



ESP E
ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO
CAMINO A LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO DE INVESTIGACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**“ COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES
AASHTO ASD Y LRFD APLICADO AL PUENTE SOBRE EL RIO MIRA”**

AUTOR: JORGE JAVIER CRUZ ARCOS

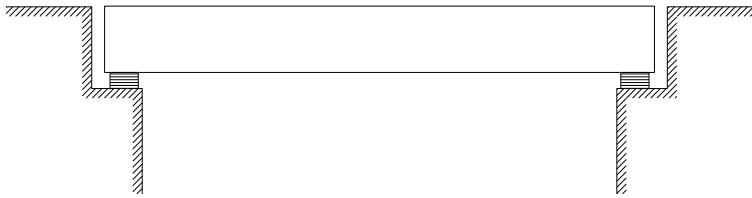
DIRECTOR: ING. ESTUARDO PEÑAHERRERA

SANGOLQUÍ, AGOSTO 2016

INTRODUCCIÓN

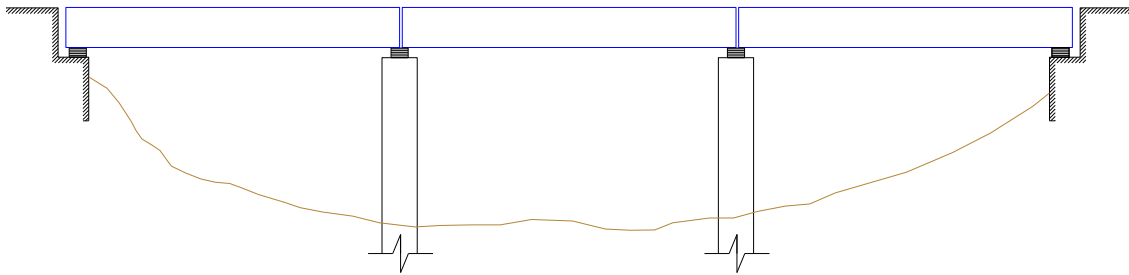
Puentes mixtos.-

Los puentes mixtos están conformado por dos tipo de materiales, un tablero de hormigón armado apoyado sobre vigas metálicas con sección tipo I.



Isostáticos.-

Se denomina "puente isostático" a aquel cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro desde el punto de vista de la flexión, aunque los apoyos que los sostienen sean compartidos por mas tramos.



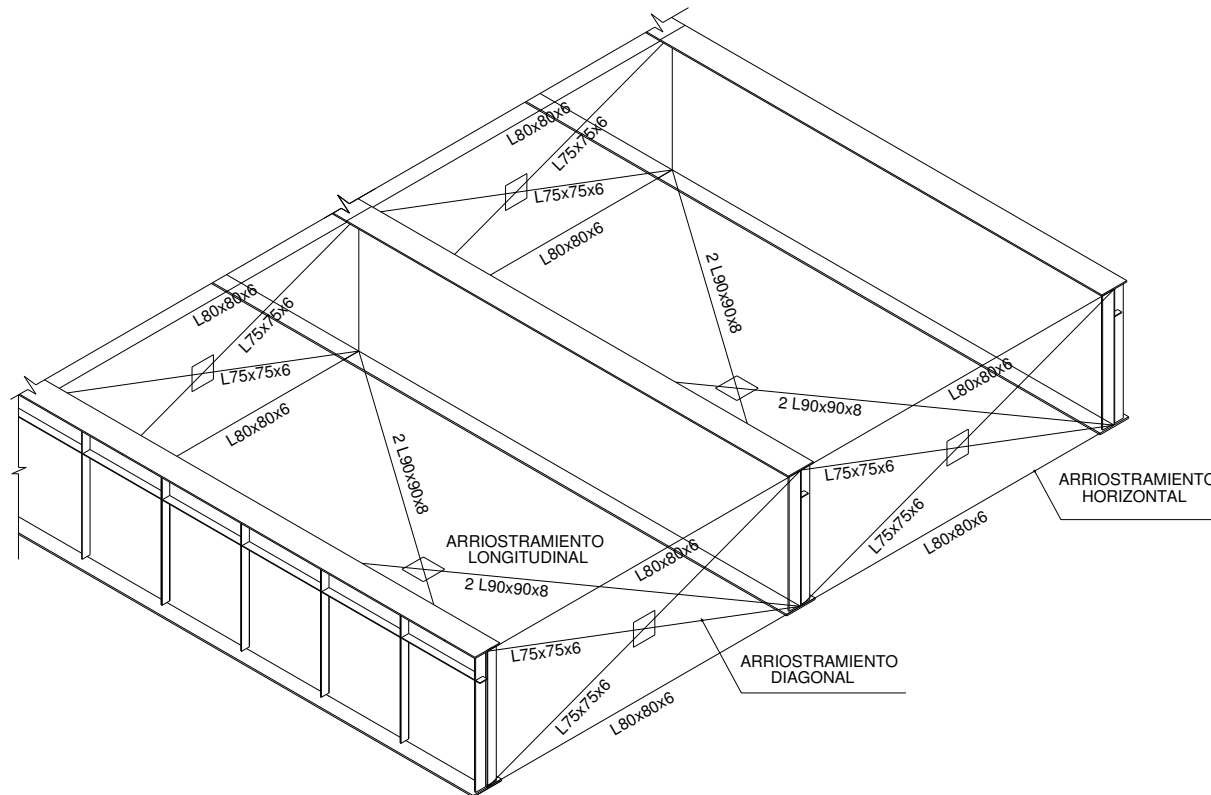
Superestructura puentes mixtos.-

Losa de hormigón o tablero con refuerzo principal perpendicular al tránsito.

Vigas principales, un alma y dos alas

Rigidizadores, longitudinal y transversal

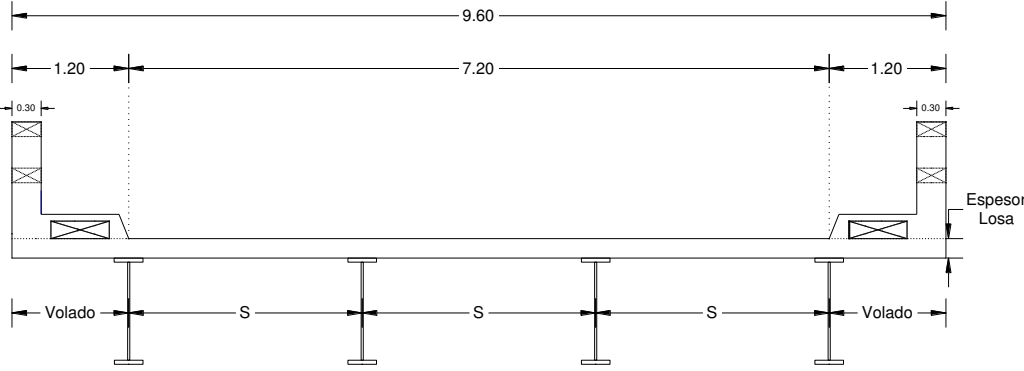
Arriostramientos, horizontales longitudinales y diagonales.





**Elementos de la superestructura
de puentes mixtos**

Puente sobre rio Mira



Provincia de Imbabura y Carchi
Cantón Mira parroquia La Concepción
Vía E10 Transversal Fronteriza abscisa km 132+600
Conexión a la vía Mira - Juan Montalvo - Estación Carchi

Tres tramos isostáticos, el tramo central tiene una luz de 40 metros de longitud y de dos carriles con un ancho de calzada de 7.20 metros y veredas de 1.20 metros para un ancho total de 9.60 metros, se plantea modelar el puente con 4 vigas dos exteriores y dos interiores como se indica en el siguiente gráfico

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO

Comparar entre los métodos de diseño por esfuerzos permisibles (AASHTO-ASD) y por factores de carga y resistencia (AASHTO-LRFD), aplicado a la superestructura del puente mixto sobre el río Mira, parroquia La Concepción

Objetivos específicos

- Analizar y diseñar la superestructura del puente mixto sobre el río Mira, aplicando el método AASHTO-ASD para determinar sus ventajas y desventajas.
- Analizar y diseñar la superestructura del puente mixto sobre el río Mira, aplicando el método AASHTO-LRFD para determinar sus ventajas y desventajas.

MARCO TEÓRICO

Fundamento de Diseño para Esfuerzos Admisibles (ASD).

La aplicación de este método de diseño supone que para las cargas de servicio la estructura se comporta dentro del rango elástico.

En el diseño por ASD se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\sum Q_i \leq F_{adm}$$

Donde:

$$Q_i = \text{Esfuerzo por efecto de la carga}$$

$$F_{adm} = \frac{F_y}{F.S} = \text{Esfuerzo admisible del material}$$

$$F_y = \text{Esfuerzo de fluencia}$$

$$F.S = \text{Factor de seguridad}$$

Fundamento de Diseño por Coeficientes de Carga y Resistencia (LRFD).

Este método utiliza coeficientes basados en la teoría de la confiabilidad y en conocimiento estadístico de las cargas y de las características del material. El diseño con LRFD es mucho más amplio, considera varios escenarios de resistencia, servicio, eventos extremos y fatiga, es una aplicación de la filosofía de diseño para estados límite.

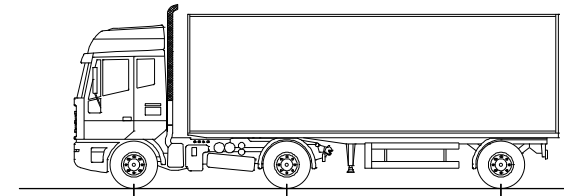
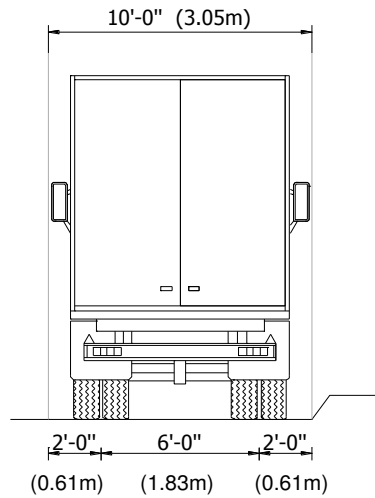
La expresión básica en el diseño por el método LRFD es:

$$\phi R_n > \eta \sum \lambda_i Q_i$$

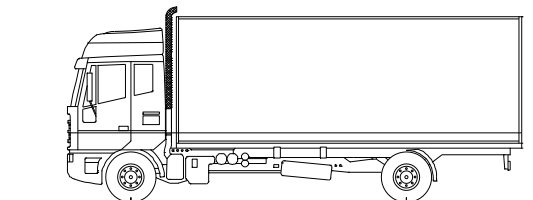
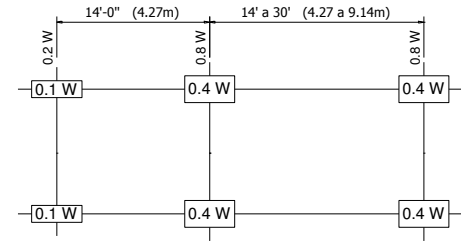
La expresión anterior puede resumirse para un miembro particular de la siguiente manera:

(factor de resistencia) (resistencia nominal) > (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga).

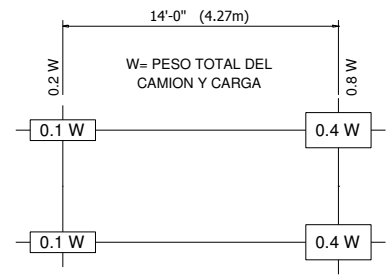
Carga Viva (AASHTO Standard, sección 3.4)



HS 20-44	8000 Lbs. (3.63 T)	32000 Lbs. (14.51 T)	32000 Lbs. (14.51 T)
HS 15-44	6000 Lbs. (2.72 T)	24000 Lbs. (10.89 T)	24000 Lbs. (10.89 T)



H 20-44	8000 Lbs. (3.63 T)	32000 Lbs. (14.51 T)
H 15-44	6000 Lbs. (2.72 T)	24000 Lbs. (10.89 T)



CAMIONES H 15-44 & HS 15-44

CARGA UNIFORME = 480 Lbs/Pie
(714.32 Kg/m)

CARGA PUNTUAL =

- 13500 Lbs - MOMENTO
(6123.50 Kg)
- 19500 Lbs - CORTE
(8845.05 Kg)

CAMIONES H 20-44 & HS 20-44

CARGA UNIFORME = 640 Lbs/Pie
(952.42 Kg/m)

CARGA PUNTUAL =

- 18000 Lbs - MOMENTO
(8164.66 Kg)
- 26000 Lbs - CORTE
(11793.40 Kg)

Carga Viva (AASHTO LRFD, sección 3.6)

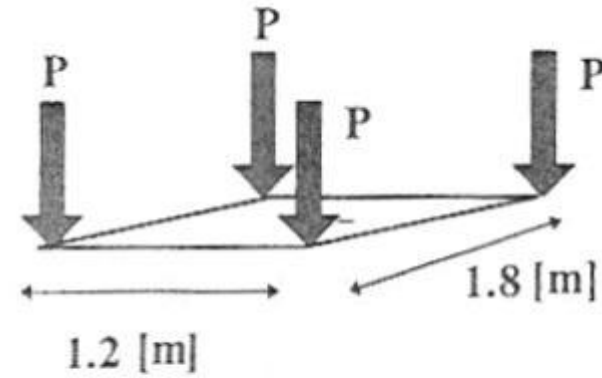
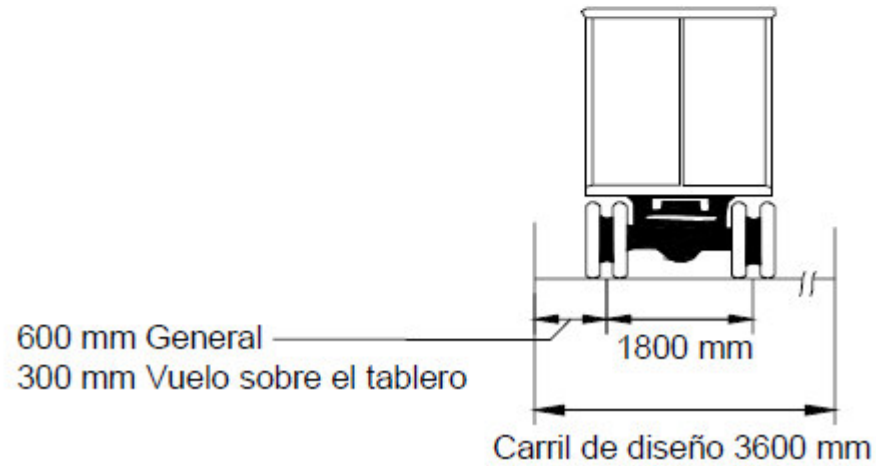
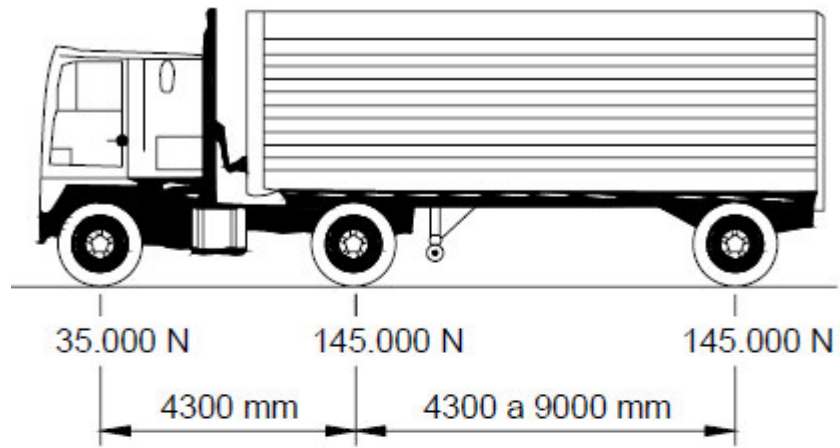


Figura 1.11 Carga de Tándem

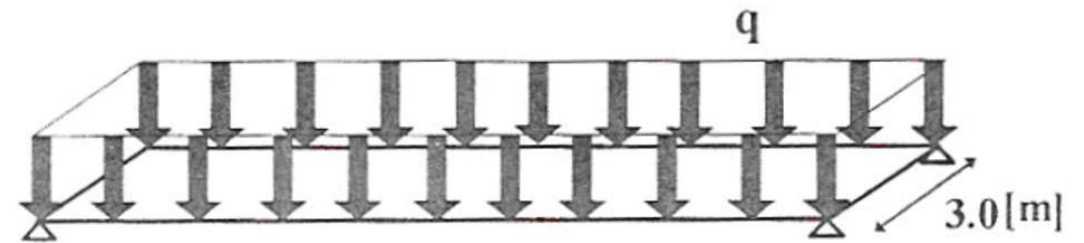


Figura 1.12 Carga de faja de la norma AASHTO LRFD

Factor de distribución de carga viva - ASD

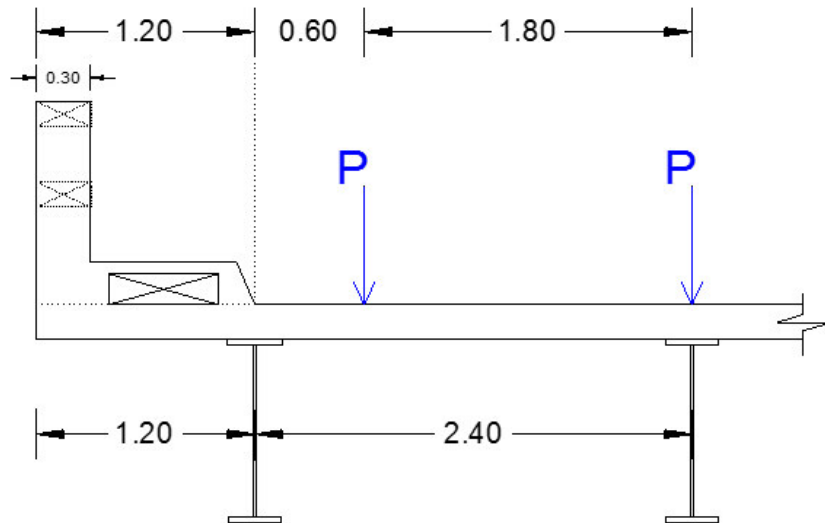
Coeficiente de Distribución C_D (Según tabla 3.23.1 AASHTO Standard)

Interior

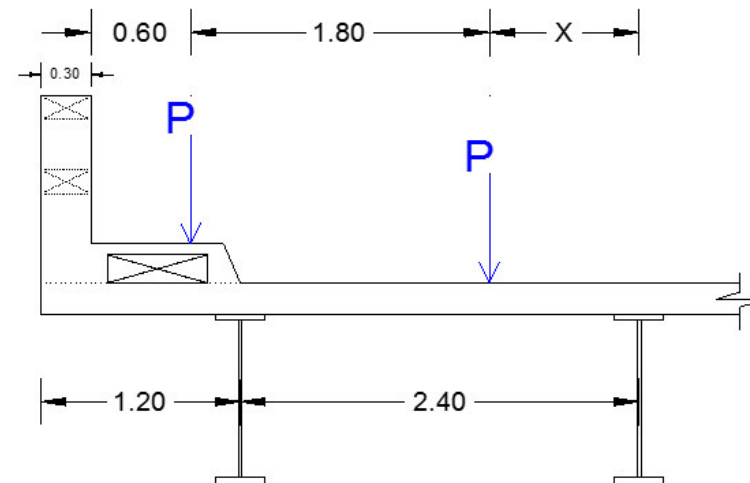
TABLERO DE HORMIGON ARMADO SOBRE:	UNA VIA		DOS O MAS VIAS	
	K	S	K	S
VIGA HORMIGON PRESFORZADO	2.13	≤ 3.05	1.68	≤ 4.27
VIGA T HORMIGON ARMADO	1.98	≤ 1.83	1.83	≤ 3.05
VIGA I METALICA	2.13	≤ 3.05	1.68	≤ 4.27
VIJA CAJON HORMIGON ARMADO	2.44	≤ 3.66	2.13	≤ 4.88
REJILLA DE ACERO	1.37	≤ 1.83	1.22	≤ 3.20

Exterior

Caso normal



Caso accidental



Factor de distribución de carga viva - LRFD

Tabla 4.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

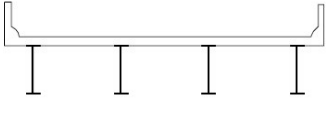
ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 <p style="text-align: center;">(a)</p>

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

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Tabla 4.6.2.2.3b-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$

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

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L_t^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_f \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L_t^3}\right)^{0,1}$	Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_f \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

DISEÑO Y RESULTADOS

DATOS:

Materiales :

$f'c$: 280 kg/cm^2

Fy_{A588} : 3515 kg/cm^2

$fb_{\text{flexión}}$: 1933,25 kg/cm^2

γ_{A588} : 7850 kg/m^3

Dimensiones

Luz del tablero: 40 m

Ancho de tablero: 9,6 m

Espesor losa: 0,19 m

S interior : 2,40 m

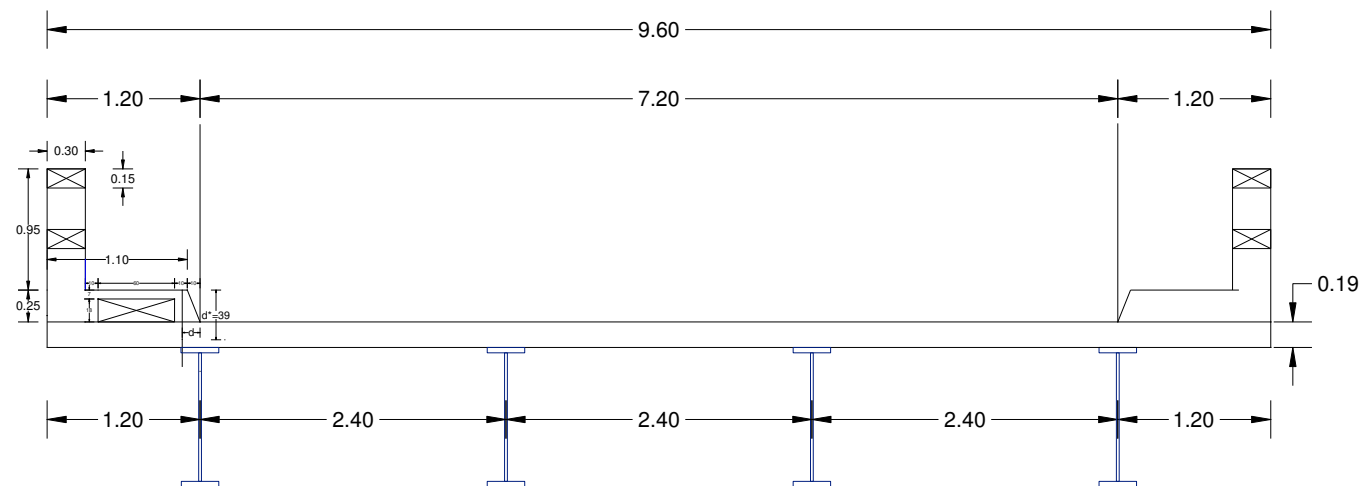
S volado : 1,20 m

h columneta : 0,30 m

b vereda : 1,20 m

Nº de vigas : 4

Nº carriles : 2



DISEÑO DE LOSA

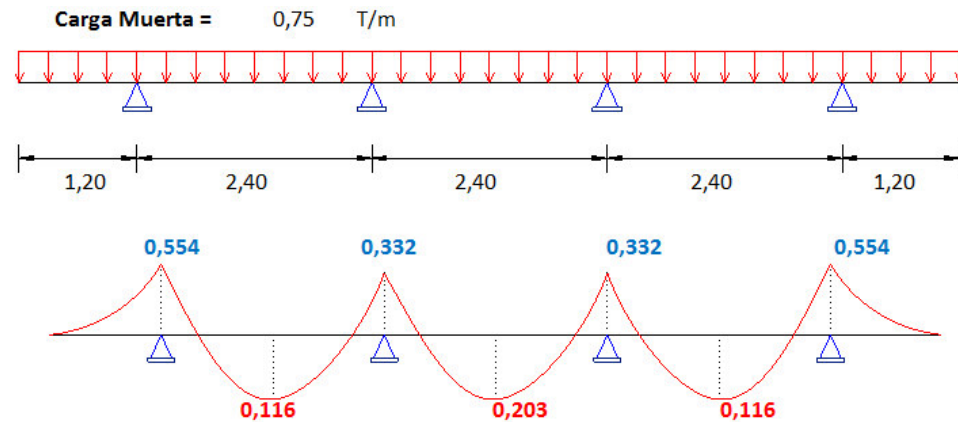
- **Espesor losa :** $t \geq 0.10 + \frac{S}{30} \geq 16.5 \text{ cm}$ *Mas el 10% porque el puente no es continuo*

$$t = 0,193 \text{ m}$$

$$t \text{ asumido} = 0,19 \text{ m}$$

$$\text{Recubr. superior} = 5,0 \text{ cm} \quad d^- = 14,00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubr. inferior} = 3 \text{ cm} \quad d^+ = 16,00 \text{ cm}$$



Volado:

1. Caso Accidental

$$x = 0,60 \text{ m}$$

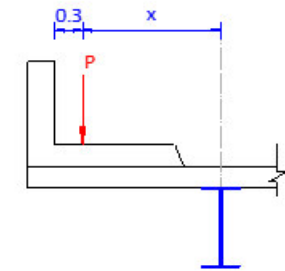
$$E = 0.8X + 1.132$$

$$E = 1,612$$

$$P = 10,00 \text{ T}$$

$$M = \frac{PX}{E}$$

$$M^- = 3,72 \text{ Tm}$$



2. Caso Normal.- No existe caso normal para estas dimensiones

VOLADO $Mu_{1 \text{ vol}} = 1.3 * [M_{CM} + 1.0 * FR * M_{CV} * I] = 7,01 \text{ Tm}$

$Mu^- = 1.3 * [M_{CM^-} + 5/3 * FR * M_{CV} * I] = 7,11 \text{ Tm}$

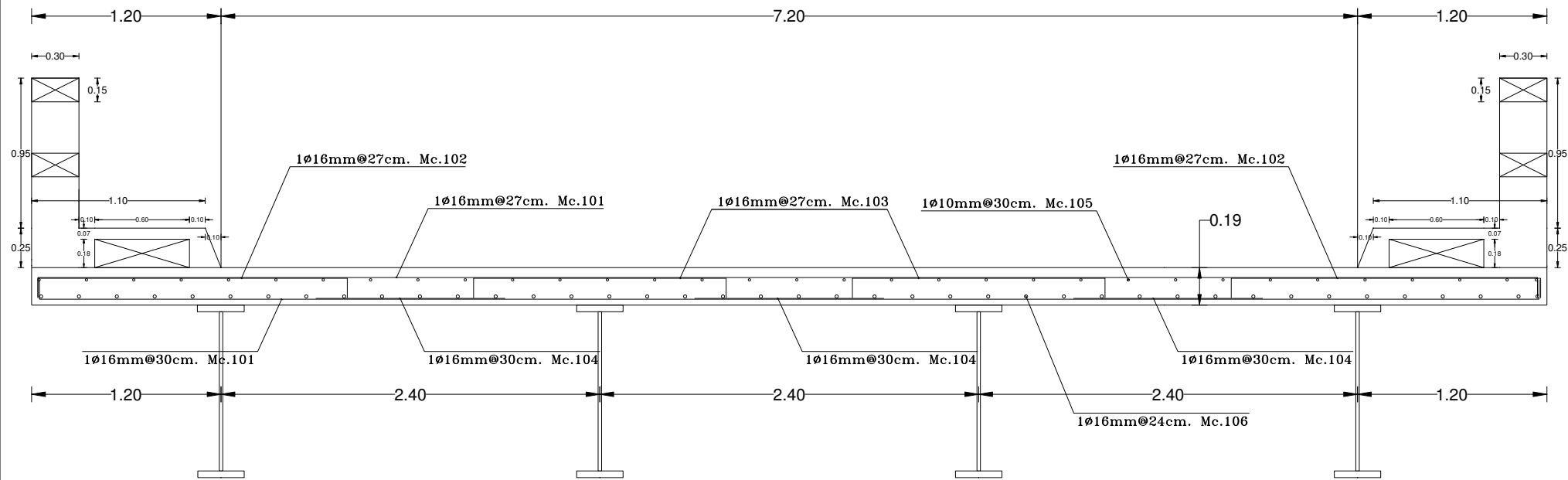
INTERIOR

$Mu^+ = 1.3 * [M_{CM^+} + 5/3 * FR * M_{CV} * I] = 6,94 \text{ Tm}$

Tramo Interior:

$$M^+ = 0.8 \frac{S + 0.61}{9.65} P$$

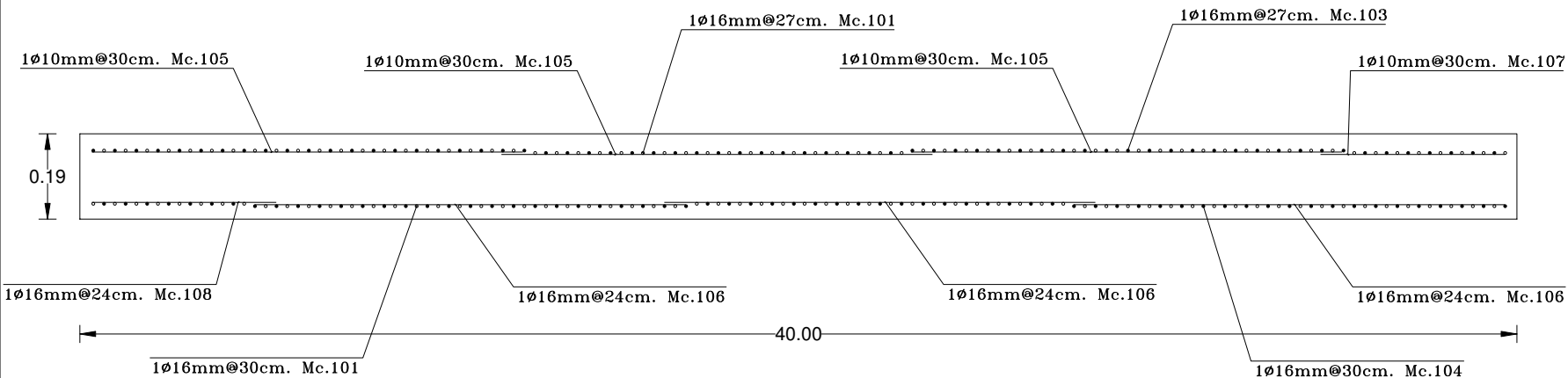
$$M^\pm = 2,37 \text{ Tm}$$



CORTE TRANSVERSAL LOSA

ESC H: _____ 1:25

ESC V: _____ 1:20

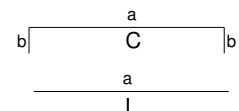


CORTE LONGITUDINAL LOSA

ESC H: _____ 1:25

ESC V: _____ 1:10

TIPOS DE HIERROS



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Acero corrugado varilla, esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Resistencia del hormigón: 280 kg/cm^2
 Traslape: 48 diámetros de la varilla
 Recubrimiento superior: 5cm
 Recubrimiento inferior: 3cm



ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Contiene:
 Tablero de hormigón (armaduras)

Elaborado por:
 Jorge Cruz Arcos

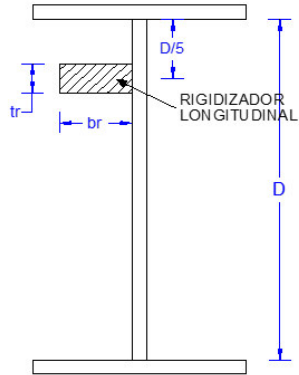
Fecha:
 Agosto - 2016

Escala:
 indicadas

Lámina:
 1/5

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

COMPROBACIÓN DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES



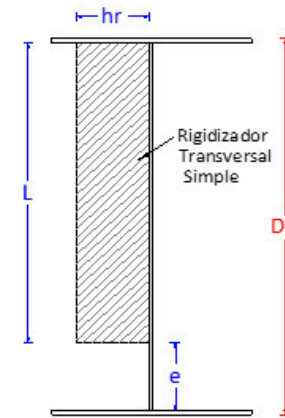
Dimensiones asumidas inicialmente :

$$\begin{aligned} tr &= 1,27 \text{ cm} \\ br &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$I_R = \frac{tr * br^3}{3} = 423,33 \text{ cm}^4$$

$$I_R \geq D * tw^3 \left[2,40 \left(\frac{d}{D} \right)^2 - 0,13 \right] = 354,85 \text{ cm}^4 \quad \text{Si cumple}$$

DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES



Pueden omitirse si :

$$\begin{cases} tw > \frac{D}{150} = 0,95 > 1,33 \text{ cm} & \text{No cumple} \\ y \\ fv \leq \frac{3,95 * 10^6}{\left(\frac{D}{tw} \right)^2} \leq \frac{Fy}{3} & fv = \frac{V}{D * tw} \\ & V = 95,28 \text{ T} \\ & fv = 500,17 \text{ kg/cm}^2 \\ \frac{3,95 * 10^6}{\left(\frac{D}{tw} \right)^2} = 89,59 & \frac{Fy}{3} = 1171,67 \\ fv \leq \frac{3,95 * 10^6}{\left(\frac{D}{tw} \right)^2} \leq \frac{Fy}{3} \\ 500,17 \leq 89,59 \leq 1171,67 & \text{No cumple} \end{cases}$$

Es necesario colocar rigidizadores

Siguientes rigidizadores

$$do \leq 1,5D \leq 300 \text{ cm}$$

$$do_{\text{adoptado}} = 190,75 \text{ cm}$$

$$c = \frac{15,43 * 10^6 \left[1 + \left(\frac{D}{do} \right)^2 \right]}{Fy \left(\frac{D}{tw} \right)^2}$$

$$Fv = \frac{Fy}{3} \left[c + \frac{0,87(1-c)}{\sqrt{1 + \left(\frac{do}{D} \right)^2}} \right]$$

$$\begin{aligned} D/do &= 1,048 \\ D/tw &= 209,97 \end{aligned}$$

$$c = 0,21 < 1$$

$$\begin{aligned} Fv &: \text{ Esfuerzo cortante resistente} \\ Fv &= 828,37 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} do' &\leq 0,5D \\ do' &\leq 100,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$do'_{\text{adoptado}} = 90 \text{ cm}$$

$$fv \leq \frac{4,92 * 10^6 \left[1 + \left(\frac{D}{do'} \right)^2 \right]}{\left(\frac{D}{tw} \right)^2} \leq \frac{Fy}{3}$$

$$\begin{aligned} D/do' &= 2,22 \\ D/tw &= 210,0 \end{aligned}$$

$$fv = 500,17 \text{ kg/cm}^2$$

fv : Esfuerzo cortante actuante

$$fv \leq 662,67 \leq 1171,67$$

Si $fv < Fv$ Chequear esfuerzo de flexión fs

Si $fv > 0,6 Fv$ Controlar que $fv < fs$

$$0,6 Fv = 497,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs \leq \left(0,754 - 0,34 \frac{fv}{Fv} \right) Fy$$

$$fs = 1928,70 \text{ kg/cm}^2$$

SECCIÓN	X	V _{total}	fv	sigma inferior
0	0	95,28	491,59	0,0
1	2,00	87,03	449,01	569,7
2	4,00	78,91	407,14	1077,3
3	6,00	70,93	365,97	1248,8
4	8,00	63,09	325,51	1435,7
5	10,00	55,39	285,76	1677,6
6	12,00	47,82	246,72	1476,6
7	14,00	40,39	208,39	1595,6
8	16,00	33,10	170,77	1681,6
9	18,00	25,95	133,87	1730,8
10	20,00	18,93	97,69	1743,2

DISEÑO DE CONECTORES

Diseño por fatiga

Capacidad del conector (canal) : $Z_r = B * W$

VIA INTERPARROQUIAL CANTON MIRA TPDA=500000

TPDA				
Ciclos	100 000	500 000	2 000 000	> 2 000 000
B	714,30	535,70	428,60	375

$B_{\text{adoptado}} = 535$ Ver Tabla
 $W_{\text{adoptado}} = 20$ cm Longitud del canal

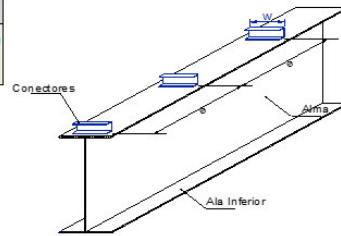
$Z_r = 10700$ Kg

Espaciamiento entre conectores : $e = \frac{Z_r}{S_r} * n \leq 61$ cm

$n = 1$ Número de conectores canal = 1

$S_r = \frac{V_r * Q}{I}$ Vr : Rango de cortante

Se recomienda dejar como mínimo 2,50 cm a cada lado del ala



SEC	X	Yi	hi	Qi	I	Sr	e	e adoptado	n
0	0,0	168,37	42,72	23132,81	4484118	267,7587	39,96	35,00	5,7
1	2,0	168,37	42,72	23132,81	4484118	247,8542	43,17	35,00	5,7
2	4,0	168,37	42,72	23132,81	4484118	229,2419	46,68	35,00	5,7
3	6,0	164,24	47,80	25883,39	5365916	198,1625	54,00	50,00	4,0
4	8,0	161,99	50,05	27103,47	5763648	178,6014	59,91	50,00	4,0
5	10,0	161,99	50,05	27103,47	5763648	165,2258	64,76	50,00	4,0
6	12,0	154,12	57,92	31361,8	7003454	145,7639	73,41	60,00	3,3
7	14,0	154,12	57,92	31361,8	7003454	135,3619	79,05	60,00	3,3
8	16,0	154,73	57,31	31032,94	7031327	124,3311	86,06	60,00	3,3
9	18,0	154,73	57,31	31032,94	7031327	116,4387	91,89	60,00	3,3
10	20,0	154,73	57,31	31032,94	7031327	109,7531	97,49	60,00	3,3
									45,8

DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS

Arriostramiento Transversales

Presión del viento Pv : 120 Kg/m² $P = k V^2$

Espaciamiento máximo : $d \leq 7.62$ m

Numero= $\frac{40}{7,62} = 5,25$ N° adoptado= **6,00**

$d = \frac{40}{6,00} = 6,67$ m

$P = \frac{F}{A} \rightarrow F_v = P_v * A$

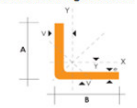
Área = $97,6$ m² Altura alma= 2 m
 Altura losa = $0,19$ m
 Altura vereda = $0,25$ m

$F_v = 11712,00$ Kg

Reacción en los apoyos : $R = 5856,00$ Kg

Arriostramiento Horizontal Superior e Inferior

Datos del ángulo A36:



A = 80 mm rx = 2,49 cm Peso = 7,20 Kg/m
 B = 80 mm ru = 3,18 cm Área = 9,00 cm²
 e = 6 mm rv = 1,51 cm Fy = 2520 Kg/cm²

Diseño con perfil simple L

Área = 9,00 cm²
 k = 0,80
 r_{min} = 1,51 cm
 l = 239,00 cm

$\frac{kl}{r} = 126,62 \leq 240$

Diseño con perfil simple 2L

Área = 18,00 cm²
 k = 0,80
 r_x = 2,49 cm
 l = 239,00 cm

$\frac{kl}{r} = 76,79 \leq 240$

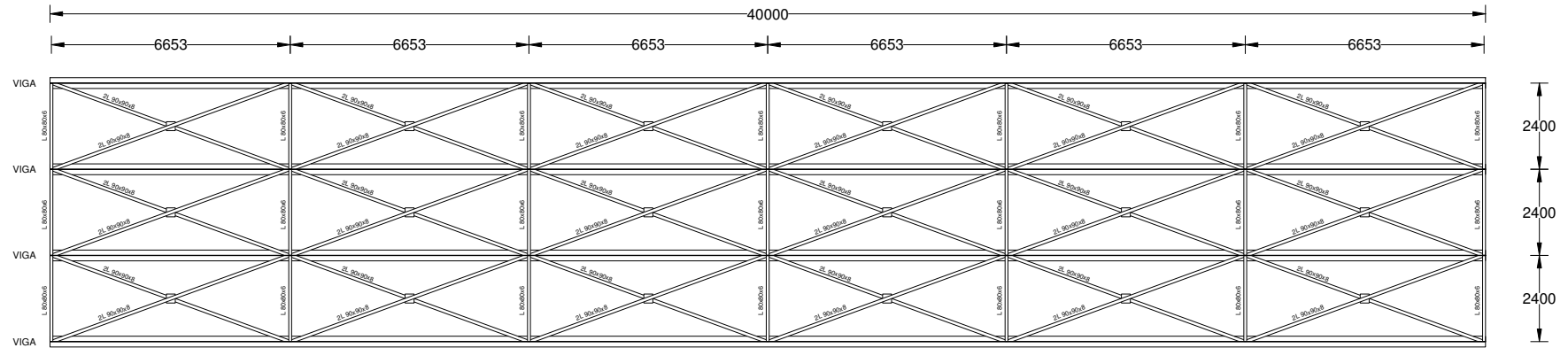
Esfuerzo resistente : $F_a = 1650 - 0.0722 * \left(\frac{kl}{r}\right)^2$

$F_a = 492,3985$ Kg/cm² $F_a = 1224,29$ Kg/cm²

Diseño adoptado : COD = **1** 1 Perfil simple ; 2 Perfil Doble

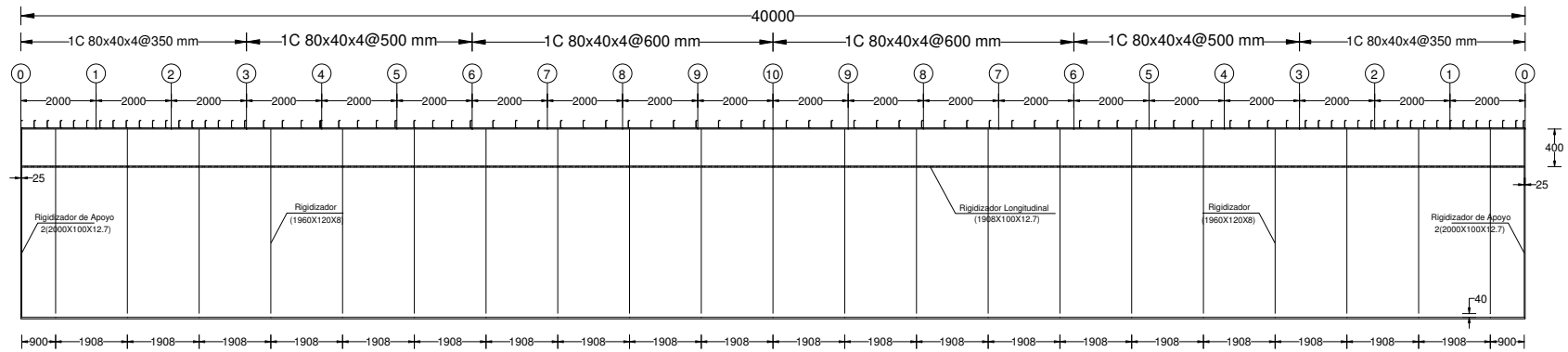
Esfuerzo actuante: $f_a = \frac{R^*}{A_{efectiva}}$

$f_a = 382,75$ Kg/cm² $f_a < F_a$ Si cumple



ARRIOSTRAMIENTOS HORIZONTALES Y LONGITUDINALES

ESC H: _____ 1:125



DETALLE RIGIDIZADORES Y CONECTORES

ESC H: _____ 1:125

ESC V: _____ 1:50

ESPECIFICACIONES Y NOTAS:

1.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES:

- El acero para las vigas metálicas principales es: A588 ($f_y=3515$ Kg/cm²)
- El acero para elementos secundarios es: A36 ($f_y=2520$ Kg/cm²)
- Soldas: De acuerdo a normas AWS, D-12, I-61

2.- En el diseño se ha utilizado las Normas y Recomendaciones de la AASHTO



DISEÑO DE VIGA - (ASD)

CÁLCULO DE MOMENTOS Y CORTANTES :

Factor de distribución transversal FC

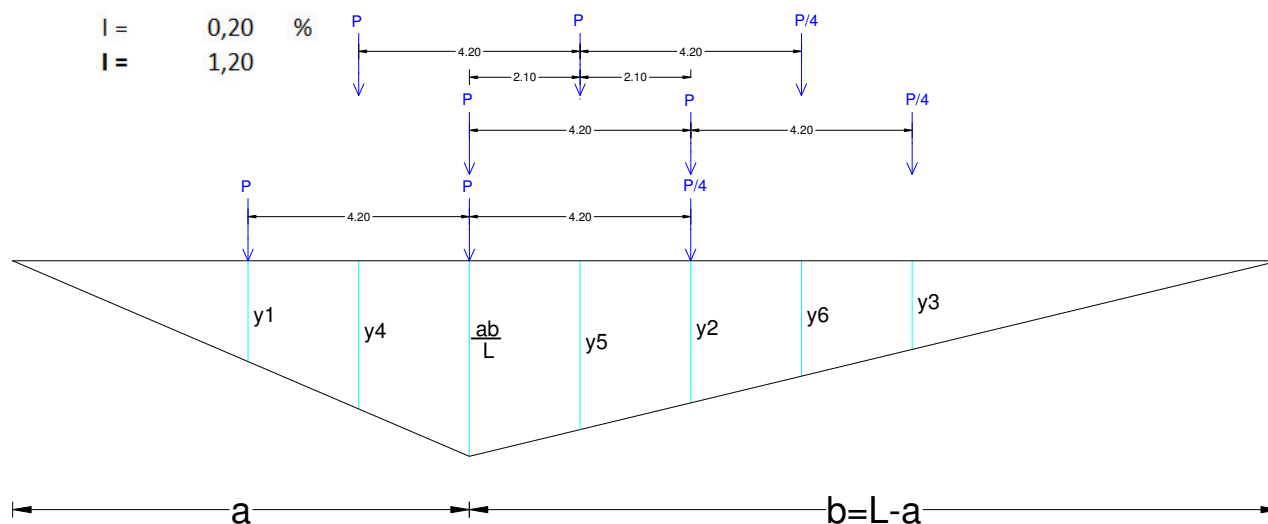
Factor de impacto

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.30\%$$

$$I = 0,20 \%$$

$$I = 1,20$$

Viga	Accidental	Normal
Exterior	1,20	0,75
Interior	-	1,43



Calculo de momentos por secciones

SEC	X	M _{pp}	M _{acabados}	TREN		CAMIÓN		
				M _{cv}	M _{cv1}	M _{cv2}	M _{cv3}	M _{v mayor}
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-71,71	-17,93	0,00
1	2,00	56,01	26,41	43,47	67,61	3,97	52,37	67,61
2	4,00	106,13	50,03	82,36	127,54	71,96	114,99	127,54
3	6,00	150,35	70,88	116,68	179,78	132,28	169,92	179,78
4	8,00	188,68	88,95	146,42	224,34	184,90	217,17	224,34
5	10,00	221,11	104,24	171,59	261,22	229,85	256,74	261,22
6	12,00	247,64	116,74	192,18	290,42	267,11	288,62	290,42
7	14,00	268,28	126,47	208,19	311,93	296,69	312,83	312,83
8	16,00	283,02	133,42	219,63	325,76	318,59	329,34	329,34
9	18,00	291,86	137,59	226,50	331,91	332,80	338,18	338,18
10	20,00	294,81	138,98	228,78	330,37	339,33	339,33	339,33

ESFUERZOS RESISTIDOS POR LA VIGA SOLA :

SEC	X	M _{pp}	W inf	W sup	sigma s	sigma i
0	0,0	0	18326	16220	0,00	0,00
1	2,0	56,0144	18326	16220	345,33	305,66
2	4,0	106,133	18326	16220	654,32	579,14
3	6,0	150,355	23637	20188	744,78	636,11
4	8,0	188,68	26279	21911	861,11	718,00
5	10,0	221,11	26279	21911	1009,11	841,41
6	12,0	247,643	33916	23892	1036,51	730,17
7	14,0	268,28	33916	23892	1122,89	791,02
8	16,0	283,02	34603	26092	1084,69	817,92
9	18,0	291,865	34603	26092	1118,59	843,48
10	20,0	294,813	34603	26092	1129,89	852,00

ESFUERZOS RESISTIDOS SECCIÓN COMPUESTA :

SEC	M _{CM} +M _{CV}	W inf	W sup	W horm	sigma i	sigma s	sigma losa
0	0,00	26335	134983	85870	0,00	0,00	0,00
1	150,03	26335	134983	85870	569,71	111,15	21,84
2	283,70	26335	134983	85870	1077,29	210,18	41,30
3	401,02	32113	140104	93647	1248,78	286,23	53,53
4	501,97	34965	142128	96783	1435,66	353,18	64,83
5	586,57	34965	142128	96783	1677,61	412,70	75,76
6	654,81	44345	144650	103883	1476,61	452,68	78,79
7	707,58	44345	144650	103883	1595,62	489,17	85,14
8	745,79	44351	147071	105245	1681,56	507,10	88,58
9	767,64	44351	147071	105245	1730,82	521,95	91,17
10	773,13	44351	147071	105245	1743,20	525,68	91,82

COMPROBACIÓN DEL EFECTO DE INCREMENTO DE TEMPERATURA

Fuerza que actúa en el C.G de la losa : $P_{s+t} = A * E * \varepsilon$

$$A = B * t = 541,5 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_t \cdot \Delta t + \varepsilon_s$$

$\varepsilon_t:$ 1,08E-05 deformación unitaria por dilatación térmica
 $\varepsilon_t:$ 2,00E-04 deformación unitaria por contracción
 $\Delta t:$ 20 °C variación de T°

$$E_{hormigón} = 15000 \sqrt{f'c} = 250998 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{s+t} = 56,54 \text{ T}$$

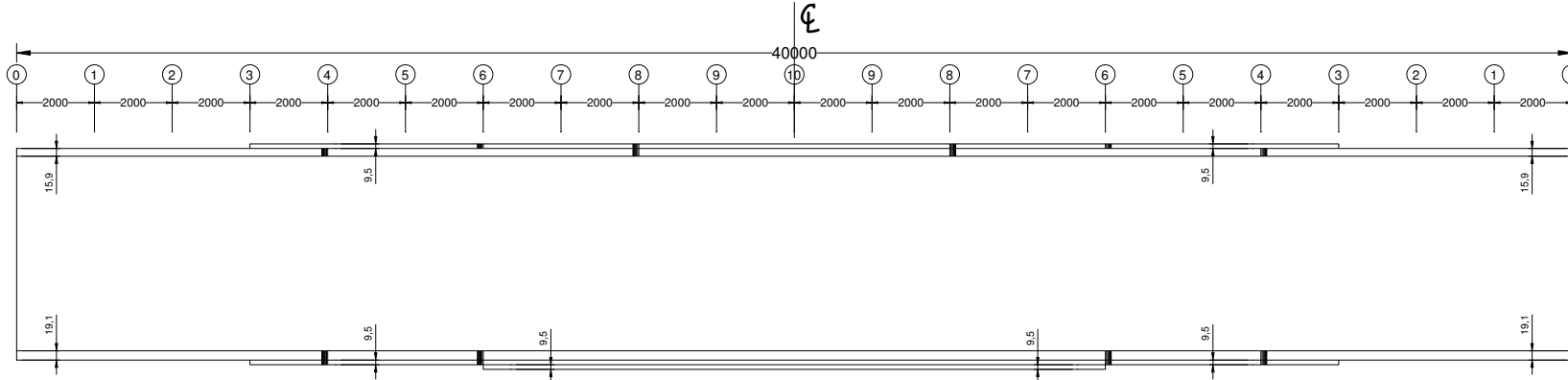
Momento que actúa en losa : $M_{s+t} = P_{s+t} * d$

Esfuerzo por incremento de T° : $\sigma = \frac{M_{s+t}}{W} + \frac{P_{s+t}}{A_t}$

$A_t:$ área de la sección compuesta

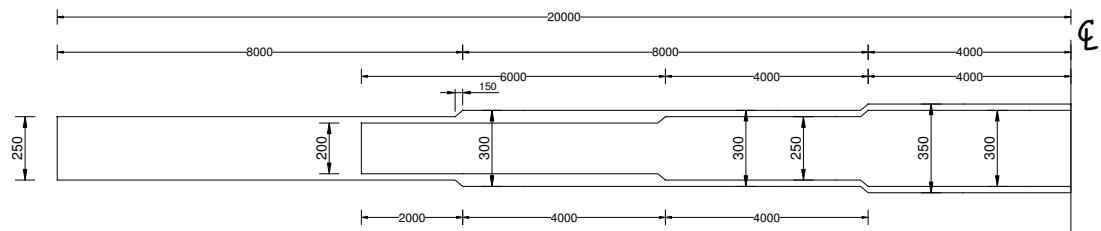
SEC	d	M s+t	W inf	W sup	W horm	sigma i	sigma s	sigma losa
0	42,72	24,15	26335	134983	85870	158,15	84,33	11,82
1	42,72	24,15	26335	134983	85870	158,15	84,33	11,82
2	42,72	24,15	26335	134983	85870	158,15	84,33	11,82
3	47,80	27,03	32113	140104	93647	147,08	82,21	11,47
4	50,05	28,30	34965	142128	96783	142,34	81,31	11,52
5	50,05	28,30	34965	142128	96783	142,34	81,31	11,52
6	57,92	32,75	44345	144650	103883	131,94	80,74	11,81
7	57,92	32,75	44345	144650	103883	131,94	80,74	11,81
8	57,31	32,40	44351	147071	105245	130,41	79,38	11,71
9	57,31	32,40	44351	147071	105245	130,41	79,38	11,71
10	57,31	32,40	44351	147071	105245	130,41	88,47	11,71

SEC	sigma i	sigma s	sigma losa
0	158,15	84,33	11,82
1	727,86	195,48	33,66
2	1235,45	294,51	53,12
3	1395,86	368,44	65,00
4	1578,00	434,50	76,35
5	1819,95	494,02	87,28
6	1608,56	533,42	90,60
7	1727,57	569,90	96,95
8	1811,97	586,48	100,29
9	1861,23	601,33	102,89
10	1873,61	614,15	103,54



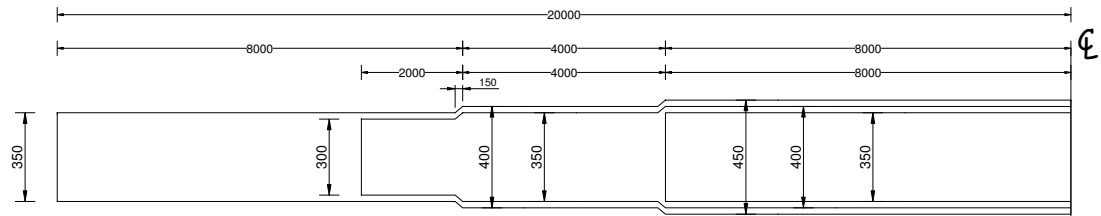
ELEVACION VIGA PRINCIPAL

ESC H: _____ 1:125
 ESC V: _____ 1:50



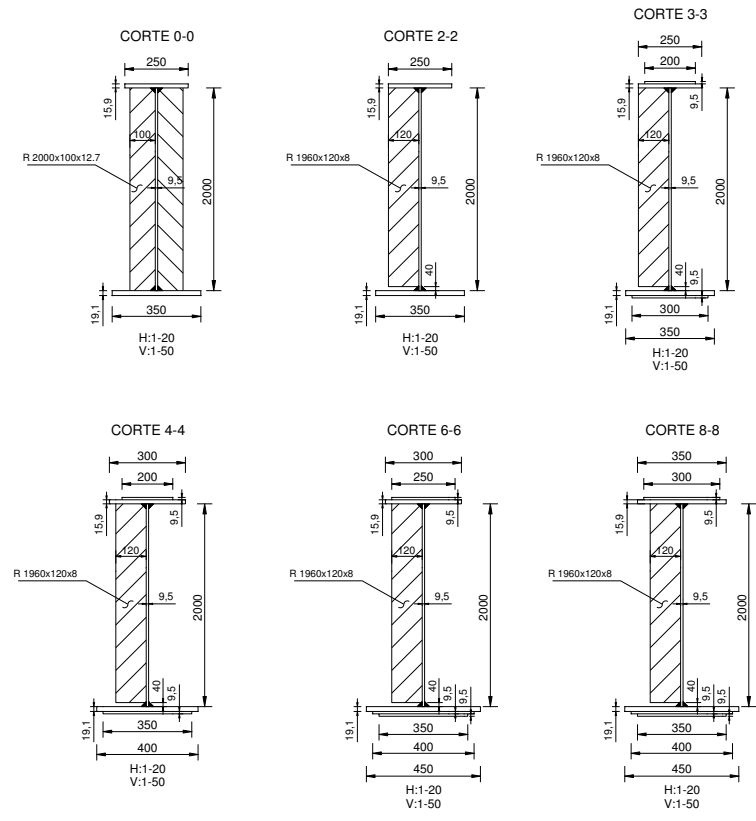
REFUERZO SUPERIOR VIGA

ESC H: _____ 1:100
 ESC V: _____ 1:20



REFUERZO INFERIOR VIGA

ESC H: _____ 1:100
 ESC V: _____ 1:20



DISEÑO DE VIGA - (LRFD)

CÁLCULO DE MOMENTOS Y CORTANTES :

Factor de impacto

$$I = 0,33 \%$$

$$I = 1,33$$

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, IM

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

Factor de distribución transversal FC

Viga	MOMENTO	CORTE
Exterior	1,20	0,75
Interior	1,28	0,82

ESTADO: RESISTENCIA I

Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

De la AASHTO tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga obtenemos la combinacion:

Combinación de Cargas	DC	LL	Usar sólo uno por vez																
	DD	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
Estado Límite	EL	ES	EV	BR	PL	LS	WA <td>WS <td>WL <td>FR <td>TU <td>CR <td>SH <td>TG <td>SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td></td></td></td></td></td></td></td></td>	WS <td>WL <td>FR <td>TU <td>CR <td>SH <td>TG <td>SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td></td></td></td></td></td></td></td>	WL <td>FR <td>TU <td>CR <td>SH <td>TG <td>SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td></td></td></td></td></td></td>	FR <td>TU <td>CR <td>SH <td>TG <td>SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td></td></td></td></td></td>	TU <td>CR <td>SH <td>TG <td>SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td></td></td></td></td>	CR <td>SH <td>TG <td>SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td></td></td></td>	SH <td>TG <td>SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td></td></td>	TG <td>SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td></td>	SE <td>EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td></td>	EQ <td>IC <td>CT <td>CV </td></td></td>	IC <td>CT <td>CV </td></td>	CT <td>CV </td>	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ _p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ _{TG}	γ _{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

1,25.DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

1,50.DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

1,75.LL = sobrecarga vehicular

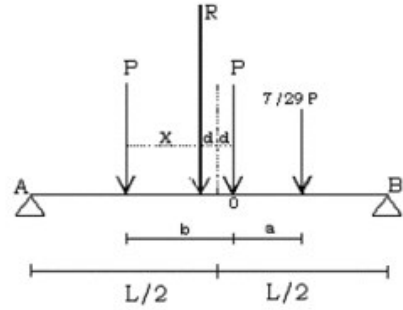
0,5.TG= Gradiente de Temperatura

1,25.M _{DC}	1,5.M _{DW}	1,75.M _{LL}	0,50.M _{TG}
0,00	0,00	0	11,53529
77,39	6,27	118,345	11,53529
146,63	11,88	223,243	11,53529
207,72	16,83	314,691	11,53529
260,67	21,12	392,692	13,36765
305,47	24,75	457,244	13,36765
342,13	27,72	508,348	13,36765
370,64	30,03	547,572	13,36765
391,01	31,68	576,486	14,81074
403,22	32,67	591,952	14,81074
407,30	33,00	593,969	14,81074

SEC	RESIST I	W inf	W sup	W horm	sigma i	sigma s	sigma losa
0	11,54	24438	134425	83651	47,20	8,58	1,72
1	213,54	24438	134425	83651	873,79	158,85	31,91
2	393,29	24438	134425	83651	1609,32	292,57	58,77
3	550,78	24438	134425	83651	2253,78	409,73	82,30
4	687,85	32116	142461	94794	2141,77	482,83	90,70
5	800,83	32116	142461	94794	2493,57	562,14	105,60
6	891,57	32116	142461	94794	2776,08	625,83	117,57
7	961,61	32116	142461	94794	2994,18	675,00	126,80
8	1013,98	38307	146273	101368	2647,01	693,21	125,04
9	1042,66	38307	146273	101368	2721,86	712,81	128,57
10	1049,08	38307	146273	101368	2738,62	717,20	129,37

ESTADO: FATIGA

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



Formula obtenida mediante statica

$$M_{Max FAT} = \frac{2.241 \cdot P}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - \left(\frac{b - 0.241 \cdot a}{4.482} \right)^2 \right] - 0.241 \cdot P \cdot a$$

L =	40	m
a =	4,3	m
b =	9	m
P =	7,398	T
IM	15	%
FC =	1,28	
γ =	0,75	

$$M_{max Fat} = 129,973 \text{ T.m}$$

$$M_{Fatiga diseño} = 143,940 \text{ T.m}$$

$$\text{Sigma fatiga} = \gamma(\Delta F) = 484,956 \text{ kg/cm}^2 = 43,646 \text{ Mpa}$$

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH}$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL}$$

A= constante tomada de tabla

n= 1

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT$$

ADTT = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el periodo de diseño

ADTTSL = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el periodo de diseño

p = valor especificado en la Tabla 1

ADTT = ADT x f

$$ADTT = ADT \times f$$

Table 6.6.1.2.5-1 Detail Category Constant, A.

DETAIL CATEGORY	CONSTANT, A TIMES 10^{11} (MPa ³)
A	82.0
B	39.3
B'	20.0
C	14.4
C'	14.4
D	7.21
E	3.61
E'	1.28
M 164M (A 325M) Bolts in Axial Tension	5.61
M 253M (A 490M) Bolts in Axial Tension	10.3

Table 6.6.1.2.5-2 Cycles per Truck Passage, n.

Longitudinal Members	Span Length	
	>12 000 mm	≤12 000 mm
Simple Span Girders	1.0	2.0
Continuous Girders		
1) near interior support	1.5	2.0
2) elsewhere	1.0	2.0
Cantilever Girders		5.0
Trusses		1.0
Transverse Members	Spacing	
	>6000 mm	≤6000 mm
	1.0	2.0

$$(\Delta F)_n = 61,704 \text{ Mpa}$$

$$Y(\Delta F) < (\Delta F)_n$$

$$43,646 < 61,704 \text{ Si cumple}$$

DEFORMACIONES EN PUENTES DE ACERO

Carga muerta (permanente)

w = Peso de losa, vigas, protecciones y carpeta

$$w = 1,97 \text{ T/m}$$

$$l = 40 \text{ m}$$

$$E = 21000000 \text{ t/m}^2$$

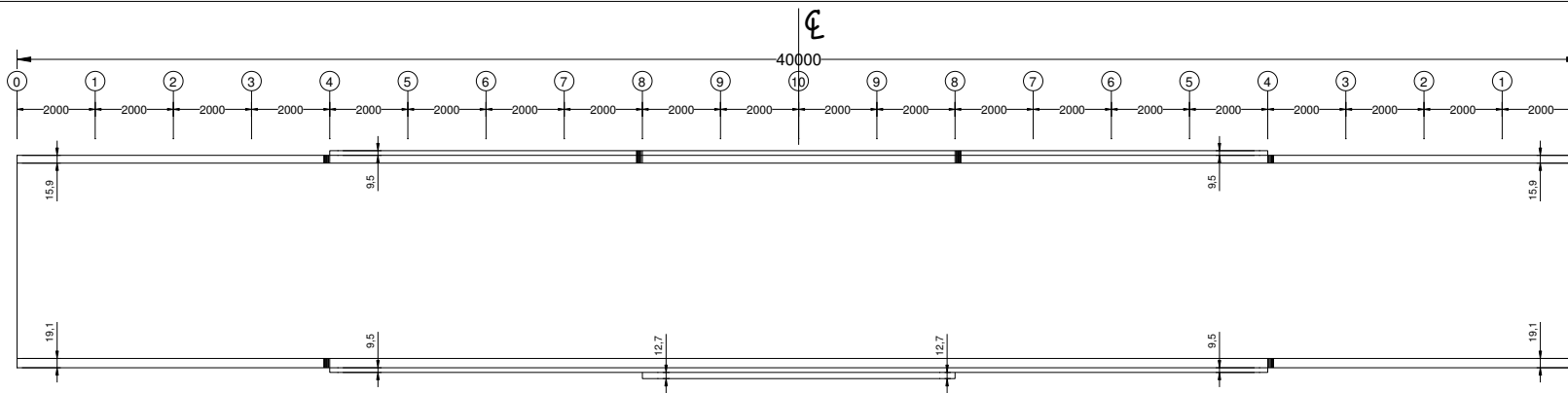
$$I = 0,06274 \text{ m}^4$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{800}$$

$$\Delta_w = \frac{5 * w * l^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta_w = 0,0499 \text{ m}$$

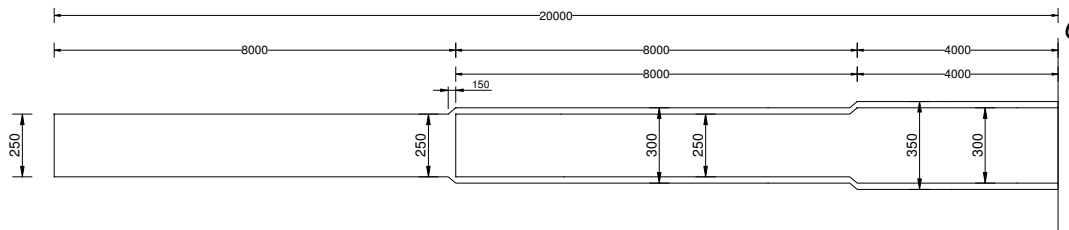
$$\Delta_{max} = 0,050 \text{ m}$$



ELEVACION VIGA PRINCIPAL

ESC H: _____ 1:125

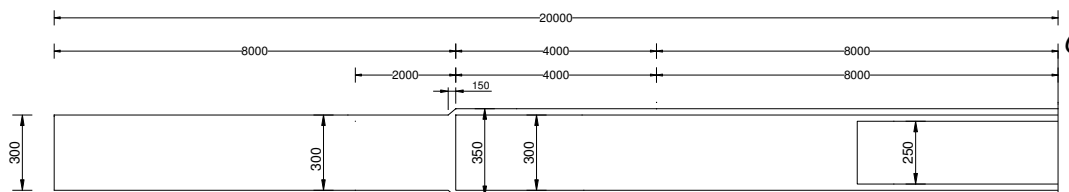
ESC V: _____ 1:50



REFUERZO SUPERIOR VIGA

ESC H: _____ 1:100

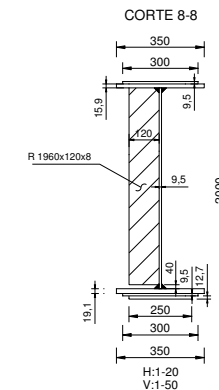
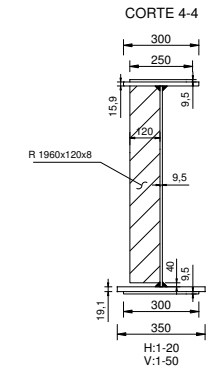
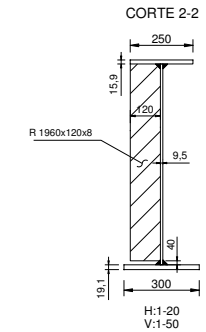
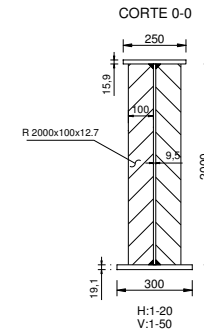
ESC V: _____ 1:20



REFUERZO INFERIOR VIGA

ESC H: _____ 1:100

ESC V: _____ 1:20



ESPECIFICACIONES Y NOTAS:

1.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES:

- El acero para las vigas metálicas principales es: A588 (fy=3515 Kg/cm²)
- El acero para elementos secundarios es: A36 (fy=2520 Kg/cm²)
- Sueltas: De acuerdo a normas AWS, D-12, I-61

2.- En el diseño se ha utilizado las Normas y Recomendaciones de la AASHTO



ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Contiene:
Viga principal - LRFD

Elaborado por:
Jorge Cruz Arcos

Fecha:
Agosto - 2016

Escala:
indicadas

Lámina:
5/5

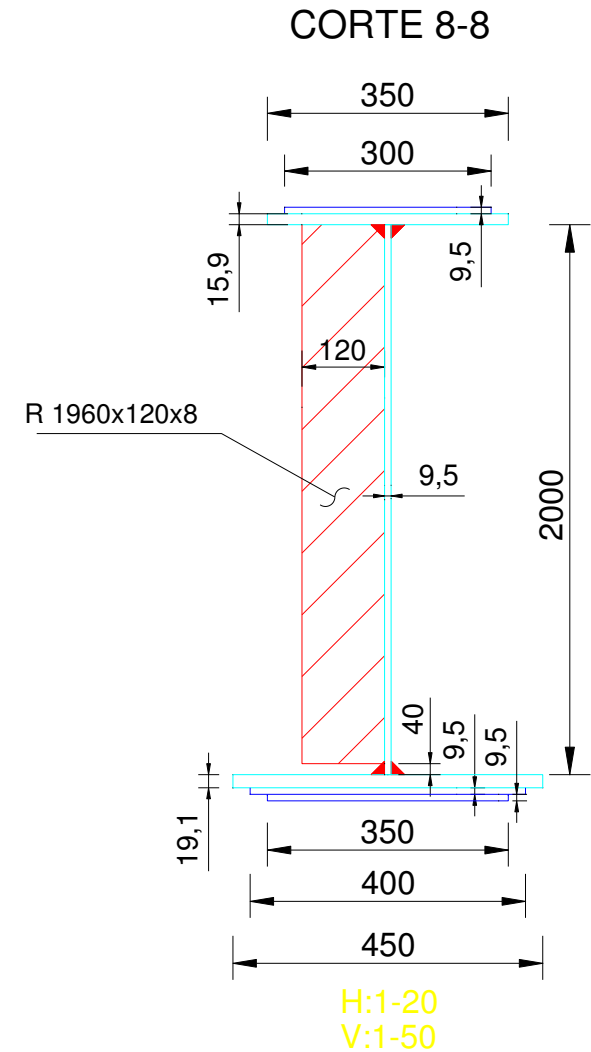
Diseño Viga principal (ASD)

Material: Acero A588 $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$.

	Espeor	Peso
Alma	9.5 mm	23864 kg
Ala superior	15.9 mm	5791.4 kg
Ala inferior	19.1 mm	9595.8 kg.
Refuerzo superior	9.5 mm	2028.4 kg.
Refuerzo inferior 1	9.5 mm	3102.3 kg.
Refuerzo inferior 2	9.5 mm	1670.5 kg.
Peso total:		46052.5 kg.

FC

Viga interior	1.43	
Viga exterior	1.20	Caso normal 0.75



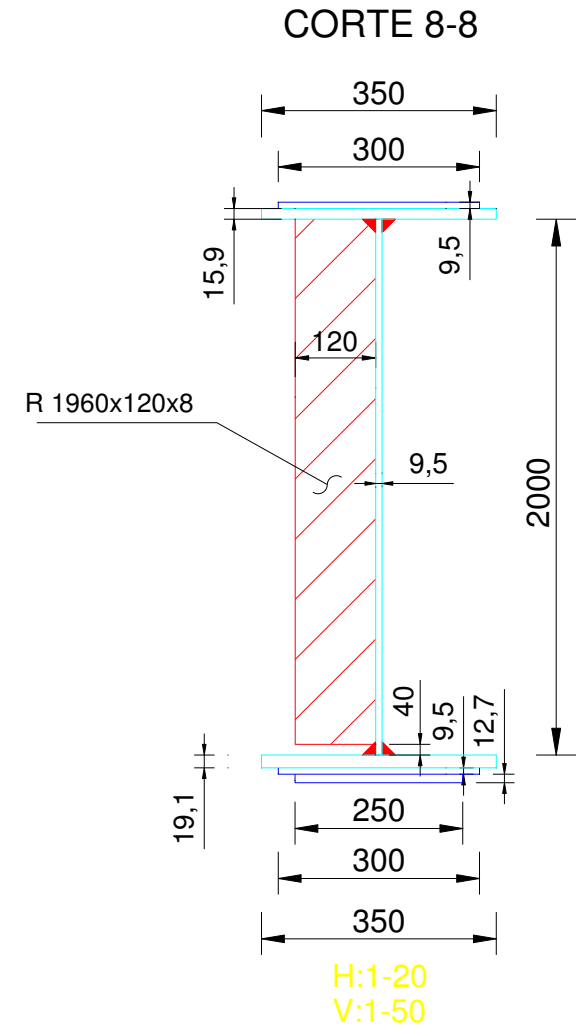
Diseño Viga principal (LRFD)

Material: Acero A588 $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$.

	Espesor	Peso
Alma	9.5 mm	23864 kg
Ala superior	15.9 mm	5791.4 kg
Ala inferior	19.1 mm	7946.6 kg.
Refuerzo superior	9.5 mm	1909.1 kg.
Refuerzo inferior 1	9.5 mm	2147.8 kg.
Refuerzo inferior 2	12.7 mm	1116.6 kg.
Peso total:		42745.4 kg.

FC

Viga interior	Momento 1.28	Corte 0.82
Viga exterior	Momento 1.20	Corte 0.75



CONCLUSIONES

De acuerdo al factor de distribución de cargas FC, las vigas interiores fueron en ambos métodos las más críticas, ya que el FC en el método ASD es de 1.43 VS 1.20 de la viga exterior y en el método LFRD el FC es igual a 1.28 para viga interior y 1.20 en viga interior, por lo cual se diseñó la viga interior con un FC DE 1.43 en el método ASD Y 1.28 en el método LFRD.

En el caso de la viga diseñada por el método ASD la sollicitación que produce el mayor esfuerzo en la viga específicamente en la sección 10 del puente es el momento por carga viva, carga muerta y el esfuerzo de temperatura producido en la losa, este momento genera un esfuerzo igual a 1873.61 kg/cm², es decir tiene una eficiencia respecto al esfuerzo admisible (1933.25kg/cm²) de 96.92 %.

CONCLUSIONES

Para la viga planteada por el método LFRD el estado de carga que genera el mayor esfuerzo es el estado de Resistencia I pero el dimensionamiento de la sección propuesta se la hizo tomando en cuenta que la deflexión por carga muerta resulta ser la que gobierna esta viga, es decir el esfuerzo producido por el momento máximo es de 2738.62 kg/m² VS el esfuerzo último (3515) da una eficiencia de 77.91 % sin embargo la deflexión por carga muerta es de 0.0499 m y el límite es 0.05 m, sacando la eficiencia de la sección con respecto a la deformación límite tendríamos un valor de 99.8 %.

El peso de las 4 vigas que conforman el puente diseñadas por el método ASD tienen un peso total de 46052.5 kg y las vigas diseñadas por el método LRFD tienen un peso de 42745.4 kg, por lo que se evidencia que las vigas por el método LFRD son 7.736 % más ligeras que las vigas ASD.

Por los resultados obtenidos el método LRFD presenta un diseño más óptimo, teniendo en cuenta que el método ASD es muy válido y aplicable a este tipo de puentes y luces ya que los resultados no fueron demasiados alejados.

RECOMENDACIONES

Para completar la presente investigación se recomienda realizar la misma comparación a la subestructura del puente, es decir sus pilas y estribos.

Ambos métodos son aplicables en luces medianas (40 a 70 m), con resultados similares por lo que se sugiere diseñar puentes de luces cortas y de luces largas para obtener una pauta de que método es más aconsejable de acuerdo a la longitud del puente, es decir tener un panorama más amplio.

Se recomienda elaborar como próximos temas de tesis el Diseño de superestructuras de Puentes mixtos para las demás Tipologías no tratadas en este documento como son: Superestructura Tipo cercha tablero inferior y superior; superestructura con arco de acero; superestructura de hormigón armado; superestructura de puentes colgantes; superestructura con vigas cajón de acero y hormigón armado.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO (American Association of Highway and Transportation Officials) (1996). Standard Specifications For Highway Bridge (16th Ed.). Washington DC.

AASHTO (American Association of Highway and Transportation Officials) (2004). Especificaciones para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, Unidades SI (3th Ed.). Washington DC.

Ochoa, Andres. Diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado. Comparación entre diseño según norma AASHTO estándar (método ASD) y norma AASHTO LRFD. Universidad Austral de Chile. Escuela de Ingeniería Civil en Obra Civiles. 2008 Valdivia-Chile.

Brockenbrough, Roger L (Ed.) y Merritt, Frederick S (Ed.) (1997). Manual de Diseño de Estructuras de Acero (2da Ed.). Trad. A Ramírez; G Santos. Bogotá, CO: McGraw-Hill.

Brockenbrough, Roger L (Ed.) and Merritt, Frederick S (Ed.)(1999). Structural Steel Designer's Handbook (3th Ed.). New York: McGraw-Hill.