

**PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL**

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez  
 SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

Hoja: 1  
 Fecha: 6-ene-23

VÍA: SAN ANTONIO - SAN MIGUEL  
 CANTÓN: GUAYAQUIL - PLAYAS  
 PROVINCIA: GUAYAS

**1.- DATOS GENERALES****1.1 GEOMETRÍA DEL PUENTE**

LONGITUD TOTAL	Lt	=	50,000 m	
ANCHO CALZADA	Ac	=	11,300 m	
ANCHO PARAPETOS	Apar	=	0,00 m	
ANCHO ACERAS	Aac	=	1,00 m	
ANCHO PARTERRE	Apt	=	0,00 m	
ANCHO TOTAL	At	=	13,30 m	
LUZ DE CÁLCULO	L	=	49,392 m	<a href="#">Art. 6.7.1 AASHTO 2020</a>
PENDIENTE TRANSVERSAL	Pt	=	2,00% A ambos lados	
NÚMERO DE VIGAS	Nb	=	4	
SEPARACIÓN ENTRE VIGAS	S	=	3,40 m	
SEPARACIÓN DE DIAFRAGMAS	Sd	=	7,056 m	
NÚMERO DE VÍAS	Nvías	=	2	
ESPESOR CAPA DE RODADURA	ecr	=	0,05 m	
NIVEL DE RASANTE	Nr	=	12,000	
ABS. INICIAL TRAMO	Absi	=	7+245,000	
ABS. FINAL TRAMO	Absf	=	7+295,000	

**1.2 MATERIALES**

HORMIGÓN	f'c	=	280 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO DE REFUERZO	Fy	=	4.200 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO ESTRUCTURAL VIGAS: ASTM A-588	Fy	=	3.500 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO ESTRUCTURAL PERFILES ASTM A-36	Fy	=	2.520 kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO ELASTICIDAD ACERO	Es	=	2.030.000 kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO ELASTICIDAD HORMIGÓN	Ec	=	200.798 kg/cm <sup>2</sup>
	Es	=	<a href="#">Art. 6.4.1 AASHTO 2020</a>

**1.3 NORMAS DE DISEÑO**

[AASHTO LRFD 2020](#)

**SOBRECARGA:**

**HL - 93**

**1.4 FACTOR MODIFICADOR DE CARGAS**

$\eta_D$	=	1,000	Factor por ductilidad
$\eta_R$	=	1,000	Factor por redundancia
$\eta_I$	=	1,000	Factor por importancia operativa
$\eta_{max}$	=	1,000	Para uso de $\gamma_{max}$
$\eta_{min}$	=	1,000	Para uso de $\gamma_{min}$

**1.5 FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE**

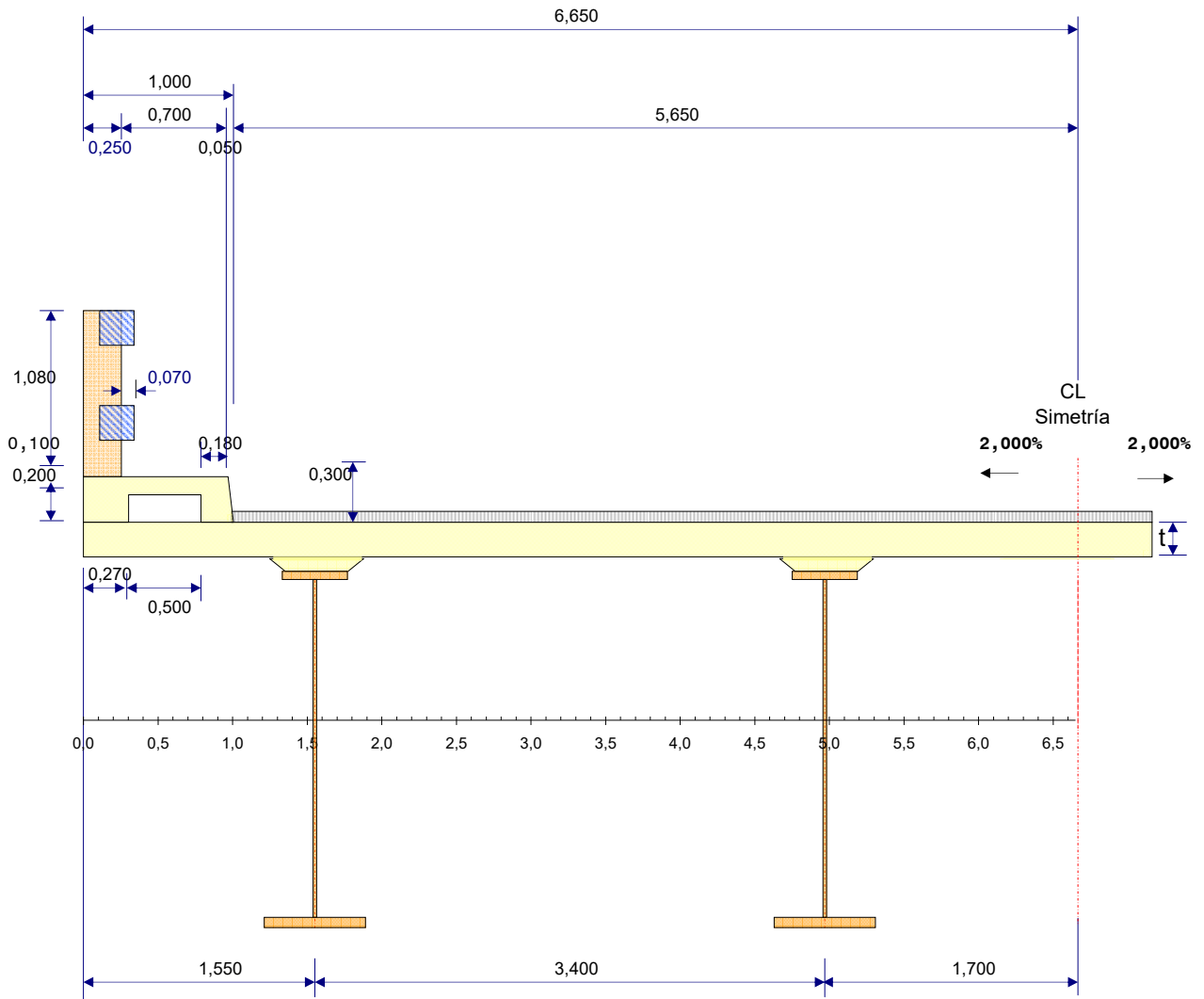
[Tabla: 3.6.1.1.2-1 AASHTO 2020](#)

No de vías cargadas	Factor presencia múltiple m
1	1,2
2	1
3	0,85
>3	0,65

**1.6 TIPO DE VÍA**

TIPO VIA	DESCRIPCIÓN	SELECCIÓN
1	Interprovincial	3
2	Urbana	
3	Rural	

1.6 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE



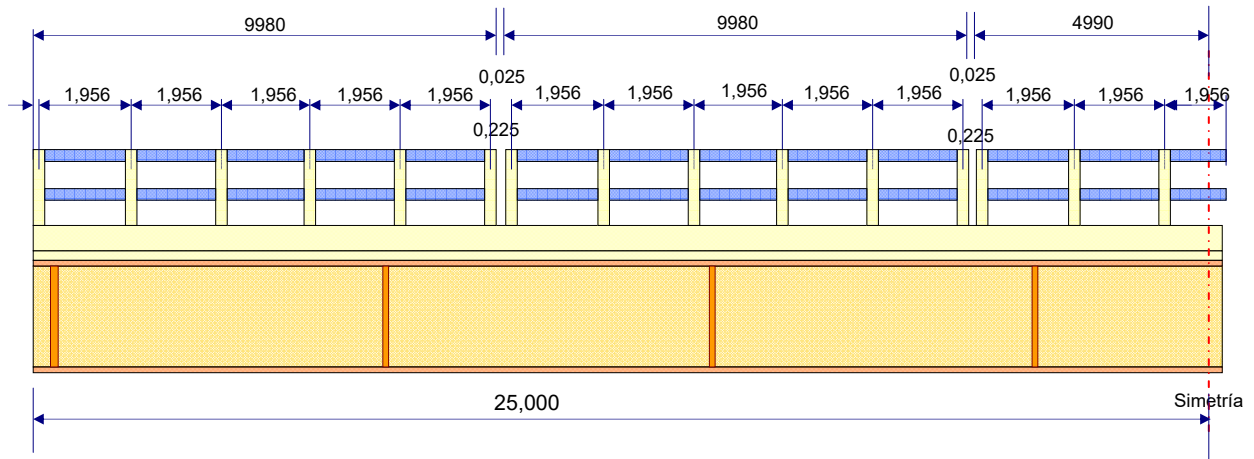
2.- PROTECCIONES LATERALES

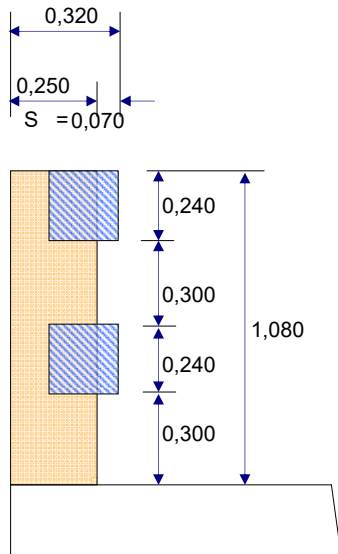
APÉNDICE A13.1.1 AASHTO 2020

2.1 DISEÑO DE POSTES Y BARANDALES DE HORMIGÓN

Las protecciones serán diseñadas para un nivel de ensayo 2 : TL-2

2.1.1 GEOMETRÍA Y DISTRIBUCIÓN





C	=	0,300 m	Abertura entre rieles
A	=	0,240 m	Ancho de rieles
H	=	1,080 m	Altura del poste
0,25H	=	0,270 m	
$\Sigma A$	=	0,480 m	> 0,25H
$\Sigma A/H$	=	0,444	

### 2.1.2 UBICACIÓN DE LA RESULTANTE

Para verificar que la ubicación de la resultante sea igual o superior que la altura efectiva de vuelco establecida, para el nivel de ensayo 2.- TL-2

$$Y_{cg} \geq H_e$$

$Y_{cg}$  . - Ubicación de la resultante de fuerzas resistentes

$H_e$  Altura efectiva de la fuerza de vuelco.- TL-2

$$H_e = 0,687 \text{ m}$$

Las dos rieles serán de igual resistencia, por tanto:

$$Y_{cg} = 0,690 \text{ m}$$

### 2.1.3 CARGAS PARA EL DISEÑO DE RIELES Y POSTES

Nivel de ensayo : TL-2

Tomar de Tabla A.13.2-1 AASHTO 2020

$$F_t = 12,250 \text{ t}$$

$$F_L = 4,082 \text{ t}$$

$$L_t = L_L = 1,219 \text{ m}$$

Longitud transversal y longitudinal de las cargas distribuidas debidas al impacto de los vehículos,  $F_t$  y  $F_L$ .- m

L.- Separación entre postes

$M_p$ .- Resistencia inelástica o para línea de fluencia de todos los rieles que contribuyen a una rótula plástica.

$P_p$ .- Resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicada a una altura  $Y_{cg}$  por encima del tablero.

R.- Resistencia última o nominal de la baranda.

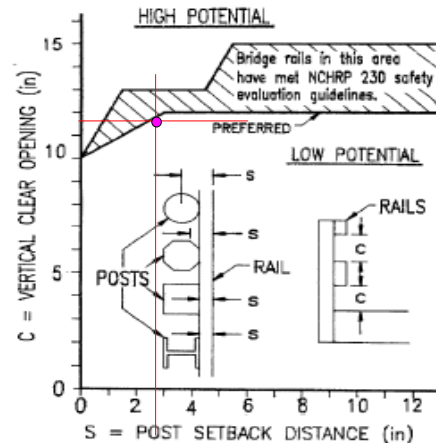


Figure A13.1.1-2—Potential for Wheel, Bumper, or Hood Impact with Post

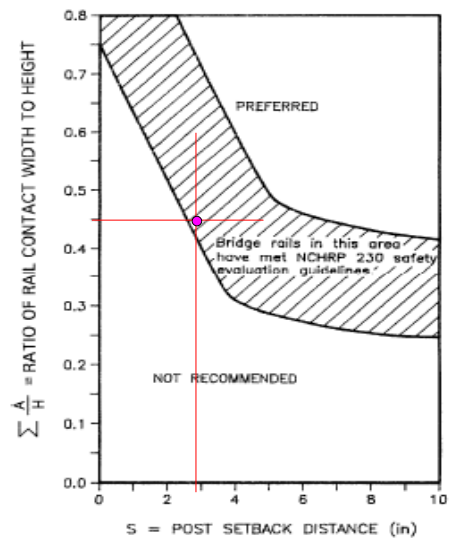
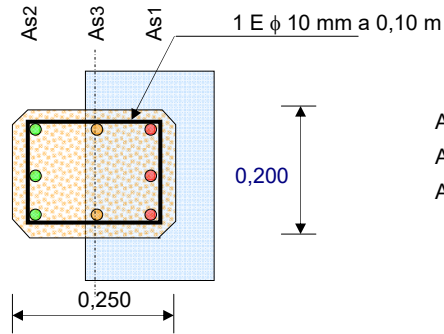


Figure A13.1.1-3—Post Setback Criteria

2.1.4 ARMADO DE PROTECCIONES

POSTE

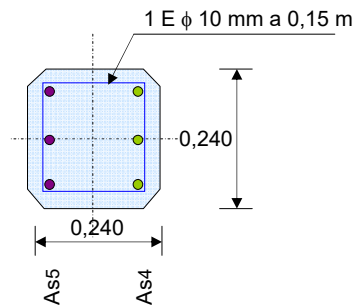
- 3  $\phi$  16 mm Cara interna
- 3  $\phi$  16 mm Cara externa
- 2  $\phi$  12 mm en el centro



As1 = 6,03 cm<sup>2</sup>  
 As2 = 6,03 cm<sup>2</sup>  
 As3 = 2,26 cm<sup>2</sup>

RIEL

- 3  $\phi$  12 mm Cara interna
- 3  $\phi$  12 mm Cara externa



As4 = 3,39 cm<sup>2</sup>  
 As5 = 3,39 cm<sup>2</sup>

2.1.4 POSTES: MOMENTOS PLÁSTICOS

MATERIALES

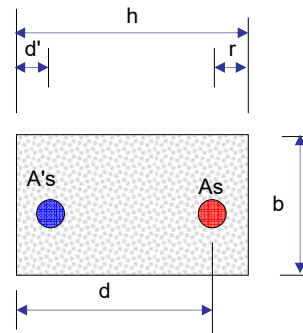
f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>  
 Fy = 4.200 kg/cm<sup>2</sup>

Resistencia del concreto  
 Límite de fluencia del acero

GEOMETRÍA

b = 20,00 cm  
 h = 25,00 cm  
 r = 4,50 cm  
 d' = 4,50 cm  
 d = 20,50 cm

Base de la viga  
 Altura de la viga  
 Recubrimiento de As(+)  
 Recubrimiento de As(-)  
 Altura efectiva



ARMADURA

As1 = 6,03 cm<sup>2</sup>  
 As2 = 6,03 cm<sup>2</sup>  
 As3 = 2,26 cm<sup>2</sup>

Mediante el diagrama MOMENTO - CURVATURA, se obtiene los momentos plásticos de las secciones:

MOMENTOS PLÁSTICOS RESISTENTES

Mpy = 5,659 tm  
 Mpx = 3,486 tm

2.1.5 RIELES: MOMENTOS PLÁSTICOS

MATERIALES

f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>  
 Fy = 4.200 kg/cm<sup>2</sup>

Resistencia del concreto  
 Límite de fluencia del acero

GEOMETRÍA

b = 24,00 cm  
 h = 24,00 cm  
 r = 4,00 cm  
 d' = 4,00 cm  
 d = 20,00 cm

Base de la viga  
 Altura de la viga  
 Recubrimiento de As(+)  
 Recubrimiento de As(-)  
 Altura efectiva

ARMADURA

As1 = 3,39 cm<sup>2</sup>

As2 = 3,39 cm<sup>2</sup>

MOMENTOS PLÁSTICOS RESISTENTES

Mpy = 3,136 tm

RESUMEN DE MOMENTOS PLÁSTICOS

POSTE

Mpy = 5,659 tm Momento plástico resistente poste, respecto al eje yy

Ppy = 8,201 t Fuerza trasversal resistente para un poste

Mpx = 3,486 tm Momento plástico resistente poste, respecto al eje xx

Ppx = 5,053 t Fuerza longitudinal resistente para un poste

RIELES

Nr = 2 Número de rieles

Mp = 6,272 tm Fuerza trasversal resistente para las rieles

2.1.6 RESISTENCIA DE BARANDALES [APÉNDICE A13.3.2](#)

FUERZA TRANSVERSAL

INTERIOR

L = 1,956 m

Modo de falla: Un solo tramo

$R = \frac{16M_p}{2N L - L_t}$  [Ec: A13:3.2-1](#)  
[AASHTO 2020](#)

N = 1

R = 37,265 t

Modo de falla: Dos tramos

$R = \frac{16M_p + N^2 P_p L}{2N L - L_t}$  [Ec: A13:3.2-2](#)  
[AASHTO 2020](#)

N = 2

R = 24,908 t

Modo de falla: Tres tramos

$R = \frac{16M_p + (N - 1)(N + 1)P_p L}{2N L - L_t}$  [Ec: A13:3.2-1](#)  
[AASHTO 2020](#)

N = 3

R = 21,744 t

R > Ft

Rfinal = 21,744 t

R > Ft **Bien**

EXTREMOS

L = 1,956 m

Modo de falla: Un solo tramo

$R = \frac{2M_p + 2P_p L(\sum i)}{2N L - L_t}$

N = 1

R = 16,571 t

Modo de falla: Dos tramos

$R = \frac{2M_p + 2P_p L(\sum i)}{2N L - L_t}$

N = 2

R = 16,471 t

Modo de falla: Tres tramos

$R = \frac{2M_p + 2P_p L(\sum i)}{2N L - L_t}$

N = 3

R = 19,495 t

Rfinal = 16,471 t

R > Ft **Bien**

2.1.7.4 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Ganchos estandar en tensión

Art. 5.10.8.2.4 AASHTO 2020

Esta provisión puede ser usada hasta varillas No 11 (36 mm) o menores en concreto de peso normal con una resistencia a compresión del concreto para uso en el diseño de hasta 15 ksi (1050 kg/cm<sup>2</sup>)

Longitud básica de desarrollo del gancho.

Art. 5.10.8.2.4a AASHTO 2020

La longitud de desarrollo modificada  $l_{dh}$ , en pulgadas, para barras deformadas en tensión, terminadas en un gancho estandar, especificada en el Art. 5.10.2.1 deberá determinarse como la longitud de desarrollo básica de un gancho estandar en tensión  $l_{hb}$ , ajustada por un factor modificador, aplicable, especificado en el Art. 5.10.8.2.4b, pero no deberá ser tomada menor que lo siguiente:

- 8 db
- 15,0 cm

La longitud de desarrollo modificada  $l_{dh}$ , de un gancho estandar en tensión deberá ser tomada como:

$$l_{dh} = l_{hb} \left( \frac{\lambda_{rc} \times \lambda_{cw} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right) \quad \text{Ec: 5.10.8.2.4a-1 AASHTO 2020}$$

en la cual:

$$l_{hb} = \frac{38 \text{ db}}{60} \left( \frac{F_y}{\sqrt{f_c}} \right) \quad \text{ksi, in} \quad \text{Ec: 5.10.8.2.4a-2 AASHTO 2020}$$

$$l_{hb} = \frac{317,93 \text{ db}}{\sqrt{f_c}} \quad \text{cm, kg/cm}^2$$

$l_{hb}$ - longitud básica de desarrollo, in

$\lambda_{rc}$ - Factor por confinamiento del refuerzo

$\lambda_{cw}$ - Factor por revestimiento

$\lambda_{er}$ - Factor de exceso de refuerzo

$\lambda$ .- Factor modificador de densidad del concreto

Art. 5.4.2.8 AASHTO 2020.

$f_y$ - Límite de fluencia del refuerzo, ksi

db.- diámetro nominal de la varilla

$f_c$ - Esfuerzo de compresión del concreto, ksi

Art. 5.4.2.8 Factor modificador de la densidad del concreto.

El factor  $\lambda$  deberá ser determinado como sigue:

- Donde la resistencia a tracción  $f_{ct}$  es especificada

$$\lambda = \frac{4.7 f_{ct}}{\sqrt{f_c}} \leq 1$$

- Donde la resistencia a tracción  $f_{ct}$  no es especificada

$$0,75 \leq \lambda = 0,75 w_c \leq 1$$

- Donde el peso del concreto normal es usado

$$\lambda = 1$$

Factores modificadores

Art. 5.10.8.2.4b AASHTO 2020.

La longitud básica de desarrollo de ganchos estandar en tensión  $l_{hb}$ , deberá ser modificada por el siguiente factor o factores, como sea aplicable:

db	=	1,6 cm	Diámetro de la barra
$f_c$	=	280 kg/cm <sup>2</sup>	= 27,48 Mpa
$F_y$	=	4.200 kg/cm <sup>2</sup>	Límite de fluencia para varilla de anclaje
$\lambda_{rc}$	=	0,8	
$\lambda_{cw}$	=	1,0	
$\lambda_{er}$	=	1,0	
$\lambda$	=	1	
$l_{hb}$	=	$317,93 \text{ db} / \sqrt{f_c}$	
$l_{hb}$	=	30,40 cm	
$l_{dh}$	=	24,3 cm	

FUERZA LONGITUDINAL

Se puede considerar que en el sentido longitudinal, todos los postes de un tramo resistirán la fuerza longitudinal.

Np	=	6	Número de postes. (tramo con el menor número de postes)
Ppx	=	5,053 t	Carga resistente en cada poste en sentido longitudinal
RL	=	30,317 t	Resistencia de los 6 postes en el sentido longitudinal (tramo de barandales)
Fl	=	4,082 t	Fuerza longitudinal especificada por código Ver pg. 3 (Tabla A.13.2-1 AASHTO)

2.2 CARGAS POSTERIORES

Las cargas permanentes distribuimos proporcionalmente para el número de vigas

Aplicando el Art. 4.6.2.2, AASHTO 2020

Where bridges meet the conditions specified herein, permanent loads of and on the deck may be distributed uniformly among the beams and/or stringers.

Np = 30 Número de postes

POSTES:	=	0,078 t/m
RIELES	=	0,243 t/m
wp+p	=	0,321 t/m

Pesos Especificos usados:	
Hormigón armado:	2,4 t/m <sup>3</sup>
Asfalto:	2,2 t/m <sup>3</sup>
Acero estructural:	7,85 t/m <sup>3</sup>

ACERA:	
wa	= 0,462 t/m

PARTERRE	
wpar	= 0,000 t/m

CAPA DE RODADURA:

Ac	=	11,300 m
ecr	=	0,050 m
wcr	=	1,243 t/m

CARGAS POR SERVICIOS PÚBLICOS

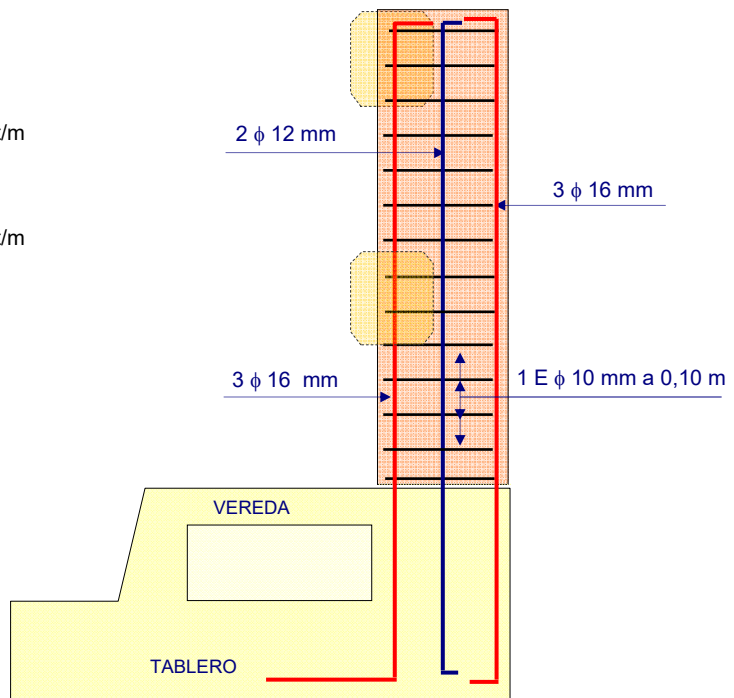
wsp = 0,300 t/m/puente

CARGAS POSTERIORES POR VIGA

Nb = 4  
Carga muerta  
wDcp = 0,392 t/m

Carga de carpeta asfáltica + servicios  
wDwp = 0,386 t/m

2.3 ARMADO DE PROTECCIONES



3.- DISEÑO DE TABLERO CON ACERA Y BARANDALES DE HORMIGÓN ARMADO

3.1 INTRODUCCIÓN Y DATOS INICIALES

GEOMETRÍA

Sv	=	3,400 m	Separación entre vigas
b	=	0,450 m	Ancho de patín superior
St	=	3,400 m	Luz de cálculo del tablero
Lvt	=	1,550 m	Longitud de voladizo al eje de viga

MATERIALES

f <sub>c</sub>	=	280 kg/cm <sup>2</sup>
F <sub>y</sub>	=	4.200 kg/cm <sup>2</sup>

3.2 ESPESOR DEL TABLERO

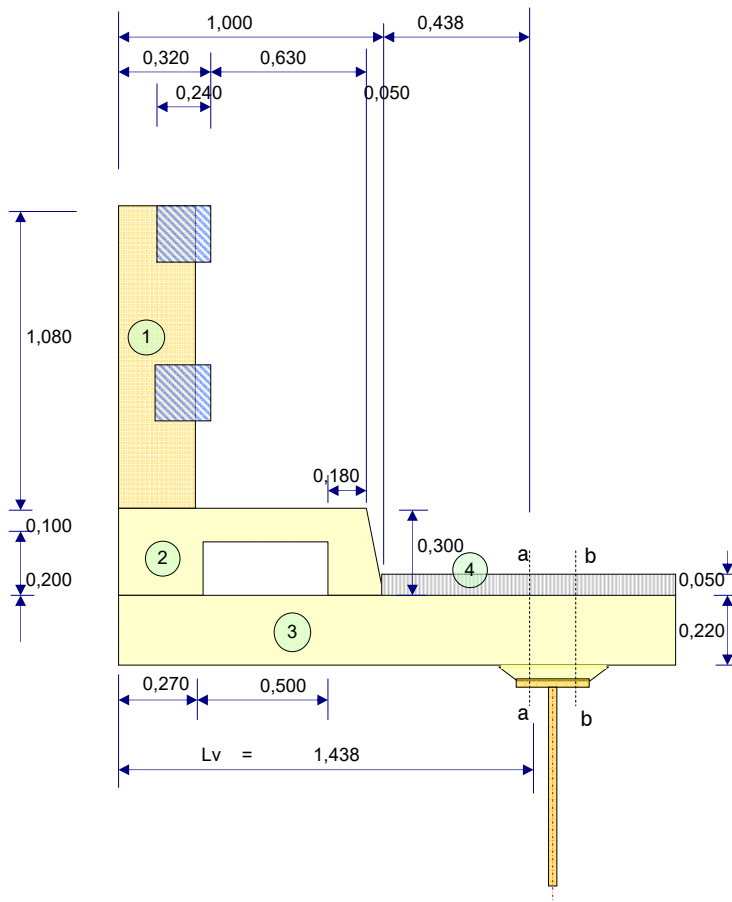
Analizaremos el tablero para 1,00 m de ancho

tmín	=	0,178 m	Espesor mínimo	Art. 9.7.1.1 AASHTO 2020.
t	=	0,220 m	Espesor de tablero adoptado	

3.3 CARGAS Y SOLICITACIONES

3.3.1 CARGA MUERTA Y CARPETA ASFÁLTICA

3.3.1.1 VOLADIZO: SECCIÓN aa

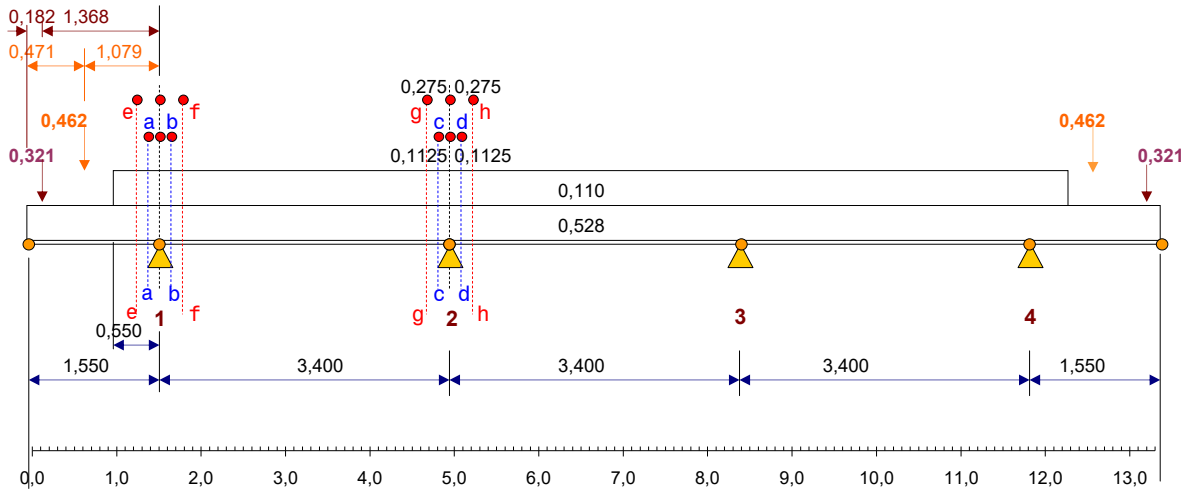




3.3.1.2 TRAMO Y APOYOS INTERIORES

RESOLUCIÓN ESTRUCTURAL

Art. 4.6.2.1.6 AASHTO 2020. Resolución estructural



CARGA MUERTA

MDC1 =	-1,572 tm	Bien
MDC(-)2 =	-0,298 tm	Bien
MDC(+)1-2 =	0,000 tm	Bien
MDC(+)2-3 =	0,450 tm	Bien
MDCaa =	-1,402 tm	Bien
MDCbb =	-1,443 tm	Bien
MDCcc =	-0,135 tm	Bien
MDCdd =	-0,211 tm	Bien

CARGA DE CARPETA ASFÁLTICA

MDW1 =	-0,017 tm	Bien
MDW(-)2 =	-0,124 tm	Bien
MDW(+)1-2 =	0,093 tm	Bien
MDW(+)2-3 =	0,032 tm	Bien
MDWaa =	-0,012 tm	Bien
MDWbb =	-0,002 tm	Bien
MDWcc =	-0,045 tm	Bien
MDWdd =	-0,106 tm	Bien

VDCee =	1,456 t
VDCff =	-1,127 t
VDCgg =	0,378 t
VDC hh =	-0,752 t

VDWee =	0,030 t
VDWff =	-0,125 t
VDWgg =	0,188 t
VDWhh =	-0,157 t

3.3.2 CARGA VIVA

Art. 4.6.2 AASHTO 2020 Métodos aproximados de análisis

3.3.2.1 VOLADIZO:

Art 3.6.1.3 AASHTO 2020 Aplicación de cargas vivas

Pr =	7,27 t
E =	1,143 + 0,833 x
IM =	33%
η =	1 Pos accidental
m =	1,20

Art. 3.6.1.3.4 AASHTO 2020 Carga en el voladizo del tablero

Art. 9.7.1.5 AASHTO 2020 Diseño de voladizos de tableros

Art. 3.6.2 AASHTO2020. Impacto

Tabla 4.6.2.1.3-1 AASHTO 2020. Para anchos de fajas para el cálculo de momentos en tableros

PARA MOMENTO

Sección aa

Posición	Normal	Accid.
x m	0,138	0,818
E m	1,255	1,821
IM	1,330	1,330
MLL+IM tm	1,272	5,209

PARA CORTE

Sección ee

Posición	Normal	Accid.
x m	-0,025	0,655
E m	1,119	1,686
IM	1,330	1,330
VLL+IM ee t	0,000	6,372

3.3.2.2 VOLADIZO: SOLICITACIONES DEBIDAS A FUERZAS TRANSVERSALES y VERTICALES

CASO 1: ACCIÓN DE FUERZAS TRANSVERSALES

TL-2

Mposte = 5,659 tm

A13.4.3 AASHTO 2020

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

10

Pp =	8,201 t		Ec.: A13.4.3.1-1 AASHTO 2020
Wb =	0,200 m		
db =	0,250 m		
L =	1,956 m	Separación postes	
X =	1,438 m	Sección aa	
b =	3,075 m	Calculado	Ec.: A13.4.3.1-5 AASHTO 2020
b =	1,956 m	Final	
Md =	12,574 tm/E		
MCTaa(h) =	6,429 tm / m	Momento por colisión en la sección aa.- vertical	
T =	9,317 t / m	Fuerza de tracción	Ec.: A13.4.3.1-2 AASHTO 2020

CASO 2: ACCIÓN DE FUERZAS VERTICALES

Fv =	2,041 t		Ec.: A13.4.3.1-3 AASHTO 2020
Lv =	5,500 m		
Pv =	0,726 t	Fuerza vertical	
MCTaa(v) =	0,533 tm	Momento por colisión en la sección aa.- horizontal	Ec.: A13.4.3.1-4 AASHTO 2020

3.3.2.3 MOMENTO POR COLISIÓN EN SECCION bb (Primer vano del tablero)

X =	1,663 m		
b =	3,525 m	Calculado	
b =	1,956 m	Final	
MCTbb(h) =	6,429 tm / m	Momento por colisión de vehículo ( Ft)	

3.3.2.4 TRAMO Y APOYOS INTERIORE [Tabla 4.6.2.1.3-1 AASHTO 2020 Fajas equivalentes](#)

Ancho de faja: ( en mm)

S =	3400 mm	<a href="#">Art. 9.7.2.3 AASHTO 2020 Longitud efectiva</a>	
Para M(+):	660 + 0,55S	E(+) =	2.530 mm = 2,530 m
Para M(-):	1220 + 0,25S	E(-) =	2.070 mm = 2,070 m

Aplicando la tabla A4-1 tenemos:

MLL+IM(+) =	3,487 tm/m		
bf =	0,450 m	Ancho de patín superior incluido cartelas	
xbf =	0,113 m	Distancia desde eje de apoyo a la sección ubicada a b/4	
MLL+IM(-) =	3,709 tm/m	Estos momentos ya contemplan incremento por IM y m	

[Art- 4.6.2.1.5 AASHTO 2020 Distribución de cargas de rueda](#)

3.3.2.5 CORTE EN EL TABLERO

VLL+IM =	5,962 t	Para un metro de ancho.- incluye efecto dinámico, y factor de presencia múltiple.
----------	---------	---

3.3.3 MOMENTOS ÚLTIMOS

Para faja de un metro de ancho [Tabla 3.4.1-1](#)

Mu =	$\eta[1,25MDC + 1,50MDW + 1,75MLL+IM]$	RESISTENCIA I
Mu =	$\eta[1,00MDC + 1,00MDW + 0,50MLL+IM + 1,0MCT]$	EVENTO EXTREMO II
M =	$1,0MDC + 1,0MDW + 1,0MLL+IM$	SERVICIO I

VOLADIZO

Mu(-)jaa =	3,997 tm	Resistencia I	Carga de vehículo en posición normal
Mu(-)jaa =	10,887 tm	Resistencia I	Carga de vehículo en posición accidental
Mu(-)jaa =	10,448 tm	Evento Extremo II	Incluye colisión de vehículo
Maa =	2,686 tm	Servicio I	Con Pos. Accidental

APOYO

MDCbb =	-1,443 tm	MDWbb =	-0,002 tm
MDCcc =	-0,135 tm	MDWcc =	-0,045 tm
MDCdd =	-0,211 tm	MDWdd =	-0,106 tm

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

11

Mu(-)bb =	8,298 tm	Resistencia I	Apoyo exterior
Mu(-)bb =	10,478 tm	Evento Extremo II	Incluye colisión de vehículo
M(-)bb =	5,154	Servicio I	Apoyo interior
Mu(-)cc =	6,726 tm	Resistencia I	Apoyo interior
M(-)cc =	3,888 tm	Servicio I	Apoyo interior
Mu(-)dd =	6,913 tm	Resistencia I	Apoyo interior
M(-)dd =	4,026 tm	Servicio I	Apoyo interior

TRAMO

MDC(+ )1-2=	0,000 tm	MDW(+ )1-2=	0,093 tm
MDC(+ )2-3=	0,450 tm	MDW(+ )2-3=	0,032 tm

Mu(+ )1-2 =	6,242 tm	Resistencia I
M(+ ) 1-2 =	3,580 tm	Servicio I
Mu(+ )2-3 =	6,713 tm	Resistencia I
M(+ )2-3 =	3,969 tm	Servicio I

3.3.4 FUERZA DE TRACCIÓN ÚLTIMA

Tu =	9,317 t	Evento Extremo II	Fuerza última de tracción
------	---------	-------------------	---------------------------

3.3.5 CORTE ÚLTIMO

Vuee =	13,016 t	Resistencia I	En voladizo
Vuff =	12,030 t	Resistencia I	En tramo interior
Vugg =	11,188 t	Resistencia I	En tramo interior
Vuhh =	11,609 t	Resistencia I	En tramo interior

3.4 ARMADURAS

3.4.1 ARMADURA POR TRACCIÓN

$\phi$ =	0,9	Factor de resistencia	Ast = Tu/ $\phi$ Fy
Ast =	2,465 cm <sup>2</sup>		

3.4.2 ARMADURA A FLEXIÓN

Art. 5.6.3.2 AASHTO 2020

3.4.2.1 CÁLCULOS

f <sub>c</sub> =	280 kg/cm <sup>2</sup>	
F <sub>y</sub> =	4.200 kg/cm <sup>2</sup>	
b =	100,0 cm	Art. 5.6.3.3 AASHTO 2020 Armadura mínima
h =	22,0 cm	
r <sub>i</sub> =	2,8 cm	Recubrimiento inferior
r <sub>s</sub> =	2,8 cm	Recubrimiento superior
ds (-) =	18,50 cm	Altura efectiva para M(-)
ds (+) =	18,50 cm	Altura efectiva para M(+)
$\phi$ =	0,9	Factor de resistencia
$\beta_1$ =	0,85	

Asmín: El armadura mínima se establece en función del Momento de agrietamiento M<sub>cr</sub> Art. 5.6.3.3 AASHTO 2020

Mu mín1 =	1,33 Mu	fr =	$2\sqrt{f'_c}$	Art. 5.4.2.6 AASHTO 2020, en Ksi
Mu mín2 =	1,072 fr I <sub>g</sub> / yt	= M <sub>cr</sub> =	2,89 tm	

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm <sup>2</sup>	Ascal cm <sup>2</sup>	Asdefin. cm <sup>2</sup>	Sección
10,887	2,894	4,22	16,94	16,94	aa
8,298	2,894	4,22	12,63	12,63	bb
6,726	2,894	4,22	10,11	10,11	cc
6,913	2,894	4,22	10,40	10,40	dd
6,242	2,894	4,22	9,34	9,34	Tramo 1-2
6,713	2,894	4,22	10,09	10,09	Tramo 2-3

3.4.2.2 DISPOSICIÓN DE ARMADURAS

Usar:

Superior: 1 db 14 mm a 0,25 m + 1 db 14 mm a 0,125 m

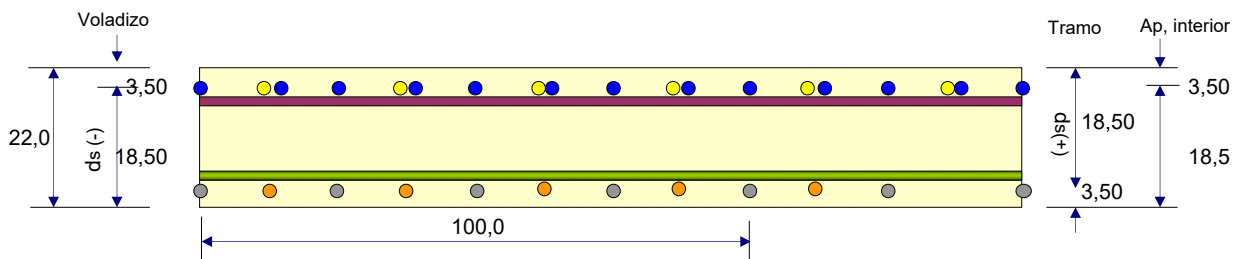
Voladizo

Superior: 1 db 14 mm a 0,25 m + 1 db 14 mm a 0,25 m

Apoyos interiores

Inferior: 1 db 14 mm a 0,125 m

Armadura inferior tramo



Armadura superior sobre voladizo

● 4 db = 14 mm	As =	6,16 cm <sup>2</sup>	Principal	1 db 14 mm a 0,25 m
● 8 db = 14 mm	As =	12,32 cm <sup>2</sup>	Refuerzo	1 db 14 mm a 0,125 m
Nespacios 8	As(-) =	18,47 cm <sup>2</sup>		

Armadura superior sobre apoyo interior

● 4 db = 14 mm	As =	6,16 cm <sup>2</sup>	Principal	1 db 14 mm a 0,25 m
● 4 db = 14 mm	As =	6,16 cm <sup>2</sup>	Refuerzo	1 db 14 mm a 0,25 m
Nespacios 8	As(-) =	12,32 cm <sup>2</sup>		

Armadura inferior:

● 4 db = 14 mm	As =	6,16 cm <sup>2</sup>	Principal	1 db 14 mm a 0,25 m
● 4 db = 14 mm	As =	6,16 cm <sup>2</sup>	Principal	1 db 14 mm a 0,25 m
Nespacios 8	As(+) =	12,32 cm <sup>2</sup>		

3.4.2.3 VERIFICACIÓN DE ARMADURAS COLOCADAS

APOYO EXTERIOR: VOLADIZO.- MOMENTO NEGATIVO.- RESISTENCIA I

Secciones: aa, bb

As(flexión) = 18,47 cm<sup>2</sup>

c = 3,835 cm

a = 3,260 cm

d = 18,500 cm

Altura efectiva

Mu(-) = 10,887 tm

Exterior

φ = 1,0

Factor de resistencia

φMn(-) = 13,089 tm

Interior

Bien

a	=	c β1
c	=	$\frac{As Fy}{0,85 f'c \beta1 b}$
a	=	$\frac{As Fy}{0,85 f'c b}$
φMn	=	φ As Fy(ds - a/2)

APOYO EXTERIOR: VOLADIZO.- MOMENTO NEGATIVO.- EVENTO EXTREMO II

Chequeo para Efecto de colisión

Secciones: aa, bb

Ec: 5.6.2.1-1 AASHTO 2020

As(flexión) = 17,24 cm<sup>2</sup>

Restamos de la armadura colocada la necesaria para la fuerza de tracción

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

13

c	=	3,579 cm	
a	=	3,042 cm	
d	=	18,500 cm	Altura efectiva
Mu(-)	=	10,478 tm	Exterior
$\phi$	=	1,0	Factor de resistencia
$\phi$ Mn(-)	=	12,294 tm	Interior <b>Bien</b>
1,33 Mu	=	13,936 tm	

APOYO INTERIOR: MOMENTO NEGATIVO.- RESISTENCIA I

Sección: cc

c	=	2,557 cm	
a	=	2,173 cm	
d	=	18,500 cm	Altura efectiva (=ds)
Mu(-)	=	6,726 tm	Exterior
$\phi$	=	0,9	Factor de resistencia
$\phi$ Mn(-)	=	8,106 tm	Interior <b>Bien</b>
1,33 Mu	=	8,946 tm	

MOMENTO POSITIVO.- RESISTENCIA I

Sección: Tramo

c	=	2,557 cm	
a	=	2,173 cm	
d	=	18,500 cm	Altura efectiva
Mu(+)	=	6,242 tm	Exterior
$\phi$	=	0,9	Factor de resistencia
$\phi$ Mn(+)	=	8,106 tm	Interior <b>Bien</b>
1,33 Mu	=	8,302 tm	

3.4.2.4 LÍMITES DE ARMADURAS

DUCTILIDAD

Para  $\epsilon t \geq 0,005$ , el valor de  $\phi = 0,9$

Ec. : 5.5.4.2-2 AASHTO LRFL 2020

Para  $0,002 < \epsilon t < 0,005$ , el valor de

$$\phi = 0,75 + \frac{0,15 (\epsilon t - \epsilon cl)}{(\epsilon tl - \epsilon cl)} \leq 0,9$$

Para  $\epsilon t \leq 0,002$ , el valor de  $\phi = 0,75$

$$c = \frac{As Fy}{0,85 f_c \beta_1 b} \quad \epsilon t = \frac{0,003(d - c)}{c}$$

Ec: 5.6.2.1-1 AASHTO 2020

Para Momento Negativo en Apoyo exterior: voladizo:

Secciones: aa, bb

d = ds(-)	=	18,5 cm	
c	=	3,58 cm	
$\epsilon t$	=	0,0125	> 0,005 <b>Bien</b>

Para Momento Negativo en Apoyo interior

Sección: cc

dt = ds(-)	=	18,5 cm	
c	=	2,56 cm	
$\epsilon t$	=	0,0187	> 0,005 <b>Bien</b>

Para Momento Positivo: Tramo

Sección: Tramo

d = ds(+)	=	18,5 cm	
c	=	2,56 cm	
$\epsilon t$	=	0,0187	> 0,005 <b>Bien</b>

ARMADURA MÍNIMA

Art. 5.6.3.3 AASHTO 2020

Obtener la armadura mínima, con el menor valor de momento de:

$$Mu_{\text{mín1}} = 1,33 Mu$$

$$Mcr = 0,67 \left( 1,6 fr \right) Snc \quad fr = 0,24 \sqrt{f'c} \quad (\text{unidades inglesas})$$

$$Mcr = 1,072 fr Snc \quad fr = 2 \sqrt{f'c} \quad \text{en kg y cm}$$

$$Mu_{\text{mín2}} = 1,072 fr Ig/yt = Mcr$$

3.4.3 CONTROL DE AGRIETAMIENTO: ESTADO LÍMITE DE SERVICIO Art. 5.6.7 AASHTO 2020

$$s \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2dc \quad \beta_s = 1 + \frac{dc}{0,7(h - dc)}$$

Ec: 5.6.7-1 AASHTO 2020

Ec: 5.6.7-2 AASHTO 2020

h.- Altura total del elemento

fs = Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio.

$\gamma_e = 0,75$  Condición de exposición.

n = 10,00 Relación de módulos de elasticidad

b = 100,00 cm Ancho de faja de diseño

3.4.3.2 CONTROL AGRIETAMIENTO: ZONA MOMENTO NEGATIVO.- VOLADIZO

Secciones: aa, bb

dc(-) = 3,5 mm

h = 22,0 cm Altura del tablero

$\beta_s = 1,27$

M = 5,154 tm Servicio I

de = 18,50 cm<sup>2</sup>

y = 6,62 cm<sup>2</sup> Ubicación eje neutro

I<sub>trnf</sub> = 35.741,7 cm<sup>4</sup> Inercia de la sección transformada

fs = 1.712,64 kg/cm<sup>2</sup> Calculado

smáx = 35,91 cm Separación máxima

Svar = 12,5 cm Separación entre varillas

3.4.3.1 CONTROL AGRIETAMIENTO: ZONA MOMENTO NEGATIVO.- APOYO INTERIOF Seccion: cc, dd

dc(-) = 3,5 mm

h = 22,0 cm Altura del tablero

$\beta_s = 1,27$

M = 4,026 tm Servicio I

As = 12,32 cm<sup>2</sup>

de = 18,50 cm<sup>2</sup>

y = 5,63 cm<sup>2</sup> Ubicación eje neutro

I<sub>trnf</sub> = 26.346,7 cm<sup>4</sup> Inercia de la sección transformada

fs = 1.966,43 kg/cm<sup>2</sup> Calculado

smáx = 30,37 cm Separación máxima

Svar = 12,5 cm Separación entre varillas

3.4.3.3 CONTROL AGRIETAMIENTO: ZONA MOMENTO POSITIVO.- TRAMO

Sección: Tramo

dc(+) = 3,5 mm

h = 22,0 cm Altura del tablero

$\beta_s = 1,27$

M = 3,969 tm Servicio I

As = 12,32 cm<sup>2</sup>

de = 18,50 cm<sup>2</sup>

y	=	5,63 cm <sup>2</sup>	Ubicación eje neutro
I <sub>tranf</sub>	=	26.346,7 cm <sup>4</sup>	Inercia de la sección transformada
f <sub>s</sub>	=	1.938,86 kg/cm <sup>2</sup>	Calculado
s <sub>máx</sub>	=	30,90 cm	Separación máxima
S <sub>var</sub>	=	12,5 cm	Separación entre varillas

3.4.4 REFUERZO LONGITUDINAL DE DISTRIBUCIÓN

Art. 9.7.3.2 AASHTO 2020

Refuerzo longitudinal inferior: armadura de distribución

$$\%Asd = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67$$

Art. 9.7.2.3 AASHTO 2020

$$S = 3,175 \text{ m}$$

$$\%Asd = 67,91 > 67$$

$$\%Asd = 67,00$$

$$Asd = 8,25 \text{ cm}^2$$

Usar: 1 db 12 mm a 0,125

$$Ascol = 9,05 \text{ cm}^2$$

Bien Armadura colocada Longitudinal inferior

3.4.5 REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

Art. 5.10.6 AASHTO 2020

$$As \geq \frac{756bh}{2(b+h)F_y} \quad 2,33 \leq As \leq 12,70 \quad [\text{cm}^2 / \text{m}]$$

Ec: 5.10.6-1 AASHTO 2020

Ec: 5.10.6-2 AASHTO 2020

$$As = 1,62 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por cara, en cada dirección

$$As = 2,33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usar: 1 db 12 mm a 0,250

$$Ascol = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Bien Armadura colocada Longitudinal superior

3.4.6 CHEQUEO DEL CORTE EN TABLERO

Art. 5.7.3.3 AASHTO 2020

Corte último exterior

$$Vu = 13,016 \text{ t}$$

Cortante resistente

$$Vr = \phi Vn$$

Ec: 5.7.2.1-1AASHTO 2020

$$Vn = Vc + Vs + Vp$$

Ec: 5.7.3.3-1 AASHTO 2020

$$Vn = 0,25f_c b_v d_v + Vp$$

Ec: 5.7.3.3-2 AASHTO 2020

$$Vc = 0,0316 \beta \lambda \sqrt{f_c} b_v d_v$$

Ec: 5.7.3.3-3 AASHTO 2020

$$Vp = 0$$

$$\lambda = 1$$

$$\beta = 2,0$$

Art. 5.7.3.4 AASHTO 2020

$$Vc = 0,530 \sqrt{f_c} b_v d_v$$

$$b_v = 100,000 \text{ cm}$$

$$d_v = 16,7 \text{ cm}$$

Art. 5.7.2.8 AASHTO 2020. Altura efectiva de cc

$$\phi = 0,9$$

Art. 5.5.4.2 AASHTO 2020

$$Vc = 14,763 \text{ t}$$

$$Vs = 0,0 \text{ t}$$

$$Vn1 = 14,763 \text{ t}$$

$$Vn2 = 116,550 \text{ t}$$

$$Vr = 13,287 \text{ t}$$

Bien

3.4.7 LONGITUD DE DESARROLLO

ANCLAJE CON GANCHO

$$db = 14 \text{ mm}$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_{rl} = 1$$

$$\lambda_{cf} = 1$$

$$\lambda = 1$$

Art. 5.4.2.8 AASHTO 2020





4.- CÁLCULO DE VIGAS

4.1. DATOS INICIALES PARA DISEÑO COMPUESTO

Se usará vigas de acero de alma llena y trabajarán en conjunto con el tablero.

Art. 6.10.1.1 AASHTO 2020

L =	50,000 m	Longitud total	
Sv =	3,400 m	Distancia centro entre vigas	
Lc =	49,392 m	Luz de cálculo	
t =	0,220 m	Espesor del tablero	
bf =	0,450 m	Ancho de patín superior	
bs =	3,250 m = 325,0 cm	Ancho colaborante	Art. 6.10.1.1.1e Art. 4.6.2.6.1
Nb =	4	Número de vigas	
fc =	280 kg/cm <sup>2</sup>	Hormigón del tablero	
Fy =	3500 kg/cm <sup>2</sup>	Acero estructural de vigas	
Es =	2.030.000 kg/cm <sup>2</sup>	Módulo elasticidad acero	Art. 6.4.1 AASHTO 2020
Ec =	200.798 kg/cm <sup>2</sup>	Módulo elasticidad hormigón	12000 √fc
n =	10,0	Relación módulos elasticidad	Ec.: 6.10.1.1.1b-1 AASHTO 2020

4.2 CARGAS

4.2.1 CARGA MUERTA

Peso viga metálica:	=	0,570 t/m
Peso del tablero y cartelas:	=	1,830 t/m
WDC =	=	2,400 t/m

4.2.2 CARGAS POSTERIORES

Art. 3.3.2 AASHTO 2020

Carga muerta

wDCp =	0,392 t/m
--------	-----------

Carga de carpeta asfáltica y servicios públicos

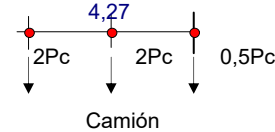
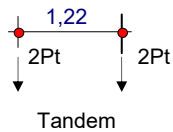
wDWp =	0,386 t/m
--------	-----------

4.2.3 CARGA VIVA

Sobrecarga:

Art. 3.6.1.2 AASHTO 2020

HL - 93	Pt =	5,669 t	CARGA DE RUEDA TANDEM
	Pc =	7,270 t	CARGA DE RUEDA CAMION DE DISEÑO
	wLL =	0,952 t/m	CARGA DE CARRIL DE DISEÑO



4.2.4 EFECTO DINÁMICO IM

Art 3.6.2.1 AASHTO 2020. Impacto

Estado Límite	Efecto dinámico
Fatiga y fractura	15%
Todos otros estados	33%

IM.- incremento de carga dinámica

4.2.5 FACTORES DE DISTRIBUCION

DATOS:

S =	3.400,0 mm	Separación de vigas
L =	49.392,0 mm	Luz de cálculo
ts =	220,0 mm	Profundidad de la losa de hormigón (mm)
Kg =	n (I + A eg <sup>2</sup> )	Parametro de rigidez longitudinal (mm <sup>4</sup> ) (Momento de inercia de la viga)
n =	E <sub>B</sub> / E <sub>D</sub>	Relación de módulos de elasticidad
E <sub>B</sub> =	199.260,5 Mpa	Módulo de elasticidad del material de la viga (Mpa)
E <sub>D</sub> =	19.709,9 Mpa	Módulo de elasticidad del material del tablero (Mpa)
I =		Momento de inercia de la viga (mm <sup>4</sup> )
A =		Área de la viga o larguero (mm <sup>2</sup> )

NL.- Número de carriles de diseño según lo especificado [Art. 3.6.1.1.1 AASHTO 2020](#)  
 de = 550,0 mm Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)  
 g.- Factor de distribución  
 eg.- Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero. (mm)  
 Kg = 1,294E+11 mm<sup>4</sup>

Tabla 4.6.2.2.2b - 1 Distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores

Tabla 4.6.2.2.2d - 1 Distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores.

Tabla 4.6.2.2.3a - 1 Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores

Tabla 4.6.2.2.3a - 1 Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores

		Factores de Distribución g				LEY DE MOMENTOS	
MOMENTO	Nb	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados			Art. 4.6.2.2.1 AASHTO 2020	
Vigas Interiores	≥ 4	0,416	0,635				
	3						
Vigas Exteriores	≥ 4	0,856	0,615				
	3						
CORTE	Nb	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados				
Vigas Interiores	≥ 4	0,806	1,028				
	3						
Vigas Exteriores	≥ 4	0,856	0,802				
	3						
Para vigas exteriores : corte y momento							
Ec.: C4.6.2.2.2d-1 AASHTO 2020							
R =	$\frac{NL}{Nb} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2}$	At =	13,30 m				
		Lv =	1,550 m				
		S =	3,400 m				
		Av =	1,000 m				
		Apt =	0,00 m				
R	NL	1	2	3	2	3	4
	Nb				Parterre	Parterre	Parterre
	3						
	4	0,737	0,906				
	5						
	6						

Tratándose en nuestro caso de vigas con diafragmas, los factores a usarse serán:

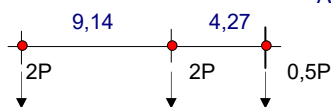
Resistencia I - Servicio II

gm vext = 0,906      gv vext = 0,906  
 gm vint. = 0,635      gv vint. = 1,028  
 gm = 0,906      Factor de distribución de momento  
 gv = 1,028      Factor de distribución de corte  
 IM = 1,330      Efecto dinámico en Resistencia I y Servicio II

Fatiga

gm = 0,713  
 gv = 0,713  
 IM = 1,150

[Art. 3.6.1.4 AASHTO 2020](#)



CARGA PEATONAL

pa = 0,366 t/m<sup>2</sup>  
 Au = 1,260 m      Acera  
 wLLp = 0,115 t/m      Carga peatonal por viga

[Art 3.6.1.6 AASHTO 2020](#)

4.2.6 CARGAS DE TEMPERATURA UNIFORME

Art. 6.4.1 AASHTO 2020 Coeficiente expansión térmica acero

$\epsilon_t$ =	0,000108 / °C	Deformación unitaria por dilatación térmica
$\Delta t$ =	20,00 °C	Variación de temperatura (disminución)
$\epsilon_{TU}$ =	0,000216	Deformación por temperatura.
$A_{hn}$ =	715,0 cm <sup>2</sup>	Area de hormigón sección n
$P_{TU}$ =	313.513 kg	Fuerza que se aplica en el c.g. de la sección de hormigón debida a temperatura

4.2.7 CARGAS DE CONTRACCIÓN

Art. 5.4.2.3 Coeficiente de contracción para el hormigón normal

$\epsilon_{SH}$ =	0,0002	
$P_{SH}$ =	290.290 kg	Fuerza que se aplica en el c.g. de la sección de hormigón debida a contracción

4.3 COMBINACIONES DE CARGA: ESTADOS LÍMITES

Tabla 3.4.1-1

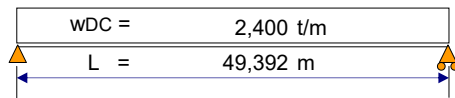
$M_u$ =	$\eta [1,25MDC + 1,50MDW + 1,75MLL+IM + 0,5MTU + 1,0MSH]$	RESISTENCIA I
$M_u$ =	$\eta [1,0MDC + 1,0 MDW + 1,3 MLL+IM + 1,0MTU + 1,0 MSH]$	SERVICIO II
$M_u$ =	0,80 MLL+IM	FATIGA II

TABLA 4.6.2.2.1-2 AASHTO 2020

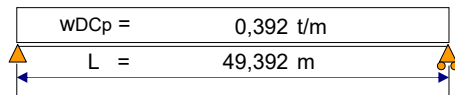
SOLICITACION	L (mm)
Momento positivo	Longitud del tramo para el que se está calculando el momento
Corte	Longitud del tramo para el que se está calculando el corte

4.4 CÁLCULO DE MOMENTOS

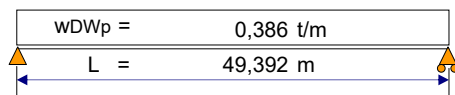
4.4.1 MOMENTOS DE CARGA MUERTA, POSTERIORES y VIVA + IMPACTO



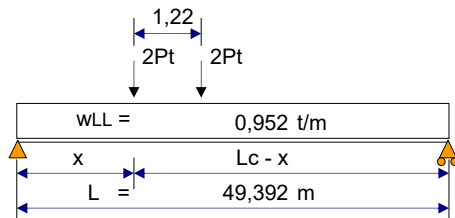
Carga muerta  
Por viga



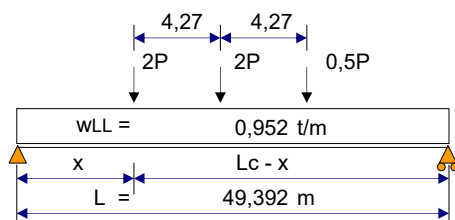
Carga muerta posterior  
Por viga



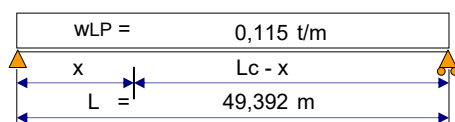
Cargas posteriores de carpeta  
Por viga



Carga viva:  
Carga de carril + Tandem  
Por vía



Carga viva:  
Carga de carril + Camión  
Por vía



Carga viva:  
Peatonal  
Por viga

RESUMEN DE MOMENTOS

x m	MDC tm	MDCp tm	MDWp tm	MLL+IM tm	MLP tm	MLL+IM fatiga tm
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,446	26,196	4,274	4,210	25,820	1,258	10,514
2,089	118,579	19,345	19,059	116,720	5,696	47,383
3,828	209,303	34,145	33,641	205,702	10,054	83,211
6,196	321,171	52,395	51,622	314,914	15,428	126,715
9,396	450,963	73,569	72,483	440,596	21,663	175,824
10,300	483,177	78,825	77,661	471,541	23,211	187,681
12,896	564,783	92,138	90,777	549,236	27,131	217,736
16,246	646,188	105,418	103,861	625,012	31,041	248,061
18,496	685,743	111,871	110,219	662,605	32,941	261,582
19,996	705,363	115,071	113,372	680,999	33,884	267,541
21,496	719,583	117,391	115,658	693,862	34,567	271,055
24,696	731,871	119,396	117,633	702,816	35,157	270,476

4.4.2 MOMENTOS POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

MTU = PTU x e

MSH = PSH x e

4.5 SECCIONES RESISTENTES.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS Y ESFUERZOS

bs = 325,0 m Ancho colaborante en diseño: tablero hormigón

D = 230,0 cm Adoptado Altura de alma.- viga de acero

tw = 0,8 cm Adoptado Espesor de alma.- viga de acero

4.5.1 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

n = 10,0

ABSCISA		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
SECCION ACERO							
As	cm <sup>2</sup>	698,1	698,1	698,1	685,6	670,6	633,1
ys	cm	102,4	102,4	102,4	104,3	101,3	107,2
Is	cm <sup>4</sup>	7.531.736,6	7.531.736,6	7.531.736,6	7.401.431,6	7.131.266,6	6.733.597,1
Sbot	cm <sup>3</sup>	73.531,1	73.531,1	73.531,1	70.980,7	70.394,0	62.794,9
Stop	cm <sup>3</sup>	55.351,6	55.351,6	55.351,6	55.141,5	51.979,1	51.296,4
SECCION 3n							
y3n	cm	141,1	141,1	141,1	143,0	141,5	147,5
I3n	cm <sup>4</sup>	11.650.170,3	11.650.170,3	11.650.170,3	11.402.264,0	11.267.598,6	10.498.487,7
Sbot	cm <sup>3</sup>	82.547,4	82.547,4	82.547,4	79.721,9	79.643,9	71.171,9
Shor	cm <sup>3</sup>	93.675,7	93.675,7	93.675,7	93.099,1	90.849,2	88.976,9
Stop	cm <sup>3</sup>	119.652,2	119.652,2	119.652,2	119.427,3	116.130,5	115.379,3
SECCION n							
An	cm <sup>2</sup>	1.413,1	1.413,1	1.413,1	1.400,6	1.385,6	1.348,1
yn	cm	179,4	179,4	179,4	181,0	180,4	185,3
In	cm <sup>4</sup>	15.729.077,3	15.729.077,3	15.729.077,3	15.328.929,5	15.281.307,2	14.044.849,9
Sbot	cm <sup>3</sup>	87.688,8	87.688,8	87.688,8	84.707,2	84.728,1	75.779,2
Shor	cm <sup>3</sup>	182.628,6	182.628,6	182.628,6	181.329,5	179.478,2	175.208,5
Stop	cm <sup>3</sup>	266.026,2	266.026,2	266.026,2	266.421,7	262.823,0	264.195,8
SOLICITACIONES							
MDC	kg cm	73.187.089,9	71.958.289,9	70.536.289,9	68.574.289,9	64.618.789,9	56.478.289,9
MDCp	kg cm	11.939.595,5	11.739.131,5	11.507.149,3	11.187.072,5	10.541.780,1	9.213.755,3
MDWp	kg cm	11.763.300,0	11.565.796,0	11.337.239,1	11.021.888,5	10.386.124,3	9.077.708,5
MLL+IM	kg cm	73.797.284,1	72.842.920,8	71.488.323,2	69.554.636,3	65.605.349,5	57.636.686,9
MLL+IM (f)	kg cm	27.047.588,4	27.105.500,8	26.754.109,5	26.158.243,8	24.806.055,5	21.773.610,6

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

21

ABSCISA		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
e	cm	75,1	75,1	75,1	73,5	74,1	69,2
PTU	kg	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2
MTU	kg cm	23.553.009,2	23.553.009,2	23.553.009,2	23.054.613,8	23.244.800,0	21.682.812,2
PSH	kg	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0
MSH	kg cm	21.808.341,8	21.808.341,8	21.808.341,8	21.346.864,6	21.522.962,9	20.076.678,0
<b>ESFUERZOS</b>							
fhor DCp	kg/cm <sup>2</sup>	6,5	6,4	6,3	6,2	5,9	5,3
fhor DWp	kg/cm <sup>2</sup>	6,4	6,3	6,2	6,1	5,8	5,2
fhor LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	40,4	39,9	39,1	38,4	36,6	32,9
ftop DC	kg/cm <sup>2</sup>	1.322,2	1.300,0	1.274,3	1.243,6	1.243,2	1.101,0
ftop DCp	kg/cm <sup>2</sup>	99,8	98,1	96,2	93,7	90,8	79,9
ftop DWp	kg/cm <sup>2</sup>	98,3	96,7	94,8	92,3	89,4	78,7
ftop LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	277,4	273,8	268,7	261,1	249,6	218,2
fbot DC	kg/cm <sup>2</sup>	995,3	978,6	959,3	966,1	918,0	899,4
fbot DCp	kg/cm <sup>2</sup>	144,6	142,2	139,4	140,3	132,4	129,5
fbot DWp	kg/cm <sup>2</sup>	142,5	140,1	137,3	138,3	130,4	127,5
fot LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	841,6	830,7	815,3	821,1	774,3	760,6
fhor TU	kg/cm <sup>2</sup>	12,9	12,9	12,9	12,7	13,0	12,4
ftop TU	kg/cm <sup>2</sup>	88,5	88,5	88,5	86,5	88,4	82,1
fbot TU	kg/cm <sup>2</sup>	268,6	268,6	268,6	272,2	274,3	286,1
fP TU	kg/cm <sup>2</sup>	221,9	221,9	221,9	223,8	226,3	232,6
fPhor TU	kg/cm <sup>2</sup>	22,2	22,2	22,2	22,4	22,6	23,3
fhor SH	kg/cm <sup>2</sup>	11,9	11,9	11,9	11,8	12,0	11,5
ftop SH	kg/cm <sup>2</sup>	82,0	82,0	82,0	80,1	81,9	76,0
fbot SH	kg/cm <sup>2</sup>	248,7	248,7	248,7	252,0	254,0	264,9
fP SH	kg/cm <sup>2</sup>	205,4	205,4	205,4	207,3	209,5	215,3
fPhor SH	kg/cm <sup>2</sup>	20,5	20,5	20,5	20,7	21,0	21,5

4.5.1 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

n = 10,0

ABSCISA		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
<b>SECCION ACERO</b>							
As	cm <sup>2</sup>	570,6	525,6	495,6	495,6	495,6	495,6
ys	cm	116,3	106,2	112,6	112,6	112,6	112,6
Is	cm <sup>4</sup>	5.954.664,9	5.272.561,6	4.923.611,2	4.923.611,2	4.923.611,2	4.923.611,2
Sbot	cm <sup>3</sup>	51.183,2	49.636,4	43.741,0	43.741,0	43.741,0	43.741,0
Stop	cm <sup>3</sup>	49.763,3	40.628,1	39.887,6	39.887,6	39.887,6	39.887,6
<b>SECCION 3n</b>							
y3n	cm	156,3	151,7	157,8	157,8	157,8	157,8
I3n	cm <sup>4</sup>	9.058.178,4	8.766.817,2	8.062.297,9	8.062.297,9	8.062.297,9	8.062.297,9
Sbot	cm <sup>3</sup>	57.950,4	57.789,2	51.078,0	51.078,0	51.078,0	51.078,0
Shor	cm <sup>3</sup>	84.901,2	78.769,8	76.669,1	76.669,1	76.669,1	76.669,1
Stop	cm <sup>3</sup>	113.666,5	103.999,5	103.155,1	103.155,1	103.155,1	103.155,1
<b>SECCION n</b>							
An	cm <sup>2</sup>	1.285,6	1.240,6	1.210,6	1.210,6	1.210,6	1.210,6
yn	cm	191,8	190,2	194,9	194,9	194,9	194,9
In	cm <sup>4</sup>	11.823.794,3	11.738.691,8	10.643.507,6	10.643.507,6	10.643.507,6	10.643.507,6
Sbot	cm <sup>3</sup>	61.650,1	61.704,8	54.605,4	54.605,4	54.605,4	54.605,4
Shor	cm <sup>3</sup>	166.038,4	161.333,4	156.330,7	156.330,7	156.330,7	156.330,7
Stop	cm <sup>3</sup>	267.439,0	256.524,9	259.071,6	259.071,6	259.071,6	259.071,6

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

22

ABSCISA		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
SOLICITACIONES							
MDC	kg cm	48.317.712,0	45.096.289,9	32.117.089,9	20.930.279,0	11.857.916,0	2.619.589,9
MDCp	kg cm	7.882.454,9	7.356.918,5	5.239.517,8	3.414.523,9	1.934.476,7	427.354,7
MDWp	kg cm	7.766.065,6	7.248.289,1	5.162.153,1	3.364.106,3	1.905.913,0	421.044,5
MLL+IM	kg cm	49.475.187,0	46.225.959,8	33.034.256,5	21.575.661,5	12.241.667,5	2.707.885,9
MLL+IM (f)	kg cm	18.768.141,2	17.582.376,2	12.671.503,6	8.321.146,5	4.738.340,9	8.321.146,5
e	cm	60,2	61,8	57,1	57,1	57,1	57,1
PTU	kg	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2
MTU	kg cm	18.877.001,4	19.362.712,7	17.896.356,9	17.896.356,9	17.896.356,9	17.896.356,9
PSH	kg	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0
MSH	kg cm	17.478.705,0	17.928.437,7	16.570.700,9	16.570.700,9	16.570.700,9	16.570.700,9
ESFUERZOS							
fhor DCp	kg/cm <sup>2</sup>	4,7	4,6	3,4	2,2	1,2	0,3
fhor DWp	kg/cm <sup>2</sup>	4,7	4,5	3,3	2,2	1,2	0,3
fhor LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	29,8	28,7	21,1	13,8	7,8	1,7
ftop DC	kg/cm <sup>2</sup>	971,0	1.110,0	805,2	524,7	297,3	65,7
ftop DCp	kg/cm <sup>2</sup>	69,3	70,7	50,8	33,1	18,8	4,1
ftop DWp	kg/cm <sup>2</sup>	68,3	69,7	50,0	32,6	18,5	4,1
ftop LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	185,0	180,2	127,5	83,3	47,3	10,5
fbot DC	kg/cm <sup>2</sup>	944,0	908,5	734,3	478,5	271,1	59,9
fbot DCp	kg/cm <sup>2</sup>	136,0	127,3	102,6	66,8	37,9	8,4
fbot DWp	kg/cm <sup>2</sup>	134,0	125,4	101,1	65,9	37,3	8,2
fot LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	802,5	749,1	605,0	395,1	224,2	49,6
fhor TU	kg/cm <sup>2</sup>	11,4	12,0	11,4	11,4	11,4	11,4
ftop TU	kg/cm <sup>2</sup>	70,6	75,5	69,1	69,1	69,1	69,1
fbot TU	kg/cm <sup>2</sup>	306,2	313,8	327,7	327,7	327,7	327,7
fP TU	kg/cm <sup>2</sup>	243,9	252,7	259,0	259,0	259,0	259,0
fPhor TU	kg/cm <sup>2</sup>	24,4	25,3	25,9	25,9	25,9	25,9
fhor SH	kg/cm <sup>2</sup>	10,5	11,1	10,6	10,6	10,6	10,6
ftop SH	kg/cm <sup>2</sup>	65,4	69,9	64,0	64,0	64,0	64,0
fbot SH	kg/cm <sup>2</sup>	283,5	290,6	303,5	303,5	303,5	303,5
fP SH	kg/cm <sup>2</sup>	225,8	234,0	239,8	239,8	239,8	239,8
fPhor SH	kg/cm <sup>2</sup>	22,6	23,4	24,0	24,0	24,0	24,0

4.5.2 ESFUERZOS FACTORADOS EN LAS SECCIONES, SEGÚN COMBINACIONES

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
RESISTENCIA I	fu =	1,25 fDC + 1,50 fDW+1,75 fLL+IM+0,50 fTU +1,00 fSH					
fhor total	kg/cm <sup>2</sup>	138,6	137,4	135,7	134,0	130,7	122,7
ftop total	kg/cm <sup>2</sup>	2.853,0	2.814,4	2.768,1	2.709,5	2.687,2	2.424,5
fbot total	kg/cm <sup>2</sup>	3.178,1	3.131,6	3.072,7	3.096,3	2.932,1	2.884,8
SERVICIO II	fu =	1,00 fDC + 1,00 fDW+1,00 fLL+IM+1,00 fTU +1,00 fSH					
fhor total	kg/cm <sup>2</sup>	133,1	132,2	131,0	129,7	127,7	121,8
ftop total	kg/cm <sup>2</sup>	2.478,8	2.448,6	2.412,4	2.366,7	2.354,0	2.149,1
fbot total	kg/cm <sup>2</sup>	2.466,5	2.430,8	2.385,8	2.405,2	2.279,9	2.248,4
FATIGA II	fu =	0,80 fLL+IM de fatiga					
ftop LL+IM f	kg/cm <sup>2</sup>	81,3	81,5	80,5	78,5	75,5	65,9
fbot LL+IM f	kg/cm <sup>2</sup>	246,8	247,3	244,1	247,0	234,2	229,9

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

23

ABSCISA x		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446	
RESISTENCIA I	fu =	1,25 fDC + 1,50 fDW+1,75 fLL+IM+0,50 fTU +1,00 fSH						
fhor total	kg/cm <sup>2</sup>	116,1	115,7	99,4	83,4	70,3	57,0	
ftop total	kg/cm <sup>2</sup>	2.175,0	2.363,8	1.836,0	1.359,7	973,2	579,5	
fbot total	kg/cm <sup>2</sup>	3.044,3	2.881,0	2.354,4	1.570,0	932,6	282,5	
SERVICIO II	fu =	1,00 fDC + 1,00 fDW+1,00 fLL+IM+1,00 fTU +1,00 fSH						
fhor total	kg/cm <sup>2</sup>	117,0	118,1	106,0	94,2	84,6	74,7	
ftop total	kg/cm <sup>2</sup>	1.954,7	2.116,7	1.703,6	1.330,5	1.027,7	719,3	
fbot total	kg/cm <sup>2</sup>	2.377,4	2.252,8	1.856,8	1.257,3	770,2	273,4	
FATIGA II	fu =	0,80 fLL+IM de fatiga						
ftop LL+IM f	kg/cm <sup>2</sup>	56,1	54,8	39,1	25,7	14,6	0,0	
fbot LL+IM f	kg/cm <sup>2</sup>	243,5	228,0	185,6	121,9	69,4	0,0	

4.5.3 CHEQUEO DEL DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES

4.5.3.1 ALMA Almas con rigidizador longitudinal.

Art. 6.10.2 AASHTO 2020

Ec.: 6.10.2.1.2-1 AASHTO 2020

$$\frac{D}{tw} \leq 300$$

D = 230,00 cm

tw = 0,80 cm

D/tw = 287,5 Bien

4.5.3.2 PATINES DE COMPRESION y TRACCIÓN

$$\frac{bf}{tf} \leq 24$$

Ec.: 6.10.2.2-1 AASHTO 2020

bf ≥ D/6      D/6 = 38,33

Ec.: 6.10.2.2-2 AASHTO 2020

tf ≥ 1,1 tw      1,1tw = 0,88 cm

Ec.: 6.10.2.2-3 AASHTO 2020

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10,0$$

Ec.: 6.10.2.2-4 AASHTO 2020

x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Patin compresión						
bfc (cm)	65,0	65,0	65,0	65,0	60,0	60,00
tfc (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,00
bf/tf	21,7	21,7	21,7	21,7	20,0	20,0
bf/tf ≤ 24	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
bfc (ref. cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
tfc (ref. cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
Iyc	68.656,3	68.656,3	68.656,3	68.656,3	54.000,0	54.000,0
Chequeo ancho patín	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Patin tracción						
bft (cm)	65,0	65,0	65,0	65,0	65,0	65,00
tft (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,00
bf/tf	21,7	21,7	21,7	21,7	21,7	21,7
bf/tf ≤ 24	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
bft (cm)	45,0	45,0	45,0	40,0	40,0	25,00
tft (cm)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,50
Iyt	87.640,6	87.640,6	87.640,6	81.989,6	81.989,6	71.911,5
Chequeo ancho patín	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
Iyc/Iyt	0,78	0,78	0,78	0,84	0,66	0,75

x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Patín compresión						
bfc (cm)	60,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
tfc (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bf/tf	20,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0
bf/tf ≤ 24	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
bfc (ref. cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
tfc (ref. cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Iyc	54.000,0	22.781,3	22.781,3	22.781,3	22.781,3	22.781,3
Chequeo ancho patín	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
Patín tracción						
bft (cm)	65,0	65,0	55,0	55,0	55,0	55,0
tft (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bf/tf	21,7	21,7	18,3	18,3	18,3	18,3
bf/tf ≤ 24	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
bft (cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
tft (cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Iyt	68.656,3	68.656,3	41.593,8	41.593,8	41.593,8	41.593,8
Chequeo ancho patín	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
Iyc/Iyt	0,79	0,33	0,55	0,55	0,55	0,55

4.6 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN ETAPA CONSTRUCTIVA [Art. 6.10.3.2 FLEXIÓN.- AASHTO 2020](#)

4.6.1 FLEXIÓN: ECUACIONES DE CONTROL

$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc}$  1 [Ec.: 6.10.3.2.1-1 AASHTO 2020](#)

$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc}$  2 [Ec.: 6.10.3.2.1-2 AASHTO 2020](#)

$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw}$  3 [Ec.: 6.10.3.2.1-3 AASHTO 2020](#)

No se hace el chequeo si en la ecuación 1  $f_l = 0$

No se chequeará la ecuación 3, para almas compactas y no compactas.

$f_{bu}$ .- Esfuerzo en el patín sin pandeo lateral del patín. [Art. 6.10.1.6](#)

$F_{nc}$ .- Resistencia nominal del ala. En cálculo de  $F_{nc}$ , en etapa constructiva  $R_b = 1$  [Art. 6.10.8.2](#)

$\phi_f = 1$  [Art. 6.5.4.2 AASHTO 2020](#)

4.6.2 CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

En la etapa constructiva, debido al peso de encofrados, maquinaria y personal de fundición se estimará una carga adicional

$w_{con} = 0,100 \text{ t/m}^2$

$w_{con} = 1,330 \text{ t/m /puente}$

$w_{con/viga} = 0,333 \text{ t/m}$

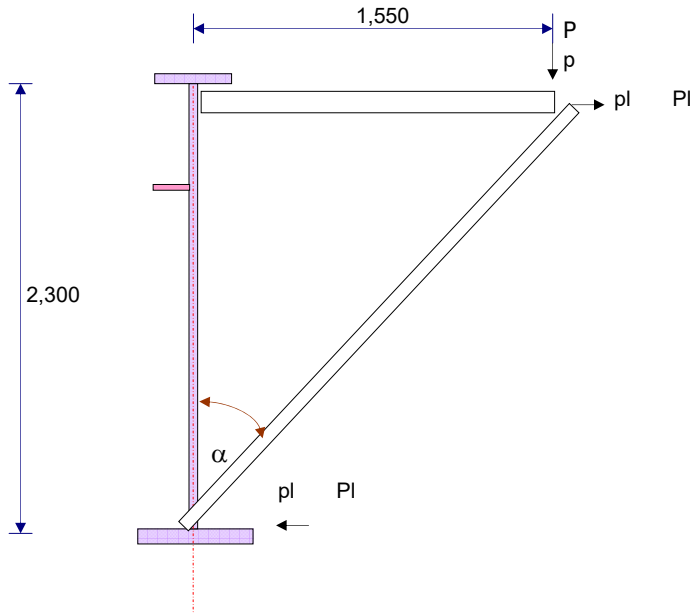
4.6.3 RESUMEN DE MOMENTOS EN ETAPA CONSTRUCTIVA

ABSCISAS: DIAFRAGMAS

x	MDC	MDCp	MDWp	MLL+IM	MLP	MCONST
m	tm	tm	tm	tm	tm	tm
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7,056	358,467	58,480	57,616	351,165	17,220	49,663
14,112	597,446	97,466	96,027	579,931	28,700	82,771
21,168	716,935	116,959	115,232	691,522	34,440	99,325



4.6.4 FLEXIÓN LATERAL EN VIGA EXTERIOR



Lb	=	7,056 m	Longitud no arriostrada
wdc	=	0,890 t/m	Carga muerta por peso del tablero (hormigón fresco)
wcon	=	0,078 tm	Cargas de construcción.
P	=	1,200 t	Carga puntual en el centro de la longitud no arriostrada.
γdc	=	1,250	
γ const	=	1,500	
p	=	1,229 t/m	Carga factorada uniforme en el extremo
<b>CARGAS HORIZONTALES</b>			
pl	=	0,828 t/m	Carga uniforme factorada, lateral
PI	=	0,809 t	Carga puntual factorada lateral

Momento por carga uniforme

$$Ml_p = \frac{pl Lb^2}{12} = 3,435 \text{ tm} \quad \text{Ec.: C6.10.3.4.1-1 AASHTO 2020}$$

$$Ml_P = \frac{PI Lb}{8} = 0,713 \text{ tm} \quad \text{Ec.: C6.10.3.4.1-2 AASHTO 2020}$$

4.6.5 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DE DIAFRAGMAS

n = 10,0

ABSCISA		7,056	14,112	21,168
SECCION ACERO				
As	cm <sup>2</sup>	495,6	628,1	668,1
ys	cm	112,6	96,8	96,4
Is	cm <sup>4</sup>	4.923.611,2	6.441.044,1	6.964.040,0
Sbot	cm <sup>3</sup>	43.741,0	66.529,3	72.251,2
Stop	cm <sup>3</sup>	39.887,6	45.460,3	49.003,4
SECCION 3n				
y3n	cm	157,8	140,2	138,0
I3n	cm <sup>4</sup>	8.062.297,9	10.746.600,3	11.365.308,2
Sbot	cm <sup>3</sup>	51.078,0	76.657,3	82.381,1
Shor	cm <sup>3</sup>	76.669,1	85.760,2	89.111,8
Stop	cm <sup>3</sup>	103.155,1	109.313,6	113.042,8
SECCION n				
An	cm <sup>2</sup>	1.210,6	1.343,1	1.383,1
yn	cm	194,9	180,8	178,1
In	cm <sup>4</sup>	10.643.507,6	14.783.817,1	15.627.271,1
Sbot	cm <sup>3</sup>	54.605,4	81.787,6	87.732,5
Shor	cm <sup>3</sup>	156.330,7	174.458,3	178.850,9
Stop	cm <sup>3</sup>	259.071,6	256.035,6	258.832,6
SOLICITACIONES				
MDC	kg cm	35.846.737,9	59.744.563,2	71.693.475,8
MCONST	kg cm	4.966.266,8	8.277.111,4	9.932.533,6
MDCp	kg cm	5.847.965,1	9.746.608,6	11.695.930,3
MDWp	kg cm	5.761.616,3	9.602.693,9	11.523.232,6
MLL+IM	kg cm	36.838.495,4	60.863.126,7	72.596.184,6
e	cm	57,1	73,7	76,4
PTU	kg	313.513,2	313.513,2	313.513,2
MTU	kg cm	17.896.356,9	23.118.855,8	23.944.879,5
PSH	kg	290.290,0	290.290,0	290.290,0
MSH	kg cm	16.570.700,9	21.406.347,9	22.171.184,7
ESFUERZOS				
fhor DCp	kg/cm <sup>2</sup>	3,7	5,6	6,5
fhor DWp	kg/cm <sup>2</sup>	3,7	5,5	6,4
fhor LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	23,6	34,9	40,6
ftop DC	kg/cm <sup>2</sup>	898,7	1.314,2	1.463,0
ftop DCp	kg/cm <sup>2</sup>	56,7	89,2	103,5
ftop DWp	kg/cm <sup>2</sup>	55,9	87,8	101,9
ftop LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	142,2	237,7	280,5
fbot DC	kg/cm <sup>2</sup>	819,5	898,0	992,3
fbot DCp	kg/cm <sup>2</sup>	114,5	127,1	142,0
fbot DWp	kg/cm <sup>2</sup>	112,8	125,3	139,9
fot LL+IM	kg/cm <sup>2</sup>	674,6	744,2	827,5
fhor TU	kg/cm <sup>2</sup>	11,4	13,3	13,4
ftop TU	kg/cm <sup>2</sup>	69,1	90,3	92,5
fbot TU	kg/cm <sup>2</sup>	327,7	282,7	272,9
fP TU	kg/cm <sup>2</sup>	259,0	233,4	226,7
fPhor TU	kg/cm <sup>2</sup>	25,9	23,3	22,7
fhor SH	kg/cm <sup>2</sup>	10,6	12,3	12,4
ftop SH	kg/cm <sup>2</sup>	64,0	83,6	85,7
fbot SH	kg/cm <sup>2</sup>	303,5	261,7	252,7
fP SH	kg/cm <sup>2</sup>	239,8	216,1	209,9
fPhor SH	kg/cm <sup>2</sup>	24,0	21,6	21,0
ftop CONST	kg/cm <sup>2</sup>	124,5	182,1	202,7
fbot CONST	kg/cm <sup>2</sup>	113,5	124,4	137,5

4.6.6 ESFUERZOS FACTORADOS COMBINADOS

ABSCISA x		7,056	14,112	21,168
RESISTENCIA I				
f <sub>hor total</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	104,7	128,5	140,3
f <sub>ar total</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	1.994,6	2.763,6	3.057,0
f <sub>ab total</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	2.615,4	2.841,9	3.141,7
SERVICIO II				
f <sub>hor total</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	110,0	126,9	135,2
f <sub>ar total</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	1.827,9	2.423,7	2.647,8
f <sub>ab total</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	2.056,3	2.212,7	2.438,9

4.6.7 DATOS GEOMÉTRICOS Y ESFUERZOS POR FLEXIÓN LATERAL

ABSCISA		7,056	14,112	21,168
Lb	cm	705,600	705,600	705,600
SI bot	cm <sup>3</sup>	1.512,5	2.622,9	2.956,3
SI top	cm <sup>3</sup>	1.012,5	1.250,0	1.512,5
d	cm	236,0	238,5	238,5
t <sub>fc total</sub>	cm	3,0	3,0	3,0
b <sub>fc</sub>	cm	45,0	50,0	55,0
D	cm	230,0	230,0	230,0
Dc	cm	99,1	114,6	114,6
tw	cm	0,8	0,8	0,8
A <sub>fc</sub>	cm <sup>2</sup>	135,0	150,0	165,0
rt	cm	11,9	13,2	14,6
D/tw		287,5	287,5	287,5
F <sub>yc</sub> = F <sub>yw</sub> = F <sub>yt</sub>		3.500,0	3.500,0	3.500,0
F <sub>yr</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	2.450,0	2.450,0	2.450,0
M <sub>l</sub>	kg cm	414.817,6	414.817,6	414.817,6
f <sub>l1 top</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	409,7	331,9	274,3
f <sub>l1 bot</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	274,3	158,2	140,3
f <sub>1</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	0,0	1.310,1	1.915,9
f <sub>2</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	1.310,1	1.915,9	2.132,8
C <sub>b</sub>		1,75	1,17	0,95
R <sub>b</sub>		1,00	1,00	1,00
R <sub>h</sub>		1,00	1,00	1,00
φ <sub>f</sub>		1,00	1,00	1,00
L <sub>p</sub>	cm	341,9	378,7	419,8
L <sub>b</sub> lím	cm	774,4	609,0	587,9
F <sub>cr</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	9.938,3	8.164,8	8.155,6
f <sub>l</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	1,00	1,11	1,15
f <sub>l top</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	409,7	368,6	315,7
f <sub>bu</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	1.310,1	1.915,9	2.132,8
t <sub>fc</sub>	cm	3,0	3,0	3,0
λ <sub>f</sub>		7,50	8,33	9,17
λ <sub>pf</sub>		9,15	9,15	9,15
λ <sub>rf</sub>		16,12	16,12	16,12
Tipo de ala		Compacta	Compacta	No compacta
F <sub>nc</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	3.500,0	3.500,0	3.497,7
ds	cm	46,0	46,0	46,0
ds/Dc		0,46	0,40	0,40
ds/D		0,20	0,20	0,20
k		129,25	129,25	129,25
9/(Dc/D) <sup>2</sup>		48,5	36,3	36,2
k final		129,3	129,3	129,3
F <sub>crw</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	2.856,9	2.856,9	2.856,9
Límite alma no compact		137,3	137,3	137,3
2Dc/tw		247,8	286,5	286,6
Tipo de alma		Esbelta	Esbelta	Esbelta

Ec: 6.10.8.2.3-9 AASHTO 2020

Art. 6.10.8.2.2 AASHTO 2020

Ec: 6.10.8.2.3-7 AASHTO 2020

Ec: 6.10.8.2.3-4 AASHTO 2020

Ec: 6.10.1.6-2 AASHTO 2020

Ec: 6.10.8.2.3-8 AASHTO 2020

Ec: 6.10.1.6-4 AASHTO 2020

Ec: 6.10.8.2.2-3 AASHTO 2020

Ec: 6.10.8.2.2-4 AASHTO 2020

Ec: 6.10.8.2.2-5 AASHTO 2020

Ec: 6.10.8.2.2-1 AASHTO 2020

Ec: 6.10.1.9.2-1 AASHTO 2020 6.10.1.9.2-2

4.6.8 CHEQUEOS DEL ALA EN COMPRESIÓN EN ETAPA CONSTRUCTIVA

Ecuación 6-10-3-2-1-1		$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc}$		
$f_{bu} + f_{l1}$ top (kg/cm <sup>2</sup> )	1.719,8	2.284,4	2.448,5	
$\phi_f R_h F_{yc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3.500,0	3.500,0	3.500,0	
Cumple Ecuación	Bien	Bien	Bien	
Ecuación 6-10-3-2-1-2		$f_{bu} + (1/3) f_l \leq \phi_f F_{nc}$		
$f_{bu} + (1/3) f_l$ top (kg/cm <sup>2</sup> )	1.446,7	2.038,7	2.238,1	
$\phi_f F_{nc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3.500,0	3.500,0	3.497,7	
Cumple Ecuación	Bien	Bien	Bien	
Ecuación 6-10-3-2-1-3		$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw}$		
$f_{bu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.310,1	1.915,9	2.132,8	
$\phi_f F_{crw}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2.856,9	2.856,9	2.856,9	
Cumple Ecuación	Bien	Bien	Bien	

4.6.9 CHEQUEOS DEL ALA EN TRACCION EN ETAPA CONSTRUCTIVA

$f_{bu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.194,7	1.309,1	1.446,6	
$f_{l1}$ bot (kg/cm <sup>2</sup> )	274,3	158,2	140,3	
Ecuación 6-10-3-2-1-1		$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_b F_{yt}$		
$f_{bu} + f_{l1}$ bot (kg/cm <sup>2</sup> )	1.469,0	1.467,3	1.586,9	
$\phi_f R_b F_{yt}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3.500,0	3.500,0	3.500,0	
Cumple Ecuación	Bien	Bien	Bien	

4.6.10 CHEQUEO A CORTE EN ETAPA CONSTRUCTIVA

4.6.10.1 GEOMETRÍA DE ALMA

D = 230,0 cm

tw = 0,8 cm

D/tw = 287,5

Aw = 184,0 cm<sup>2</sup>

Para FATIGA: IM =

1,150 Impacto

g =

0,713 Factor de distribución

Usar:

Camión de fatiga

4.6.10.2 SOLICITACIONES DE CORTE

x	VDC	VDW	VLL+IM	VLP	VCONST	VLL+IM fatiga
m	t	t	t	t	t	t
0,000	68,940	9,526	60,593	2,847	8,211	23,817
0,650	67,125	9,276	59,453	2,772	7,995	23,464
2,089	63,108	8,721	56,957	2,606	7,517	22,682
3,528	59,091	8,166	54,502	2,440	7,038	21,901
5,292	54,167	7,485	51,549	2,237	6,452	20,942
7,056	49,243	6,805	48,657	2,034	5,865	19,984

4.6.10.3 CHEQUEOS A CORTE

$V_u(CONST) = 1,25 VDC + 1,75 VCONST$

k

Ec: 6.10.9.3.2-7 AASHTO 2020

$1,12 \sqrt{E_k/F_{yw}}$

Ec: 6.10.9.3.2-5 AASHTO 2020

$1,40 \sqrt{E_k/F_{yw}}$

Ec: 6.10.9.3.2-6 AASHTO 2020

C

Ec: 6.10.9.3.2-4, -5, -6 AASHTO 2020

Vp (kg)

Ec: 6.10.9.3.2-3 AASHTO 2020

$2Dtw/(bfc t_{fc} + bft + t_{ft})$

Ec: 6.10.9.3.2-1 AASHTO 2020

Vn = Vcr (kg)

Ec: 6.10.9.3.2-2, -8 AASHTO 2020

$\phi_v$

Art. 6.5.4.2 AASHTO 2020

$V_u \leq \phi_v V_{cr}$

Ec: 6.10.9.1-1 AASHTO 2020

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

29

ABSCISA	0,000	0,650	2,089	3,528	5,292	7,056
Vu(CONST) (kg)	98.491,7	95.899,4	90.160,4	84.421,5	77.386,3	70.351,2
do (cm)		65,000	143,900	143,900	176,400	176,400
do/D		0,283	0,626	0,626	0,767	0,767
k		67,60	17,77	17,77	13,50	13,50
$1,12 \sqrt{Ek/Fyw}$		221,8	113,7	113,7	99,1	99,1
$1,40 \sqrt{Ek/Fyw}$		277,2	142,1	142,1	123,9	123,9
C		0,745	0,196	0,196	0,149	0,149
Vp (kg)		373.520,0	373.520,0	373.520,0	373.520,0	373.520,0
Afc (cm <sup>2</sup> )			135,0	135,0	135,0	135,0
Aft (cm <sup>2</sup> )			165,0	165,0	165,0	195,0
2Dtw/(bfc tfc +bft+tft)			1,2	1,2	1,2	1,1
Vn = Vcr (kg)		278.186,0	294.682,0	294.682,0	275.058,6	275.058,6
$\phi v$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$Vu \leq \phi v Vcr$		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.7 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN ETAPA DE SERVICIO

4.7.1 CHEQUEO DEL PATÍN DE COMPRESIÓN

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Rh	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fyf (kg/cm <sup>2</sup> )	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
ff (kg/cm <sup>2</sup> )	2.478,8	2.448,6	2.412,4	2.366,7	2.354,0	2.149,1
0,95Rh Fyf (kg/cm <sup>2</sup> )	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0
$ff \leq 0,95Rh Fyf$	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Rh	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fyf (kg/cm <sup>2</sup> )	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
ff (kg/cm <sup>2</sup> )	1.954,7	2.116,7	1.703,6	1.330,5	1.027,7	719,3
0,95Rh Fyf (kg/cm <sup>2</sup> )	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0
$ff \leq 0,95Rh Fyf$	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.7.2 CHEQUEO DEL PATÍN DE TRACCIÓN

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Rh	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fyf (kg/cm <sup>2</sup> )	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
ff (kg/cm <sup>2</sup> )	2.466,5	2.430,8	2.385,8	2.405,2	2.279,9	2.248,4
fl (kg/cm <sup>2</sup> )	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,95Rh Fyf (kg/cm <sup>2</sup> )	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0
$ff \leq 0,95Rh Fyf$	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Rh	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fyf (kg/cm <sup>2</sup> )	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
ff (kg/cm <sup>2</sup> )	2.377,4	2.252,8	1.856,8	1.257,3	770,2	273,4
fl (kg/cm <sup>2</sup> )	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,95Rh Fyf (kg/cm <sup>2</sup> )	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0
$ff + fl / 2 \leq 0,95Rh Fyf$	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.7.3 CHEQUEO DEL PATÍN POR LA RESISTENCIA AL PANDEO DEL ALMA

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
d	cm	238,5	238,5	238,5	238,5	238,5	238,5
tfc total	cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bfc	cm	65,0	65,0	65,0	65,0	60,0	60,0
D	cm	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0
Dc	cm	116,5	116,7	116,9	115,3	118,2	113,6
ds	cm	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0
ds/Dc		0,395	0,394	0,393	0,399	0,389	0,405
ds/D		0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
k		123,73	123,25	122,46	128,26	118,27	129,25
9/(Dc/D) <sup>2</sup>		35,1	35,0	34,8	35,8	34,1	36,9
k final		123,7	123,2	122,5	128,3	118,3	129,3
Fcrw	kg/cm <sup>2</sup>	2.734,9	2.724,2	2.706,8	2.835,0	2.614,1	2.856,9
fc	kg/cm <sup>2</sup>	2.478,8	2.448,6	2.412,4	2.366,7	2.354,0	2.149,1
fc ≤ Fcrw		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
d	cm	236,0	236,0	236,0	236,0	236,0	236,0
tfc total	cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bfc	cm	60,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
D	cm	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0
Dc	cm	103,5	111,3	109,9	118,3	131,9	168,0
ds	cm	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0
ds/Dc		0,444	0,413	0,418	0,389	0,349	0,274
ds/D		0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
k		129,25	129,25	129,25	117,67	83,44	41,37
9/(Dc/D) <sup>2</sup>		44,5	38,4	39,4	34,0	27,4	16,9
k final		129,3	129,3	129,3	117,7	83,4	41,4
Fcrw	kg/cm <sup>2</sup>	2.856,9	2.856,9	2.856,9	2.601,0	1.844,3	914,4
fc	kg/cm <sup>2</sup>	1.954,7	2.116,7	1.703,6	1.330,5	1.027,7	719,3
fc ≤ Fcrw		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.8 VERIFICACIÓN DE FATIGA EN LAS SECCIONES

Art. 6.5.3 6.6.1.2 AASHTO 2020

Se chequerá la fatiga en el patín de tracción, en especial en las uniones de alas soldadas.

CATEGORIA: B

n [Tabla 6.6.1.2.5-2 AASHTO 2020 Número de ciclos de carga](#)

(ADTT)SL [Categoría B De Tabla 6.6.1.2.3-2 AASHTO 2020](#)

N [Ec: 6.6.1.2.5-3 AASHTO 2020](#)

(ΔF)TH [Tabla 6.6.1.2.5-3 AASHTO 2020. Para categoría B, 16 ksi= 1120 kg/cm<sup>2</sup>](#)

A [Tabla 6.6.1.2.5-1 AASHTO 2020. Para categoría B: 120x10<sup>8</sup> ksi<sup>3</sup> = 120\\*70<sup>3</sup> \(kg/cm<sup>3</sup>\)](#)

(ΔF)n [Ec.: 6.6.1.2.5-2 AASHTO 2020](#)

γ(Δf) ≤ (ΔF)n [Ec: 6.6.1.2.2-1 AASHTO 2020](#)

ADTT = 1120

4.8.1 FLEXIÓN

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
γ(Δf)	kg/cm <sup>2</sup>	246,8	247,3	244,1	247,0	234,2	229,9
n		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
(ADTT)SL		956,3	956,3	956,3	956,3	956,3	956,3
N	ciclos	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8
(ΔF)TH		1.120,0	1.120,0	1.120,0	1.120,0	1.120,0	1.120,0
A		4,116E+15	4,116E+15	4,116E+15	4,116E+15	4,116E+15	4,116E+15
(ΔF)n		539,7	539,7	539,7	539,7	539,7	539,7
γ(Δf) ≤ (ΔF)n		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
$\gamma(\Delta f)$ kg/cm <sup>2</sup>	243,5	228,0	185,6	121,9	69,4	0,0
n	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
(ADTT)SL	956,3	956,3	956,3	956,3	956,3	956,3
N ciclos	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8
( $\Delta F$ )TH	956,3	956,3	956,3	956,3	1.120,0	1.120,0
A	4,1E+15	4,1E+15	4,1E+15	4,1E+15	4,1E+15	4,1E+15
( $\Delta F$ )n	539,7	539,7	539,7	539,7	539,7	539,7
$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)n$	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.8.2 CORTANTE EN ALMAS POR FATIGA

FATIGA I

$$V_u = V_{DC} + V_{DW} + 1,75 V_{LL+IM}$$

ABSCISA	0,000	0,650	2,089	3,528	5,292	7,056
Vu t		117,5	111,5	105,6	98,3	91,0
Vcr t		278,2	294,7	294,7	275,1	275,1

Vcr [Art. 6.10.5.3 AASHTO 2020](#)

4.9 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

[Art. 6.10.6.2.2 AASHTO](#) Sección compacta debe cumplir con [Art. 6.10.7.1](#) sino es no compacta y debe cumplir [Art 6.10.7.2](#). Las dos deben cumplir con [Art. 6.10.7.3](#)

Fyr [Art. 6.10.8.2.2 AASHTO 2020](#)  $F_{yr} = 0,7 F_{yc}$

Dc [Art. D6.3.1 AASHTO 2020 pg. 6-406](#) [Altura de compresión del alma en el rango elástico. Art. 6.10.1.9.1 AASHTO 2020](#)

ds [Art. 6.10.1.9.2 D6.1 AASHTO 2020](#) Distancia desde el cg del rigidizador longitudinal, a la parte inferior del patín de compresión.

4.9.1 CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATÍN DE COMPRESIÓN

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Sección compuesta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta
Fyc kg/cm <sup>2</sup>	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Fyr kg/cm <sup>2</sup>	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0
d cm	238,5	238,5	238,5	238,5	238,5	238,5
tfc total cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bfc cm	65,0	65,0	65,0	65,0	60,0	60,0
D cm	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0
Dc cm	109,8	109,9	110,0	108,3	111,1	105,9
ds cm	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0
ds/Dc	0,419	0,419	0,418	0,425	0,414	0,434

k [Art. 6.10.1.9.2 Ec: 6.10.1.9.2-1 6.10.1.9.2-2 AASHTO 2020](#)

$9/(Dc/D)^2$  [Art. 6.10.1.9.2 Ec: 6.10.1.9.2-1 Límite inferior de k AASHTO 2020](#)

$0,95\sqrt{E_k/F_{yc}}$  [Art. 6.10.1.10.2 Ec 6.10.1.10.2-6 Límite superior de D/tw AASHTO 2020](#)

$\lambda_{rw}$  [Art. 6.10.1.10.2 Ec 6.10.1.10.2-4 Límite esbeltez para alma no compacta AASHTO 2020](#)

$2Dc/tw$  [Art. 6.10.1.10.2 AASHTO 2020. Uso en Ec. 6.10.1.10.2-8 y 6.10.1.10.2-9](#)

Afc [Art. 6.10.1.10.2 AASHTO 2020. Uso en Ec. 6.10.1.10.2-8 y 6.10.1.10.2-9](#)

Ah3n [Art. 6.10.1.10.2 AASHTO 2020. Uso en Ec. 6.10.1.10.2-9](#)

fDC1 [Art. 6.10.1.10.2 AASHTO 2020. Uso en Ec. 6.10.1.10.2-9](#)

awc [Art. 6.10.1.10.2 Ec: 6.10.1.10.2-3 Ec 6.10.1.10.2-5 AASHTO 2020](#)

Rb [Art. 6.10.1.10.2 AASHTO 2020 Si cumple Ec. 6.10.1.10.2-1 Rb = 1](#)

Rh [Art. 6.10.1.10.1 AASHTO 2020](#)

bfc Ancho del patín de compresión

tfc Espesor del patín de compresión

$\lambda_f$  [Art. 6.10.8.2.2, Ec. 6.10.8.2.2-3, AASHTO 2010](#) Factor de esbeltez patin de compresión

$\lambda_{pf}$  [Art. 6.10.8.2.2, Ec. 6.10.8.2-4 AASHTO 2020](#) limite de esbeltez para ala compacta

$\lambda_{rf}$  [Art. 6.10.8.2.2, Ec. 6.10.8.2-5 AASHTO 2020](#) limite de esbeltez para ala NO compacta

$\phi_f$  [Art. 6.5.4.2, 6.11.8.2.2](#) Factor de resistencia a flexión AASHTO 2020

Fnc [Art. 6.10.7.2 Ec. 6.10.7.2.2-1](#) Resistencia nominal del patín de compresión AASHTO 2020

fbu [Art. 6.10.7.2 6.10.1.6](#) - Mayor valor de esfuerzo de compresión en la longitud del ala no arriostrada, sin flexión lateral AASHTO 2020

$fbu \leq \phi_f F_{nc}$  [Art. 6.10.7.2 Ec:6.10.7.2.1-1 AASHTO 2020](#)

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

32

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
ds/D		0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
k		129,25	129,25	129,25	129,25	129,25	129,25
$9/(Dc/D)^2$		39,5	39,4	39,3	40,6	38,6	42,4
k final		129,3	129,3	129,3	129,3	129,3	129,3
$0,95\sqrt{Ek}/Fyc$		260,1	260,1	260,1	260,1	260,1	260,1
$\lambda_{rw}$		137,3	137,3	137,3	137,3	137,3	137,3
$2Dc/tw$		274,6	274,7	275,1	270,8	277,6	264,8
Afc	cm <sup>2</sup>	195,0	195,0	195,0	195,0	180,0	180,0
Ah3n	cm <sup>2</sup>	238,3	238,3	238,3	238,3	238,3	238,3
fDC1	kg/cm <sup>2</sup>	1.652,8	1.625,0	1.592,9	1.554,5	1.554,0	1.376,3
awc		0,55	0,54	0,54	0,53	0,57	0,52
Rb		0,945	0,945	0,945	0,948	0,942	0,951
Rh		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
bfc	cm	65,0	65,0	65,0	65,0	60,0	60,0
tfc	cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
$\lambda_f$		10,83	10,83	10,83	10,83	10,00	10,00
$\lambda_{pf}$		9,15	9,15	9,15	9,15	9,15	9,15
$\lambda_{rf}$		16,12	16,12	16,12	16,12	16,12	16,12
Tipo de ala		No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta
$\phi_f$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fnc	kg/cm <sup>2</sup>	3.067,6	3.068,2	3.068,6	3.077,8	3.175,8	3.206,7
fbu	kg/cm <sup>2</sup>	2.853,0	2.814,4	2.768,1	2.709,5	2.687,2	2.424,5
$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Sección compuesta		No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta
Fyc	kg/cm <sup>2</sup>	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Fyr	kg/cm <sup>2</sup>	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0
d	cm	236,0	236,0	236,0	236,0	236,0	236,0
tfc total	cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bfc	cm	60,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
D	cm	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0
Dc	cm	95,3	103,4	100,4	106,5	117,5	155,6
ds	cm	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0
ds/Dc		0,482	0,445	0,458	0,432	0,391	0,296
ds/D		0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
k		129,25	129,25	129,25	129,25	120,39	51,22
$9/(Dc/D)^2$		52,4	44,6	47,2	42,0	34,5	19,7
k final		129,3	129,3	129,3	129,3	120,4	51,2
$0,95\sqrt{Ek}/Fyc$		260,1	260,1	260,1	260,1	251,0	163,7
$\lambda_{rw}$		137,3	137,3	137,3	137,3	137,3	137,3
$2Dc/tw$		238,4	258,4	135,0	266,3	293,8	389,1
Afc	cm <sup>2</sup>	180,0	135,0	295,0	135,0	135,0	135,0
Ah3n	cm <sup>2</sup>	238,3	238,3	238,3	238,3	238,3	238,3
fDC1	kg/cm <sup>2</sup>	1.213,7	1.387,5	1.006,5	655,9	371,6	82,1
awc		0,45	0,59	0,35	0,52	0,54	0,68
Rb		0,966	0,948	0,970	0,951	0,938	0,878
Rh		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
bfc	cm	60,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
tfc	cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
$\lambda_f$		10,00	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50
$\lambda_{pf}$		9,15	9,15	9,15	9,15	9,15	9,15
$\lambda_{rf}$		16,12	16,12	16,12	16,12	16,12	16,12
Tipo de ala		No compacta	Compacta	Compacta	Compacta	Compacta	Compacta
$\phi_f$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fnc	kg/cm <sup>2</sup>	3.256,2	3.317,5	3.394,5	3.327,2	3.282,7	3.074,6
fbu	kg/cm <sup>2</sup>	2.175,0	2.363,8	1.836,0	1.359,7	973,2	579,5
$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien



4.9.2 CHEQUEO DE LA DUCTILIDAD

Art. 6.10.7.3 AASHTO 2020

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Dt	cm	265,5	265,5	265,5	265,5	265,5	265,5
Dp	cm	28,798	28,798	28,798	28,702	28,668	28,356
0,42Dt		111,5	111,5	111,5	111,5	111,5	111,5
Dp ≤ 042Dt		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

Dp ≤ 042Dt Ec: 6.10.7.3-1 AASHTO 2020

ABSCISA x		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Dt	cm	263,0	263,0	263,0	263,0	263,0	263,0
Dp	cm	27,835	28,108	20,650	20,650	20,650	20,650
0,42Dt		110,5	110,5	110,5	110,5	110,5	110,5
Dp ≤ 042Dt		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.9.3 CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATÍN DE TRACCIÓN

Rh Art. 6.10.1.10.1 AASHTO 2020

Fnt= Rh Fyt Art. 6.10.8.3 Ec: 6.10.8.3-1 AASHTO 2020

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Rh		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fyt	kg/cm <sup>2</sup>	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Fnt= Rh Fyt	kg/cm <sup>2</sup>	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
f <sub>bu</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	3.178,1	3.131,6	3.072,7	3.096,3	2.932,1	2.884,8
f <sub>bu</sub> ≤ Fnt		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Rh		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fyt	kg/cm <sup>2</sup>	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
F <sub>n</sub> = Rh Fyt	kg/cm <sup>2</sup>	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
f <sub>bu</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	3.044,3	2.881,0	2.354,4	1.570,0	932,6	282,5
f <sub>bu</sub> ≤ Fnt		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.9.4 CHEQUEO AL CORTE

4.9.4.1 DATOS

D	=	230,0 cm
tw	=	0,8 cm
D/tw	=	287,5
Aw	=	184,0 cm <sup>2</sup>
Fyw	=	3.500 kg/cm <sup>2</sup>

x	Vu (R I)
m	t
0,000	211,485
0,650	206,713
2,089	196,202
3,528	185,762
5,292	173,062
7,056	160,469

Tabla 3.4.1-1 Combinación de cargas AASHTO 2020

- do Espaciamiento entre rigidizadores verticales
- k Ec: 6.10.9.3.2-7 AASHTO 2020
- 1,12 √Ek/Fyw Art. 6.9.3.2 AASHTO 2020
- 1,40 √Ek/Fyw Art. 6.9.3.2 AASHTO 2020
- C Art. 6.9.3.2 AASHTO 2020 Ec: 6.10.9.3.2-4, 6.10.9.3.2-5, 6.10.9.3.2-6
- Vp = 0,58Fyw D tw (kg) Ec: 6.10.9.3.3-2 AASHTO 2020 Fuerza de corte plástica
- Afc Area patín de compresión
- Aft Area patín de tracción
- 2Dtw/(bfc t<sub>fc</sub> + bft + tft) Ec: 6.10.9.3.2-1 AASHTO 2020
- Vn = Vcr = CVp (kg) Ec: 6.10.9.2-1 AASHTO 2020
- φv Art. 6.5.4.2 Factor de resistencia al corte AASHTO 2020
- Vu ≤ φv Vn Ec: 6.10.9.1-1 AASHTO 2020

4.9.4.2 CORTANTES

ABSCISA		0,000	0,650	2,089	3,528	5,292	7,056
Vu	kg	211.485,2	206.713,4	196.201,6	185.761,6	173.061,6	160.469,5
do	cm		65,000	143,900	143,900	176,400	176,400
do/D			0,283	0,626	0,626	0,767	0,767
k			67,60	17,77	17,77	13,50	13,50
1,12 $\sqrt{E_k/F_{yw}}$			221,8	113,7	113,7	99,1	99,1
1,40 $\sqrt{E_k/F_{yw}}$			277,2	142,1	142,1	123,9	123,9
C			0,745	0,196	0,196	0,149	0,149
Vp = 0,58Fyw D tw (kg)			373.520,0	373.520,0	373.520,0	373.520,0	373.520,0
Afc	cm <sup>2</sup>			135,0	135,0	135,0	135,0
Aft	cm <sup>2</sup>			165,0	165,0	165,0	195,0
2Dtw/(bfc tfc +bft+ftf)				1,2	1,2	1,2	1,1
Vn = Vcr = CVp (kg)			278.186,0	294.682,0	294.682,0	275.058,6	275.058,6
$\phi_v$			1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vu $\leq \phi_v V_n$			Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.10 RIGIDIZADORES

4.10.1 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS

[Art. 6.10.11.1 AASHTO 2020](#)

4.10.1.1 ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

tp = 0,80 cm

tpd = 1,00 cm

4.10.1.2 ANCHO DEL RIGIDIZADOR

bt  $\geq 51+(D/30)$

[Ec. 6.10.11.1.2-1 AAHSTO 2020](#)

bt  $\geq 12,8$  cm

bt  $\geq bf/4$

[Ec. 6.10.11.1.2-2 AASHTO 2020](#)

bf = 45,0 cm

bf/4 = 11,3 cm

bt  $\leq 16$  tp

[Ec. 6.10.11.1.2-2 AASHTO 2017](#)

bt  $\leq 12,8$  cm

btd  $\leq 16,0$  cm

Para rigidizadores en diafragmas de tramo

bt = 12,80 cm Adoptado

bt = 14,80 cm Adoptado Para los dos primeros rigidizadores

btd = 16,00 cm Adoptado Para rigidizadores en diafragmas de tramo

4.10.1.3 INERCIA

[Art. 6.10.11.1.3 AASHTO 2020 Inercia de rigidizadores transversales intermedios](#)

Vu no es mayor que  $\phi_v V_{cr}$ , en ninguno de los paneles del alma.

El momento de inercia de un rigidizador no será menor que:

It1 = b tw<sup>3</sup> J

[Ec. 6.10.11.1.3-3 AASHTO 2020](#)

b =  $\begin{cases} do \\ D \end{cases}$  Tomar el menor

J = 2,5(D/do)<sup>2</sup> - 2,0 > 0,5

[Ec. 6.10.11.1.3-5 AASHTO 2020](#)

It2 =  $\frac{D^4 \rho t^{1.5}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$

[Ec. 6.10.11.1.3-4 AASHTO 2020](#)

Fys = 3.500,0 kg/cm<sup>2</sup>

Fcrs =  $\frac{0,31 E}{(bt/tp)^2} \leq Fys$

[Ec. 6.10.11.1.3-6 AASHTO 2020](#)

$\rho t = F_{yw}/F_{crs}$  ó 1,0 El mayor

[Art. 6.10.11.1.3 AASHTO 2020](#)

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

35

$I_{real} > I_{t \text{ limite1}}$

[Ec. 6.10.11.1.3-1 AASHTO 2020](#)

$I_{real} > I_{t \text{ limite2}}$

[Ec. 6.10.11.1.3-2 AASHTO 2020](#)

ABSCISA		0,000	0,650	2,089	3,528	5,292	7,056
do	cm		65,000	143,900	143,900	176,400	176,400
J			29,30	4,39	4,39	2,25	2,25
$I_{t1}$	cm <sup>4</sup>		975,2	323,2	323,2	203,2	203,2
Fcrs	kg/cm <sup>2</sup>		1.838,7	1.838,7	2.458,2	2.458,2	2.458,2
$\rho t$			1,904	1,904	1,424	1,424	1,424
$I_{t2}$	cm <sup>4</sup>		11.564,56	11.564,56	7.928,57	7.928,57	7.928,57
$I_{t \text{ limite 1}}$	cm <sup>4</sup>		975,16	323,20	323,20	203,22	203,22
$I_{t \text{ limite 2}}$	cm <sup>4</sup>		531,02	239,86	207,45	169,23	211,54
$I_{real}$	cm <sup>4</sup>		1.080,60	1.080,60	559,24	559,24	1.365,33
$I_{real} > I_{t \text{ limite1}}$			Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
$I_{real} > I_{t \text{ limite2}}$			Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.10.2 RIGIDIZADOR LONGITUDINAL

[Art. 6.10.11.3 AASHTO 2020](#)

4.10.2.1 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS ETAPA CONSTRUCTIVA Y SERVICIO II

Se cumple con los requerimientos de:

$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw}$  Etapa constructiva

[Ec. 6.10.3.2.1-3 AASHTO 2020](#)

$f_c \leq F_{crw}$  Etapa de Servicio

[Ec. 6.10.4.2.2-4 AASHTO 2020](#)

$F_{ys} = 3.500,0 \text{ kg/cm}^2$

4.10.2.2 CHEQUEO DEL ESFUERZO EN RIGIDIZADOR LONGITUDINAL EN ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

$\phi_f$

[Art. 6.5.4.2, 6.11.8.2.2 Factor de resistencia a flexión AASHTO 2020](#)

$R_h$

[Art. 6.10.1.10.1 AASHTO 2020](#)

$f_{sl} \leq \phi_f R_h F_{ys}$

[Ec. 6.10.11.3.1-1 AASHTO 2020](#)

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Sslacero	cm <sup>3</sup>	86.501,29	86.501,29	86.501,29	86.844,68	80.858,04	81.849,13
Ssl3n	cm <sup>3</sup>	240.870,30	240.870,30	240.870,30	245.344,56	234.617,77	250.016,88
Ssln	cm <sup>3</sup>	1.553.327,62	1.553.327,62	1.553.327,62	1.795.725,88	1.671.372,25	3.375.546,47
An	cm <sup>2</sup>	1.413,10	1.413,10	1.413,10	1.400,60	1.385,60	1.348,10
ESFUERZOS							
$f_{sl \text{ DC}}$	kg/cm <sup>2</sup>	846,1	831,9	815,4	789,6	799,2	690,0
$f_{sl \text{ DCp}}$	kg/cm <sup>2</sup>	49,6	48,7	47,8	45,6	44,9	36,9
$f_{sl \text{ DWp}}$	kg/cm <sup>2</sup>	48,8	48,0	47,1	44,9	44,3	36,3
$f_{sl \text{ LL+IM}}$	kg/cm <sup>2</sup>	47,5	46,9	46,0	38,7	39,3	17,1
$f_{sl \text{ TU}}$	kg/cm <sup>2</sup>	15,2	15,2	15,2	12,8	13,9	6,4
$f_{Psl \text{ TU}}$	kg/cm <sup>2</sup>	221,9	221,9	221,9	223,8	226,3	232,6
$f_{sl \text{ SH}}$	kg/cm <sup>2</sup>	14,04	14,04	14,04	11,89	12,88	5,95
$f_{Psl \text{ SH}}$	kg/cm <sup>2</sup>	205,43	205,43	205,43	207,26	209,50	215,33
$f_{sl}$	kg/cm <sup>2</sup>	1.613,9	1.592,8	1.568,1	1.516,7	1.532,7	1.333,7
$\phi_f$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$R_h$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$\phi_f R_h F_{ys}$	kg/cm <sup>2</sup>	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
$f_{sl} \leq \phi_f R_h F_{ys}$		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

No hace falta chequear más secciones, puesto que los esfuerzos disminuyen

4.10.2.3 ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

$t_s = 1,00 \text{ cm}$

Espesor del rigidizador

4.10.2.4 ANCHO DEL RIGIDIZADOR

Ec.: 6.10.11.3.2-1 AASHTO 2020

$$bl \leq 0,48 ts \sqrt{E/Fys}$$

$$bl \leq 11,6 \text{ cm}$$

$$bl = 11,6 \text{ Adoptado}$$

4.10.2.5 INERCIA Y RADIO DE GIRO

$$It \geq Dtw^3 [2,4(do/D)^2 - 0,13]\beta$$

Ec.: 6.10.11.3.3-1 AASHTO 2020

$$r \geq \frac{0,16 do \sqrt{\frac{Fyc}{E}}}{\sqrt{1 - 0,6 \frac{Fyc}{Rh Fys}}}$$

Ec.: 6.10.11.3.3-2 AASHTO 2020

$\beta$ .- Factor de corrección de curvatura para el rigidizador longitudinal

$$\beta = 1 \text{ Puente recto}$$

Art. C6.10.11.3.3 AASHTO 2020

$$do = 176,40 \text{ cm} \quad \text{Tomaremos el máximo espaciamiento dado}$$

$$Rh = 1 \quad \text{Factor de hibridez}$$

Inercia mínima

Art. 6.10.11.3.3 AASHTO 2020

$$It \geq 150,9 \text{ cm}^4$$

$$Ireal = 352,9 \text{ cm}^4 \quad \text{Bien}$$

Radio de giro mínimo

$$r \geq \frac{1,172}{0,632}$$

$$r \geq 1,85 \text{ cm}$$

$$rreal = 3,91 \text{ cm} \quad \text{Bien}$$

4.10.3 RIGIDIZADOR DE APOYO

Art. 6.10.11.2 AASHTO 2020

4.10.3.1 DATOS

$$bf = 60,0 \text{ cm} \quad \text{Ancho patín inferior en el apoyo}$$

$$Fys = 3.500,0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia del rigidizador}$$

4.10.3.2 ANCHO DEL RIGIDIZADOR

$$bt = 29,6 \text{ cm} \quad \text{Adoptado} \quad \text{Ancho disponible según ancho patín inferior}$$

4.10.3.3 ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

Ec.: 6.10.11.2.2-1 AASHTO 2020

$$tp \geq \frac{bt}{0,48\sqrt{E/Fys}}$$

$$tp \geq 2,56 \text{ cm}$$

$$tp = 3,00 \text{ cm} \quad \text{Adoptado} \quad \text{Espesor del rigidizador de apoyo}$$

4.10.3.4 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

$$(Rsb)r = \phi b (Rsb)n$$

Ec.: 6.10.11.2.3-1 AASHTO 2020

(Rsb)n.- Resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortados del rigidizador de apoyo

(Rsb)r.- Resistencia al aplastamiento, factorada, para los extremos recortados del rigidizador de apoyo.

Ancho efectivo para cálculos

$$bf = 50,00 \text{ cm} \quad \text{Ancho patín superior}$$

$$r = 2,00 \text{ cm} \quad \text{Recorte en esquina del rigidizador por suelda alma-patín}$$

$$ble = 22,60 \text{ cm} \quad \text{Ancho efectivo del rigidizador}$$

$$Apn = 135,60 \text{ cm}^2$$

$$(Rsb)n = 1,4 Apn Fys$$

Ec.: 6.10.11.2.3-2 AASHTO 2020

$$(Rsb)n = 664.440,0 \text{ kg}$$

$$\phi b = 1$$

Art. 6.5.4.2, Factor de resistencia al aplastamiento o apoyo AASHTO 2020

$$(Rsb)r = 664,44 \text{ t}$$

4.10.3.5 RESISTENCIA AXIAL DE LOS RIGIDIZADORES DE APOYO [Art. 6.9.2.1 AASHTO 2020](#)

$$P_r = \phi_c P_n \quad \text{Ec.: 6.9.2.1-1 AASHTO 2020}$$

$$\phi_c = 0,90 \quad \text{Art. 6.5.4.2, Factor de resistencia a la compresión AASHTO 2020}$$

Para miembros en compresión con elementos no esbeltos:

$$\text{Si } P_o/P_e \leq 2,25 \text{ entonces}$$

$$P_n = \left[ 0,658^{(P_o/P_e)} \right] P_o \quad \text{Ec.: 6.9.4.1.1-1 AASHTO 2020}$$

$$\text{Si } P_o/P_e > 2,25 \text{ entonces}$$

$$P_n = 0,877 P_e \quad \text{Ec.: 6.9.4.1.1-2 AASHTO 2020}$$

Los elementos no esbeltos usados en secciones transversales, deberán cumplir:

$$b/t \leq \lambda_r \quad \text{Art. 6.9.4.2 AASHTO 2020}$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{E/F_y} = 10,84 \text{ Relación de esbeltez límite} \quad \text{Ec.: 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020}$$

$$b/t = 9,87 \quad \text{Bien} \quad \text{Tabla 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020}$$

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

$$A = 147,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Area del rigidizador}$$

$$I = 54.000,6 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de la sección}$$

$$r = 19,2 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro de la sección}$$

$$l = 230,0 \text{ cm} \quad \text{Altura alma apoyo (D)}$$

$$k = 0,75 \quad \text{Coeficiente para longitud efectiva}$$

$$k l / r = 9,0 \quad \text{Relación de esbeltez}$$

CARGA RESISTENTE [Art. 6.9.4 AASHTO 2020](#)

$$P_o = 514,9 \text{ t} \quad \text{Resistencia nominal equivalente}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{(k l / r)^2} A_g \quad \text{Ec. 6.9.4.1.2-1 AASHTO 2020}$$

$$P_e = 36.359,4 \text{ t}$$

$$P_o/P_e = 0,014 < 2,25$$

$$P_n = 511,88 \text{ t} \quad \text{Resistencia nominal a la compresión} \quad \text{Ec.: 6.9.4.1.1-1 AASHTO 2020}$$

$$P_r = 460,69 \text{ t} \quad \text{Resistencia factorada a compresión}$$

CARGA EXTERIOR FACTORADA

$$PDC = 68,940 \text{ t}$$

$$PDW = 9,526 \text{ t}$$

$$PLL+IM = 63,441 \text{ t}$$

$$P_u = 211,485 \text{ t}$$

$$P_u \leq P_r \quad \text{Carga última exterior en el Estado Límite Resistencia I}$$

$$P_u \leq P_r \quad \text{Bien}$$

4.11 CONECTORES DE CORTE [Art. 6.10.10 AASHTO 2020](#)

4.11.1 DISEÑO POR FATIGA [Art. 6.6.1.2.5 AASHTO 2020](#)

$$p \leq \frac{n_c Z_r}{V_{sr}} \text{ Espaciamiento} \quad \text{Ec. 6.10.10.1.2-1 AASHTO 2020}$$

V<sub>sr</sub>- Rango de corte de carga viva más impacto en fatiga, en la sección

n<sub>c</sub>- Número de conectores en la sección ( fila) [Ec. 6.10.10.1.2-3 AASHTO 2020](#)

V<sub>fat</sub> = V<sub>f</sub> Q / I Rango de corte longitudinal, por fatiga, por unidad de longitud

I.- Momento de inercia de la sección compuesta de corto plazo, en las zonas de momento positivo.

Q.- Momento estático respecto al eje neutro de la sección compuesta a corto plazo del área transformada de la sección de hormigón, sujeta a compresión

Z<sub>r</sub>- B w Resistencia a corte fatiga, de conector individual [Art. 6.10.10.2 - Ec. 6.10.10.1.2-5 AASHTO 2020](#)

w.- Longitud del conector de corte canal en plg., medido transversalmente al patín de la viga.

B.- Constante, cuyo valor depende del número de ciclos de carga.

$$B = 9,37 - 1,08 \log N \quad \text{Ec. 6.10.10.1.2-6 AASHTO 2020}$$

N.- Número de ciclos.

**Table 6.6.1.2.5-2—Cycles per Truck Passage, *n***

Longitudinal Members	
Simple Span Girders	1.0
Continuous Girders:	
1) near interior support	1.5
2) elsewhere	1.0
Cantilever Girders	5.0
Orthotropic Deck Plate Connections Subjected to Wheel Load Cycling	5.0
Trusses	1.0
Transverse Members	
Spacing > 20.0 ft	1.0
Spacing ≤ 20.0 ft	2.0

**3.6.1.4.2—Frequency**

The frequency of the fatigue load shall be taken as the single-lane average daily truck traffic (*ADTT<sub>SL</sub>*). This frequency shall be applied to all components of the bridge, even to those located under lanes that carry a lesser number of trucks.

In the absence of better information, the single-lane average daily truck traffic shall be taken as:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (3.6.1.4.2-1)$$

where:

- ADTT* = the number of trucks per day in one direction averaged over the design life
- ADTT<sub>SL</sub>* = the number of trucks per day in a single-lane averaged over the design life
- p* = fraction of traffic in a single lane, taken as specified in Table 3.6.1.4.2-1

For the purpose of determining the stress-range cycles per truck passage for continuous spans, a distance equal to one-tenth the span on each side of an interior support should be considered to be near the support.

The number of stress-range cycles per passage is taken as 5.0 for cantilever girders because this type of bridge is susceptible to large vibrations, which cause additional cycles after the truck has left the bridge (Moses et al., 1987; Schilling, 1990).

Orthotropic deck details that are connected to the deck plate (e.g., the rib-to-deck weld) are subjected to cycling from direct individual wheel loads. Thus, the passage of one design truck results in five fatigue load cycles as each axle produces one load cycle. The force effect ( $\Delta f$ ) can be conservatively taken as the worst case from the five wheels or by application of Miner’s Rule to determine the effective stress range from the group of wheels.

**C3.6.1.4.2**

Since the fatigue and fracture limit state is defined in terms of accumulated stress-range cycles, specification of load alone is not adequate. Load should be specified along with the frequency of load occurrence.

For the purposes of this Article, a truck is defined as any vehicle with more than either two axles or four wheels.

The single-lane *ADTT* is that for the traffic lane in which the majority of the truck traffic crosses the bridge. On a typical bridge with no nearby entrance/exit ramps, the shoulder lane carries most of the truck traffic. The frequency of the fatigue load for a single lane is assumed to apply to all lanes since future traffic patterns on the bridge are uncertain.

Consultation with traffic engineers regarding any directionality of truck traffic may lead to the conclusion that one direction carries more than one-half of the bidirectional *ADTT*. If such data is not available from traffic engineers, designing for 55 percent of the bidirectional *ADTT* is suggested.

The value of *ADTT<sub>SL</sub>* is best determined in consultation with traffic engineers. However, traffic growth data is usually not predicted for the design life of the bridge, taken as 75 yr in these Specifications unless specified otherwise by the Owner. Techniques exist to extrapolate available data such as curve fitting growth rate vs. time and using extreme value distributions, but some judgment is required. Research has shown that the average daily traffic (*ADT*), including all vehicles, i.e., cars and trucks, is physically limited to about 20,000 vehicles per lane per day under normal conditions. This limiting value of traffic should be considered when estimating the *ADTT*. The *ADTT* can be determined by multiplying the *ADT* by the fraction of trucks in the traffic. In lieu of site-specific fraction of truck traffic data, the values of Table C3.6.1.4.2-1 may be applied for routine bridges.

**Table 3.6.1.4.2-1—Fraction of Truck Traffic in a Single Lane, *p***

Number of Lanes Available to Trucks	<i>p</i>
1	1.00
2	0.85
3 or more	0.80

**Table C3.6.1.4.2-1—Fraction of Trucks in Traffic**

Class of Highway	Fraction of Trucks in Traffic
Rural Interstate	0.20
Urban Interstate	0.15
Other Rural	0.15
Other Urban	0.10

n

Número ciclos por camión [Tabla 6.6.1.2.5.-2 AASHTO 2020](#)

FRACCIÓN

Fracción de camiones en el tráfico. [Tabla C3.6.1.4.2-1 AASHTO 2020](#)

p

Fracción de tráfico de camiones en una vía. [Tabla 3.6.1.4.2-1 AASHTO 2020](#)

(ADTT)SL

[Art. 3.6.1.4 AASHTO 2020](#)

n	1,00
ADT	7.500,00
FRACCIÓN	0,15
ADTT	1.125,00
p	0,85
(ADTT)SL	956
N	26.177.344
B	1,359

Número de ciclos por pasada por camión

Tráfico promedio diario, incluido todo tipo de vehículo

Fracción de camiones en el tráfico.

Promedio del tráfico diario de camiones, durante la vida útil de diseño

Número de camiones por día en una dirección promediado sobre el período de diseño.

Número de ciclos en un período de 75 años de vida útil

w = 5,9 plg. = 15,00 cm

Zr = 3.638,8 kg Vf = 0,8 [VLL+IM(+) + VLL+IM(-)] Fatiga II

pmax = 60,0 cm

De acuerdo al código podrá usarse Fatiga II, si (ADTT)SL es menor que 1850

nc = 1 Número de conectores por fila

x m	VLL+IM(+) t	VLL+IM(-) t	Vf kg	y cm	Q cm3	In cm4
0,000	23,817	0,000	19.053,8	57,08	40.814,53	10.643.507,6
0,446	23,575	0,027	18.881,5	57,08	40.814,53	10.643.507,6
2,089	22,682	0,126	18.246,8	57,08	40.814,53	10.643.507,6
3,828	21,738	0,231	17.574,9	57,08	40.814,53	10.643.507,6
6,196	20,451	0,374	16.660,1	57,08	40.814,53	10.643.507,6
9,396	18,713	0,567	15.423,8	61,76	44.158,71	11.738.691,8
10,300	18,221	2,078	16.239,4	60,21	43.051,00	11.823.794,3
12,896	16,811	2,861	15.737,9	69,16	49.449,95	14.044.849,9
16,246	14,991	3,872	15.090,8	74,14	53.012,22	15.281.307,2
18,496	13,769	4,551	14.656,2	73,54	52.578,48	15.328.929,5
19,996	12,954	5,004	14.366,5	75,13	53.715,13	15.729.077,3
21,496	12,139	7,409	15.638,5	75,13	53.715,13	15.729.077,3

Esfuerzo rasante y espaciamiento de conectores

x m	Vfat = Vsr kg/cm	p cm
0,000	73,07	49,80
0,446	72,40	50,26
2,089	69,97	52,00
3,828	67,39	53,99
6,196	63,89	56,96
9,396	58,02	62,71
10,300	59,13	61,54
12,896	55,41	65,67
16,246	52,35	69,51
18,496	50,27	72,38
19,996	49,06	74,17
21,496	53,41	68,13

$n_{cl} = 69$  Número de conectores hasta el centro de luz

4.11.2 COMPROBACION POR ÚLTIMA RESISTENCIA

$Q_r$ .- Resistencia última corte de un conector

Art. 6.10.10.4.1 AASHTO 2020

$Q_r = \phi_{sc} Q_n$

Ec. 6.10.10.4.1-1 AASHTO 2020

$Q_n$ .- Resistencia nominal al corte de un conector

$n = P / Q_r$  Número de conectores mínimo en el estado límite de resistencia Ec. 6.10.10.4.1-2 AASHTO 2020

$P = \begin{cases} P_{1p} = 0,85 \times f'_c \times b_s \times t_s \\ P_{2p} = A_s F_y \end{cases}$

Ec.: 6.10.10.4.2-2 AASHTO 2020

Ec.: 6.10.10.4.2-3 AASHTO 2020 por ser patines y alma del mismo material.

$\phi_{sc} = 0,85$

Factor de resistencia para conectores de corte Art. 6.5.4.2 AASHTO 2020

$Q_n = 0,3(t_f + 0,5t_w) L_c \sqrt{f'_c E_c}$

Ec. 6.10.10.4.3-2 AASHTO 2020

Para UPN100 :	$L_c =$	5,9 plg	longitud del conector
	$t_w =$	0,236 plg	Espesor del alma del canal
	$t_f =$	0,335 plg	Espesor promedio ala del canal
	$b_f =$	5,0 cm	Ancho del ala canal
	$F_y =$	3500 kg/cm <sup>2</sup>	Fluencia viga
	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia del concreto
	$E_c =$	200798,4 kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de elasticidad del concreto
	$b_s =$	325,0 cm	Ancho colaborante
	$t_s =$	22,0 cm	Espesor del tablero

$Q_n = 38.883,6$  kg

$Q_r = 33.051,1$  kg

$A_s = 495,6$  cm<sup>2</sup>

$P_{1p} = 1.701.700$  kg

$P_{2p} = 1.734.600$  kg

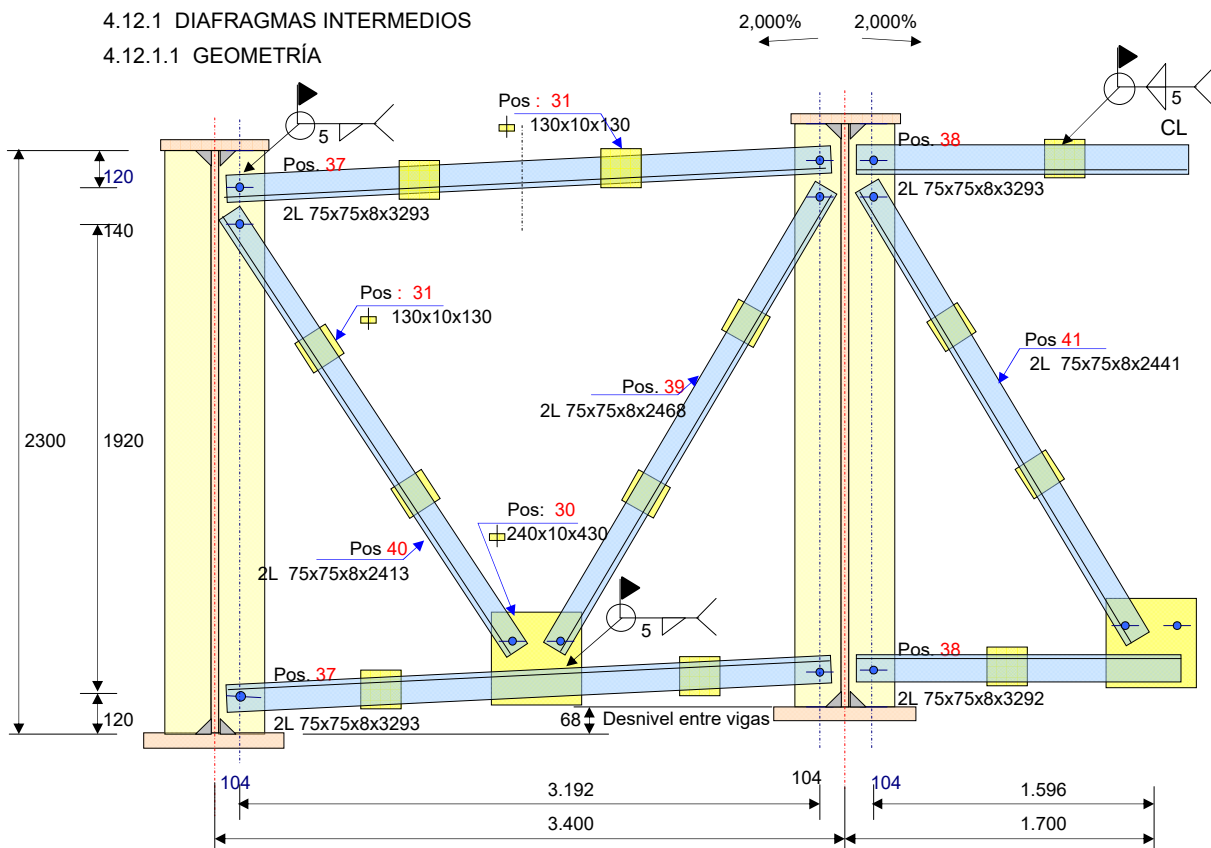
$P = 1.701.700$  kg

$n = 43,8$  conectores.- Mantenemos diseño por fátiga

4.12 DIAFRAGMAS

4.12.1 DIAFRAGMAS INTERMEDIOS

4.12.1.1 GEOMETRÍA





4.12.1.2 CARGA DE VIENTO

Art. 3.8 AASHTO 2020

En el País no existen vientos de magnitud, por lo que adoptaremos una presión de viento menor a la especificada, mas con el fin de cuantificar los efectos de montaje que se producen en los diafragmas y arriostramientos.

Presión calculada:

$p_z$	=	$2,56E-06 V^2 K_z G CD$	En ksf	Ec. 3.8.1.2.1-1 AASHTO 2020
$V$	.-	Velocidad del viento.	Tabla 3.8.1.1.2-1 AASHTO 2020	En mph
$K_z$	.-	Coeficiente de exposición a presión y elevación. Para nuestro país aplicar para categoría B		
$G$	.-	Factor de ráfaga Tabla 3.8.1.2.1-1 AASHTO 2020 para Resist. III y Servicio IV, 1,0 para otras combinaciones		
$CD$	.-	Coeficiente de arrastre Tabla 3.8.1.2.1-2 AASHTO 2020		
$V$	=	80 mph	Para Resist. V	Tabla 3.8.1.1.2-1 AASHTO 2020, para Resist. V
$V$	=	128,72 km/hora		
$K_z$	=	1	Resistencia V	Comentarios Art. C3.8.1.2.1 AASHTO 2020
$G$	=	1	Para Resistencia V	
$CD$	=	1,3		Tabla 3.8.1.2.1-1 AASHTO 2020, Barlovento

$$p_z = 0,0213 \text{ ksf} = 21,30 \text{ lb/pie}^2$$

$$p_z = 104,0 \text{ kg/m}^2 = p_D$$

$p_D$	=	150 kg/m <sup>2</sup>	Presión de viento adoptada
$w$	=	$\frac{\eta_t \gamma p_D d}{2}$	Carga de viento en ala inferior Ec: C4.6.2.7.1-1 AASHTO 2020
$\eta_t$	=	1,00	Factor modificador de cargas Ver pg. 1
$\gamma_{WS}$	=	1	Factor de carga para viento en estructura, para el estado límite Resistencia V

CARGA UNIFORME DE VIENTO EN PATINES

$d$	=	2,12 m	Altura total viga
$w$	=	0,159 t/m	Carga de viento factorada en ala inferior
$L_b$	=	7,056 m	Longitud no arriostrada

FUERZA FACTORADA DE VIENTO EN EL CORDÓN INFERIOR

$$P_{uw} = \eta \gamma_{WS} w L_b = 1,122 \text{ t} \quad \text{Ec: C4.6.2.7.1-4 AASHTO 2020}$$

Por ser el cordón de doble ángulo, el cg coincide con el punto de aplicación de la carga, a pesar de que los ángulos son soldados solo en una de sus alas. Por esta razón no consideramos flexión en el cordón.

4.12.1.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN AXIAL

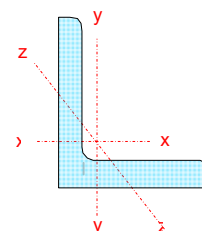
Art. 6.9 AASHTO 2020

$F_y$	=	2.520 kg/m <sup>2</sup>	ASTM A 36
$E$	=	2.030.000 kg/m <sup>2</sup>	
$G$	=	780.769 kg/m <sup>2</sup>	
$P_r$	=	$\phi_c P_n$	Ec. 6.9.2.1-1 AASHTO 2020
$\phi_c$	=	0,9	Art. 6.5.4.2 AASHTO 2020
$P_o$	=	$F_y A_g$	Resistencia nominal de fluencia Art. 6.9.4.1 AASHTO 2020

4.12.1.4 CORDONES

DATOS L 75 x 75 x 8

$b$	=	7,5 cm	
$t$	=	0,8 cm	
$b/t$	=	9,375	
$A$	=	11,500 cm <sup>2</sup>	Área
$I_x = I_y$	=	45,600 cm <sup>4</sup>	Inercia
$r_x$	=	2,260 cm	Radio de giro eje x
$r_y$	=	2,260 cm	Radio de giro y



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

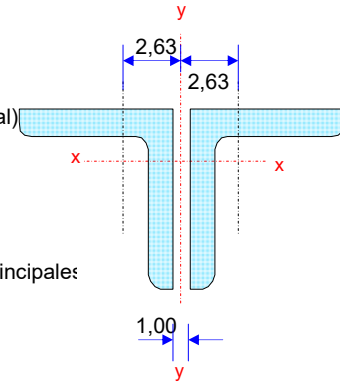
42

$r_z$	=	1,460 cm	Radio de giro z
$e$	=	2,130 cm	Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo
$t_p$	=	1,000 cm	Separación entre ángulos (espesor placa cortapandeo = t rigidizador en diafragma)
$J$	=	2,423 cm <sup>4</sup>	Constante torsional
$\bar{r}_o$	=	2,83 cm	Radio polar de inercia, respecto a ejes principales (un ángulo)
$C_w$	=	0,00	Constante de pandeo torsional
$b/t \leq \lambda_r$		Elemento no esbelto	Ec: 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020
$\lambda_r$	=	$0,45\sqrt{E/F_y} = 10,84$	Elemento no esbelto No hay reducción de área

En los cordones se usarán doble ángulo, con dos placas cortapandeo en los tercios. Por tanto se debe chequear como conjunto y como ángulo individual con un tercio de la longitud

2L 75 x 75 x 8

$A$	=	23,000 cm <sup>2</sup>	Área
$r_x$	=	2,260 cm	Radio de giro eje x (igual a perfil individual)
$I_y$	=	250,289 cm <sup>4</sup>	Inercia eje y (calculado)
$r_y$	=	3,299 cm	Radio de giro y
$J$	=	4,847 cm <sup>4</sup>	Constante torsional
$\bar{r}_o$	=	4,22 cm	Radio polar de inercia, respecto a ejes principales:



$$H = \left( \frac{y_o^2}{r_o^2} \right)$$

Ec: 6.9.4.1.3-3 AASHTO 2020

$$H = 0,83$$

Relación de esbeltez de un solo ángulo

$n_p$	=	2	Número de placas cortapandeo entre los ángulos
$k$	=	1	Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
$L_z$	=	106,4 cm	

$$\left( \frac{kL}{r} \right) = 72,89$$

Pandeo general del cordón

De acuerdo a la Tabla 6.9.4.1.1-1, El cordón (dos ángulos), se debe chequear pandeo por flexión y pandeo flexotorsor

Por flexión:

Eje x			
$k$	=	0,75	Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
$L$	=	319,3 cm	

$$\left( \frac{kL}{r} \right)_x = 105,95$$

$$f = \left[ \frac{(kL/r)_z}{(kL/r)_x} \right] \times 100 \leq 75\% \quad \text{Art. 6.9.4.3 AASHTO 2020}$$

$f = 68,80\% < 75\%$  Bien La esbeltez de un ángulo debe ser menor al 75% de la esbeltez del conjunto. Art. 6.9.4.3

$$P_{ex} = 41.048,3 \text{ kg}$$

Pandeo flexotorsor respecto a los ejes y y z

Eje y			
$k$	=	0,75	
$L$	=	319,3 cm	
$\left( \frac{kL}{r} \right)_y$	=	72,59	
$a$	=	106,4 cm	Distancia entre conexiones
$h$	=	5,26 cm	Distancia entre cg de cada ángulo
$r_{ib}$	=	2,260 cm = $r_x$	
$\alpha$	=	1,164	
$h$	=		$2e + t_p$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)_y^2 + 0,82 \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha^2}\right) \left(\frac{a}{rib}\right)^2} \quad \text{Ec. 6.9.4.3.1-1 AASHTO 2020}$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = 78,54$$

$P_{ey} = 74.711,7 \text{ kg}$  Ec: 6.9.4.1.3-4 AASHTO 2020

Eje z

$k_z = 0,75$  Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020

$L_z = 106,4 \text{ cm}$

$P_{ez} = 212.123,7 \text{ kg}$

$P_{ey,z} = 69.109,2 \text{ kg}$  Ec: 6.9.4.1.3-2 AASHTO 2020

Pandeo como ángulo individual

$L = 106,4 \text{ cm}$

$$\left(\frac{L}{r}\right)_x = 47 < 80$$

Ec: 6.9.4.4-3 AASHTO 2020

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_{\text{eff}} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_x} \leq 140$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_{\text{eff}} = 107$$

Esfuerzo crítico de pandeo

$P_{ex} = 40.011,10 \text{ kg}$  De un solo ángulo individual

Esfuerzo efectivo final

$P_e = 40,011 \text{ t}$  Ec: 6.9.4.1.2-1 AASHTO 2020

$P_o = 57,960 \text{ t}$  Art. 6.9.4 AASHTO 2020

$P_o/P_e = 1,45$

$P_n = 31,609 \text{ t}$  Ec: 6.9.1.1-1 AASHTO 2020

$P_r = \phi_c P_n$  Ec: 6.9.1.1-2 AASHTO 2020

$\phi_c = 0,9$

$P_r = 28,448 \text{ t}$

$P_r > P_u$  **Bien**

#### 4.12.1.5 DIAGONAL

Se diseñará para la fuerza de compresión que resulta de de las cargas de viento y la reacción de la carga en el cordón superior.

$$P_{ws}(\text{diag}) = \sqrt{a^2 + b^2} \left(\frac{P_{ws}}{2 n a}\right)$$

$a = 170,000 \text{ cm}$

$b = 96,0 \text{ cm}$

$n = 5$  Número de espacios entre diafragmas

$P_{ws} = 1,122 \text{ t}$

$P_{ws}(\text{diag}) = 0,129 \text{ t}$

FUERZA FACTORADA

$\gamma_{WS} = 1$

$P_u = 0,129 \text{ t}$

Resistencia III

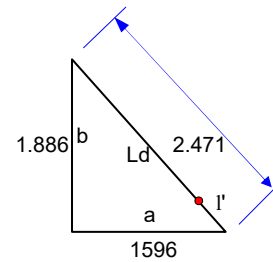
Factor de carga para viento en estructura, para el estado límite Resistencia III

$P_u = \eta \gamma_{WS} P_{ws}$

LONGITUD DE DIAGONAL

$I' = 157,2 \text{ mm}$

$L_d = 231,3 \text{ cm}$



RESISTENCIA DE LA DIAGONAL

$P_r = \phi_c P_n$

$\phi_c = 0,9$

$P_n = A_g F_{cr}$

L 75 x 75 x 8

$b = 7,5 \text{ cm}$

$t = 0,8 \text{ cm}$

$b/t = 9,375$

$A = 11,500 \text{ cm}^2$

$I_x = I_y = 45,600 \text{ cm}^4$

$r_x = 2,260 \text{ cm}$

$r_y = 2,260 \text{ cm}$

$r_z = 1,460 \text{ cm}$

$e = 2,130 \text{ cm}$

$t_p = 1,000 \text{ cm}$

$J = 2,423 \text{ cm}^4$

$\bar{r}_o = 2,83$

$C_w = 0,00$

Área

Inercia

Radio de giro eje x

Radio de giro y

Radio de giro z

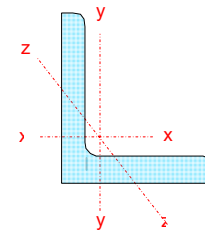
Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo

Separación entre ángulos (espesor placa cortapandeo = t rigidizador en diafragma)

Constante torsional

Radio polar de inercia, respecto a ejes principales

Constante de pandeo torsional



$b/t \leq \lambda_r$  Elemento no esbelto

$\lambda_r = 0,45\sqrt{E/F_y} = 10,837$

Elemento no esbelto

No hay reducción de área

Ec: 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020

Tabla 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020

En las diagonales se usarán doble ángulo, con dos placas cortapandeo en los tercios. Por tanto se debe chequear como conjunto y como ángulo individual con un tercio de su longitud

2L 75 x 75 x 8

$A = 23,000 \text{ cm}^2$

Área

$r_x = 2,260 \text{ cm}$

Radio de giro eje x

$I_y = 250,289 \text{ cm}^4$

Inercia eje y

$r_y = 3,299 \text{ cm}$

Radio de giro y

$J = 4,847 \text{ cm}^4$

Constante torsional

$\bar{r}_o = 4,22$

Radio polar de inercia, respecto a ejes principales (dos ángulos)

$H = 0,83$

Ec: 6.9.4.1.3-3 AASHTO 2020

Relación de esbeltez de un solo ángulo

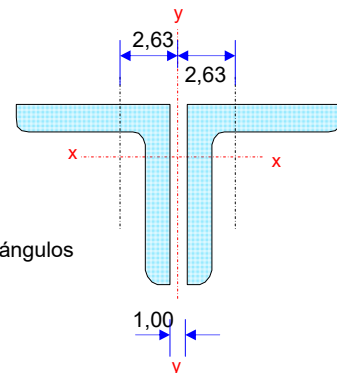
$n_p = 2$

Número de placas cortapandeo entre los ángulos

$k = 1$

$L_z = 77,1 \text{ cm}$

$\left(\frac{kL}{r}\right)_z = 52,82$



Pandeo general del cordón

De acuerdo a la Tabla 6.9.4.1.1-1, El cordón (dos ángulos), se debe chequear pandeo por flexión y pandeo flexotorsor

Por flexión:

Eje x

$k = 0,75$

Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020

$L = 231,3 \text{ cm}$

$\left(\frac{kL}{r}\right)_{x, \text{eff}} = 76,77$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

45

$$f = 68,80\% < 75\% \quad \text{Bien} \quad \text{Art. 6.9.4.3} \quad \text{Art. 6.9.4.3 AASHTO 2020}$$

$$P_{ex} = 78.179,0 \text{ kg}$$

Pandeo flexotoror respecto a los ejes y y z Art. 6.9.4.1.3 AASHTO 2020

Eje y

$$k = 0,75$$

$$L = 231,3 \text{ cm}$$

$$\left( \frac{kL}{r} \right)_y = 52,60$$

$$a = 77,1 \text{ cm} \quad \text{Distancia entre conexiones}$$

$$h = 5,26 \text{ cm} \quad \text{Distancia entre cg de cada ángulo}$$

$$r_{ib} = 2,260 \text{ cm} = r_x$$

$$\alpha = 1,164$$

Ec. 6.9.4.3.1-1 AASHTO 2020

$$\left( \frac{kL}{r} \right)_m = \sqrt{\left( \frac{kL}{r} \right)_y^2 + 0,82 \left( \frac{\alpha}{1 + \alpha^2} \right) \left( \frac{a}{r_{ib}} \right)^2}$$

$$\left( \frac{kL}{r} \right)_m = 56,91$$

$$P_{ey} = 142.293,0 \text{ kg} \quad \text{Ec. 6.9.4.1.3-4 AASHTO 2020}$$

Eje z

$$k_z = 0,75 \quad \text{Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020}$$

$$L_z = 77,1 \text{ cm}$$

$$P_{ez} = 212.123,7 \text{ kg}$$

$$P_{ey,z} = 117.688,1 \text{ kg} \quad \text{Ec. 6.9.4.1.3-2 AASHTO 2020}$$

Pandeo como ángulo individual

$$L = 77,1 \text{ cm}$$

$$\left( \frac{L}{r} \right)_x = 34 < 80$$

$$\left( \frac{kL}{r} \right)_{\text{eff}} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_x} \leq 140$$

$$\left( \frac{kL}{r} \right) = 98$$

Esfuerzo crítico de pandeo

$$P_{ex} = 48.383,78 \text{ kg}$$

Esfuerzo efectivo final

$$P_e = 48,384 \text{ t}$$

$$P_o = 57,960 \text{ t}$$

$$P_o/P_e = 1,20$$

$$P_n = 35,106 \text{ t}$$

$$P_r = \phi_c P_n$$

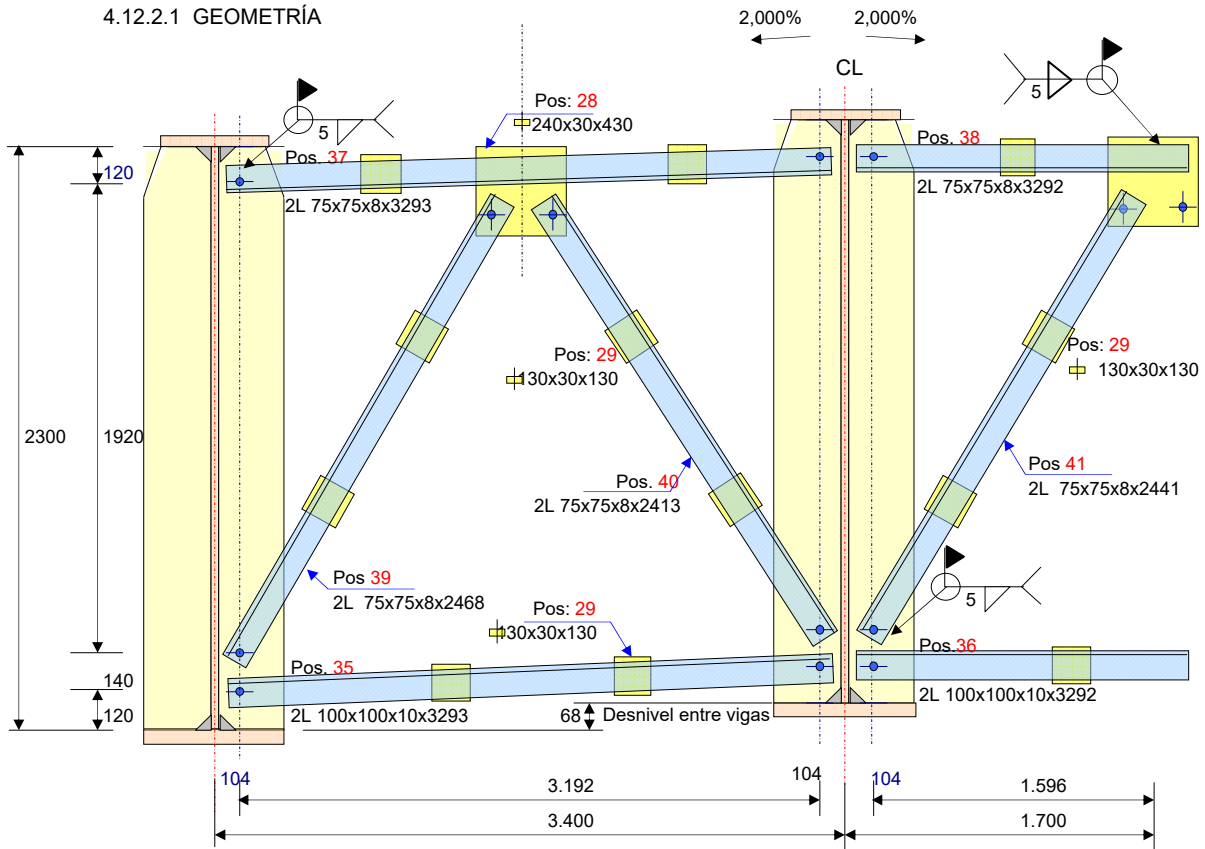
$$\phi_c = 0,9$$

$$P_r = 31,595 \text{ t}$$

$$P_r > P_u \quad \text{Bien}$$

4.12.2 DIAFRAGMA EN LOS APOYOS

4.12.2.1 GEOMETRÍA



4.12.2.2 SOLICITACIONES.

Para este diafragma, analizaremos el efecto sísmico, que se tendrá ante una acción que se produciría en el sentido del eje perpendicular al de la dirección del tráfico.

OBTENCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN LOS APOYOS

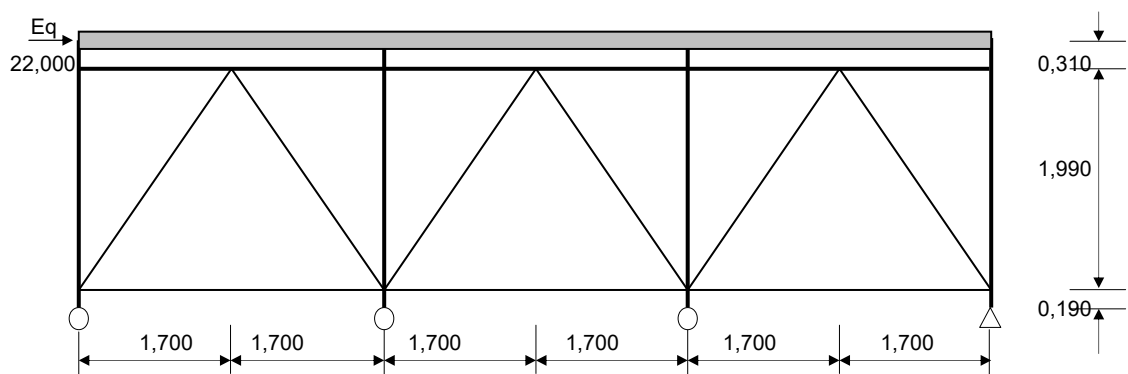
Requerimos el peso de la superestructura para determinar la fuerza sísmica. Esta fuerza aplicaremos en el tablero

R =	303,00 t	Peso de la superestructura en cada extremo
m =	30.918,4 kg	Masa
feq =	0,50	Factor adoptado para aplicar a la masa
Eq =	0,50 x 30.918,4 = 15.459,2 kg	Usaremos un 40% más por seguridad
Eqfinal =	1,40 x 15,46 = 22,00 t	A usarse

4.12.2.3 GEOMETRÍA ESTRUCTURAL y RESULTADOS

Tablero

b =	1,624 m
h =	0,220 m



Rigidizador apoyo

bs = 29,60 cm  
 ts = 3,00 cm  
 18tw = 14,4 cm

Cordón Inferior

2L 100x100x10

Cordón Superior

2L 75x75x8

Diagonales

2L 75x75x8

Resultados de la acción sísmica

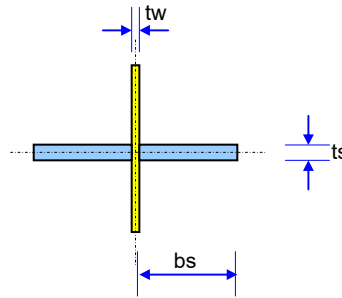
Cordón inferior

P = -17,533 t Compresión

Diagonal

P = -9,267 t Compresión

T = 9,227 t Tracción



El cordón superior tiene la colaboración del tablero para resistir los efectos sísmicos y adicionalmente su longitud en el diseño es menor, por lo que solo analizamos el cordón inferior.

4.12.2.4 CORDÓN INFERIOR

FUERZA FACTORADA

Evento Extremo I

$\gamma_{EQ} = 1$

Factor de carga para sismo para el estado límite Evento Extremo I

$P_u = -17,533 \text{ t}$

$P_u = \eta \gamma_{EQ} P_{EQ} \quad \eta = 1$  Evento Extremo I

Por ser el cordón de doble ángulo, el cg coincide con el punto de aplicación de la carga, a pesar de que los ángulos son soldados solo en una de sus alas. Por esta razón no consideramos flexión por excentricidad en el cordón.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN AXIAL

$F_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$  ASTM A 36

$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$

$G = 780.769 \text{ kg/cm}^2$

$P_r = \phi_c P_n$

$\phi_c = 0,9$

$P_o = F_y A_g$

L 100 x 100 x 10

b = 10 cm

t = 1 cm

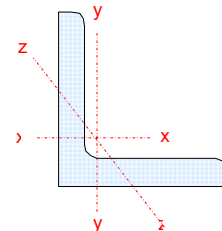
b/t = 10,000

A = 19,200 cm<sup>2</sup>

$I_x = I_y = 45,600 \text{ cm}^4$

Área

Inercia



$r_x = 3,820 \text{ cm}$  Radio de giro eje x

$r_y = 3,040 \text{ cm}$  Radio de giro y

$r_z = 3,040 \text{ cm}$  Radio de giro z

$e = 2,820 \text{ cm}$  Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo

$t_p = 3,000 \text{ cm}$  Separación entre ángulos (espesor placa cortapandeo = t rigidizador apoyo)

J = 6,333 cm<sup>4</sup> Constante torsional

$\bar{r}_o = 2,20$  Radio polar de inercia, respecto a ejes principales

Cw = 0,00 Constante de pandeo torsional

b/t ≤  $\lambda_r$  Elemento no esbelto

Ec: 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020

$\lambda_r = 0,45\sqrt{E/F_y} = 10,837$

Elemento no esbelto

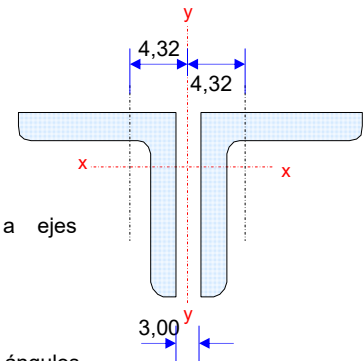
No hay reducción de área

Tabla 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020

En los cordones se usarán doble ángulo, con dos placas cortapandeo en los tercios. Por tanto se debe chequear como conjunto y como ángulo individual con un tercio de la longitud

2L 100 x 100 x 10

A	=	38,400 cm <sup>2</sup>	Área
r <sub>x</sub>	=	3,820 cm	Radio de giro eje x
I <sub>y</sub>	=	807,836 cm <sup>4</sup>	Inercia eje y
r <sub>y</sub>	=	4,587 cm	Radio de giro y
J	=	12,667 cm <sup>4</sup>	Constante torsional
r <sub>o</sub>	=	5,37	Radio polar de inercia, respecto a ejes principales (dos ángulos)
H	=	0,81	



Ec: 6.9.4.1.3-3 AASHTO 2020

Relación de esbeltez de un solo ángulo

n <sub>p</sub>	=	2	Número de placas cortapandeo entre los ángulos
k	=	1	Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
L <sub>z</sub>	=	106,4 cm	

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_z = 35,01$$

Pandeo general del cordón

De acuerdo a la Tabla 6.9.4.1.1-1, El cordón (dos ángulos), se debe chequear pandeo por flexión y pandeo flexotorsor

Por flexión:

Eje x		
k	=	0,75 Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
L	=	319,3 cm

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_x = 62,68$$

Art. 6.9.4.3 AASHTO 2020

f	=	55,85%	<	75%	Bien	Relación entre esbelteces < 75%
P <sub>ex</sub>	=	195.798,1 kg				

Pandeo flexotorsor respecto a los ejes y y z

Eje y		
k	=	0,75 Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
L	=	319,3 cm

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_y = 52,21$$

a	=	106,4 cm
h	=	8,64 cm
rib	=	3,820 cm = r <sub>x</sub>
α	=	1,131

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)_y^2 + 0,82 \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha^2}\right) \left(\frac{a}{rib}\right)^2}$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = 55,15$$

P <sub>ey</sub>	=	252.962,6 kg	Ec: 6.9.4.1.3-4 AASHTO 2020
-----------------	---	--------------	-----------------------------

Eje z

k <sub>z</sub>	=	0,75	Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
L <sub>z</sub>	=	106,4 cm	
P <sub>ez</sub>	=	343.455,9 kg	Ec: 6.9.4.1.3-1 AASHTO 2020



$P_{ey,z} = 200.446,4 \text{ kg}$

Ec: 6.9.4.1.3-2 AASHTO 2020

Pandeo como ángulo individual

$L = 106,4$

$\left(\frac{L}{r}\right)_x = 28 < 80$

$\left(\frac{kL}{r}\right)_{eff} = 32 + 0,75 \frac{L}{r_x} \leq 140$

$\left(\frac{kL}{r}\right)_{eff} = 53$

Esfuerzo crítico de pandeo

$P_{ex} = 274.980,05 \text{ kg}$

Esfuerzo efectivo final

$P_e = 195,798 \text{ t}$

Ec: 6.9.4.1.2-1 AASHTO 2020

$P_o = 96,768 \text{ t}$

Art. 6.9.4 AASHTO 2020

$P_o/P_e = 0,49$

$P_n = 78,686 \text{ t}$

Ec: 6.9.1.1-1 AASHTO 2020 Ec: 6.9.1.1-2 AASHTO 2020

$P_r = \phi_c P_n$

$\phi_c = 0,9$

$P_r = 70,817 \text{ t}$

$P_r > P_u$  Bien

4.12.2.5 DIAGONAL EN COMPRESIÓN

Se diseñará para la fuerza de compresión que resulta de de las cargas sísmicas.

FUERZA FACTORADA

$\gamma_{EQ} = 1$

$P_u = -9,267 \text{ t}$

Evento Extremo I

Factor de carga para sismo para el estado límite Evento Extremo I

$P_u = \eta \gamma_{EQ} P_{EQ} \quad \eta = 1 \text{ Evento Extremo I}$

LONGITUD DE DIAGONAL

$I' = 154,9 \text{ mm}$

$L_d = 231,6 \text{ cm}$

RESISTENCIA DE LA DIAGONAL

$P_r = \phi_c P_n$

$\phi_c = 0,9$

$P_n = A_g F_{cr}$

L 75 x75 x 8

$b = 7,5 \text{ cm}$

$t = 0,8 \text{ cm}$

$b/t = 9,375$

$A = 11,500 \text{ cm}^2$

Area

$I_x = I_y = 45,600 \text{ cm}^4$

Inercia

$r_x = 2,260 \text{ cm}$

Radio de giro eje x

$r_y = 2,260 \text{ cm}$

Radio de giro y

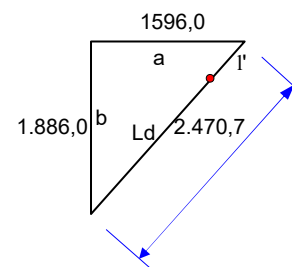
$r_z = 1,460 \text{ cm}$

Radio de giro z

$e = 2,130 \text{ cm}$

Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo

z



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

50

tp	=	3,000 cm	Separación entre ángulos (espesor placa cortapandeo = t rigidizador apoyo)
J	=	2,423 cm <sup>4</sup>	Constante torsional
$\overline{r_o}$	=	2,83	Radio polar de inercia, respecto a ejes principales
Cw	=	0,00	

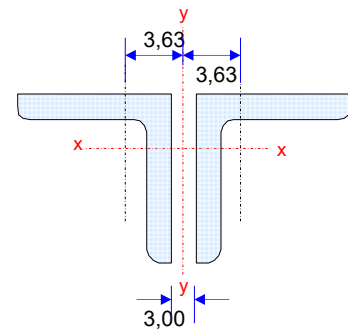
b/t	≤	$\lambda_r$	Elemento no esbelto	Ec: 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020
$\lambda_r$	=	$0,45\sqrt{E/F_y}$	10,837	Elemento no esbelto Tabla 6.9.4.2.1-1 AASHTO 2020

No hay reducción de área

En las diagonales se usarán doble ángulo, con dos placas cortapandeo en los tercios. Por tanto se debe chequear como conjunto y como ángulo individual con un tercio de su longitud

2L 75 x75 x 8

A	=	23,000 cm <sup>2</sup>	Area
rx	=	2,260 cm	Radio de giro eje x
Iy	=	394,269 cm <sup>4</sup>	Inercia eje y
ry	=	4,140 cm	Radio de giro y
J	=	4,847 cm <sup>4</sup>	
$\overline{r_o}$	=	4,91	
H	=	0,88	



Relación de esbeltez de un solo ángulo

np	=	2	Número de placas cortapandeo entre los ángulos
k	=	1	Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
Lz	=	77,2 cm	
$\left(\frac{kL}{r}\right)_z$	=	52,87	

Pandeo general del cordón

Art. 6.9.4.1.3 AASHTO 2020 Resistencia al pandeo torsional y flexotorsional

De acuerdo a la Tabla 6.9.4.1.1-1, El cordón (dos ángulos), se debe chequear pandeo por flexión y pandeo flexotorsor

Por flexión:

Eje x			
k	=	0,75	Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
L	=	236,8 cm	
$\left(\frac{kL}{r}\right)_x$	=	78,58	

Art. 6.9.4.3 AASHTO 2020

f	=	67,28	<	75	Bien	Relación de esbelteces
Pex	=	74.618,6 kg				

Pandeo flexotorsor respecto a los ejes y y z

Eje y			
k	=	0,75	Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
L	=	236,8 cm	
$\left(\frac{kL}{r}\right)_y$	=	42,90	
a	=	118,4 cm	
h	=	5,06 cm	
rib	=	2,260 cm = rx	
$\alpha$	=	1,119	

Ec. 6.9.4.3.1-1 AASHTO 2020

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)_y^2 + 0,82 \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha^2}\right) \left(\frac{a}{rib}\right)^2}$$

$$\left( \frac{k L}{r} \right)_m = 54,39$$

$$P_{ey} = 155.772,2 \text{ kg} \quad \text{Ec: 6.9.4.1.3-4 AASHTO 2020}$$

Eje z

$$k_z = 0,75 \quad \text{Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020}$$

$$L_z = 118,4 \text{ cm}$$

$$P_{ez} = 157.024,9 \text{ kg} \quad \text{Ec: 6.9.4.1.3-1 AASHTO 2020}$$

$$P_{ey,z} = 115.641,7 \text{ kg} \quad \text{Ec: 6.9.4.1.3-2 AASHTO 2020}$$

Pandeo como ángulo individual

$$L = 77,2 \text{ cm}$$

$$\left( \frac{L}{r} \right)_x = 34 < 80$$

$$\left( \frac{k L}{r} \right)_{\text{eff}} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_x} \leq 140$$

$$\left( \frac{k L}{r} \right)_{\text{eff}} = 98$$

Esfuerzo crítico de pandeo

$$P_{ex} = 48.359,01 \text{ kg}$$

Esfuerzo efectivo final

$$P_e = 48,359 \text{ t} \quad \text{Ec: 6.9.4.1.2-1 AASHTO 2020}$$

$$P_o = 57,960 \text{ t} \quad \text{Art. 6.9.4 AASHTO 2020}$$

$$P_e/P_o = 0,83$$

$$P_n = 40,876 \text{ t}$$

$$P_r = \phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0,9$$

$$P_r = 36,788 \text{ t}$$

$$P_r > P_u \quad \text{Bien} \quad \text{Ec: 6.9.1.1-1 AASHTO 2020} \quad \text{Ec: 6.9.1.1-2 AASHTO 2020}$$

4.12.2.6 DIAGONAL EN TRACCIÓN

CARGA ÚLTIMA

	Evento extremo 1
$\gamma_{EQ} = 1$	Factor de carga para sismo para el estado límite Evento Extremo I
$T_u = 9,227 \text{ t}$	$T_u = \eta \gamma_{EQ} T_{EQ} \quad \eta = 1$ Evento Extremo I

DIMENSIONES DEL MIEMBRO

L 75 x75 x 8

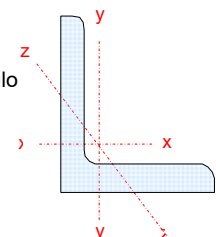
Geometría de perfil individual

b = 7,5 cm	Lado del ángulo
t = 0,8 cm	Espesor del ángulo
b/t = 9,375	Relación ancho/espesor
A = 11,500 cm <sup>2</sup>	Área
r <sub>x</sub> = 2,260 cm	Radio de giro eje x
e = 2,130 cm	Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo

2L 75 x75 x 8

Miembro a tracción: doble ángulo

A = 23,000 cm <sup>2</sup>	Area bruta
r <sub>x</sub> = 2,260 cm	Radio de giro eje x



ESBELTEZ

la	=	236,8 cm	Longitud conectada ángulo
k	=	0,75 soldada	Coef. según tipo conexión
k la / r	=	78,58	Relación de esbeltez ángulo
(kl/r)max=	=	240	Para miembros secundarios

CARGA RESISTENTE DE LA DIAGONAL

Fy	=	2.520 kg/cm <sup>2</sup>	Límite de fluencia
Fu	=	4.100 kg/cm <sup>2</sup>	Límite de rotura

Pr =  $\phi_y P_n = \phi_y F_y A_g$  [Ec. 6.8.2.1-1 AASHTO 2020](#)

Pr =  $\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U$  [Ec. 6.8.2.1-2 AASHTO 2020](#)

$\phi_{perf} = 1,5$  cm Usamos una perforación  $\phi = 15$  mm

Anc = 20,28 cm<sup>2</sup> Área neta calculada [Art. 6.8.3 AASHTO 2020](#)

An ≤ 0,85 Ag [Art. 6.8.1 AASHTO 2020](#)

[Art. 6.13.5.2](#)

Anmax = 19,55 cm<sup>2</sup> Área neta máxima

An = 19,55 cm<sup>2</sup> Área neta a usarse

Rp = 0,9 Factor de reducción para perforaciones [Art. 6.8.2.1-2](#)

U = 1 - x/L Factor de retraso de corte [Art. 6.8.2.2 y Tabla 6.8.2.2-1 AASHTO 2020](#)

Lw = 10,0 cm Longitud de soldadura

U = 0,787

$\phi_y = 0,950$  Factor de resistencia para fluencia [Art. 6.5.4.2 AASHTO 2020](#)

$\phi_u = 0,800$  Factor de resistencia para rotura [Art. 6.5.4.2 AASHTO 2020](#)

Tr1 = 55,062 t

Tr2 = 45,419 t

Tr = 45,419 t  $Tr > Tu$  **Bien**

4.13 ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

4.13.1 CARGA DE VIENTO Y SISMO

En el País no existen vientos de magnitud, por lo que adoptaremos una presión de viento menor a la especificada, mas con el fin de cuantificar los efectos de montaje que se producen en los arriostramientos.

pD = 150 kg/cm<sup>2</sup> Presión de viento adoptada

CARGA UNIFORME DE VIENTO EN PATÍN INFERIOR

d = 3,05 m Altura total viga, tablero y acera

w = 0,229 t/m Carga de viento en ala inferior

L = 50,00 m Longitud total de viga

FUERZAS DE VIENTO EN UN EXTREMO

Fw = 5,72 t Fuerza total en un extremo de la viga

FUERZA SÍSMICA EN UN EXTREMO

Feq = 22,000 t Fuerza total

FUERZA DE DISEÑO APLICADA EN LOS EXTREMOS

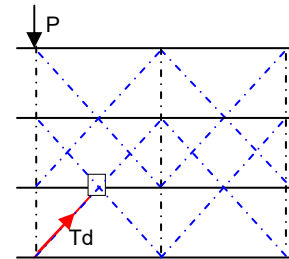
P = 22,00 t Fuerza de diseño

FUERZA EN LA DIAGONAL

La fuerza de diseño la aplicaremos como una carga de tracción en la diagonal. Asumimos que los cordones de diafragmas toman fuerzas de compresión.

Esta fuerza sirve también para cuantificar efectos de montaje

Td	=	P/ sen α	Fuerza viento en diagonal
at	=	6,800 m	Separación vigas exteriores
Sd	=	7,056 m	Separación entre diafragmas
l	=	9,799 m	Diagonal(hip.) del triángulo
sen α	=	0,694	



Td = 31,704 t Fuerza en la primera diagonal del arriostramiento inferior

CARGA ÚLTIMA

γEQ	=	1	Factor de carga para sismo para el estado límite Evento Extremo I
Tu	=	31,704 t	Tu = η γEQ PEQ η = 1 Evento Extremo I

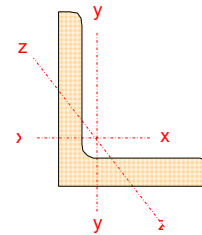
4.13.2 CARGA RESISTENTE DE LA DIAGONAL

Como arriostramiento inferior, usaremos ángulos: L100x100x10

Estas diagonales del arriostramiento inferior, se chequearán exclusivamente a tracción

Fy	=	2.520 kg/cm <sup>2</sup>	Límite de fluencia
Fu	=	4.100 kg/cm <sup>2</sup>	Límite de rotura

L 100 x 100 x 10	Geometría del perfil
b	= 10 cm Lado del ángulo
t	= 1 cm Espesor del ángulo
A	= 19,20 cm <sup>2</sup> Area del ángulo
r	= 1,95 cm Radio de giro del ángulo
e	= 2,82 cm Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo



ESBELTEZ

la	=	368,40 cm	Longitud conectada ángulo	
k	=	1,00 soldada	Coef. según tipo conexión	Art. 4.6.2.5 AASHTO 2020
k la / r	=	188,92	Relación de esbeltez ángulo	
(kl/r)max=	=	240	Para miembros secundarios	

CARGA RESISTENTE DE LA DIAGONAL

Pr	=	φy Pn = φy Fy Ag	Ec. 6.8.2.1-1 AASHTO 2020
Pr	=	φu Pnu = φu Fu An Rp U	Ec. 6.8.2.1-2 AASHTO 2020

φperf	=	1,5 cm	Usamos una perforación φ = 15 mm
Anc	=	17,5 cm <sup>2</sup>	
An ≤	=	0,85 Ag	
Anmax =	=	16,32 cm <sup>2</sup>	Area neta máxima Art. 6.8.1 AASHTO 2020 Ver Art. 6.13.5.2
An =	=	16,32 cm <sup>2</sup>	Area neta a usarse
Rp =	=	0,9	Factor de reducción para perforaciones Art. 6.8.2.1-2
Lw =	=	12,00 cm	Longitud de soldadura
U =	=	1 - x/L	Factor de retraso de corte Art. 6.8.2.2 y Tabla 6.8.2.2-1 AASHTO 2020

U	=	0,765		
$\phi_y$	=	0,950	Factor de resistencia para fluencia	<a href="#">Art. 6.5.4.2 AASHTO 2020</a>
$\phi_u$	=	0,800	Factor de resistencia para rotura	<a href="#">Art. 6.5.4.2 AASHTO 2020</a>
Tr1	=	45,965 t		
Tr2	=	36,855 t		
Tr	=	36,855 t		
Pr > Pu		<b>Bien</b>		

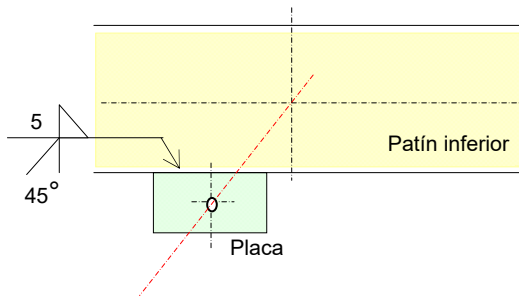
#### 4.13.3 CONECCIÓN DEL ARRIOSTAMIENTO INFERIOR

Los ángulos del arriostamiento, se conectarán mediante soldadura a una placa que deberá a su vez soldarse al patín inferior.

La placa de sujeción de los arriostamientos, tiene una área superior a la del ángulo que conecta, por lo que los esfuerzos que se transfieren no tienen problema.

Si la placa de sujeción coincide en su ubicación, en la unión a tope de dos placas que constituyen los patines, esto no constituye problema alguno, por el contrario puede ayudar a mejorar la resistencia de la unión a tope

La unión a tope con soldadura en "V" entre la placa de sujeción de arriostamientos y el patín inferior, es suficiente para transferir esfuerzos, sin embargo adicionalmente se suma una soldadura de filete para mayor seguridad de la conexión



#### 4.14 DEFLEXIONES [Art. 2.5.2.6 AASHTO 2020 Deformaciones](#)

4.14.1 CÁLCULOS. Haremos un promedio de inercias y del momento de contracción y temperatura.

de	a	L m	Iacero cm <sup>4</sup>	I3n cm <sup>4</sup>	In cm <sup>4</sup>	MSH +TU kg-cm
0,000	0,446	0,446	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
0,446	2,089	1,643	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
2,089	3,828	1,739	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
3,828	6,196	2,368	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
6,196	9,396	3,200	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
9,396	10,300	0,904	5.272.561,6	8.766.817,2	11.738.691,8	37.291.150,4
10,300	12,896	2,596	5.954.664,9	9.058.178,4	11.823.794,3	36.355.706,4
12,896	16,246	3,350	6.733.597,1	10.498.487,7	14.044.849,9	41.759.490,2
16,246	18,496	2,250	7.131.266,6	11.267.598,6	15.281.307,2	44.767.762,9
18,496	19,996	1,500	7.401.431,6	11.402.264,0	15.328.929,5	44.401.478,4
19,996	21,496	1,500	7.531.736,6	11.650.170,3	15.729.077,3	45.361.351,0
21,496	24,696	3,200	7.531.736,6	11.650.170,3	15.729.077,3	45.361.351,0
Promedio		24,696	6.138.288,2	9.700.956,1	12.944.039,2	39.373.397,1

Deflexión en el centro de luz por carga distribuida [Art. 2.5.2.6.2 AASHTO 2020 Criterios para deflexiones](#)

$$\Delta w = \frac{5w(L)^4}{384 \times E \times I} \quad L = 4.939,2 \text{ cm} \quad E = 2.030.000,0 \text{ kg/cm}^2$$

Deflexión por carga puntual en el centro de luz

$$\Delta p = \frac{P(L)^3}{48 \times E \times I}$$

4.14.2 DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

wDC = 24,00 kg/cm

$\Delta cm = 14,9 \text{ cm}$

4.14.3 DEFLEXIÓN POR CARGAS POSTERIORES DC

wDCp = 3,92 kg/cm

$\Delta cp = 1,5 \text{ cm}$

4.14.4 DEFLEXIÓN POR CARGAS POSTERIORES DW

wDW = 3,9 kg/cm

$\Delta cp = 1,5 \text{ cm}$

4.14.5 DEFLEXIÓN POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

MSH +TU = 39.373.397,1 kg cm

$\Delta s+t = 4,6 \text{ cm}$

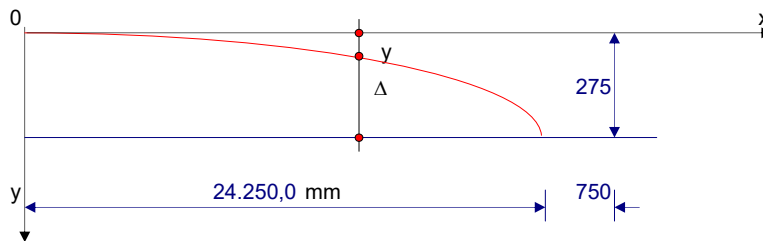
4.14.6 DEFLEXIÓN TOTAL POR CARGAS PERMANENTES

$\Delta total = 22,6 \text{ cm}$

4.14.7 CAMBER O CONTRAFLECHA

[Art. 6.7.2 AASHTO 2020 Camber de carga muerta](#)

Debido a que el cálculo de deflexiones es una aproximación y que además existen errores de fabricación y montaje, se dará un camber parabólico.



$y = kx^2$        $k = 4,676E-07$

x mm	y mm	$\Delta$ mm	x mm	y mm	$\Delta$ mm
0,0	0,0	275	10.000,0	46,8	228
2.500,0	2,9	272	12.500,0	73,1	202
5.000,0	11,7	263	15.000,0	105,2	170
7.500,0	26,3	249	24.250,0	275,0	0

4.14.8 DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA MAS IMPACTO

[Art. 3.6.1.3.2 AASHTO 2020 Cargas para evaluación opcional de deflexiones por carga viva](#)

[Art. 2.5.2.6.2 AASHTO 2020 Criterios para deflexiones](#)

Por Carga de Camión

No vigas= 4

No vías = 2

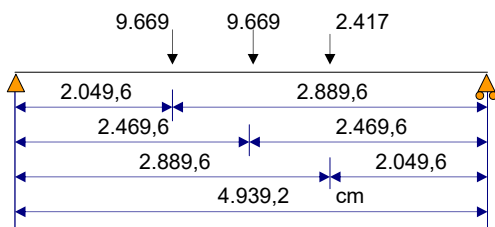
IM = 1,33

Peje = 14.540,0 kg

Peso eje camión

Peje $\Delta$  = 9.669 kg

Peso rueda en viga



E = 2.030.000,0  
In = 12.944.039,2

$\Delta LL+IM = 2,03 \text{ cm}$

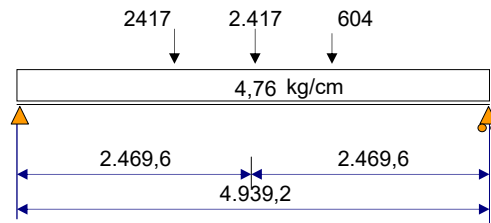
Por la Carga de carril + 25% de Carga de Camión

[Art. 3.6.1.3.2 AASHTO 2020 Cargas para evaluación opcional d](#)

$w_{LL} = 0,952 \text{ t/m / vía}$

$w_{LL/viga} = 0,476 \text{ t/m / viga}$

$PLL/viga = 2417 \text{ t/viga}$



$\Delta LL+IM = 2,14 \text{ cm}$

**DEFLEXIÓN ADMISIBLE**

$\Delta_{max} = L/1000 = 4,94 \text{ cm}$

[Art. 2.5.2.6.2 AASHTO 2020](#)

$\Delta LL+IM < \Delta_{max}$

**4.15 CONEXIONES (UNIONES)**

**4.15 .1 CONEXIONES SOLDADAS**

[Art. 6.13.3 AASHTO 2020 Conexiones soldadas](#)

**4.15.1.1 INTRODUCCIÓN**

Mínimo tamaño de soldadura de filete:

[Tabla 6.13.3.4-1 AASHTO 2020](#)

Espesor del material más grueso de las partes a unirse	Mínimo tamaño de soldadura de filete en mm
$T \leq 19 \text{ mm}$	6
$T > 19 \text{ mm}$	8

Soldadura a Tope. (ranura)

Igual al metal base por unir, salvo que se trate de metales con diferente límite de fluencia en cuyo caso regirá el de menor resistencia.

Soldadura de Filete.

[Art. 6.13.3.2.4 AASHTO 2020 Conexiones soldadas de filete](#)

La resistencia de la soldadura de filete, la cual es hecha igualada o no con el material base , y la cual tiene unos perfiles de suelda típicos será tomada como el menor valor de la resistencia a corte ruptura factorada y la conexión del material adyacente de la fase soldada determinada como se especifica en el Art. 6.13.5.3, y el producto del área efectiva especificada en el Art. 6.13.3.3 y la resistencia al corte factorada del metal de soldadura tomada como:

$R_r = 0,6 \phi_e F_{exx}$

[Ec: 6.13.3.2.4-1 AASHTO 2020](#)

**4.15.2 UNIÓN ALMA - PATÍN**

Usaremos electrodos E80

$\phi_e = 0,8$

[Factor de resistencia para metal de soldadura, especificado en el Art.6.5.4-2](#)

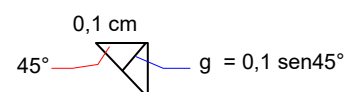
$F_{exx} = 5600 \text{ kg/cm}^2$

Clasificación de resistencia del metal de soldadura. Electrodo E80

$R_r = 2688 \text{ kg/cm}^2$

[Art. 6.13.3.3 AASHTO 2020](#) El área efectiva será el área efectiva de la longitud multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva será la menor distancia desde el orifn de la raíz a la cara de la suelda

$\alpha = 45^\circ = 0,785398163 \text{ rad}$





Calculamos la resistencia para 1mm de soldadura.

- a = 0,10 cm
- qr = 190,1 kg/cm Esfuerzo rasante horizontal admisible. (según electrodo).
- q =  $VQ / I$
- q = Esfuerzo rasante horizontal real.
- V = Cortante, según punto considerado.
- Q = Momento estático del área separada.
- I = Inercia en la sección considerada.

Art. 6.13.3.4 AASHTO 2020 Tamaño de la soldadura de filete

El tamaño de la soldadura de filete que puede ser asumido en el diseño de una conexión, será tal que la fuerza debida a las cargas factoradas no debe exceder la resistencia factorada de la conexión especificada en el Art. 6.13.3.2

El tamaño máximo del filete de soldadura que puede ser usado a lo larg de los bordes de las partes conectadas debe ser tomado como:

Para materiales menores de 6,35 mm: el espesor del material, y

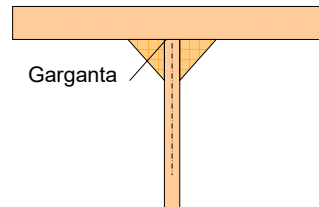
Para materiales de 6,35 mm o más de espesor,: 1,6 mm menos que el espesor del material, a no ser que la suelda sea designada en los documentos cntractuales para ser construida para obtener el espesor total de la garganta completa.

El tamaño mínimo de soldadura de filete deberá ser tomado como especifica la Tabla 6.13.3.4-1. El tamaño de suelda no necesita exceder el espesor ldel espesor menor de las partes de la junta.

Art. 6.13.3.5 AASHTO 2020 La mínima longitud efectiva de la soldadura de filete será cuatro veces su tamaño y en ningún caso menor de 38 mm

CARGA MUERTA DC

- I = 4.923.611 cm<sup>4</sup> Inercia
- Aftop = 135,0 cm<sup>2</sup> Patín superior
- Afbot = 165,0 cm<sup>2</sup> Patín inferior
- ytop = 121,94 cm Para patín superior
- ybot = 111,06 cm Para patín inferior
- Qtop = 16.461,50 cm<sup>3</sup> Patín superior
- Qbot = 18.325,39 cm<sup>3</sup> Patín inferior
- VDC = 59.270,4 kg Corte máximo de carga muerta
- qDCtop = 198,16 kg/cm Esfuerzo rasante superior
- qDCbot = 220,60 kg/cm Esfuerzo rasante inferior



CARGAS POSTERIORES DC + DW

- Ah3n = 238,3 cm<sup>2</sup> Area hormigón 3n
- I3n = 8.062.298 cm<sup>4</sup> Inercia sección 3n
- yhor = 94,16 cm C.g. - área hormigón
- ytop = 76,66 cm Patín superior
- ybot = 156,34 cm. Patín inferior
- Qtop = 32.789,5 cm<sup>3</sup> Las áreas de patines inferior y superior se mantienen.
- Qbot = 25.796,6 cm<sup>3</sup>
- VDCp = 9.669,3 kg
- qDCtop = 39,3 kg/cm Esfuerzo rasante superior
- qDCbot = 30,9 kg/cm Esfuerzo rasante inferior
- VDW = 9.526,5 kg
- qDWtop = 38,7 kg/cm Esfuerzo rasante superior
- qDWbot = 30,5 kg/cm Esfuerzo rasante inferior

CARGA VIVA LL +IM

$$\begin{aligned} A_{hn} &= 715,0 \text{ cm}^2 \\ I_n &= 10.643.508 \text{ cm}^4 \\ y_{hor} &= 57,08 \text{ cm} \\ y_{top} &= 39,58 \text{ cm} \\ y_{bot} &= 193,42 \text{ cm} \\ Q_{top} &= 46.158,3 \text{ cm}^3 \\ Q_{bot} &= 31.913,8 \text{ cm}^3 \\ V_{LL+IM+LP} &= 63.440,5 \text{ kg} \\ q_{LLtop} &= 275,1 \text{ kg/cm} \\ q_{LLbot} &= 190,2 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

ESFUERZO RASANTE HORIZONTAL ÚLTIMO

$$\begin{aligned} q_u \text{ top} &= 836,4 \text{ kg/cm} \\ q_u \text{ bot} &= 693,0 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

DISEÑO DE FILETES

$$\begin{aligned} \text{Tamaño de filete:} & \quad 8 \text{ mm} \\ N_{filetes} & \quad 2 \\ \text{Resistencia del filete:} & \\ q_r &= 3.041,1 \text{ kg/cm} \quad \text{Bien} \\ q_r &> q_u \end{aligned}$$

4.15.3 UNIÓN ALMA - RIGIDIZADOR DE APOYO

$$\begin{aligned} P_u &= 211.485,2 \text{ kg} \\ \text{Tamaño de filete:} & \quad 8 \text{ mm} \\ N_{filetes} & \quad 4 \\ \text{Resistencia del filete:} & \\ q_r &= 6.082,2 \text{ kg/cm} \\ \text{Longitud de soldadura:} & \quad 225,0 \text{ cm} \\ \text{Carga resistente de las soldaduras:} & \\ P_r &= 1.368.506 \text{ kg} \\ P_r &> P_u \quad \text{Bien} \end{aligned}$$

4.15.4 UNIÓN DE TRAMOS

La unión de tramos se hará con soldadura a tope, usando electrodos de mayor resistencia que el metal base, E80, sobretudo por las características anticorrosivas de este electrodo, similar a las del material base.

Se deberá hacer la preparación de las partes a unirse, mediante biseles, que según el espesor del material tendrá las dimensiones necesarias para la total penetración en el proceso de soldadura. Se debe llenar totalmente con el material del electrodo que se deposita, y en lo posible aumentar la dimensión, en espesor.

4.15.5 UNIÓN DE CONECTORES DE CORTE

$$\begin{aligned} \text{Tamaño del filete:} & \quad 5 \text{ mm} \\ \text{Resistencia del filete:} & \\ q_r &= 950,4 \text{ kg/cm} \\ \text{Longitud del filete:} & \\ \text{El conector tipo C, está soldado en todo su contorno:} & \\ l &= 40,0 \text{ cm} \\ \text{Fuerza resistente de la soldadura del conector:} & \\ P_r &= 38.014,1 \text{ kg} \\ P_r &> Z_r \quad Z_r = 3.638,8 \text{ kg} \quad \text{Bien} \end{aligned}$$

#### 4.15.6 CUBREPLACAS

[Art. 6.10.12 AASHTO 2020 Cubreplacas](#)

Analizaremos la longitud adicional de cubreplaca, más allá del punto teórico, en donde ya no se requiere la cubreplaca

$$\begin{aligned} F_y &= 3.500 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 25,00 \text{ cm} \\ t &= 2,50 \text{ cm} \\ A_{cp} &= 62,50 \text{ cm}^2 \\ P_r &= 218.750,00 \text{ kg} \end{aligned}$$

Soldadura:

Tamaño del filete: 8 mm

Resistencia del filete:

$$\begin{aligned} q_r &= 1520,6 \text{ kg/cm} && \text{Resistencia del filete de 8 mm} \\ L_w &= 143,86 \text{ cm} && \text{Longitud de soldadura} \\ N_f &= 2 && \text{Número de filetes} \\ L_{cp} &= 71,93 \text{ cm} && \text{Longitud de soldadura, sin considerar suelda de extremo, más allá del extremo} \\ &&& \text{teórico ( Mínima longitud de cubreplaca)} \end{aligned}$$

### 5 CÁLCULO DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS

[Art. 14.7.5 AASHTO 2020 Apoyos elastoméricos reforzados con acero Metodo B](#)

#### 5.1 SOLICITACIONES

$$\begin{aligned} R_{DC} &= 59,270 \text{ t} \\ R_{DCp} &= 9,669 \\ R_{DW} &= 9,526 \text{ t} \\ \Sigma R &= 78,466 \text{ t} \\ \\ R_{LL} &= 58,689 \text{ t} \\ \\ R_{total} &= 137,155 \text{ t} \end{aligned}$$

#### 5.2 DIMENSIONES

El neopreno debe tener menor dimensión que el ancho de viga. Considerar 4,0- 5,0 cm por lado

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &= 11,0 \text{ Mpa} && \text{Art. 14.7.5.2 AASHTO 2020 Propiedades de los materiales Ver sección 18.2} \\ &&& \text{AASHTO CONSTRUCTION} \\ \sigma_{adm} &= 112,1 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo admisible por compresión (AASHTO LRFD 2007)} \\ &&& \text{Tabla 14.7.6.2-1 AASHTO 2020} \\ b_f &= 60,0 \text{ cm} && \text{Ancho patin inferior de viga de acero en apoyo} \\ W &= 45,0 \text{ cm} && \text{Ancho de neopreno adoptado} \\ L &= R_t / \sigma_{adm} W \\ L &= 35,0 \text{ cm} && \text{Adoptado} \\ \sigma_D &= 37,4 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo de compresión debido a carga muerta total (estáticas)} \\ \sigma_L &= 37,3 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo de compresión debido a la carga cíclica} \\ \sigma_s &= 87,1 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo de compresión debido a la carga total (muerta y viva)} \end{aligned}$$

#### 5.3 FACTOR DE FORMA

$$h_{ri} = 1,4 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

Con esta dimensión el factor de forma queda determinado :

$$\begin{aligned} S &= \frac{L W}{2 h_{ri} (L+W)} && \text{Ec. 14.7.5.1-1 AASHTO LRFD 2020 Factor de forma} \\ S &= 7,03 \end{aligned}$$

#### 5.4 DEFORMACIÓN POR CORTE

Desplazamiento de superestructura [Art. 3.12.2 AASHTO 2020. Temperatura uniforme](#)

a) por temperatura [Art. 3.12.2.3 AASHTO 2020. Diseño de movimientos térmicos](#)

$$\Delta t = \pm 20,0 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{Art. 5.4.2.2 AASHTO 2020 Coeficiente de expansión térmica para hormigón}$$

$$\alpha = 1,125\text{E-}05 \quad \text{Coeficiente de expansión térmica del acero, tomado: Resistencia de Materiales de Stiopin.}$$

Lv	=	5.000,0 cm	Longitud total de viga
$\delta t$	=	$L \alpha \Delta t =$	1,125 cm
$\delta t (-)$	=		1,125 cm
b) por contracción			<a href="#">Art. 3.12.4 AASHTO 2020 Deformación unitaria por contracción Ver sección 5</a>
Cc	=	2,00E-04	<a href="#">Art. 5.4.2.3.1 AASHTO 2020 Creep y Contracción</a>
$\delta c$	=	$L \times Cc =$	1,00 cm
c) total			
$\delta total$	=		3,25 cm
$\Delta s$	=		3,25 cm/tramo
$\gamma_{TU}$	=	1,2	Factor de carga por temperatura
$\Delta s/lado$	=	1,95 cm	
hrt	≥	$2 \Delta s$	<a href="#">Ec. 14.7.5.3.2-1 AASHTO 2020 Deformaciones por corte</a>
hrt	≥	3,90 cm	
hri	=	1,40 cm	Espesor de una capa interior
ni	=	3	Número de capas interiores
hre	=	0,98 cm	Espesor máximo de capas exteriores
hre	=	0,90 cm	Espesor adoptado capas exteriores
hrt	=	6,00 cm	Altura total de las capas de neopreno

5.5 COMBINACIÓN DE COMPRESIÓN, ROTACIÓN Y CORTE

En el estado límite de servicio deberá satisfacer:

$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1,75 (\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5 \quad \text{Ec: 14.7.5.3.3-1 AASHTO 2020}$$

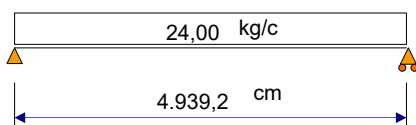
$$\gamma_{a,st} \leq 3 \quad \text{Ec: 14.7.5.3.3-2 AASHTO 2020}$$

Dureza	=	60,0 °		
G	=	10,00 kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de corte Adoptado	
S	=	7,03	Factor de forma	
$\gamma_a$	=	$Da \frac{\sigma_s}{G S_i}$	$Da = 1,4$	<a href="#">Ec: 14.7.5.3.3-3 AASHTO 2020</a>
$\gamma_{a st}$	=	0,744		
$\gamma_{a cy}$	=	0,742		

$\gamma_r$	=	$Dr \left[ \frac{L}{hri} \right]^2 \frac{\theta_s}{n}$	$Dr = 0,5$	<a href="#">Ec: 14.7.5.3.3-6 AASHTO 2020</a> <a href="#">Ec: 14.7.5.3.3-7 AASHTO 2020</a>
------------	---	--	------------	--

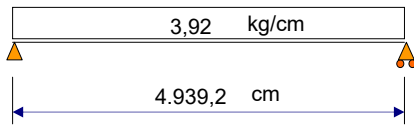
Determinación de  $\theta_s$ :

Giro por carga muerta



E	=	2.030.000 kg/cm <sup>2</sup>	
Ia	=	6.138.288 cm <sup>4</sup>	Inercia sección acero
$\theta_{s DC}$	=	0,00967 rad.	Giro por carga muerta

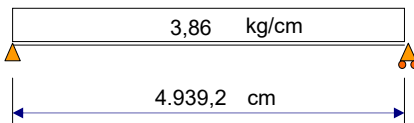
Giro por cargas posteriores DC



$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$   
 $I_{3n} = 9.700.956 \text{ cm}^4$   
 $\theta_{s \text{ DCp}} = 0,00100 \text{ rad.}$

Giro por cargas posteriores

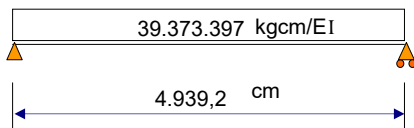
Giro por cargas posteriores DW



$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$   
 $I_{3n} = 9.700.956 \text{ cm}^4$   
 $\theta_{s \text{ DW}} = 0,00098 \text{ rad.}$

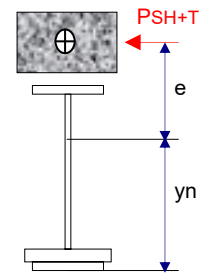
Giro por cargas posteriores

Giro por Contracción y Temperatura



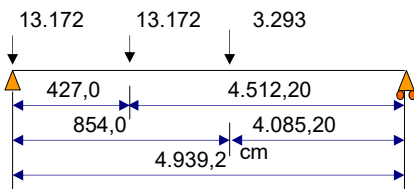
$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$   
 $I_n = 12.944.039 \text{ cm}^4$   
 $\theta_{s \text{ SH+TU}} = 0,00370 \text{ rad.}$

Giro por contracción y temperatura



Giro por carga viva: Usamos la carga del camión:

$g = 0,906$  Factor de Distribución  
 $Peje = 14,54 \text{ t}$  Carga de eje del camión de diseño  
 $P' = 13.172 \text{ kg}$  Carga viva puntual/viga  
 $P'/4 = 3.293 \text{ kg}$



$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$   
 $I_n = 12.944.039 \text{ cm}^4$   
 $\theta_{s \text{ LL}} = 0,000441 \text{ rad}$

Giro por carga viva

Resumen:

$\theta_{s \text{ DC}} = 0,00967 \text{ rad.}$  Giro por carga muerta  
 $\theta_{s \text{ DCp}} = 0,00100 \text{ rad.}$  Giro por cargas muertas posteriores  
 $\theta_{s \text{ DW}} = 0,00098 \text{ rad.}$  Giro por cargas de carpeta asfáltica  
 $\theta_{s \text{ SH+TU}} = 0,00370 \text{ rad.}$  Giro por contracción + temperatura  
 $\theta_s = 0,01535 \text{ rad.}$  Giro total cargas permanentes  
 $\theta_{s \text{ LL+IM}} = 0,00044 \text{ rad.}$  Giro por carga viva

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

62

$n = 4$  Número de capas

$\gamma_{rst} = 1,199$

$\gamma_{rcy} = 0,034$

$\gamma_s = \frac{\Delta s}{h_{rt}}$

Ec: 14.7.5.3.3-10 AASHTO 2020

$\gamma_{rst} = 0,325$

$\gamma_{scy} = 0,000$  Adoptado por no considerar frenado

$2,268 + 1,359 = 3,627 < 5$

$0,744 < 3$

5.6 ESTABILIDAD

$2A \leq B$  Condición de Estabilidad

Ec: 14.7.5.3.4-1 AASHTO 2020

$A = \frac{1,92 (h_{rt}/L)}{\sqrt{1 + (2,0 L/W)}}$

Ec: 14.7.5.3.4-2 AASHTO 2020

$B = \frac{2,67}{(S_i + 2,0) [1 + (L/4,0 W)]}$

Ec: 14.7.5.3.4-3 AASHTO 2020

$A = 0,2059$

$B = 0,2475$

$2A \leq B$  **No cumple.- Chequear por esfuerzos**

$\sigma_s \leq \frac{G S_i}{2A - B}$

Para puente libre de desplazarse Ec: 14.7.5.3.4-4 AASHTO 2020

$\sigma_{stotal} = 87,1 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s \leq 428,02 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s \leq 112,06 \text{ kg/cm}^2$  **Bien**

Si  $A - B \leq 0$ , el apoyo es estable y no depende de los esfuerzos

$A - B = -0,0416$  **Apoyo Estable**

5.7 REFUERZO DE ACERO

$F_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$

Límite de fluencia del acero

Art. 14.7.5.3.5 AASHTO 2020 Refuerzo en neopreno

$h_{s\text{mín}} = 1,588 \text{ mm}$

5.7.1 ESTADO LÍMITE: CARGAS DE SERVICIO

$h_s \geq 3 h_{ri} \sigma_s / F_y$

Ec: 14.7.5.3.5-1 AASHTO 2020

$h_{s\text{mín}} = 0,15 \text{ cm}$  Espesor mínimo

5.7.2 ESTADO LÍMITE: FATIGA

$h_s \geq 2 h_{ri} \sigma_L / \Delta F_{TH}$

Ec: 14.7.5.3.5-2 AASHTO 2020

Carga viva:

$\delta L = \sum \epsilon L_i h_{ri}$

Ec: 14.7.5.3.6-1 AASHTO 2020

$\sigma_L = 3,66 \text{ Mpa}$

$\Delta F_{TH} = 165 \text{ Mpa}$

Constante de Amplitud de fatiga, categoría A

$h_{s\text{mín}} = 0,62 \text{ mm}$

Espesor mínimo

$h_s = 2,00 \text{ mm}$

Espesor de lámina de acero adoptado

$n_s = 4$

Número de láminas de acero

5.8 DEFLEXIÓN POR COMPRESIÓN

S = 7,03

Deflexión por carga viva: deformación instantánea

$\delta_{ti} = \Sigma \epsilon L_i h_i$

$\sigma_L = 0,532 \text{ ksi}$

$\epsilon L_i = 2,60 \%$

$\delta_{ti} = 0,16 \text{ cm} = 1,560 \text{ mm}$

Deflexión por carga muerta: deformación instantánea

$\delta_d = \Sigma \epsilon \delta_i h_i$

$\sigma_s = 0,534 \text{ ksi}$

$\epsilon d_i = 2,60 \%$

$\delta_d = 0,16 \text{ cm} = 1,560 \text{ mm}$

Deformación por efecto de creep

$\delta_{it} = a_{cr} \delta_d$

$a_{cr} = 0,35$

Tabla 14.7.6.2-1 AASHTO 2020

$\delta_{it} = 0,05 \text{ cm} = 0,546 \text{ mm}$

Deformación Admisible por carga viva

$\delta_{adm} = 3,175 \text{ mm}$

Bien

Art. C14.7.5.3.6 AASHTO 2020

Anclaje

$\frac{\theta_s}{n} \geq \frac{3 \epsilon_a}{S_i}$

SI se cumple esta condición, Ec: 14.7.5.4-1 AASHTO 2020  
NO se requiere anclaje

$\theta_s = 0,02112$

$n = 4$

$\frac{\theta_s}{n} = 0,00528$

$\epsilon_{ad} = 0,026$

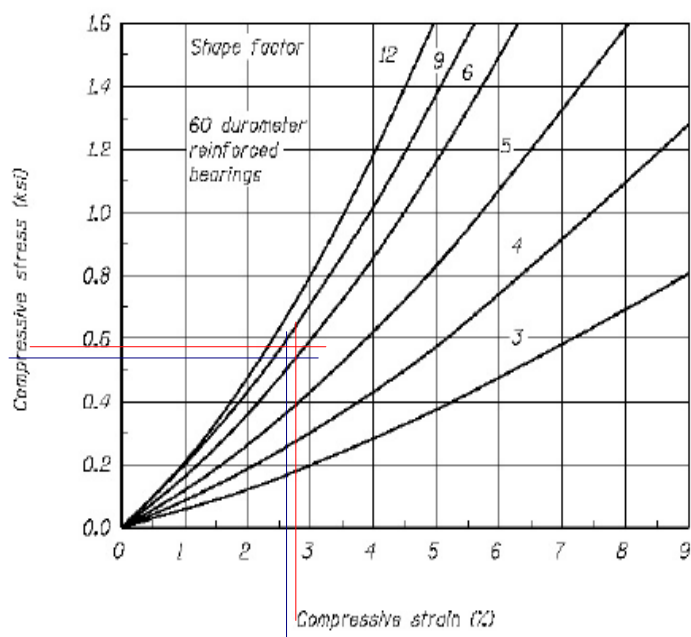
$\epsilon_{aL} = 0,026$

$\epsilon_a = 0,072$

Fig. C14.7.6.3.3-1 AASHTO 2020

$\frac{3 \epsilon_a}{S_i} = 0,03051$  No requiere anclaje

El neopreno irá en contacto directo con el patín de la viga y el hormigón del estribo. No requiere de placas y pernos de anclaje.

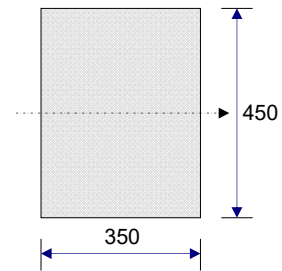


5.9 FUERZAS QUE PROVOCAN LA DEFORMACIÓN DEL APOYO

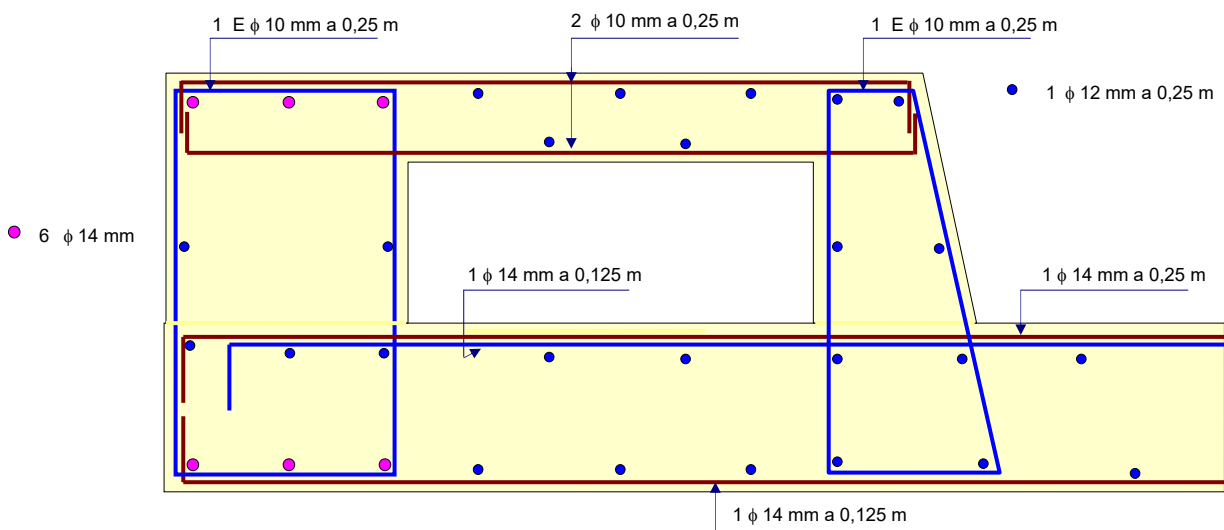
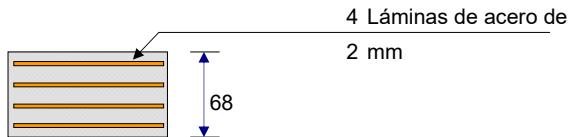
$H_u = \frac{G A \Delta u}{h r t}$	Ec: 14.6.3.1-2 AASHTO 2020
$\Delta u_{máx} = \frac{h r t}{2}$	
$h r t = 60,00 \text{ mm}$	
$\Delta u_{máx} = 30,00 \text{ mm}$	
$\Delta t_{emp} = 5,63 \text{ mm}$	Deformación por temperatura/lado
$\Delta c_{ont} = 5,00 \text{ mm}$	Deformación por contracción/lado
$\Delta e_q = 19,38 \text{ mm}$	Deformación que puede tomar por sismo.
$G = 0,98 \text{ Mpa}$	Módulo de corte
$A = 157.500,0 \text{ mm}^2$	Area den apoyo elastomérico
$H_{e_q} = 49.922,55 \text{ N}$	Fuerza sísmica que puede absorber el neopreno por deformación
$H_{e_q} = 5.094,14 \text{ kg}$	
$N_a = 4$	Número de apoyos
$H_{e_{q t}} = 20,377 \text{ t}$	Fuerza sísmica total que absorben los apoyos en un lado.

RESULTADO DEL DISEÑO

Neopreno dureza 60°



L	=	350,0 mm
W	=	450,0 mm
h <sub>ri</sub>	=	14,0 mm
Número de capas interiores	=	3
h <sub>re</sub>	=	9,0 mm
Espesor lámina acero	=	2,0 mm
Altura total apoyo	=	68,0 mm





PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

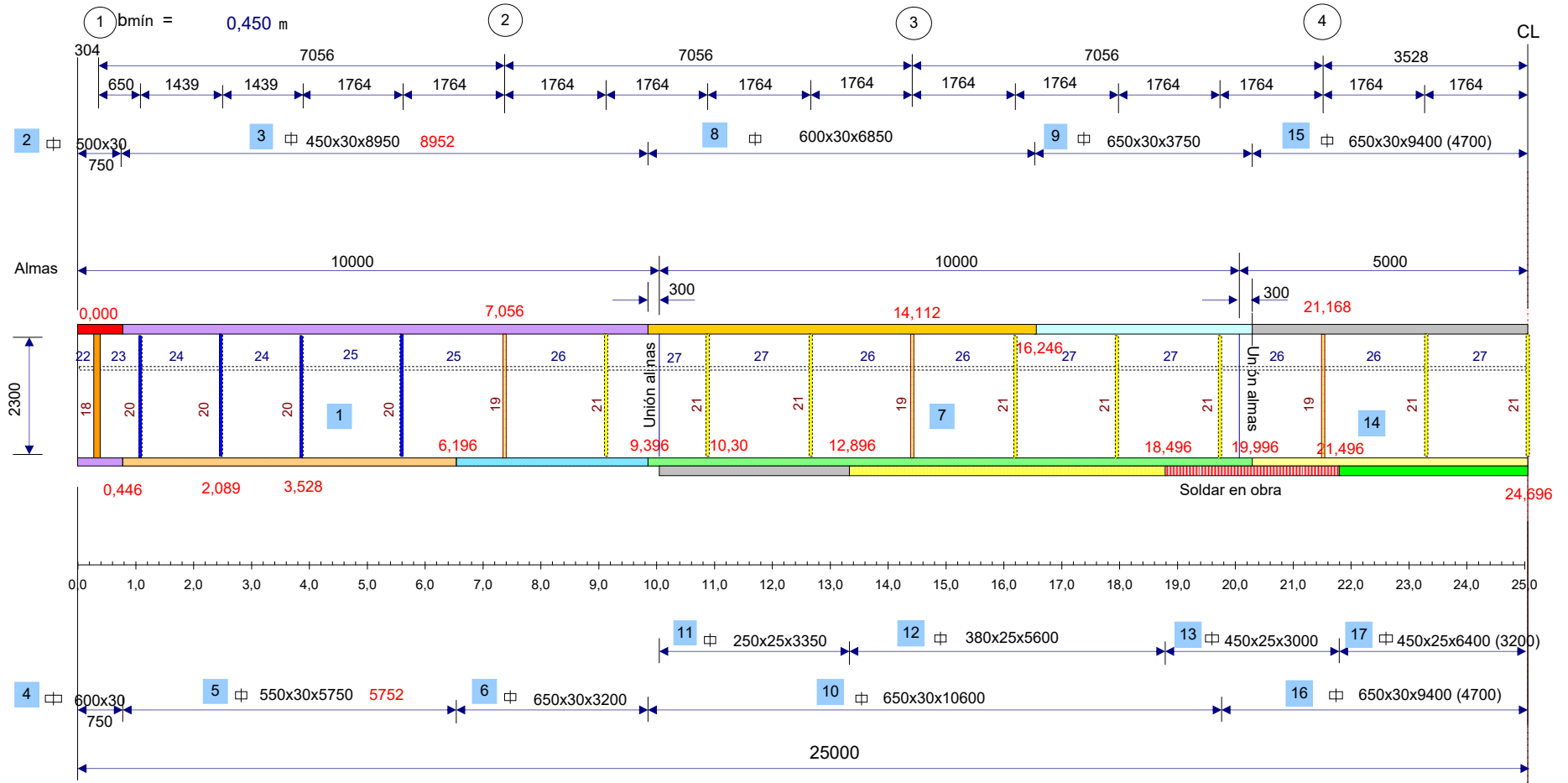
Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja: 65

65

VIGA DE ACERO: DISPOSICIÓN LONGITUDINAL



- Rig. Apoyo: 296x30x2300 Pos 18
- Rig. Diafragma: 160x10x2298 Pos 19
- Rig. Intermedio: 148x10x2298 Pos 20 Los cuatro primeros
- Rig. Intermedio: 128x8x2298 Pos 21
- Rig. Longitudinal: 116x10xL Pos 22, 23, 24, 25, 26, 27

VIGA METALICA DE 50,00 m

- Pos 1 中 2314x8x10044
- Pos 7 中 2311x8x10022
- Pos 14 中 2311x8x10000

Simetría



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

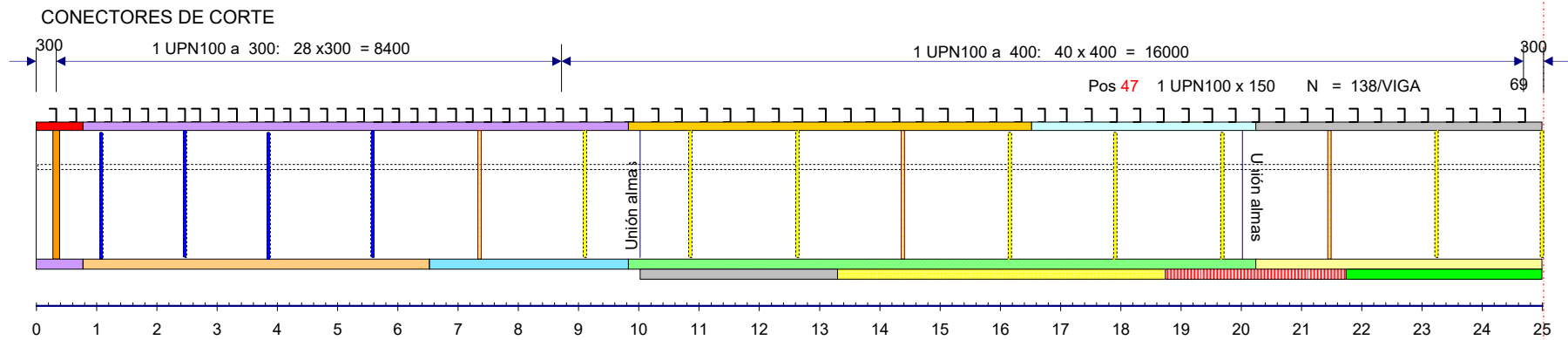
Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

67







## 6 JUNTA DE DILATACIÓN

### 6.1 INTRODUCCIÓN

La junta de dilatación es el espacio dejado entre los extremos de la superestructura y la pantalla del estribo para que puedan desarrollarse libremente los movimientos que puede desarrollar la superestructura.

En realidad lo que colocamos es un tapa de la junta de dilatación, la misma que estará sometida a las cargas de tránsito, acciones del medio ambiente, y sobretodo a los movimientos de la superestructura.

Para las cargas actuantes sobre la junta, y su deterioro, es el proveedor quien da las soluciones adecuadas mediante el uso de los materiales apropiados, en base también al requerimiento de desplazamientos requeridos o la abertura dejada como junta.

Añadimos aquí algunas notas y especificaciones del tipo de junta tomado como referente, sin embargo se deja en claro que en los rubros de los planos se indica que la junta de dilatación sera tipo Composan o similar, para el caso de que se pueda usar otro tipo de junta de mercados locales y que mantengan las propiedades o características de lo especificado.

En razón de que no disponemos de especificaciones para ensayar las juntas en conjunto, ni los laboratorios que los puedan hacer, se deberá exigir al fabricante o proveedor que confiera a la institución una garantía en calidad de los materiales y en tiempo del producto que está proveyendo.

Por lo anterior lo que debemos es verificar que el espacio de junta dejado sea suficiente para los movimientos de la estructura.

### 6.2 MOVIMIENTOS DEL PUENTE

#### 6.2.1 CONTRACCIÓN

$$\Delta SH = 1,00 \text{ cm.}$$

Tomado de pg. 57 de esta memoria.

El valor ha sido calculado con base al valor de deformación unitaris de contracción  $\epsilon SH = 0,0002$ . El código indica que al año de la fundición , este valor puede ser 0,0005. Esto significa que el valor podría aumentarse.

#### 6.2.2 TEMPERATURA

$$\Delta T = 1,125 \text{ cm}$$

Tomado de pg. 57 de esta memoria.

Recordar que puede haber aumento o disminución de temperatura, por tanto el movimiento por esta acción sera alargamiento o acortamiento.

#### 6.2.3 SISMO

La junta de dilatación deberá responder un alargamientos o acortamientos al movimiento de la superestructura ante una acción sísmica.

La longitud de desplazamiento que se tenga en este caso depende de los apoyos elástoméricos colocados bajo las vigas.

Los aparatos de apoyo deben también absorber los movimientos antes descritos de la contracción y temperatura y eventualmente la acción del simo o de una fuerza de frenado.

Como puede observarse en el cálculo y diseño de los neoprenos se contempla estas acciones y un valor de deformación la asumimos que es energía que disipa el apoyo ante las acciones sísmicas.

Debemos considerar para el cálculo de las fuerzas sísmicas, las disposiciones del código en cuanto a los aparatos de apoyo y da valores a estimarse con base a la adherencia que existe entre el caucho del apoyo y el hormigón del estribo en el que se asienta.

Si estas acciones son absobidas por los apoyos y juntas de dilatación, al estribo se trasnfiere el sismo a través de los neoprenos y estas acciones están contempladas en el cálculo del estribo como puede verse en la pg. 5 de éstos diseños en el ordinal 2.4.3

## Juntas de dilatación

La junta de dilatación es un dispositivo que permite los movimientos relativos entre dos partes de una estructura.

Para que una junta cumpla su misión correctamente debe satisfacer las siguientes funciones:

- Asegurar la libertad de movimiento del tablero.
- Dar continuidad a la capa de rodadura, siendo capaz de soportar las cargas del tráfico.
- No ser fuente de ruidos, impactos y/o vibraciones.
- Tener una buena estanqueidad y/o permitir una correcta evacuación de las aguas superficiales.

## Juntas de Elastómero Armado. Definición

Están constituidas por una banda de material elastómero, normalmente una mezcla de cauchos con base cloropreno, formuladas adecuadamente para dar elasticidad, resistencia y durabilidad a la misma. Dentro de esta se encuentran unos refuerzos metálicos de acero, que le confieren la rigidez y resistencia necesarias para transmitir las cargas de tráfico e impiden su incurvación al absorber los movimientos. El conjunto se ancla mediante pernos a los bordes de la estructura.

Los pernos de anclaje de acero, se fijan a la estructura mediante resinas epoxi, y se aprietan mediante arandelas zincadas y tuercas autoblocantes. Las cabezas de los anclajes van alojadas en unos huecos previstos en los bordes y que una vez apretadas se sellan para dar continuidad a la rodadura.



1. MATERIAL ELASTOMÉRICO A BASE DE CLOROPRENO
2. CHAPAS DE ACERO
3. PERNOS DE ANCLAJE AL ACERO
4. TUERCA AUTOBLOCANTE

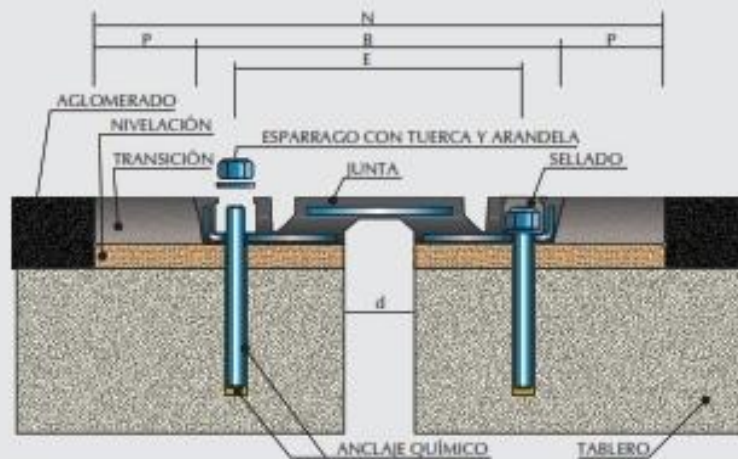
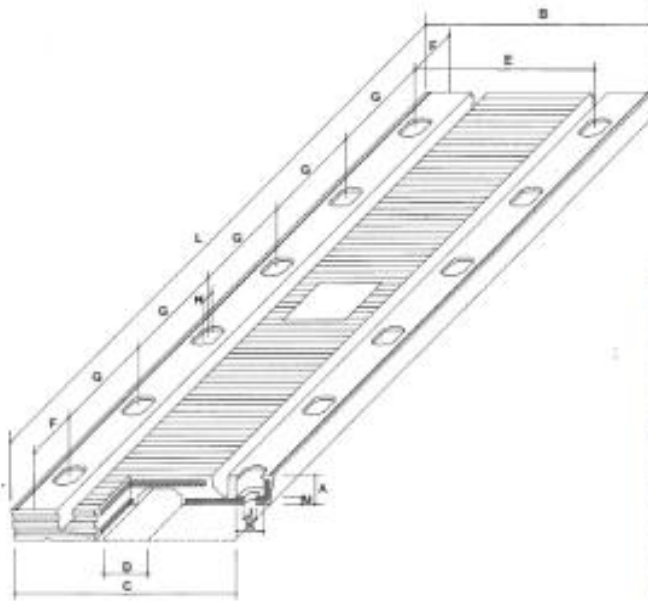
5. ARANDELA ZINCADA
6. MORTERO DE ASIENTO
7. TRANSICIÓN
8. PAVIMENTO ASFÁLTICO
9. HORMIGÓN ESTRUCTURAL

## Especificaciones técnicas

Juntas ancladas (JNA)		
MATERIALES PRINCIPALES		
Características	Especificaciones	
Ensayos dimensionales	Internas	
Variación sobre medidas	Sobre plano	En una partida
Longitud	< 5%	< 2%
Altura	< 5%	< 2%
Ancho	< 5%	< 2%
Machihembrado	Sin deformaciones	
Caucho vulcanizado	Internas	
Dureza Shore A, S/ISO 868 (3S) (°)	60 ± 5	
Densidad según norma UNE 53526 (g/cm <sup>3</sup> )	1.10 ± 0.5	
Resistencia a tracción (Mpa) ISO 37 (Tipo 2)	17.5 ± 2.5	
Alargamiento hasta rotura (%) ISO 37 (Tipo 2)	500 ± 50	
Resistencia a desgarro (kN/m) (UNE 53.516)	70 ± 10	
Envejecimiento térmico ISO 48 / ISO 188		
Variación de peso (%)	< 5%	
Dureza Shore A	± 15	
Variación de la resistencia a tracción (%)	± 25	
Variación del alargamiento a rotura (%)	± 40	
Resistencia al Ozono DIN 53509	Sin grietas en la zona expuesta	
Aceros ST-37-2 s/norma EN 10024	Internas	
Resistencia a tracción hasta fluencia (Mpa)	> 200	
Resistencia a tracción hasta rotura (Mpa)	> 300	
Alargamiento (%)	> 25	



## JNA - 42 - 52 - 70 - 80



Modelo de junta	Máximo Admislo	Cotas (mm)														
		A	B	C	D	d (altura de instalación máxima)	E	F	G	H	J	K	L	M	N	P
JNA-42	42 mm	35	240	237	35	35	190	166	333	54	12	28	2000	6	380	70
JNA-52	52 mm	40	275	264	48	48	220	152	305	50	12	28	1829	8	435	80
JNA-70	70 mm	45	356	343	69	52	280	152	305	57	19	38	1829	10	516	80
JNA-80	80 mm	52	433	428	100	74	342	152	305	60	22	54	1829	8	633	70

Nota: estas dimensiones son únicamente a modo orientativo, reservándose Composan la libertad de modificar alguna de ellas en función de las condiciones de la obra.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

74

Hbu = 174,641 t. Fuerza sísmica transmitida de la super a la infraestructura. (Pg. 5, cálculo estribos)

El neopreno también actúa como un disipador de la energía sísmica, pero se limita su funcionamiento a una deformación de h/2, siendo h la altura del neopreno. Por ello la fuerza sísmica tomada por los neoprenos no es total y el remanente es transferido por adherencia al estribo como indica el código AASHTO.

En el evento sísmico, la limitación de su deformación transversal a h/2 es para un mejor diseño del apoyo, sin embargo en la realidad podrá deformarse valores mayores que posiblemente provoquen el daño en el apoyo.

Por lo anterior para los cálculos de los movimientos de la junta se asume también la fuerza de frenado, ya que para el sismo, en el diseño de los neoprenos se considera la fuerza sísmica que podría tomar estos para no superar una deformación de h/2 y este valor es menor Heqt = 20,377 t ( Ver pg. 61 de esta memoria)

Si consideramos la fuerza de frenado, esta está calculada en la memoria de cálculo de estribos en la pg. 3

BRx = 16,358 t Fuerza de frenado en x

Considerando la expresión dada para el desplazamiento del apoyo de neopreno dado en la pg. 70, tenemos:

$$\Delta BR = \pm \frac{BRx \cdot t}{G_{inst} \cdot a \cdot b \cdot n}$$

G<sub>inst.</sub> = 14,0 kg/cm<sup>2</sup> Módulo de corte instantáneo  
 a = 35,0 cm Ancho del apoyo de neopreno  
 b = 45,0 cm Largo del apoyo de neopreno  
 t = 6,0 cm Espesor del neopreno  
 n = 3 Número de apoyos por lado

$$\Delta BR = \pm \frac{16.358,0 \cdot 6,0}{14,0 \cdot 35,0 \cdot 45,0 \cdot 3} = 1,48 \text{ cm}$$

Para la fuerza sísmica que tomarían los neoprenos:

$$\Delta EQ = \pm \frac{Heqt \cdot t}{G_{inst} \cdot a \cdot b \cdot n}$$

Heqt = 20,377 t

$$\Delta EQ = \pm \frac{20.376,5 \cdot 6,0}{14,0 \cdot 35,0 \cdot 45,0 \cdot 3} = 1,85 \text{ cm}$$

ACORTAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA = ALARGAMIENTO DE LA JUNTA

$$\Delta TOTAL = 1,00 + 1,125 + 1,85 = 3,97 \text{ cm}$$

ALARGAMIENTO O MOVIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA = ACORTAMIENTO EN LA JUNTA

$$\Delta TOTAL = -1,00 + 1,125 + 1,85 = 1,97 \text{ cm}$$

Si tomamos en consideración que la contracción puede aumentar a más del doble y que el sismo puede provocar mayores deformaciones, la junta deberá tener una mayor capacidad de alargamiento que la de los valores dados calculados.

**JUNTA SELECCIONADA:** JNA - 70 Satisface las solicitudes.

## 7 GLOSARIO

Para efectos de una mayor comprensión, se adjunta aquí el significado de algunos términos usados, toda vez que en la mayor parte se mantiene la terminología dada en AASHTO LRFD 2020, por lo que términos o simboligías adicionales podrán encontrarse en el código indicado.

$\gamma$ .-	Factor de carga
$\phi$ .-	Factor de resistencia
$\epsilon_t$ .-	Deformación unitaria del acero de refuerzo/ Deformación unitaria por temperatura
Mcr.-	Momento de agrietamiento
fr.-	Límite de rotura del concreto a tracción.
fs.-	Esfuerzo en el acero de refuerzo
ts.-	Espesor del tablero
bs.-	ancho colaborante del hormigón del tablero en la sección compuesta.
gm.-	Factor de distribución de carga viva a las vigas, de momentos
gv.-	Factor de distribución de carga viva a las vigas, de cortantes
As.-	Área de acero de refuerzo o de una sección de placas, o de la viga de acero sola
ys.-	Centro de gravedad de la sección transversal de la viga de acero
Is.-	Inercia de la viga de acero sola.
Sbot.-	Módulo de sección, abajo, de la viga de acero, o se secciones compuestas 3n y n
Stop	Módulo de sección, arriba, de la viga de acero o de secciones compuestas 3n y n
y <sub>3n</sub>	Centro de gravedad de la sección compuesta 3n
I <sub>3n</sub>	Inercia de la sección compuesta 3n
Shor	Módulo de sección del borde superior del tablero en las secciones compuestas 3n y n
An	Área de la sección compuesta n
yn	Centro de gravedad de la sección compuesta n
I <sub>n</sub>	Inercia de la sección compuesta n
MDC	Momento de carga muerta (DC) en cualquier punto de la viga
MDCp	Momento de carga muerta posterior (DCp) en cualquier punto de la viga
MDWp	Momento de cargas posteriores de carpeta asfáltica y servicios públicos
MLL+IM	Momento de carga viva más impacto en cualquier punto de la viga
MLL+IM (f)	momento de carga viva más impacto por carga viva de fatiga
e	Excentricidad. Distancia entre centro de gravedad de sección compuesta n y centro de gravedad de la sección colaborante del tablero de hormigón.
PTU	Carga de compresión por temperatura uniforme aplicada en el centro de gravedad del tablero
MTU	Momento de temperatura uniforme actuando en la sección compuesta n (MTU = PTU x e)
PSH	Carga de compresión por contracción del concreto aplicada en el centro de gravedad del tablero
MSH	Momento provocado por la fuerza de contracción, actuando en la sección compuesta n (MSH = PSH x e)
f <sub>hor</sub> DCp	Esfuerzo en el extremo superior del tablero de hormigón como parte de la sección compuesta 3n, debido a las cargas muertas posteriores
f <sub>hor</sub> DWp	Esfuerzo en el extremo superior del tablero de hormigón como parte de la sección compuesta 3n, debido a las cargas de capa de rodadura y servicios públicos.
f <sub>hor</sub> LL+IM	Esfuerzo en el extremo superior del tablero de hormigón como parte de la sección compuesta n, debido a las cargas vivas más impacto
f <sub>top</sub> DC	Esfuerzo en la parte superior de la viga, en la sección no compuesta (solo viga de acero) por carga muerta
f <sub>top</sub> DCp	Esfuerzo en la parte superior de la viga, en la sección compuesta 3n por carga muerta posterior
f <sub>top</sub> DWp	Esfuerzo en la parte superior de la viga, en la sección compuesta 3n por carga muerta posterior de rodadura y servicios públicos.
f <sub>top</sub> LL+IM	Esfuerzo en la parte superior de la viga, en la sección compuesta n por carga viva más impacto.
f <sub>bot</sub> DC	Esfuerzo en la parte inferior de la viga, en la sección no compuesta (solo viga de acero) por carga muerta
f <sub>bot</sub> DCp	Esfuerzo en la parte inferior de la viga, en la sección compuesta 3n por carga muerta posterior
f <sub>bot</sub> DWp	Esfuerzo en la parte inferior de la viga, en la sección compuesta 3n por carga muerta posterior de rodadura y servicios públicos.
f <sub>ot</sub> LL+IM	Esfuerzo en la parte inferior de la viga, en la sección compuesta n por carga viva más impacto.

fhor TU	Esfuerzo en el extremo superior del hormigón del tablero, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
f <sub>top</sub> TU	Esfuerzo en el extremo superior de la viga de acero, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
f <sub>bot</sub> TU	Esfuerzo en el extremo inferior de la viga de acero, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
f <sub>P</sub> TU	Esfuerzo por la carga axial, en la viga de acero, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
f <sub>Phor</sub> TU	Esfuerzo por la carga axial, en el tablero de hormigón, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
fhor SH	Esfuerzo en el extremo superior del hormigón del tablero, en la sección compuesta n por contracción
f <sub>top</sub> SH	Esfuerzo en el extremo superior de la viga de acero, en la sección compuesta n por contracción
f <sub>bot</sub> SH	Esfuerzo en el extremo inferior de la viga de acero, en la sección compuesta n por contracción
f <sub>P</sub> SH	Esfuerzo por la carga axial, en la viga de acero, en la sección compuesta n por contracción
f <sub>Phor</sub> SH	Esfuerzo por la carga axial, en el tablero de hormigón, en la sección compuesta n por contracción
fhor total	Esfuerzo total en el extremo superior del tablero de hormigón, en el estado límite respectivo, aplicando los factores de carga de dicha combinación
f <sub>top</sub> total	Esfuerzo total en el extremo superior de la viga de acero, en el estado límite respectivo, aplicando los factores de carga de dicha combinación
f <sub>bot</sub> total	Esfuerzo total en el extremo inferior de la viga de acero, en el estado límite respectivo, aplicando los factores de carga de dicha combinación
bfc.-	Ancho del patín de compresión
tfc.-	Espesor del patín de compresión
bft	Ancho del patín de tracción
tft	Espesor del patín de tracción
I <sub>yc</sub>	Inercia del patín de compresión, respecto al eje vertical y
I <sub>yt</sub>	Inercia del patín de tracción, respecto al eje vertical y
tfc total.-	Espesor total del patin de compresión (platabanda y refuerzo)
VDC.-	Corte de carga muerta en la viga
VDW	Corte por cargas posteriores de capa de rodadura y servicios públicos
VLL+IM	corte por carga viva más impacto
VLP	Corte por cargas peatonales
VCONST	Corte por cargas de construcción.
VLL+IM fatiga	Corte de carga viva más impacto con carga de fatiga
D.-	Altura del alma
tw.-	Espesor del alma.
Dc.-	Altura del alma en compresión
ds.-	Ubicación del rigidizador longitudinal, desde la parte inferior del patín superior
Rh.-	Facot de hibridez
do.-	Separación entre rigidizadores transversales.
bt.-	Ancho del rigidizador transversal, o de apoyo
tp.-	Espesor del rigidizador transversal o de apoyo
I <sub>real</sub> -	Inercia del rigidizador transversal
S <sub>sl3n</sub> -	Módulo de sección del rigidizador longitudinal, en la sección 3n
S <sub>sln</sub> -	Módulo de sección del rigidizador longitudinal, en la sección nn
fsl DC.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la carga muerta
fsl DCp.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la carga muerta posterior
fsl DWp.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la carga de asfalto y servicios públicos
fsl LL+IM.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la carga viva más impacto
fsl TU.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la temperatura uniforme
f <sub>psl</sub> TU.-	Esfuerzo axial en el rigidizador longitudinal debido a la temperatura uniforme
fsl SH.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la contracción
f <sub>psl</sub> SH.-	Esfuerzo axial en el rigidizador longitudinal debido a la contracción
fsl.-	Esfuerzo total en el rigidizador longitudinal en el estado límite del análisis.
ts.-	Espesor del rigidizador longitudinal
bl.-	Ancho del rigidizador longitudinal.
r.-	Radio de giro.
qr.-	Esfuerzo rasante horizontal admisible. (según electrodo).

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

77

---

Ing. Marco Apunte Ordóñez  
**CONSULTOR**

<b>ELABORADO POR</b>	<b>REVISADO POR</b>	<b>APROBADO POR</b>
Ing. Juan Vinueza Moreno	Ing. Ana Torres Bermeo	Ing. Jorge Pazmiño Tituven
<b>TÉCNICO ESTRUCTURAL DE LA CONSULTORA</b>	<b>SUPERVISORA DE LA PREFECTURA</b>	<b>DIRECTOR DE ESTUDIOS ADMINISTRADOR</b>