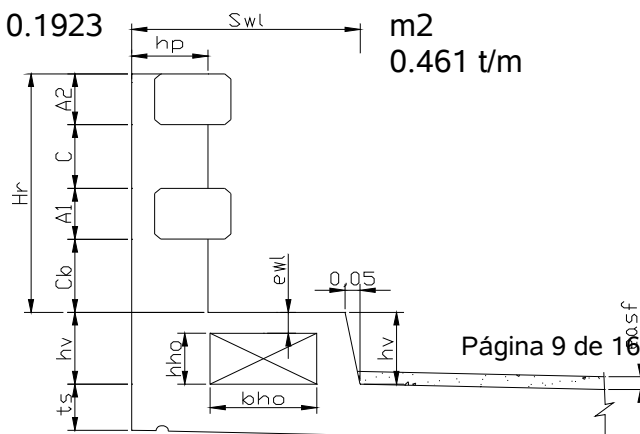
$V_n > VCT$  por lo tanto la junta fría si transfiere de buena manera el corte del parapeto a la losa del tablero.

2.4. Peso de la protección lateral.

$$\begin{aligned} A_w &= 0.1923 \text{ m}^2 \\ W \text{ protección} &= 0.461 \text{ t/m} \end{aligned}$$

3. Diseño de las aceras.

$h_v = 25 \text{ cm}$
$b_{ho} = 50 \text{ cm}$
$h_{ho} = 15 \text{ cm}$



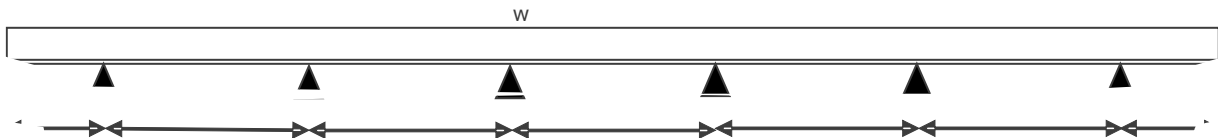
ewl = 10 cm  
Ptruck = 9.98 ton

MLL = 66724 kg-cm/m  
MD = 500 kg-cm/m  
Mws = 7 kg-cm/m  
Mu = 155936 kg-cm/m

Ast vereda = 5.91 cm<sup>2</sup>/m 1 Ø 12 mm @ 20 cm  
Asl vereda = 3.96 cm<sup>2</sup> 6 Ø 10 mm

W acera = 0.375 t/m

#### 4. Diseño de la losa.



##### 4.1. Diseño de vano interior.

ts = 20cm      C = 0.80  
S = 2.60 m    D = 1.00

C = 0.80  
D = 1.00

Carga	M+ (t-m)	M- (t-m)
DC	0.204	-0.305
DW	0.056	-0.082
LL	1.859	-2.078
U	4.667	-5.341

$\eta_D = 1.00$   
 $\eta_R = 1.00$   
 $\eta_l = 1.00$   
 $\eta_i = 1.00$

Asmin = 5.18 cm<sup>2</sup>/m      1 Ø 14 mm @ 30 cm

As(+) = 7.33 cm<sup>2</sup>/m      1 Ø 14 mm @ 20 cm  
As(-) = 10.83 cm<sup>2</sup>/m    1 Ø 14 mm @ 25 cm

Asd = 4.91 cm<sup>2</sup>/m      1 Ø 12 mm @ 25 cm  
As temp = 2.33 cm<sup>2</sup>/m    1 Ø 10 mm @ 30 cm

##### 4.2. Diseño del volado.

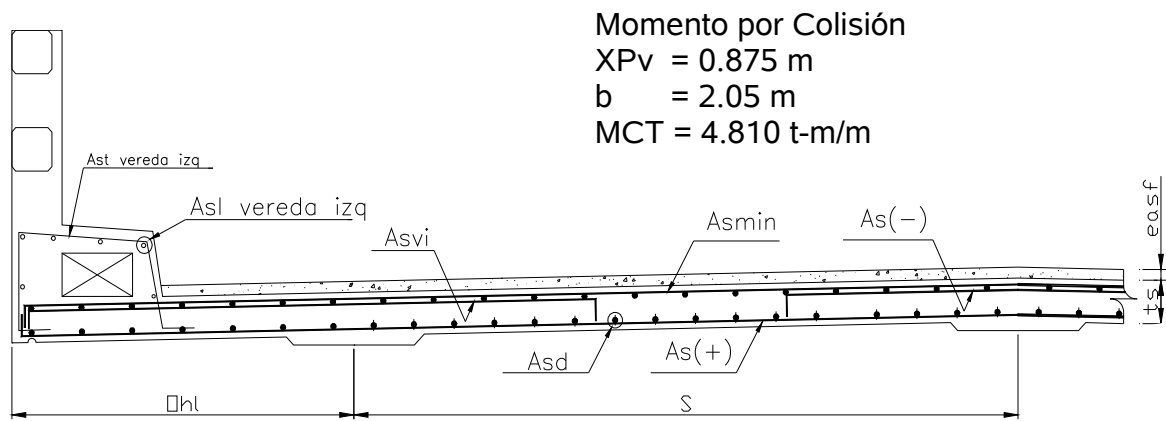
Ptruck = 9.98 ton  
Pv = 3.156 ton  
m = 1.20  
 $\eta_R = 1.05$

$\eta = 1.05$   
MD = 0.924 t-m/m  
MW = 0.001 t-m/m

Momento por carga viva  
XLL = 0.23 m  
Strip = 1.33 m  
MLL = 1.69 t-m/m

Asvi = 12.22 cm<sup>2</sup>/m  
1 Ø 12 mm @ 15 cm

Mu = 5.97 t-m



#### 4.2.1. Verificación de la resistencia en el volado.

$$\begin{aligned}
 A_s^- &= 12.67 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 a &= 2.24 \text{ cm} \\
 M_u &= 596729.66 \text{ kg-cm/m} \\
 \phi \cdot M_n &= 685559.75 \text{ kg-cm/m} \\
 P_u = T &= 5625.77 \text{ kg/m} \\
 \phi \cdot P_n &= 85545.57 \text{ kg/m} \\
 M_{\text{resist}} &= 640474.98 \text{ kg-cm/m} \\
 R_{D/C} &= 0.932 \\
 l_{dh} &= 15.00 \text{ cm} \\
 l_{dh \text{ disp}} &= 16.8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$M_{\text{resist}} > M_u$  por lo tanto la resistencia del volado es suficiente para resistir la colisión vehicular.

#### 4.3. Control de agrietamiento.

##### 4.3.1. En región de

momento positivo.

##### En región de

momento negativo

$M = 273309.23 \text{ kg-cm/m}$	$M = -315072.91 \text{ kg-cm/m}$
$n = 7$	$n = 7$
$A_s' = 5.13 \text{ cm}^2/\text{m}$	$A_s' = 7.70 \text{ cm}^2/\text{m}$
$A_s = 7.70 \text{ cm}^2/\text{m}$	$A_s = 11.29 \text{ cm}^2/\text{m}$
$x = 4.00 \text{ cm}$	$x = 3.85 \text{ cm}$
$I_{cr} = 12096.33 \text{ cm}^4/\text{m}$	$I_{cr} = 10127.38 \text{ cm}^4/\text{m}$
$f_s = 2135.43 \text{ kg/cm}^2$	$f_s = 2211.04 \text{ kg/cm}^2$
$d_c = 2.50 \text{ cm}$	$d_c = 5.00 \text{ cm}$
$A = 100.00 \text{ cm}^2$	$s = 15.00 \text{ cm}$
$f_{sa} = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$	$A = 150.00 \text{ cm}^2$
	$f_{sa} = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$

##### 4.3.2.

#### 5. Acciones internas en vigas principales.

### 5.1. Ancho cooperante por viga.

Viga Exterior	Viga Interior
Oh = 1.10 m b = 2.40 m	b = 2.60 m
Cargas viga exterior	Cargas viga interior
wD(peso propio) = 2.106 t/m wD(rigid,diafrag) = 0.260 t/m wD(losa) = 1.152 t/m wW = 0.168 t/m wD(protecciones) = 0.461 t/m wD(aceras) = 0.375 t/m	wD(peso propio) = 2.106 t/m wD(rigid,diafrag) = 0.260 t/m wD(losa) = 1.248 t/m wW = 0.302 t/m

### 5.2. Acciones por cargas permanentes.

#### 5.2.1. Momentos flectores y cortantes viga exterior

Estación	0	1	2	3	4	5	6	7
Abscisa (m)	0.00	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50
MwD(peso propio)	0.000	43.380	82.194	116.442	146.123	171.238	191.787	207.711
MwD(rigid,diafrag)	0.000	5.351	10.139	14.364	18.025	21.124	23.658	25.611
MwD(losa)	0.000	23.729	44.961	63.695	79.931	93.669	104.909	113.651
MwW	0.000	3.465	6.565	9.300	11.670	13.676	15.317	16.599
MwD(protecciones)	0.000	9.505	18.010	25.514	32.018	37.521	42.024	45.527
MwD(aceras)	0.000	7.724	14.636	20.734	26.019	30.491	34.150	36.999
VwD(peso propio)	31.011	27.910	24.809	21.708	18.607	15.505	12.404	9.303
VwD(rigid,diafrag)	3.825	3.443	3.060	2.678	2.295	1.913	1.530	1.147
VwD(losa)	16.963	15.267	13.571	11.874	10.178	8.482	6.785	5.088
VwW	2.477	2.229	1.981	1.734	1.486	1.238	0.991	0.743
VwD(protecciones)	6.795	6.115	5.436	4.756	4.077	3.397	2.718	2.038
VwD(aceras)	5.522	4.970	4.418	3.865	3.313	2.761	2.209	1.657

Unidades: Momento en t-m, Cortante en ton y Abscisas en m

#### 5.2.2. Momentos flectores y cortantes viga interior.

Abscisa	0.00	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50
MwD(peso propio)	0.000	43.380	82.194	116.442	146.123	171.238	191.787	207.711
MwD(rigid,diafrag)	0.000	5.351	10.139	14.364	18.025	21.124	23.658	25.611
MwD(losa)	0.000	25.707	48.708	69.003	86.591	101.474	113.651	123.651
MwW	0.000	6.212	11.771	16.676	20.926	24.523	27.466	29.749
VwD(peso propio)	31.011	27.910	24.809	21.708	18.607	15.505	12.404	9.303
VwD(rigid,diafrag)	3.825	3.443	3.060	2.678	2.295	1.913	1.530	1.147
VwD(losa)	18.377	16.539	14.701	12.864	11.026	9.188	7.351	5.513
VwW	4.441	3.997	3.553	3.109	2.665	2.221	1.776	1.332

Unidades: Momento en t-m, Cortante en ton y Abscisas en m

### 5.3. Acciones por carga móvil.

#### 5.3.1. Momentos flectores y cortantes máximos incluido el impacto.

Abscisa (m)	0.00	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50
-------------	------	------	------	------	------	------	------	-------

MLL+IM(HL-93)	0.00	74.22	139.98	197.28	246.11	286.48	318.38	342.8
MLL+IM(HS-MOP)	0.00	75.07	141.35	198.83	247.51	287.40	318.48	342.1
MLL+IM(HS25-44)	0.00	68.25	128.50	180.75	225.01	261.27	289.53	311.0
VLL+IM(HL-93)	53.28	49.74	46.27	42.87	39.54	36.28	33.09	29.97
VLL+IM(HS-MOP)	53.97	50.98	48.00	45.01	42.02	39.04	36.05	33.06
VLL+IM(HS25-44)	49.06	46.35	43.63	40.92	38.20	35.49	32.77	30.06
MLL+IM(MAX)	0.00	75.07	141.35	198.83	247.51	287.40	318.48	342.8
VLL+IM(MAX)	53.97	50.98	48.00	45.01	42.02	39.04	36.05	33.06

Unidades: Momento en t-m, Cortante en ton y Abscisas en m

## 6. Diseño de vigas interiores.

### 6.1. Factores de distribución de momentos y corte.

Ancho de vía = 3.60 m  
 N° lanes = 4.0

#### 6.1.1. Factor de distribución de momentos en viga interior.

$$\begin{aligned}
 mg_M^{SI} &= 0.453 & \eta_D &= 1.00 & \eta &= 1.05 \\
 mg_M^{MI} &= 0.649 & \eta_R &= 1.05 \\
 mg_M^I &= 0.649 & \eta_l &= 1.00
 \end{aligned}$$

Abscisa (m)	15.00
MD(peso propio)	228.32
MD(rigid,diafrag)	28.16
MD(losa)	135.30
MW	32.70
MLL+IM	241.31

#### 6.1.2. Factor de distribución de cortante en viga interior.

$$\begin{aligned}
 mg_V^{SI} &= 0.702 \\
 mg_V^{MI} &= 0.863 \\
 mg_V^I &= 0.863
 \end{aligned}$$

Abscisa (m)	0.00
VD(peso propio)	31.01
VD(rigid,diafrag)	3.83
VD(losa)	18.38
VW	4.44
VLL+IM	46.59
VU (ton)	162.44

#### 6.1.3. Diseño de viga interior a flexión.

$$\begin{aligned}
 hviga &= 195.0 \text{ cm} & be &= 260.0 \text{ cm} & nlosa &= 1
 \end{aligned}$$

bw = 45.0 cm  
rec = 15.3 cm

ts = 20.0 cm  
As' = 7.07 cm<sup>2</sup>

nref = 7  
bw mín = 42 cm

Abscisa (m)	15.00
yCG bottom (cm)	137.50
Ixcomp (cm <sup>4</sup> )	65711615
Sc (cm <sup>3</sup> )	477903
Scn (cm <sup>3</sup> )	285188
Mdnc (t-m)	391.78
fr (kg/cm <sup>2</sup> )	51.82
Mcr (t-m)	247.66
MU (t-m)	1009.13
ρ	0.0026
arec (cm)	10.37
Mn (t-m)	1123.6
R D/C flexión	0.898
MUn (t-m)	514.21
a simple (cm)	59.92
Mrsimple (t-m)	865.0
As (# - φ)ref	18   32
R D/C simp flexión	0.594

#### 6.1.4. Control de Agrietamiento.

Abscisa (m)	15.00
-------------	-------

	rec	#	φ
Capa 1	7.2	6	32
Capa 2	13.6	6	32
Capa 3	20.0	4	32
Capa 4	26.4	2	32
Capa 5	32.8	1	32
As (cm <sup>2</sup> )	152.81		
Ascalc (cm <sup>2</sup> )	136.87		
Asmín (cm <sup>2</sup> )	39.64		
rec medio (cm)	15.3		
X viga normal (cm)	36.63		
Icr viga norm (cm <sup>4</sup> )	32708981		
a	22.50		
b	5369.65		
c	-256625.89		
X viga T (cm)	40.81		
Icr viga T (cm <sup>4</sup> )	32254416		
x (cm)	40.81		
Icr (cm <sup>4</sup> )	32254416		
M <sub>Serv I</sub> (kg-cm)	66579352		
fs (kg/cm <sup>2</sup> )	2296		
A (cm <sup>2</sup> )	72.40		
dc (cm)	5.00		
fsa (kg/cm <sup>2</sup> )	2520		

#### 6.1.5. Refuerzo de piel.

Ask (cm <sup>2</sup> /cm)	0.1318
Ask (cm <sup>2</sup> )	12.06
s (cm)	10
# varillas	11
φ (mm)	12

#### 6.1.6. Diseño de viga interior a corte.

$$\begin{aligned}
 dv &= 198.06 \text{ cm} & vu/f'c &= 0.065 & \theta &= 32.20^\circ \\
 Vu \, dv &= 146.04 \text{ ton} & \epsilon_x \text{ cál} &= 0.632 & \beta &= 2.48 \\
 Mu \, dv &= 253.2 \text{ t-m} & & & &
 \end{aligned}$$

Abscisa (m)	3.00
VU corte (ton)	137.60
dv (cm)	196.42
vu (kg/cm <sup>2</sup> )	17.30
vu/f'c	0.062
θ	33.80
ε <sub>x</sub> · 10 <sup>-3</sup>	0.757
β	2.37
Vc (ton)	92.89
Vs cál (ton)	59.99
s máx (cm)	60
Av (cm <sup>2</sup> )	0.49
Vs resis (ton)	139.38
As check	As+ Ok
Vn (ton)	209.04
R D/C corte	0.658
S (cm)	20
φ coloc (mm)	12
φ cál (mm)	10

#### 6.1.7. Control de deflexiones y contraflecha.

Abscisa (m)	15.00
fr (kg/cm <sup>2</sup> )	33.66
Mcr (t-m)	160.85
MD/Isimple	1.41
ΔθD	210.29
θD (rad)	0.0000
ΔΔD	0.06
ΔD (cm)	4.92
Ie (cm <sup>4</sup> )	34074936
Mw/Ie	0.10
Δθw	14.31
θw (rad)	0.00000
ΔΔw	0.004
Δw (cm)	0.33

Camber (cm)	15.45
MLL+IM	246.02
M Serv I	670.50
I <sub>e</sub> (cm <sup>4</sup> )	32716335
MLL+IM/I <sub>e</sub>	0.752
$\Delta\theta_{LL+IM}$	112.76
$\theta_{LL+IM}$ (rad)	0.0000
$\Delta\Delta_{LL+IM}$	0.03
$\Delta_i$ LL+IM (cm)	2.75

### **Agradecimientos.**

La motivación y la guía para realizar este trabajo surgió de una conversación con el Ing. Pablo Caiza, quien permanentemente ha estado realizando sugerencias que han determinado la forma final de este artículo.