

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 1

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

Fecha:

jul-08

VIA: TOSAGUA - CHONE

PROVINCIA: MANABI

1.- DATOS GENERALES

1.1 GEOMETRIA DEL PUENTE

LONGITUD DEL TRAMO	Lt =	60,000 m
ANCHO CALZADA	Ac =	12,400 m
ANCHO ACERAS PEATONALES	Av =	1,950 m
LUZ DE CALCULO	Lc =	59,400 m
ANCHO TOTAL PUENTE	An =	16,300 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	Pti =	2,000% A cada lado del eje
SEPARACION ENTRE VIGAS	Sv =	3,300 m
NUMERO DE VIGAS	Nv =	5
NUMERO DE VIAS	Nvias =	2
CAPA DE RODADURA	ecr =	0,05 m
NIVEL RASANTE DE VIA	Nr =	100,000
ABSCISA INICIAL	Abi =	
ABSCISA FINAL	Abf =	

1.2 MATERIALES

HORMIGON TABLERO	f'c =	280 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	Fy =	4.200 kg/cm ²
ACERO ESTRUCTURAL VIGAS: ASTM A-588	Fy =	3.500 kg/cm ²
MODULO ELASTICIDAD ACERO	Ec =	2.030.000
MODULO ELASTICIDAD HORMIGON	Es =	200.798

1.3 NORMAS DE DISEÑO

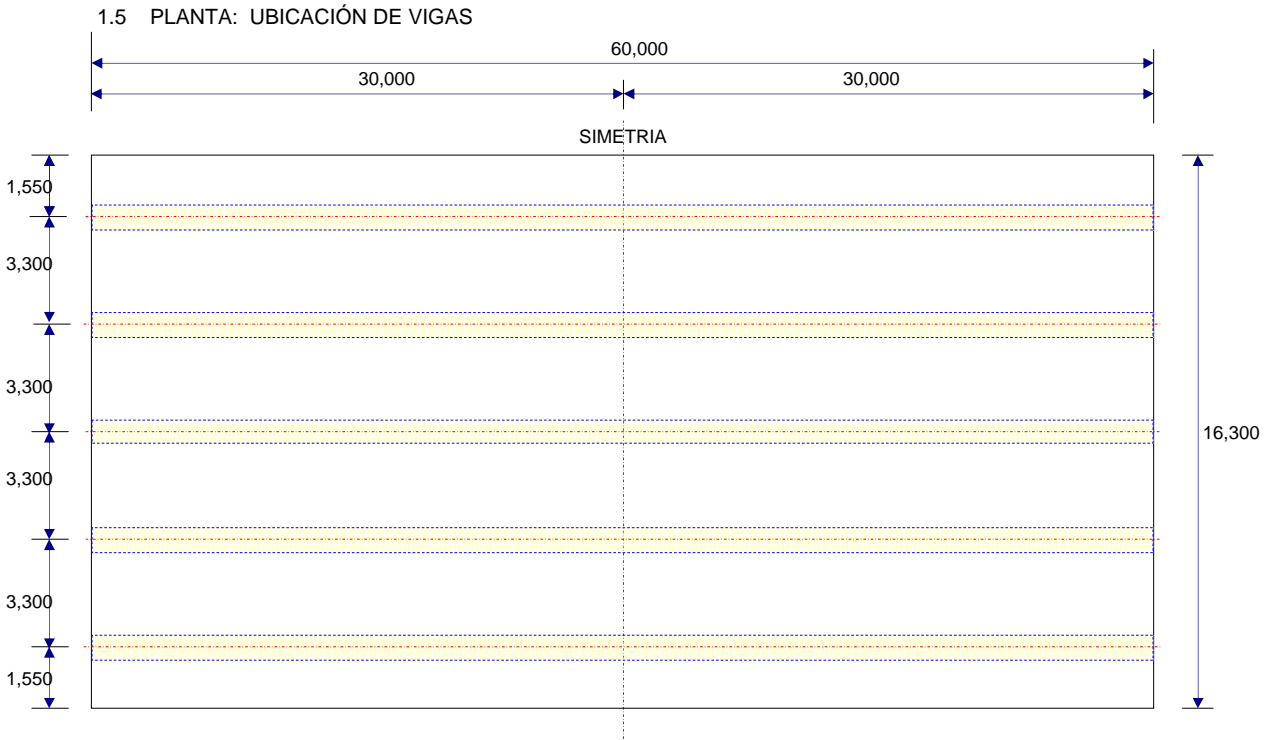
AASHTO 2002

SOBRECARGA:

HS MOP

CARGA EQUIVALENTE MAYORADA (25%)

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO
 Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno
 Hoja: 3
 SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m



2.- PROTECCIONES.- Para este diseño usaremos la Teroría Elástica

2.1 DATOS

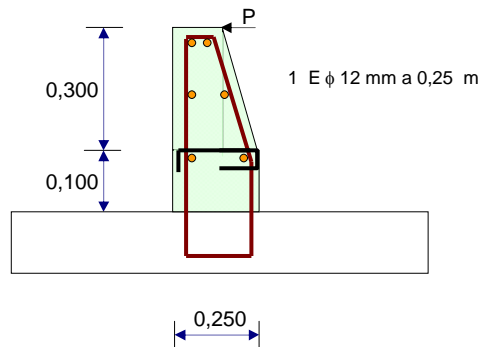
FLEXION:

$f_c = 112 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1.680 \text{ kg/cm}^2$
 $n = 10,110$
 $k = 0,403$
 $j = 0,866$
 $R = 19,521$

2.2 PROTECCION VEHICULAR

2.2.1 PARAPETO

$b = 1,525 \text{ m}$	Ancho de diseño
$h_p = 0,400 \text{ m}$	Altura de parapeto
$P = 4,540 \text{ t}$	Carga de diseño
$M = 1,816 \text{ tm}$	Momento exterior
$d = \sqrt{M/Rb}$	Altura efectiva necesaria
$d = 7,8 \text{ cm}$	
$h = 25,00 \text{ cm}$	Adoptado
$r = 3,5 \text{ cm}$	Recubrimiento
$d_r = 21,5 \text{ cm}$	Altura efectiva real
$A_s = M / f_s j d$	
$A_s = 5,81 \text{ cm}^2$	Para el ancho $b = 1,525 \text{ m}$
Usar: 1 ϕ 12 mm a 0,25 m	Armadura vertical interior
1 ϕ 10 mm a 0,20 m ambas caras	Armadura longitudinal



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

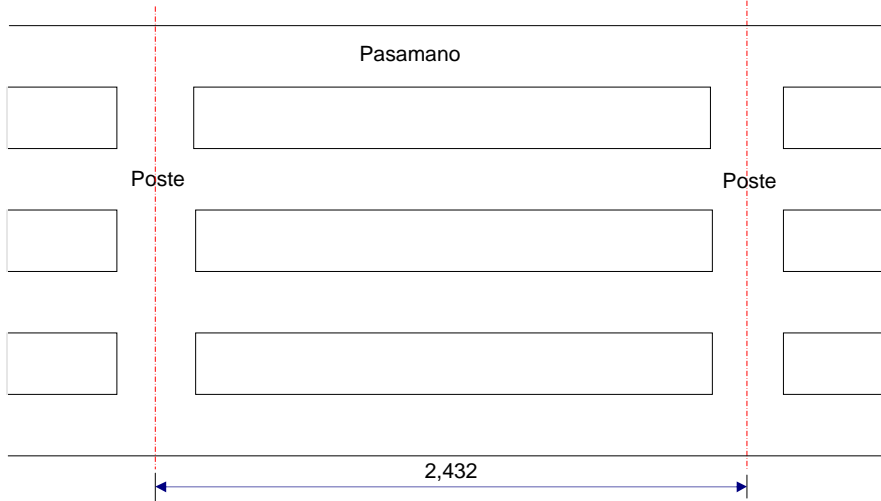
Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 4

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

2.1 PROTECCION PEATONAL

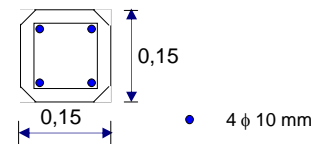
2.1.2 PASAMANOS.- Serán de hormigón, monolíticos con los postes.



Art. 2.7.1.3.5

- w = 75,0 kg/m Carga peatonal distribuída en el poste
- L = 2,432 m Separación entre postes
- Mext = ± 0,10 wL² Momento exterior en pasamano
- Mext = 0,044 kg-cm
- Mr = Rbd²
- d = √(Mr/Rb) Reemplazando Mr por Mext y adoptando :
- b = 15,0 cm Ancho pasamano
- d = 3,9 cm Altura efectiva calculada
- h = 15,0 cm Adoptado
- r = 3,0 cm Recubrimiento
- d = 12,0 cm Altura efectiva real
- As = M/fsjd
- fs = 1.680 kg/cm²
- As = 0,25 cm²
- Usar: 2 φ 10 mm ambas caras 4 φ 10 mm / PASAMANO

1 E φ 8 mm a 0,15 m

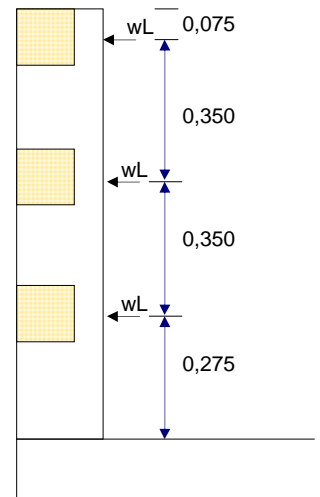


CORTE:

- V = 0,091 t
- v = V/bd = 0,51 kg/cm²
- vc = 0,0 Asumido por seguridad
- Usamos: Estribos φ 8 mm
- Av = 1,01 cm²
- S = Avfs/(v - vc)b
- S = 222,2 cm
- Usar: 1 E φ 8 mm a 0,15 m

2.1.2 POSTES Art. 2.7.3.2

- Mex = wL x (0,275+0,625+0,975)
- Mex = 0,342 tm
- b = 20,00 cm
- d = 9,36 cm
- h = 20,00 cm
- r = 3,00 cm
- d = 17,00 cm
- fs = 1.680,0 kg/cm²
- As = 1,38 cm²
- Usar: 2 φ 10 mm ambas caras 4 φ 10 mm / POSTE



PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

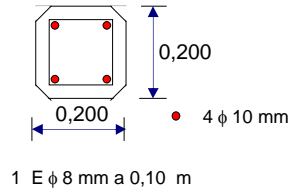
Hoja: 5

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

CORTE:

Vmax = 364,8 kg
 v = 1,07 kg/cm²
 vc = 0,0
 fs = 1.680 kg/cm²
 Usamos: Estribos ϕ 8 mm
 Av = 1,01 cm²
 S = 78,7 cm
 Usar: 1 E ϕ 8 mm a 0,10 m

Asumido por seguridad



2.4 CARGAS POSTERIORES

PROTECCION INTERIOR

PARAPETO:

A = 0,093 m²
 wpar = 0,222 t/m

POSTE

b = 0,150 m
 h = 0,150 m
 Np = 30
 hp = 0,250 m
 wpos = 0,007 t/m

PASAMANO

b = 0,150 m
 h = 0,150 m
 Npas = 1
 wpas = 0,054 t/m

Total protección interior

wpi = 0,283 t/m

PROTECCION EXTERIOR

POSTE

b = 0,200 m
 h = 0,200 m
 Np = 30
 hp = 1,05 m
 wp = 0,050 t/m

PASAMANO:

b = 0,150 m
 h = 0,150 m
 Npas = 3
 wpas = 0,0486 t/m

CAPA DE RODADURA:

Ac = 12,400 m
 ecr = 0,05 m
 Wcr =

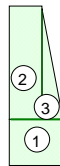


Fig.	Area	x
①	0,025	0,125
②	0,060	0,100
③	0,008	0,217

0,093 m²
 xcg = 0,116 m



= 1,364 t/m

CARGAS POSTERIORES POR VIGA

No de vigas: = 5 U
 Wacb/viga = 0,426 t/m

La carga de acabados podrá disminuir con el cambio de las protecciones de hormigón armado a otro material.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 6

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

3.- CALCULO DEL TABLERO

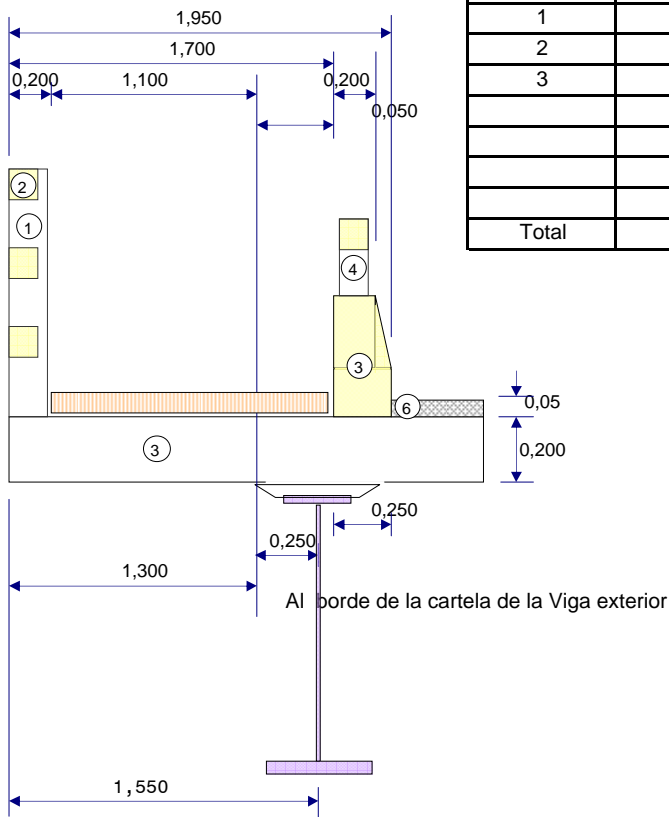
Analizaremos el tablero para 1.00 m de ancho

3.1 ESPESOR DEL TABLERO

St	=	d + b/2	Luz de cálculo del tablero 3 o más apoyos
Sv	=	3,300 m	Separación vigas
b	=	0,500 m	Ancho mínimo de platabanda superior con cartela
d	=	2,800 m	Distancia libre tablero
St	=	3,050 m	Luz de cálculo del tablero
t	>	0,202 m	
t	=	0,200 m	Adoptado

3.2 CARGA MUERTA

3.2.1 VOLADIZO



No	P t	d m	M = P d tm
1	0,050	1,200	0,060
2	0,049	1,225	0,060
3	0,624	0,650	0,406
Total	Mcm =		0,526

3.2.2 TRAMO Y APOYOS INTERIORES

Mcm	=	$w x S^2 / 10$	Calculamos un momento aproximado
w	=	0,590 t/m	
St	=	3,050 m	
Mcm	=	± 0,549 tm	

3.3 CARGA VIVA

3.3.1 VOLADIZO

Mcv	=	(P / E) x
E	=	0,8x+1,143
Pr	=	10,00 t

Posición	Normal	Accid.
x m	0,000	0,000
E m	1,143	1,143
i	1,300	1,300
Mcv+i tm	0,000	0,000

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 7

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

3.3.2 TRAMO Y APOYOS INTERIORES

$M_{cv+i} = 3,908 \text{ tm}$

Carga Peatonal.

Tomamos un metro de acera

$p = 0,222 \text{ t/m}$

Carga peatonal para un metro de ancho

$a = 1,100 \text{ m}$

Ancho que ocupa la carga

$M_{cv} = 0,134 \text{ tm}$

Momento de carga peatonal.

3.4 MOMENTOS ULTIMOS GRUPO I

$M_u = 1,3(M_{cm} + 1,67M_{cv+i})$

$M_u = 1,3(M_{cm} + 1,00M_{cv+i})$

Pos. Accidental

VOLADIZO

$M_u = 0,974 \text{ tm}$

$M_u = 0,858 \text{ tm}$

TRAMO Y APOYOS INTERIORES

$M_u = 9,198 \text{ tm}$

3.5 ARMADURAS

3.5.1 ARMADURA A FLEXION

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

$b = 100,0 \text{ cm}$

$h = 20,0 \text{ cm}$

$r_i = 3,0 \text{ cm}$

Recubrimiento inferior

$r_s = 3,0 \text{ cm}$

Recubrimiento superior

$d_i = 17,0 \text{ cm}$

Altura efectiva para $A_s(+)$

$d_s = 17,0 \text{ cm}$

Altura efectiva para $A_s(-)$

VOLADIZO

$M_u = 0,86 \text{ tm}$

$A_s = 1,34 \text{ cm}^2$

TRAMO

APOYOS INTERIORES

$M_u = 9,20 \text{ tm}$

$9,20 \text{ tm}$

$A_s = 15,58 \text{ cm}^2$

$15,58 \text{ cm}^2$

Usar:

Inferior: $1 \phi 16 \text{ mm a } 0,125 \text{ m}$

Superior: $1 \phi 16 \text{ mm a } 0,25 \text{ m} + 1 \phi 16 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$ Apoyos interiores y voladizo

3.5.2 ARMADURA DE DISTRIBUCION

$\% = 121/\sqrt{S}$ % max = 67

$\% = 69,3$

Se colocará en la parte inferior del tablero, entre caras de vigas (S)

$A_{sd} = 0,67A_s(+)$

$A_{sd} = 10,44 \text{ cm}^2$

Usar: $1 \phi 12 \text{ mm a } 0,10 \text{ m}$ en S/2 (parte central)

$1 \phi 12 \text{ mm a } 0,20 \text{ m}$ en S/4 (parte exterior)

3.5.3 ARMADURA DE TEMPERATURA

$A_{st} = 2,64 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se colocará en la parte superior del tablero

Usar: $1 \phi 10 \text{ mm a } 0,25 \text{ m}$

Tableros diseñados para momentos de flexión, acorde con el Art. 3.24.3 se consideran satisfactorios en adherencia y corte

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 9

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.- CALCULO DE VIGAS

4.1. DATOS INICIALES PARA DISEÑO COMPUESTO

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

L	=	60,000 m	Longitud total
Sv	=	3,300 m	Distancia centro entre vigas
Lc	=	59,400 m	Luz de cálculo
t	=	0,200 m	Espesor del tablero
B	=	2,400 m	Ancho colaborante: 12t
Nv	=	5	Número de vigas
f'c	=	280 kg/cm ²	Hormigón del tablero
Fy	=	4200 kg/cm ²	Acero estructural de vigas
Es	=	2.030.000	Módulo elasticidad acero
Ec	=	12000 √f'c	Módulo elasticidad hormigón Adoptado
n	=	10,11	Relación módulos elasticidad

4.2 CARGAS Diseñamos la viga más solicitada: Viga interior

4.2.1 CARGA MUERTA

Peso del tablero:	=	1,584 t/m
Peso de cartelas:	=	0,078 t/m
Peso viga metálica:	=	0,650 t/m
wcm	=	2,312 t/m

4.2.2 CARGA VIVA

Sobrecarga:	HS MOP	Pr	=	10,000 t
	Carga Equiv.	wcv	=	1,190 t/m
	Mayorada 25%	Pc	=	14,750 t
	Por vía	Pm	=	10,200 t

Impacto: $i = 15,24/(Li + 38) + 1$

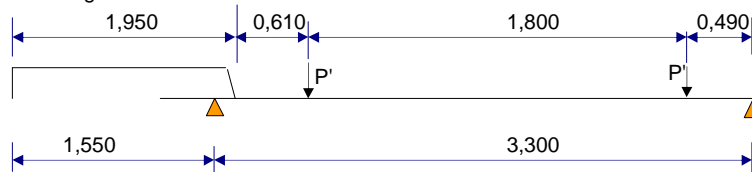
Se deberá considerar la Luz de impacto como sigue:

Para momento:	Li	=	Lc
Para corte:	Li	=	Lc-x

Factor de Distribución:

Para viga interior:			
Fdvi	=	S/1,676	S = Sv Sv < 4,20 m
Fdvi	=	1,969	

Para viga exterior:



Fdve	=	0,842
Fd	=	1,969 Usamos Fd de viga interior

Carga peatonal:

pa	=	0,222 t/m ²
Au	=	3,000 m Dos aceras
wcvp	=	0,133 t/m Carga peatonal por viga

4.2.3 CARGAS POSTERIORES

wcp = 0,426 t/m

4.2.4 CARGAS DE CONTRACCION Y TEMPERATURA

Art. 8.5.3 y 8.5.4 AASHTO 2002

P	=	A x E x ε
ε t	=	0,000108 / °C Deformación unitaria por dilatación térmica
ε s	=	0,0002 Deformación unitaria por contracción

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

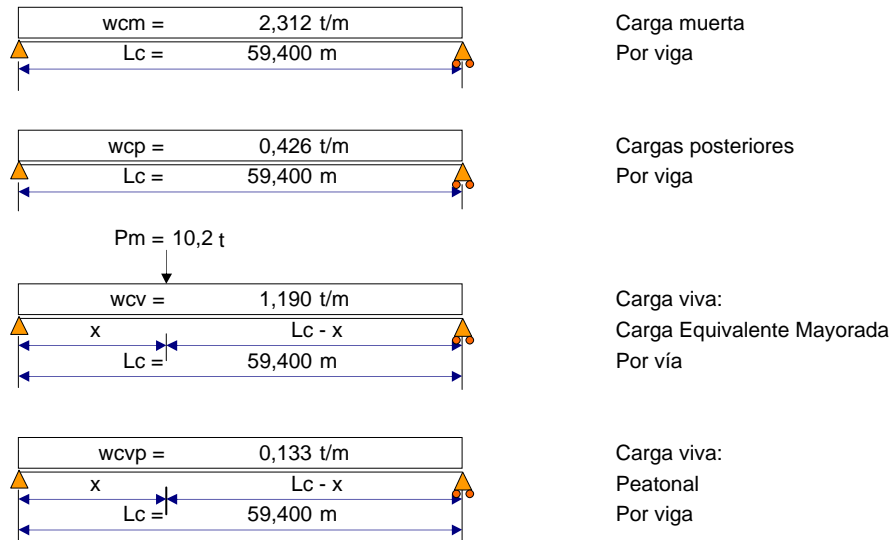
Hoja: 10

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

Δt	=	15,00 °C	Variación de temperatura
ϵ total.-	$\epsilon t \Delta t + \epsilon s =$	0,000362	Deformación total por contracción y temperatura.
Ahn	=	474,8 cm ²	Area de hormigón sección n
Ps+t	=	348.907 kg	Fuerza que se aplica en el c.g. de la sección de hormigón debida a contracción y temperatura

4.3 CALCULO DE MOMENTOS

4.3.1 MOMENTOS DE CARGA MUERTA, POSTERIORES y VIVA + IMPACTO



MOMENTOS POR CARGA DISTRIBUIDA

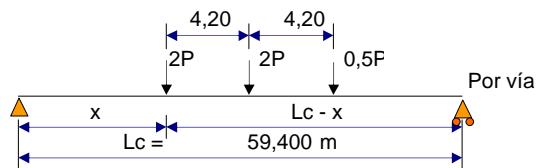
$$M_x = [wx/2](L_c - x)$$

MOMENTO POR CARGA PUNTUAL

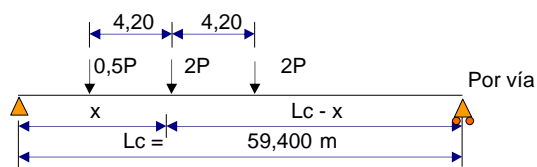
$$M_x = [(L_c - x)/L_c] P_x$$

MOMENTOS POR CAMION HS MOP

POSICION 1: EJE TRASERO SOBRE EL PUNTO INVESTIGADO



POSICION 2: EJE CENTRAL SOBRE EL PUNTO INVESTIGADO



$$M_{cv+i} = [(M_{cv}/vía)/2] F_{d \gt i}$$

RESUMEN DE MOMENTOS

x m	Mcm tm	Mcp tm	Mcv+i tm	Mcvp tm	Tipo de Carga viva
4,000	256,170	47,145	193,441	14,732	C. Equiv.
6,000	370,382	68,165	279,686	21,300	C. Equiv.
9,000	524,362	96,503	395,960	30,155	C. Equiv.
12,000	657,533	121,012	496,522	37,813	C. Equiv.
13,200	704,975	129,743	532,347	40,542	C. Equiv.
15,500	786,600	144,766	593,984	45,236	C. Equiv.
18,500	874,687	160,977	660,502	50,301	C. Equiv.
23,000	967,803	178,114	730,816	55,656	C. Equiv.
24,000	982,138	180,752	741,640	56,481	C. Equiv.
25,000	994,160	182,965	750,719	57,172	C. Equiv.
29,700	1019,696	187,665	770,002	58,640	C. Equiv.

4.3.2 MOMENTOS POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

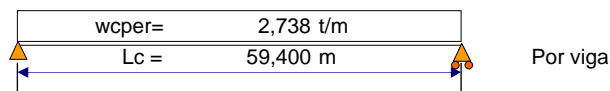
La fuerza P de contracción y temperatura, se considera que actúa en el centro de gravedad del área de hormigón y es resistida por la sección compuesta n, produciéndose una excentricidad entre el punto de aplicación de la carga y el centro de gravedad de la sección compuesta.

$M_{s+t} = P_{s+t} \times e$ e.- excentricidad

4.4 CALCULO DE CORTES

4.4.1 CORTES POR CARGAS PERMANENTES

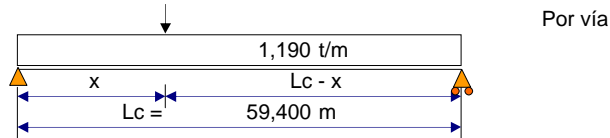
$w_{cper} = 2,312 + 0,426 = 2,738 \text{ t/m}$



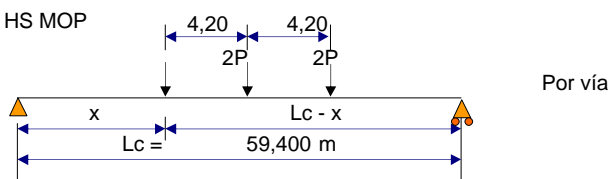
4.4.3 CORTES POR CARGA VIVA MAS IMPACTO

CARGA EQUIVALENTE:

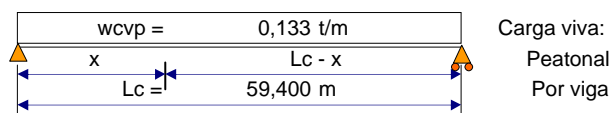
$P_c = 14,75$



CAMION HS MOP



$V_{cv+i} = [(V_{cv}/vía) / 2] \times F_d \times x_i$



4.4.4 ESFUERZOS CORTANTES

El esfuerzo cortante debe calcularse en la sección bruta del alma.

$f_v = V_t / D \times t_w$
 $V_t = V_{cper} + V_{cv+i}$
 $D = 260,0 \text{ cm}$
 $t_w = 1,0 \text{ cm}$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 12

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

x m	Vcper t	Vcv+i t	Vcvp t	Vt t	fv kg/cm ²	Tipo de Carga
0,000	81,304	57,032	3,949	142,285	547,2	C. Equiv.
0,900	78,840	55,638	3,829	138,307	532,0	C. Equiv.
2,000	75,829	53,955	3,683	133,467	513,3	C. Equiv.
3,300	72,270	51,998	3,510	127,778	491,5	C. Equiv.
4,950	67,753	49,562	3,291	120,606	463,9	C. Equiv.
6,600	63,236	47,181	3,071	113,488	436,5	C. Equiv.
8,250	58,719	44,853	2,852	106,425	409,3	C. Equiv.
9,900	54,203	42,580	2,633	99,415	382,4	C. Equiv.

No hace falta chequear mas puntos, puesto que el valor de fv disminuye.

4.5 SECCIONES RESISTENTES.- PROPIEDADES GEOMETRICAS Y ESFUERZOS

4.5.1 ANCHO COLABORANTE DEL TABLERO

$$B = 240,0 \text{ m} \quad 12t$$

Relación ancho/espesor del patín superior en vigas compuestas:

$$b/t = 1021/\sqrt{f_b} \text{ (cm)}$$

Donde f_b (cm), es el esfuerzo de compresión debido a la carga muerta en la sección metálica (no compuesta).

4.5.2 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

En todas las secciones, los esfuerzos. se calcularán de acuerdo a la fórmula general de flexión.

$$f_b = M/Z$$

Los esfuerzos debidos a la acción de contracción y temperatura serán entonces calculados como sigue:

$$\sigma_{s+t} = P_{s+t} / A_n \pm M_{s+t} / Z \quad Z = I/c$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 13

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.5.2 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

n = 10,11

ABSCISA	29,700	25,000	24,000	23,000	18,500	15,500
SECCION ACERO						
A	889,0	889,0	874,0	859,0	799,0	739,0
Y	116,8	116,8	114,2	116,2	114,8	113,2
I	11.965.174,6	11.965.174,6	11.618.676,5	11.424.759,2	10.341.738,1	9.255.203,7
Zab	102.438,3	102.438,3	101.724,2	98.331,9	90.076,7	81.751,2
Zar	78.616,7	78.616,7	75.064,5	74.762,4	67.071,6	59.408,9
SECCION 3n						
Y	142,1	142,1	140,2	142,3	142,8	143,3
I	15.726.079,6	15.726.079,6	15.486.651,7	15.193.616,9	14.128.358,6	13.062.582,4
Zab	110.691,9	110.691,9	110.423,2	106.776,2	98.950,2	91.132,4
Zhor	103.509,2	103.509,2	100.725,0	100.151,7	93.430,7	86.700,3
Zar	123.896,4	123.896,4	120.282,9	119.912,4	111.936,6	103.948,8
SECCION n						
An	1.363,8	1.363,8	1.348,8	1.333,8	1.273,8	1.213,8
Y	175,0	175,0	174,0	175,9	177,9	180,0
I	20.632.903,7	20.632.903,7	20.503.154,5	20.051.867,7	18.882.681,5	17.702.837,6
Zab	117.894,4	117.894,4	117.845,6	113.980,9	106.157,5	98.339,1
Zhor	173.402,9	173.402,9	170.835,7	169.820,2	162.605,3	155.312,9
Zar	219.526,5	219.526,5	215.784,6	215.433,1	207.215,4	198.949,0
SOLICITACIONES						
Mcm	101.969.604,0	99.416.000,0	98.213.760,0	96.780.320,0	87.468.740,0	78.660.020,0
Mcp	18.766.464,8	18.296.500,0	18.075.240,0	17.811.430,0	16.097.728,8	14.476.573,8
Mcv+i	82.864.219,3	80.789.067,5	79.812.083,4	78.647.217,8	71.080.288,3	63.922.001,1
ESFUERZOS Gr I						
fhor cp	6,0	5,8	5,9	5,9	5,7	5,5
fhor cv+i	47,3	46,1	46,2	45,8	43,2	40,7
fhor total	53,2	51,9	52,1	51,7	48,9	46,2
far cm	1.297,0	1.264,6	1.308,4	1.294,5	1.304,1	1.324,0
far cp	151,5	147,7	150,3	148,5	143,8	139,3
far cv+i	377,5	368,0	369,9	365,1	343,0	321,3
far total	1.826,0	1.780,3	1.828,5	1.808,1	1.790,9	1.784,6
fab cm	995,4	970,5	965,5	984,2	971,0	962,2
fab cp	169,5	165,3	163,7	166,8	162,7	158,9
fab cv+i	702,9	685,3	677,3	690,0	669,6	650,0
fab total	1.867,8	1.821,1	1.806,4	1.841,0	1.803,3	1.771,1
ESFUERZOS Gr IV						
Ps+t	348.907,3	348.907,3	348.907,3	348.907,3	348.907,3	348.907,3
e	109,0	109,0	110,0	108,1	106,1	104,0
Ms+t	38.026.784,5	38.026.784,5	38.385.658,5	37.708.860,0	37.028.085,3	36.280.006,7
fhor s+t	21,7	21,7	22,2	22,0	22,5	23,1
far s+t	173,2	173,2	177,9	175,0	178,7	182,4
fab s+t	322,5	322,5	325,7	330,8	348,8	368,9
fp s+t	255,8	255,8	258,7	261,6	273,9	287,5
fphor s+t	25,3	25,3	25,6	25,9	27,1	28,4
fhor total	100,2	98,9	99,9	99,5	98,5	97,8
far total	2.255,0	2.209,3	2.265,1	2.244,7	2.243,6	2.254,4
fab total	1.934,5	1.887,8	1.873,5	1.910,3	1.878,2	1.852,5

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 14

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.5.2 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

n = 10,11

ABSCISA		13,200	12,000	9,000	6,000	4,000
SECCION ACERO						
A		679,0	624,0	561,5	461,5	461,5
Y		120,1	113,6	125,7	131,3	131,3
I		8.440.222,1	7.359.939,6	6.476.507,5	4.793.908,3	4.793.908,3
Zab		70.286,4	64.773,3	51.532,1	36.508,0	36.508,0
Zar		57.842,7	48.460,9	46.486,3	35.858,7	35.858,7
SECCION 3n						
Y		150,5	147,4	159,6	169,3	169,3
I		11.768.983,9	10.880.749,3	9.422.087,3	7.462.590,4	7.462.590,4
Zab		78.198,9	73.824,1	59.031,2	44.084,1	44.084,1
Zhor		83.765,4	76.029,3	72.261,9	61.817,7	61.817,7
Zar		101.896,5	92.121,9	89.403,7	77.963,3	77.963,3
SECCION n						
An		1.153,8	1.098,8	1.036,3	936,3	936,3
Y		186,3	185,7	196,4	206,7	169,3
I		15.691.232,6	14.884.210,4	12.618.955,0	10.083.536,4	10.083.536,4
Zab		84.224,9	80.137,6	64.256,6	48.780,8	48.780,8
Zhor		149.870,8	142.069,9	134.794,4	121.067,1	121.067,1
Zar		196.882,6	186.596,5	183.906,0	172.992,7	172.992,7
SOLICITACIONES						
Mcm		70.497.504,0	65.753.280,0	52.436.160,0	37.038.240,0	25.616.960,0
Mcp		12.974.346,0	12.101.220,0	9.650.340,0	6.816.510,0	4.714.540,0
Mcv+i		57.288.842,9	53.433.513,5	42.611.536,1	30.098.624,7	20.817.276,0
ESFUERZOS Gr I						
fhor cp		5,1	5,2	4,4	3,6	2,5
fhor cv+i		37,8	37,2	31,3	24,6	17,0
fhor total		42,9	42,5	35,7	28,2	19,5
far cm		1.218,8	1.356,8	1.128,0	1.032,9	714,4
far cp		127,3	131,4	107,9	87,4	60,5
far cv+i		291,0	286,4	231,7	174,0	120,3
far total		1.637,1	1.774,6	1.467,6	1.294,3	895,2
fab cm		1.003,0	1.015,1	1.017,5	1.014,5	701,7
fab cp		165,9	163,9	163,5	154,6	106,9
fab cv+i		680,2	666,8	663,1	617,0	426,8
fab total		1.849,1	1.845,8	1.844,2	1.786,2	1.235,4
ESFUERZOS Gr IV						
Ps+t		348.907,3	348.907,3	348.907,3	348.907,3	348.907,3
e		94,7	94,8	83,6	73,3	73,3
Ms+t		33.040.973,0	33.064.840,1	29.174.349,5	25.570.995,2	25.570.995,2
fhor s+t		21,8	23,0	21,4	20,9	20,9
far s+t		167,8	177,2	158,6	147,8	147,8
fab s+t		392,3	412,6	454,0	524,2	524,2
fp s+t		302,4	317,5	336,7	372,6	372,6
fphor s+t		29,9	31,4	33,3	36,9	36,9
fhor total		94,6	96,9	90,4	86,0	77,3
far total		2.107,3	2.269,3	1.963,0	1.814,8	1.415,7
fab total		1.939,0	1.940,9	1.961,5	1.937,7	1.386,9

4.5.3 CHEQUEO DE LOS ESFUERZOS

4.5.3.1 CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATIN DE COMPRESION

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

$$F_b = [50 \times 10^6 C_b / S_x c] [I_y c / I] \sqrt{0,722 [J / I_y c] + 9,87 [d / I]^2} \leq 0,55 F_y$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 15

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

- Sxc .- Módulo de sección eje x
- Cb .- $1,75 + 1,05(M1/M2) + 0,3(M1/M2)^2 \leq 2,3$
- M1.- Es el menor momento.
- M2.- Mayor momento final de la longitud no arriostrada de la viga.
- M1/M2.- Positivo cuando los momentos causan curvatura reversa, negativo cuando la curvatura es simple.
- Cb = 1 Para cantiliver no arriostrado, o en miembros donde en el tramo del segmento no arriostrado exista un momento mayor al de los extremos.
- J = $[(bt^3)c + (bt^3)t + Dtw^3]/3$
- b.- Ancho de los patines de compresión y tracción.
- T.- Espesor de los patines.
- Iyc.- Momento de inercia del patín de compresión alrededor del eje vertical en el plano del alma.
- l.- Longitud no soportada.
- d.- Altura de la viga.

Abscisa	Mcm tm	Cb	bc	tc	Iyc plg ⁴	Sxc plg ³
0,000	0,000					
6,600	402,843	1,75	35,00	2,50	214,60	2188,23
13,200	704,975	1,05	55,00	3,00	999,29	3529,78
19,800	906,396	0,75	65,00	3,00	1649,47	4092,96
26,400	1007,107	0,56	80,00	3,00	3075,21	4797,49
33,000	1007,107	1,00	80,00	3,00	3075,21	4797,49

Abscisa	D	tw	bt platabanda	t platabanda	bt refuerzo	t refuerzo	J cm ⁴
0,000	260,0	1,00	40,00	2,50			
6,600	260,0	1,00	40,00	2,50			477,29
13,200	260,0	1,00	75,00	3,00			1.256,67
19,800	260,0	1,00	80,00	3,00	30,00	3,00	1.661,67
26,400	260,0	1,00	80,00	3,00	45,00	3,00	1.931,67
33,000	260,0	1,00	80,00	3,00	45,00	3,00	1.931,67

Abscisa	l plg	J plg ⁴	d plg	Fb psi	Fb(max) kg/cm ²	fb kg/cm ²
0,000						
6,600	259,8	0,0	104,3	41.657,46	1.925,0	1.032,9
13,200	259,8	11,5	104,5	72.630,39	1.925,0	1.218,8
19,800	259,8	30,2	104,7	74.148,40	1.925,0	1.304,1
26,400	259,8	39,9	105,9	89.032,29	1.925,0	1.297,0
33,000	259,8	46,4	105,9	158.498,63	1.925,0	1.297,0

SEGUN AASHTO 1989 Para acero A-588

$F_b = 1925 - 1,008 (l' / b)^2$

$l' = S_d = 660,0 \text{ cm}$ Longitud no arriostrada

$t_1 = 3,0 \text{ cm}$

$t_2 = 2,5 \text{ cm}$

$b/t(\text{max}) = 1021 / \sqrt{F_b}$ (cm) b.- ancho patín de compresión

b	(b / t)	Fb	fb	b / t(max)
80,0	26,7	1.856,4	1.297,0	28,3
75,0	25,0	1.846,9	1.308,4	28,2
65,0	21,7	1.821,1	1.304,1	28,3
55,0	18,3	1.779,8	1.324,0	28,1
50,0	20,0	1.749,4	1.356,8	27,7
35,0	14,0	1.566,6	1.032,9	31,8

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 16

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.5.3.2 CHEQUEO DE ESFUERZOS GRUPOS I Y IV

Los esfuerzos obtenidos no sobrepasan los admisibles.

FbI = 0,55Fy =	1.925 kg/cm ²	Grupo I	Acero
FbVII = 1,25 FbI =	2.406 kg/cm ²	Grupo VII	
fcI = 0,4f'c =	112 kg/cm ²	Grupo I	Hormigón
fcVII = 1,25 fcI =	140 kg/cm ²	Grupo VII	

4.5.3.3 CHEQUEO DE ESFUERZOS CORTANTE

Fv = 0,33 Fy =	1.155,0 kg/cm ²
fvmax =	547,2 kg/cm ²
Fv > fv	

4.6 RIGIDIZADORES

4.6.1 RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO

4.6.1.1 CHEQUEOS

Estos rigidizadores pueden ser omitidos si:

a) tw > (D/150)	D =	260,0 cm	
	D/150 =	1,7 cm	
	twreal =	1,00 cm	
	tw <	D/150	Usar rigidizadores
b) fv < Fv	Fv =	(2265xtw/D) ²	≤ Fy/3
	Fv =	75,9 kg/cm ²	
	Fy/3 =	1.155,0 kg/cm ²	
	fv =	547,2 kg/cm ²	
	fv >	Fv	Usar rigidizadores

4.6.1.2 ESPACIAMIENTO

Quando los rigidizadores transversales sean requeridos, el espaciamiento debe ser tal que no deberá exceder al dado por la siguiente expresión:

$$F_v = [F_y/3] [C + (0,87 (1 - C)) / \sqrt{1 + (d_o/D)^2}]$$

El máximo espaciamiento es limitado a:

$$d_{max} = 3D \leq D [260/(D/tw)]^2$$

$$k = 5 + \frac{5,0}{(d_o/D)^2}$$

Donde:

$$D/tw \leq \frac{6000 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$$

$$C = 1$$

$$\frac{6000 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \leq (D/tw) \leq \frac{7500 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$$

$$C = \frac{6000 \sqrt{k}}{(D/tw) \sqrt{F_y}}$$

$$D/tw > \frac{7500 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$$

$$C = \frac{4,5 \times 10^7 k}{(D/tw)^2 F_y}$$

do.- Espaciamiento del rigidizador intermedio

El espaciamiento del primer rigidizador de una viga simplemente apoyada, deberá ser tal que el esfuerzo cortante en el panel, no deberá exceder el valor dado por la siguiente expresión:

$$F_v = C F_y/3 \leq F_y/3$$

El espaciamiento máximo es limitado a 1,5 D.

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

$$I = d_o tw J^3$$

Donde:

$$J = 2,5(D/d_o)^2 - 2,0 > 0,5$$

I.- Mínimo momento de inercia admisible del rigidizador intermec

J.- Relación de rigidez requerida de un rigidizador intermedio a la placa del alma.

do.- Espaciamiento real entre rigidizadores.

D.- Altura no soportada del alma, entre alas

tw.- Espesor del alma.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 17

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

La sección transversal bruta, de un rigidizador intermedio no deberá ser menor que:

$$A = [0,15 B D t w(1-C) (f_v/F_v) - 18t w^2] Y$$

Donde Y es la relación entre el límite de fluencia del alma y el del rigidizador.

$$B = 2,4 \quad \text{Para placa simple.}$$

C.- indicado anteriormente.

Para un solo rigidizador, el momento de inercia será:

$$I_{real} = t a^3 / 3$$

Se hará un chequeo del espaciamiento:

$$D = 260,0 \text{ cm} \quad \text{Altura de alma constante}$$

$$t_w = 1,0 \text{ cm}$$

$$D/t_w = 260,0$$

$$F_y = 3.500,0 \text{ kg/cm}^2 = 50.000,0 \text{ psi}$$

$$\sqrt{F_y} = 223,6$$

$$3D = 780,0 \text{ cm}$$

$$D [260/(D / t_w)]^2 = 260,0 \text{ cm}$$

$$d_o(\max) = 260,0 \text{ cm}$$

x m	do cm	k	$\frac{6000 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{7500 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$
0,000	90,00	46,73	183,42	229,28
0,900	110,00	32,93	153,99	192,49
2,000	130,00	25,00	134,16	167,71
3,300	165,00	17,42	111,98	139,97
4,950	165,00	17,42	111,98	139,97
6,600	165,00	17,42	111,98	139,97
8,250				

do	C	(do/D) ²	F _v kg/cm ²	f _v kg/cm ²
90,00	0,622	0,120	725,8	547,2
110,00	0,438	0,179	1036,5	532,0
130,00	0,333	0,250	994,0	513,3
165,00	0,232	0,403	928,8	491,5
165,00	0,232	0,403	928,8	463,9
165,00	0,232	0,403	928,8	436,5

No hace falta más chequeos, puesto que f_v disminuye, y do y F_v se mantienen. Se acepta el espaciamiento dado.

4.6.1.3 ANCHO DEL RIGIDIZADOR

$$a = 51+(D/30) \quad \text{en mm} \quad D = 2.600 \text{ mm}$$

$$a = b / 4 \quad b_{prom} = 45,0 \text{ cm}$$

$$51+(D/30) = 13,8 \text{ cm}$$

$$b / 4 = 11,3 \text{ cm}$$

$$a = 14,0 \text{ cm}$$

4.6.1.4 ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

$$t \geq a / 16$$

$$t = 0,88 \text{ cm}$$

$$t = 1,00 \text{ cm Adoptado}$$

4.6.1.5 AREA DEL RIGIDIZADOR

$$A = [0,15 B D t w(1-C) (f_v/F_v) - 18t w^2] Y$$

$$B = 2,40$$

$$D = 260,00 \text{ cm}$$

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

$$Y = 1,00$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 18

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

C	(fv/Fv)	A cm ²
0,622	0,754	8,7
0,438	0,513	9,0
0,333	0,516	14,2
0,232	0,529	20,0
0,232	0,499	17,9
0,232	0,470	15,8

Areal = 14,0 x 1,0 = 14,0 cm²

Chequeamos con la inercia.

4.6.1.6 INERCIA DEL RIGIDIZADOR

$I = do \cdot tw^3 \cdot J$

$J = 2,5(D/do)^2 - 2,0 > 0,5$

do cm	J	Imin cm ⁴
90,00	18,86	1.697,78
110,00	11,97	1.316,36
130,00	8,00	1.040,00
165,00	4,21	694,24

$I_{real} = tw \cdot a^3 / 3 = 914,67 \text{ cm}^4$

Los cuatro primeros rigidizadores transversales serán de:

$a = 18,0 \text{ cm}$

$I_{real} = 1.944,0 \text{ cm}^4$

4.6.2 RIGIDIZADOR LONGITUDINAL

Antes de revisar lo concerniente a estos rigidizadores, debemos verificar si se requieren, haciendo el chequeo del espesor del alma.

4.6.2.1 ESPESOR DEL ALMA

VIGAS NO RIGIDIZADAS LONGITUDINALMENTE

El espesor de la placa del alma de una viga, sin rigidizador longitudinal no será menor que lo determinado por la fórmula:

$tw = D \sqrt{fb} / 6085$

En ningún caso menor que D/170

Si el esfuerzo de compresión calculado en el patín, es igual al admisible el espesor del alma no será menor que:

D/140 Para $F_y = 3.500,0 \text{ kg/cm}^2$

Si suponemos que $fb = F_b = 1.925,0 \text{ kg/cm}^2$

D/140 = 1,9 cm

$tw = 1,0 \text{ cm}$ Adoptado

El espesor del alma no cumple con este requerimiento, por tanto se usará RIGIDIZADOR LONGITUDINAL.

VIGAS RIGIDIZADAS LONGITUDINALMENTE

El espesor de la placa del alma, de la viga, con rigidizador longitudinal, no será menor que el que se indica en la fórmula:

$tw = D \sqrt{fb} / 12170$

En ningún caso, menor que D/340

Cuando el esfuerzo de flexión en el patín, es igual al admisible, el espesor del alma, rigidizada con rigidizadores transversales intermedios, en combinación con un rigidizador longitudinal, no será menor que:

D/280 Para $F_y = 3.500,0 \text{ kg/cm}^2$

$F_b = 1.925,0 \text{ kg/cm}^2$ $F_b = 1.826,0 \text{ kg/cm}^2$

D/280 = 0,93 cm $tw = 0,91 \text{ cm}$

$tw = 1,00 \text{ cm}$ Adoptado

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 19

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.6.2.2 RIGIDIZADOR LONGITUDINAL

El centro de la placa del rigidizador longitudinal estará ubicado a D/5, desde el patín de compresión.

El rigidizador longitudinal será tal que:

I = Dtw^3 [2,4(do/D)^2 - 0,13]

Donde:

I.- Mínimo momento de inercia del rigidizador longitudinal respecto a la cara en contacto con el alma

do.- Distancia entre rigidizadores transversales

El espesor del rigidizador longitudinal, ts, no será menor que:

ts = b' sqrt(fb) / 598

donde:

b'.- Ancho del rigidizador.

fb.- Esfuerzo de compresión, calculado en el patín.

ANCHO: b' = 14,0 cm Adoptamos el mismo ancho del rigidizador intermedio

fb = 1.826,0 kg/cm^2 Tomamos el mayor

ESPESOR ts = 1,00 cm

ts = 1,00 cm Adoptado

UBICACION

El rigidizador longitudinal, se ubicará a D/5, medido desde el patín de compresión.

D/5 = 52,0 cm

INERCIA MINIMA

Imin = Dtw^3 [2,4(do/D)^2 - 0,13]

do = 165,00 cm Se tomará do, donde fb es mayor. (En el CL)

Imin = 217,5 cm^4

Ireal = twb^3 / 3

Ireal = 914,7 cm^4

4.6.3 RIGIDIZADOR DE APOYO

Los rigidizadores de apoyo deberán ser diseñados como columnas y su conexión al alma deberá ser calculada para transmitir la reacción de los apoyos:

El espesor de la placa del rigidizador de apoyo, no deberá ser menor que:

t" = [b" sqrt(Fy) / 578] b".- ancho del rigidizador de apoyo.

El esfuerzo admisible de compresión y la presión en el apoyo sobre los rigidizadores, no deberá exceder:

Cc = 107,0 Para Fy = 3.500,0 kg/cm^2

Si kl / r < Cc Podemos tomar el valor de k = 1

Fa = 1650 - 0.0721(kl / r)^2 Esfuerzo admisible de compresión.

4.6.3.1 ANCHO DEL RIGIDIZADOR

b" = (b - tw) / 2 b.- Ancho del patín en el apoyo

bi = 50,00 cm Ancho patín inferior en apoyo

tw = 1,00 cm Espesor del alma

b" = 24,50 cm Ancho real rigidizador de apoyo

Del ancho real del rigidizador de apoyos efectivo el ancho que depende del patín superior descontando el alma y el recorte para la soldadura alma - patín.

bs = 50,00 cm Ancho patín superior

r = 2,00 cm Recorte en esquina del rigidizador por suelda alma-patín

b"e = 22,50 cm Ancho efectivo

4.6.3.2 ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

t" = b" sqrt(Fy) / 578

Usamos b" = 24,5 cm

Fy = 3.500,0 kg/cm^2

t" = 2,51 cm

t" = 2,50 cm adoptado Usar dos a cada lado del alma

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 20

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.6.3.3 PROPIEDADES GEOMETRICAS

Sr	=	25,0 cm	Separación entre rigidizadores de apoyo
A	=	$b^2 e x t^2 x 4 + (18tw+Sr) x tw$	
A	=	268,0 cm ²	Area del rigidizador
I	=	$2 x t^2 x b^3 / 12 + (18tw+Sr) x tw^3 / 12$	b.- ancho patín inferior
I	=	52.086,9 cm ⁴	Inercia de la sección
r	=	$\sqrt{I/A}$	Radio de giro de la sección
r	=	13,9 cm	
kl / r	=		Relación de esbeltez
l	=	260,0 cm	Altura alma apoyo (D)
k.- Coeficiente según tipo de arriostamiento, k = 1			
kl / r	=	18,6	

4.6.3.4 ESFUERZOS

ESFUERZO ADMISIBLE

Para acero ASTM A-588

$$F_a = 1650 - 0,0721(kl / r)^2$$

$$F_a = 1.624,9 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO REAL

$$f_a = V_t / A$$

$$V_t = 142,285 \text{ t}$$

$$f_a = 530,9 \text{ kg/cm}^2$$

4.7 ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

4.7.1 CARGA DE VIENTO

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.

$$p_v = 120 \text{ kg/m}^2 \text{ Presión de viento adoptada}$$

4.7.2 SUPERFICIE DE INFLUENCIA Y FUERZA

La superficie será la parte lateral de la viga, donde actúa el viento.

$$h_t = 2,66 \text{ m} \text{ Altura total viga}$$

$$L = 60,00 \text{ m} \text{ Longitud total de viga}$$

$$A = 159,60 \text{ m}^2 \text{ Area donde actúa el viento}$$

FUERZAS DE VIENTO

$$F_t = A x p_v = 19.152,0 \text{ kg} \text{ Fuerza total}$$

$$R = F_t / 2 = 9.576,0 \text{ kg} \text{ Reacción en apoyos}$$

$$T = R / \text{sen } \alpha = \text{Fuerza viento en diagonal}$$

$$a_t = 6,600 \text{ m} \text{ Separación para arriostamiento}$$

$$S_d = 6,600 \text{ m} \text{ Separación entre diafragmas}$$

$$l = 9,334 \text{ m} \text{ Diagonal(hip.) del triángulo}$$

$$\text{sen } \alpha = 0,707$$

$$T = 13.542,5 \text{ kg}$$

4.7.3 ESFUERZOS EN LA DIAGONAL

Como arriostamiento inferior, usaremos ángulos L100x100x1C

$$A = 19,20 \text{ cm}^2 \text{ Area del ángulo}$$

$$r = 1,95 \text{ cm} \text{ Radio de giro del ángulo}$$

$$l_a = 381,80 \text{ cm} \text{ Longitud conectada ángulo}$$

$$k = 0,80 \text{ soldada} \text{ Coef. según tipo conexión}$$

$$k l_a / r = 156,64 \text{ Relación de esbeltez ángulo}$$

Chequeo a tracción:

$$(kl/r)_{\text{max}} = 240 \text{ Para miembros secundarios}$$

$$F_a = 1.925,0 \text{ kg/cm}^2$$

En nuestro caso tenemos una perforación para perno de montaje, ya que la conexión será soldada.

Asumimos como área neta, el 85% del área bruta.

$$A_n = 16,32 \text{ cm}^2 \text{ Area neta del ángulo}$$

El área efectiva de un ángulo será el área neta del lado conectado más 1/2 del área del lado no conectado.

$$A_n = 14,75 \text{ cm}^2$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 21

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

Esfuerzo real

$$\sigma_t = T/A_n = 918,1 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible

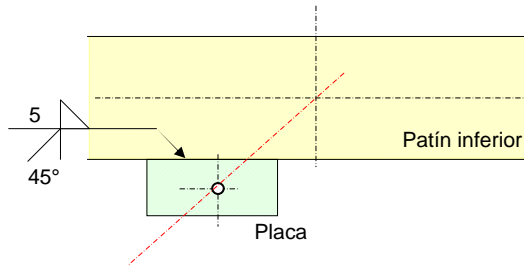
$$F_a = 0,55F_y = 1.925,0 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 1.386,0 \text{ kg/cm}^2 \text{- A-36}$$

Para cargas de viento se puede aumentar el esfuerzo admisible en un 25%.- Tabla 3.22.1A Grupo II

$$\sigma_{tadm.} = 2.406,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{tadm.} = 1.843,4 \text{ kg/cm}^2 \text{- A-36}$$

4.7.4 CONECCION DEL ARRIOSTAMIENTO INFERIOR

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



4.8 DIAFRAGMAS

4.8.1 ESFUERZOS

Aplicamos directamente la reacción de viento al cordón:

CORDONES: 2L 75x75x8

A	=	11,50 cm ²	Area de cada ángulo
r _{min.}	=	2,26 cm	Radio de giro r _x (conjunto)
l _a	=	309,00 cm	Longitud del cordón
k	=	0,80	Para conexión soldada
k l _a / r	=	109,38	Relación de esbeltez

Esfuerzo admisible

$$F_a = 1650 - 0,0721(k l / r)^2 \quad F_a = 1188 - 0,0371(kl/r)^2 \quad \text{A-36}$$

$$F_a = 787,4 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 744,1 \text{ kg/cm}^2$$

Para cargas de viento, incrementamos los esfuerzos admisibles en 25 %

$$F_a = 984,2 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 930,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{A-36}$$

Esfuerzo real

$$A = 23,00 \text{ cm}^2$$

$$f_a = 416,3 \text{ kg/cm}^2$$

ANGULO DEL CORDON

Chequeamos un (1) ángulo del cordón en su longitud no arriestrada

l'	=	154,50 cm	l _a /2
r _{min}	=	1,95 cm	Radio de giro mínimo (un solo ángulo)
k	=	0,80	
k l' / r	=	63,38	

Como la relación de esbeltez es menor que la del conjunto, trabaja el cordón como conjunto.

DIAGONALES: 1L 100x100x10

Las diagonales trabajarán exclusivamente a tracción. No son adecuadas para altos esfuerzos de compresión.

l _d	=	374,5 cm
k	=	0,8
k l _d / r	=	153,6 < 240

Fuerza admisible de tracción en la diagonal.

$$A_n = 14,75 \text{ cm}^2$$

$$T = 28.025,0 \text{ kg}$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 22

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.9.- CONECTORES DE CORTE

4.9.1 INTRODUCCION

Corte Horizontal.

El máximo espaciamiento entre conectores de corte no deberá exceder 60,0 cm.

Los conectores de corte deben ser diseñados por fatiga y chequeados por última resistencia

Fatiga.

El esfuerzo cortante será calculado como sigue:

$$S_r = V_r Q / I$$

S_r.- Fluctuación (rango, variación) de esfuerzo cortante horizontal en la unión de la losa y la viga, en el punto x.

V_r.- rango (fluctuación) de corte de carga viva más impacto en la sección

El rango de corte deberá considerarse como la diferencia entre el mínimo y máximo corte de la envolvente, excluyendo las cargas muertas.

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

I.- Momento de inercia de la sección compuesta, en las zonas de momento positivo, o el momento de inercia de la viga de acero.

El valor del cortante horizontal permisible Z_r, para un conector individual, es lo que sigue : (en libras).

Canales:

$$Z_r = B w$$

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.

No ciclos	B
2.000.000,0	2.400,0
>2.000.000,0	2.100,0

El espaciamiento de los conectores para esfuerzo cortante se determina:

$$d_o = Z_r / S_r$$

Última resistencia

final.

El número de conectores de corte requeridos debe ser igual o mayor al dado por la fórmula:

$$N_1 = P / \phi S_u$$

N₁.- Número de conectores de corte entre en punto de máximo momento positivo y el apoyo adyacente

S_u.- Resistencia última del conector de corte.

φ.- Factor de reducción = 0,85

P.- Fuerza en el tablero, definida luego como P1 o P2

En los puntos de máximo momento positivo, la fuerza en el tablero es tomada como el menor de los valores de las fórmulas:

$$P_1 = A_s F_y$$

$$P_2 = 0,85 f'c b c$$

Donde: A_s.- Area total de acero incluido cubreplacas.

F_y.- Límite de fluencia según el acero usado.

f'c.- Esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días.

b.- Ancho de ala efectivo, dado en el Art. 10.38.3

c.- Espesor del tablero de concreto.

La resistencia última del conector está dado como sigue:

Para canales:

$$S_u = 550(h+t/2)W\sqrt{f'c}$$

Donde: S_u.- Resistencia última del conector de corte individual.

h.- Espesor promedio del ala del canal.

t.- Espesor del alma del canal.

W.- Longitud del conector de corte canal.

f'c.- Esfuerzo de compresión a los 28 días.

Corte Vertical

La intensidad de los esfuerzos cortantes unitarios en una sección compuesta pueden ser determinados en base a la consideración que el alma de la viga lleva el corte exterior total, omitiendo el efecto de las alas y el concreto. El corte puede asumirse como una distribución uniforme en el área del alma.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 23

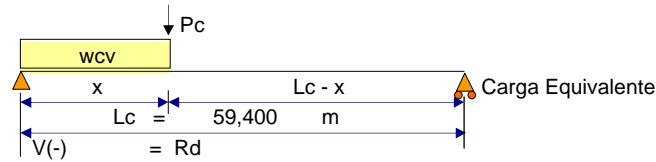
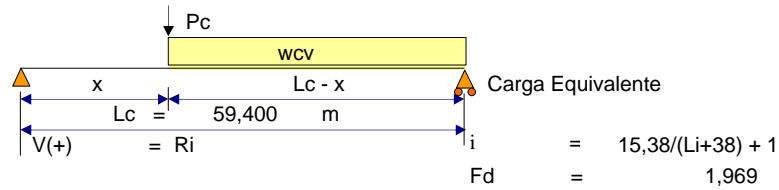
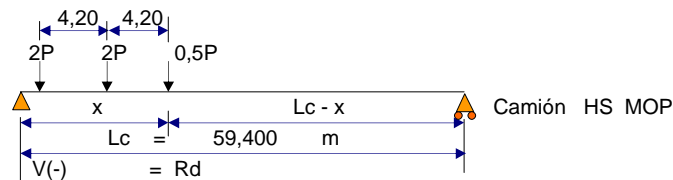
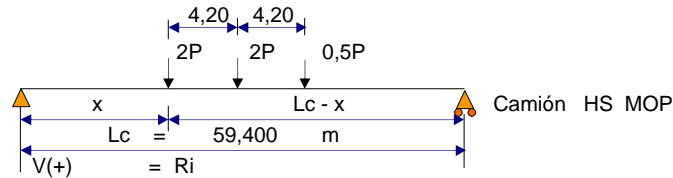
SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.9.2 CALCULOS

4.9.2.1 FATIGA

do max = 60,0 cm
 B = 2400 para 2'000.000,0 ciclos
 W = 5,91 plg. = 15,00 cm
 Zr = 14.173,2 lbs = 6.427,8 kg

Cálculo del Rango de corte Vr



Rango de Corte

x m	Vcv+i(+) t	Vcv+i(-) t	Vr kg	Tipo de Carga
0,000	57,032	0,000	57.032,3	C. Equiv.
4,000	50,958	1,321	52.279,0	C. Equiv.
6,000	48,040	2,126	50.165,9	C. Equiv.
9,000	43,813	3,516	47.329,2	C. Equiv.
12,000	39,766	5,131	44.896,2	C. Equiv.
13,200	38,227	5,840	44.067,7	HS MOP
15,500	36,357	7,304	43.661,7	HS MOP
18,500	33,905	11,479	45.384,1	HS MOP
23,000	30,193	15,636	45.828,4	HS MOP
24,000	29,362	16,572	45.934,6	HS MOP
25,000	28,529	17,515	46.043,7	HS MOP

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 24

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

Propiedades geométricas

x m	y cm	Q cm3	In cm4
0,000	120,65	57.285,43	24.302.774,0
4,000	73,29	34.797,10	10.083.536,4
6,000	73,29	34.797,10	10.083.536,4
9,000	83,62	39.700,55	12.618.955,0
12,000	94,77	44.994,75	14.884.210,4
13,200	94,70	44.962,27	15.691.232,6
15,500	103,98	49.369,96	17.702.837,6
18,500	106,13	50.387,95	18.882.681,5
23,000	108,08	51.314,35	20.051.867,7
24,000	110,02	52.235,34	20.503.154,5
25,000	108,99	51.746,98	20.632.903,7

y = yc - yn

Q = Ahn x y Ahn = B x t / n = 474,8 cm2

Esfuerzo rasante y espaciamiento de conectores

x m	Sr kg/cm	d cm
0,000	134,43	47,81
4,000	180,41	35,63
6,000	173,12	37,13
9,000	148,90	43,17
12,000	135,72	47,36
13,200	126,27	50,90
15,500	121,76	52,79
18,500	121,11	53,08
23,000	117,28	54,81
24,000	117,03	54,93
25,000	115,48	55,66

N = 77,0 Número de conectores hasta el centro de luz

4.9.2.2 COMPROBACION POR ULTIMA RESISTENCIA

N = N = P / φ Su Número de conectores

P = { P1 = AsFy
P2 = 0,85xf'cxAc Tomamos el menor valor

φ = 0,85

Su = Resistencia última conector por cortante

Su = 550(h + t/2)W √f'c en lbs

h.- espesor promedio ala del canal

t.- espesor del alma del canal

f'c = 4000 psi

W = 5,9 plg

Para C 4"x5,4 : t = 0,184 plg

h = 0,296 plg

at = 5,00 cm

Su = 79.704,3 lbs

Su = 36.147,1 kg

As = 461,5 cm2 (mínima)

P1 = 1.938.300,0 kg

P2 = 1.142.400,0 kg

N = 37,2 conectores.- Mantenemos diseño por fátiga

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 25

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.10 DEFLEXIONES

4.10.1 CALCULOS. Haremos un promedio de inercias y del momento de contracción y temperatura.

de	a	L m	Iacero cm ⁴	I3n cm ⁴	In cm ⁴	Ms+t kg-cm
0,000	4,000	4,000	4.793.908,3	7.462.590,4	10.083.536,4	25.570.995,2
4,000	6,000	2,000	4.793.908,3	7.462.590,4	10.083.536,4	25.570.995,2
6,000	9,000	3,000	6.476.507,5	9.422.087,3	12.618.955,0	29.174.349,5
9,000	12,000	3,000	7.359.939,6	10.880.749,3	14.884.210,4	33.064.840,1
12,000	13,200	1,200	8.440.222,1	11.768.983,9	15.691.232,6	33.040.973,0
13,200	15,500	2,300	9.255.203,7	13.062.582,4	17.702.837,6	36.280.006,7
15,500	18,500	3,000	10.341.738,1	14.128.358,6	18.882.681,5	37.028.085,3
18,500	23,000	4,500	11.424.759,2	15.193.616,9	20.051.867,7	37.708.860,0
23,000	24,000	1,000	11.618.676,5	15.486.651,7	20.503.154,5	38.385.658,5
24,000	25,000	1,000	11.965.174,6	15.726.079,6	20.632.903,7	38.026.784,5
25,000	29,700	4,700	11.965.174,6	15.726.079,6	20.632.903,7	38.026.784,5
Promedio		29,70	8.887.031,3	12.314.223,2	16.415.787,0	33.641.386,5

Deflexión en el centro de luz por carga distribuida

$$\Delta w = \frac{5w(L)^4}{384 \times E \times I} \quad L = 5.940,0 \text{ cm} \quad E = 2.030.000,0 \text{ kg/cm}^2$$

Deflexión por carga puntual en el centro de luz

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

4.10.1.1 DEFLEXION POR CARGA MUERTA

$$w_{cm} = 23,1 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{cm} = 20,8 \text{ cm}$$

4.10.1.2 DEFLEXION POR CARGAS POSTERIORES

$$w_{cp} = 4,3 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{cp} = 2,8 \text{ cm}$$

4.10.1.3 DEFLEXION POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$Ms+t = 33.641.386,5 \text{ kg cm}$$

$$\Delta_{s+t} = \frac{Ms+t(L)^2}{8 \times E \times I}$$

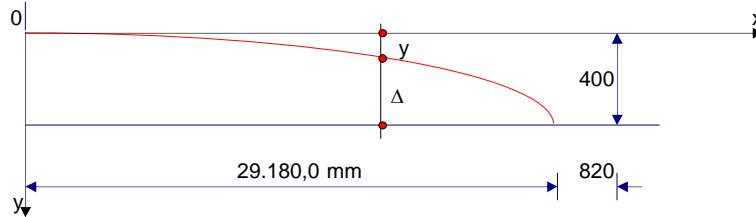
$$\Delta_{s+t} = 4,5 \text{ cm}$$

4.10.1.4 DEFLEXION TOTAL POR CARGAS PERMANENTES

$$\Delta_{total} = 28,0 \text{ cm}$$

4.10.1.5 CAMBER O CONTRAFLECHA

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



$$y = kx^2 \quad k = 4,698E-07$$

x mm	y mm	Δ mm	x mm	y mm	Δ mm
0,0	0,0	400	18.000,0	152,2	248
3.000,0	4,2	396	21.000,0	207,2	193
6.000,0	16,9	383	24.000,0	270,6	129
9.000,0	38,1	362	27.000,0	342,5	58
12.000,0	67,6	332	29.180,0	400,0	0
15.000,0	105,7	294			

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

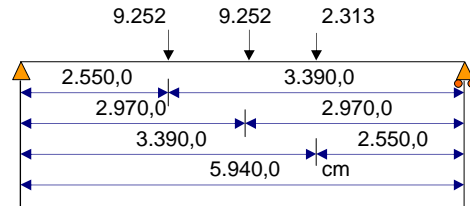
Hoja: 26

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.10.2.6 DEFLEXION POR CARGA VIVA MAS IMPACTO

Por el camión HS MOP

No vigas= 5
 No vías = 2
 i = 1,16
 Peje = 20.000,0 kg
 $Peje\Delta = \frac{Peje \times No \text{ vías}}{No \text{ vigas}} \times i = 9.252 \text{ kg}$

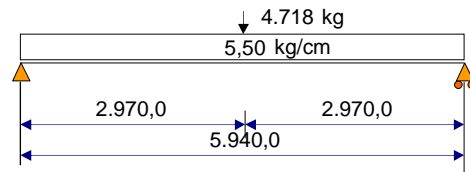


E = 2.030.000,0 kg/cm²
 In = 16.415.787,0 cm⁴

$\Delta_{cv+i} = 2,68 \text{ cm}$

Por la carga equivalente:

wcv = 1,190 t/m / vía
 Pm = 10,200 t /vía
 wcv.-v = 0,550 t/m / viga
 Pm.-v = 4,718 t/viga



$\Delta_{cv+i} = 3,30 \text{ cm}$

DEFLEXION ADMISIBLE

$\Delta_{max} = L / 800 = 7,43 \text{ cm}$

$\Delta_{cv+i} < \Delta_{max}$

Las deflexiones calculadas pueden ser reducidas a un 75%, de acuerdo al Art. 3.12

4.11 CONECCIONES (UNIONES)

4.11.1 INTRODUCCION

Art.10.23 SOLDADURA

1.7.21 (B) AASHTO 1977

Mínimo tamaño de soldadura de filete:

La dimensión mínima es la que se ajusta a la siguiente tabla.

La dimensión de la soldadura se determina por el mayor espesor de las partes conectadas.

El tamaño de la soldadura no deberá ser mayor que el espesor de la parte más delgada que una.

Espesor del material más grueso de las partes a unirse	Mínimo tamaño de soldadura de filete en mm
Hasta 13 mm	5
de 13 a 19 mm	6
de 19 a 38 mm	8

Art. 10.32 Esfuerzos Admisibles

Art. 10.32.2 Metal Soldado

Salvo que se especifique lo contrario, el límite de fluencia y resistencia de los electrodos, debe ser igual o superar los valores mínimos especificados para el material base.

Los esfuerzos permisibles en las áreas efectivas de soldadura, serán como sigue:

Soldadura a Tope.

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

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 27

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

Soldadura de Filete.

$$F_v = 0,27 F_u$$

Donde:

F_v.- esfuerzo admisible de corte

F_u.- resistencia a tensión, según clasificación del electrodo, pero no mayor que la resistencia a tensión de la parte conectada.

4.11.2 UNION ALMA - PATIN

Usaremos electrodos E80

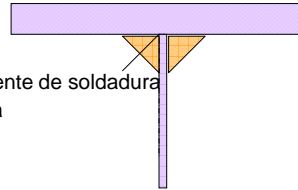
Esfuerzo admisible:

$$F_v = 0,27 \times 80.000,0$$

$$F_v = 21.600,0 \text{ psi}$$

$$F_v = 1.512,0 \text{ kg/cm}^2$$

El área resistente de soldadura es la garganta



Calculamos la resistencia para 1mm de soldadura.

$$q_r = 0,1 \times 0,707 \times 1512,0 = 106,9 \text{ kg/cm}$$

q_r.- esfuerzo rasante horizontal admisible. (según electrodo).

$$q = VQ / I \quad \text{Esfuerzo cortante real: fuerza por unidad de longitud.}$$

Donde:

q = Esfuerzo rasante horizontal real.

V = Cortante, según punto considerado.

Q = Momento estático del área separada.

I = Inercia en la sección considerada.

De acuerdo a la expresión anterior, la sección más crítica será los apoyos ya que se tiene el mayor cortante y la menor inercia.

En puentes, debemos calcular el esfuerzo rasante real, en cada etapa.

4.11.2.1 Carga muerta

$$V_{cm} = 68.666,4 \text{ kg}$$

$$A_{ps} = 87,5 \text{ cm}^2$$

Patín superior

$$A_{pi} = 100,0 \text{ cm}^2$$

Patín inferior

$$I = 4.793.908,3 \text{ cm}^4$$

$$y_s = 132,44 \text{ cm}$$

Para patín superior

$$y_i = 130,06 \text{ cm}$$

Para patín inferior

$$Q_s = 11.588,39 \text{ cm}^3$$

Patín superior

$$Q_i = 13.006,12 \text{ cm}^3$$

Patín inferior

$$q_{cms} = 165,99 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante superior

$$q_{cmi} = 186,30 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante inferior

4.11.2.2 Cargas posteriores

$$V_{cp} = 12.637,4 \text{ kg}$$

$$A_{h3n} = 158,3 \text{ cm}^2$$

Area hormigón 3n

$$I_{3n} = 7.462.590,4 \text{ cm}^4$$

$$y_c = 110,72 \text{ cm}$$

C.g. - área hormigón

$$y_s = 94,47 \text{ cm}$$

Patín superior

$$y_i = 168,03 \text{ cm}$$

Patín inferior

$$Q_s = 25.789,0 \text{ cm}^3$$

Las áreas de patines inferior y superior se mantienen.

$$Q_i = 16.803,1 \text{ cm}^3$$

$$q_{cps} = 43,7 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante superior

$$q_{cpi} = 28,5 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante inferior

4.11.2.3 Carga Viva más impacto.

$$V_{cv+i} = 39.765,7 \text{ kg}$$

$$A_{hn} = 474,8 \text{ cm}^2$$

$$I_n = 10.083.536,4 \text{ cm}^4$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 28

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

$$y_c = 73,29 \text{ cm}$$

$$y_s = 57,04 \text{ cm}$$

$$y_i = 205,46 \text{ cm}$$

Las áreas de patines inferior y superior se mantienen.

$$Q_s = 39.788,0 \text{ cm}^3$$

$$Q_i = 20.546,1 \text{ cm}^3$$

$$q_{cvs} = 156,9 \text{ kg/cm}$$

$$q_{cvi} = 81,0 \text{ kg/cm}$$

4.11.2.4 Esfuerzo rasante horizontal total.

$$q_s = 366,6 \text{ kg/cm}$$

$$q_i = 295,8 \text{ kg/cm}$$

4.11.2.5 Diseño de la soldadura de filete.

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño de filete: 8 mm

Número de filetes 2

Resistencia del filete:

$$q_r = 1.710,4 \text{ kg/cm}$$

$$q_r > q_s$$

4.11.3 UNION ALMA - RIGIDIZADOR DE APOYO

$$R = V_t = 121.069,4 \text{ kg}$$

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño de filete: 8 mm

Número de filetes 4

Resistencia del filete:

$$q_r = 3.420,7 \text{ kg/cm}$$

Longitud de soldadura: 255,0 cm

Carga resistente de las soldaduras:

$$P_r = 872.290,9 \text{ kg}$$

$$P_r > R$$

4.11.4 UNION DE TRAMOS

La unión de tramos se hará con soldadura a tope, usando electrodos de mayor resistencia que el metal base. E80

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.

4.11.5 UNION DE CONECTORES DE CORTE

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño del filete: 5 mm

Resistencia del filete:

$$q_r = 534,492 \text{ kg/cm}$$

Longitud del filete:

El conector tipo C, está soldado en todo su contorno:

$$l = 40,0 \text{ cm}$$

Fuerza resistente de la soldadura del conector:

$$F_r = 21.379,7 \text{ kg}$$

$$F_r > Z_r \quad Z_r = 6.427,8 \text{ kg}$$

4.12.- CALCULO DE LOS APOYOS ELASTOMERICOS

4.12.1 GENERALIDADES

Un apoyo elastomérico es un elemento constituido parcial o completamente de elastómero y cuya finalidad es transmitir las cargas y acomodar los movimientos del puente y su estructura de apoyo.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 29

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

Se hará el diseño de apoyos simples (conformado por elastómeros solamente) y apoyos reforzados (conformados por placas alternadas de acero y elastómero), pegados entre sí.

Materiales con un módulo cortante superior a 14 kg/cm² o una dureza nominal mayor que 60, no deben usarse en apoyos reforzados. Bajo ninguna condición, la dureza nominal debe exceder 70 ó el módulo cortante 21 kg/cm².

Las láminas internas de acero deberán ser sanblasteadas y limpiadas de todo lo que contenga su superficie. (herrumbre, escamas, rebabas mugre y no tener bordes agudos)

Apoyos con láminas de acero, deberán ser moldeados y unidos y vulcanizados bajo honda calorífica y presión. Estos deberán desarrollar un esfuerzo de desprendimiento de 40 lb/plg. (7,14 kg/cm) El esfuerzo de desprendimiento deberá ser realizado bajo la norma ASTM D429.

4.12.2 NOMENCLATURA

Eje longitudinal.-	Eje del apoyo paralelo al eje longitudinal de las vigas del puente.
Eje transversal.-	Eje del apoyo perpendicular al eje longitudinal.
A.-	Area plana bruta, del apoyo
bf.-	Ancho de la aleta de la viga de acero
Ec.-	Módulo efectivo de compresión del elastómero, teniendo en cuenta la restricción de abultamiento. $=3G(1 + kS^2)$
Fy.-	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del apoyo elastómero, kg/cm ²
G.-	Módulo de corte del elastómero, a 22,8 °C, kg/cm ²
H.-	Fuerza de corte de diseño del apoyo, en kg. $= G\Delta h/hrt$
hrt.-	Espesor total del elastómero del apoyo, cm.
hri.-	Espesor de la capa número i del apoyo, cm.
hs.-	Espesor de una lámina de acero de refuerzo.
k.-	Constante que depende de la dureza del elastómero.
L.-	Dimensión total del apoyo rectangular, paralelo al eje longitudinal, cm.
P.-	Carga de compresión sobre el apoyo
S.-	Factor de forma de una capa de apoyo. Es la relación entre el área plana y el área del perímetro libre par abultamiento. $LW / 2hri(L+W)$ Para apoyos rectangulares sin huecos
tf.-	Espesor del ala de la viga de acero.
W.-	Dimensión total del apoyo rectangular, paralelo al eje transversal, cm.
δ.-	Deformación instantánea por compresión del apoyo, cm.
Δ h.-	Movimiento horizontal total de la superestructura, medido desde el estado en el cual el apoyo no se ha deformado, cm.
Δ s.-	Deformación por corte del apoyo, en una dirección, desde el estado no deformado, teniendo en cuenta la flexibilidad del apoyo, cm.
ε ci.-	Deformación instantánea de compresión en la capa i del elastómero (Cambio de espesor dividido para el espesor sin esfuerzo).
θ.-	Rotación relativa de las superficies superior e inferior del apoyo, rad.
θsx.-	Rotación de servicio debido a la carga total, respecto al eje transversal
n.-	Número de capas interiores de elastómero
Γ.-	Longitud del apoyosi la rotación es alrededor del eje transversal y ancho del apoyosi la rotación es alrededor del eje longitudinal.
hmáx.-	Espesor de la capa con más espesor en el apoyo elastómero, cm.
TL.-	Carga total
LL.-	Carga viva
x.-	Referente al eje transversal
z.-	Referente al eje longitudinal
σ s.-	P/A esfuerzo de compresión de servicio promedio, debido a la carga total, kg/cm ²
σ L.-	Esfuerzo de compresión promedio debido a carga viva, kg/cm ²
ΔFTH.-	Umbral constante de amplitud de fatiga para la Categoría A especificada en el Art. 6.6

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 30

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

4.12.3 DISEÑO DE LOS APOYOS

4.12.3.1 APOYOS ELASTOMERICOS REFORZADOS

Solicitaciones

Rcm = 81,304 t

Rcv = 49,316 t

Rtotal = 130,620 t

Dimensiones

bw = 50,0 cm Ancho patín de viga metálica en apoyo

W = 38,0 cm Ancho de neopreno adoptado

σ_{adm} = 110 kg/cm² Esfuerzo admisible inicial por compresión adoptado

L = $Rt / \sigma_{adm} \times W$

L = 31,25 cm

L = 38,0 cm Adoptado

Deformación por corte:

Desplazamiento de superestructura

a) por temperatura

Δt = ± 20,0 °C

α = 1,125E-05 Coeficiente dilatación temperatura

Lv = 6.000,0 cm Longitud total de viga

$\delta t (+)$ = $L \alpha \Delta t$ = 1,35 cm

$\delta t (-)$ = 1,35 cm

b) por contracción

Cc = 2,00E-04 Coeficiente de contracción

δc = $L \times Cc$ = 1,20 cm

c) total

δ_{total} = 3,90 cm

Δs = 3,90 cm/tramo

$\Delta s/lado$ = 1,95 cm

hrt ≥ 2 Δs

hrt ≥ 3,90 cm

hri = 1,00 cm Espesor de una capa

n = 4 Número de capas

hrt = 4,00 cm Altura total de las capas de neopreno

Esfuerzo de compresión:

Dureza = 60,0 °

G = 11,00 kg/cm² Módulo de corte

S = 9,50 Factor de forma

$\sigma_s \leq 1,66 GS$ Esfuerzo de compresión admisible para carga total

$\sigma_L \leq 0,66 GS$ Esfuerzo de compresión admisible para carga viva

$\sigma_{s adm}$ = 173,5 kg/cm²

$\sigma_{L adm}$ = 68,97 kg/cm²

σ_s = 90,5 kg/cm² < $\sigma_{s adm}$

σ_L = 49,32 kg/cm² < $\sigma_{L adm}$

Deflexión por compresión:

σ_s = 1.286,8 psi = 8,879 Mpa

ϵ_{ci} = 4,00 %

δh = 0,16 cm = 1,6 mm

δ_{adm} = 3,2 mm

Compresión y Rotación combinadas :

Rotación:

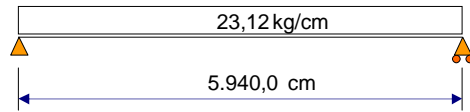
Giro por carga muerta

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

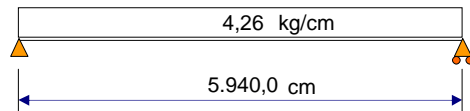
Hoja: 31

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m



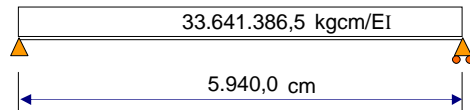
$E = 2.030.000,0 \text{ kg/cm}^2$
 $I_a = 8.887.031,3 \text{ cm}^4$ Inercia sección acero
 $\theta_{sx \text{ cm}} = 0,0112 \text{ rad.}$ Giro por carga muerta

Giro por cargas posteriores



$E = 2.030.000,0 \text{ kg/cm}^2$
 $I_{3n} = 12.314.223,2 \text{ cm}^4$
 $\theta_{sx \text{ cp}} = 0,0015 \text{ rad.}$ Giro por cargas posteriores

Giro por contracción y temperatura

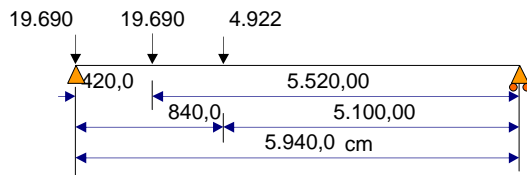


$E = 2.030.000,0 \text{ kg/cm}^2$
 $I_n = 16.415.787,0 \text{ cm}^4$
 $\theta_{sx \text{ s+t}} = 0,0030 \text{ rad.}$ Giro por contracción y temperatura

Giro por carga viva

Usamos la carga del camión:

$F_d = 1,969$ Factor de Distribución
 $P_r = 10,00 \text{ t}$ Carga de rueda
 $P' = 19.690 \text{ kg}$ Carga viva puntual/viga
 $P'/4 = 4.922 \text{ kg}$



$E = 2.030.000,0 \text{ kg/cm}^2$
 $I_n = 16.415.787,0 \text{ cm}^4$
 $\theta_{sx \text{ cv}} = 0,000636 \text{ rad}$ Giro por carga viva
 $\theta_{sx} = 0,0163 \text{ rad}$ Giro total de carga muerta acabados, contracción y temperatura y carga viva

$\sigma_s > 1,0GS \times [\theta_s / n] \times [\Gamma / hri]^2$

Los apoyos rectangulares que esten sujetos a deformación por cortante, deberán también satisfacer lo siguiente:

$\sigma_s < 1,875 GS [1 - 0,200 \times [\theta_s / n] \times [\Gamma / hri]^2]$

$\theta_{sx \text{ cm}} = 0,01119 \text{ rad.}$ Giro por carga muerta
 $\theta_{sx \text{ cp}} = 0,00149 \text{ rad.}$ Giro por cargas posteriores
 $\theta_{sx \text{ s+t}} = 0,00300 \text{ rad.}$ Giro por contracción + temperatura
 $\theta_{sx \text{ cv}} = 0,00064 \text{ rad.}$ Giro por carga viva
 $\theta_{sx} = 0,01631 \text{ rad.}$ Giro total carga muerta, acabados, contracción + temperatura, viva
 $\sigma_{s \text{ min}} = 615,4 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{s \text{ máx}} = 189,9 \text{ kg/cm}^2$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BACHILLERO

Cálculo: Ing. Juan M. Vinueza Moreno

Hoja: 32

SUPERESTRUCTURA: TRAMO L = 60,00 m

Estabilidad

$$\sigma_s \leq G / (2A - B)$$

$$A = \frac{1,92 \text{ (hrt/L)}}{S\sqrt{1+(2,0 L/W)}}$$

$$A = 0,0123$$

$$B = 0,0196$$

$$\sigma_s \leq 2.193,9 \text{ kg/cm}^2$$

Usar: 173,5 kg/cm²

Refuerzo

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

Límite de fluencia del acero

$$h_s \geq 3 h_{\text{máx}} \sigma_s / F_y$$

$$h_s \text{ mín} = 0,108 \text{ cm}$$

$$h_s = 0,200 \text{ cm}$$

Espesor de lámina de acero adoptado

$$n_s = 3$$

Número de láminas de acero

Resultado final: Neopreno dureza 60°

L	38,0 cm
W	38,0 cm
h _{ri}	1,00 cm
Número capas n	4
Espesor lámina acero	2 mm
Altura total apoyo	4,60 cm

