

E. Superestructura: vigas plate girder.

Datos:

Nombre: Puente Villalobos
 Ubicación: Km 14, CA-9 Sur
 Año de construcción: 31 marzo 2,001
 Carga viva: HS 20
 Especificaciones de diseño: AASHTO
 Concreto clase : 4,000 lb/in²
 Tipo de viga: Plate Girder
 Acero: 36,000 lb/in²
 Ancho de rodadura: 14.40 m (4 carriles)
 No. de vigas: 7 espaciadas a cada 7.38 ft a centros
 Largo de viga: 49.68 m = 163.00 ft
 Espesor de losa de concreto : 7.09 in

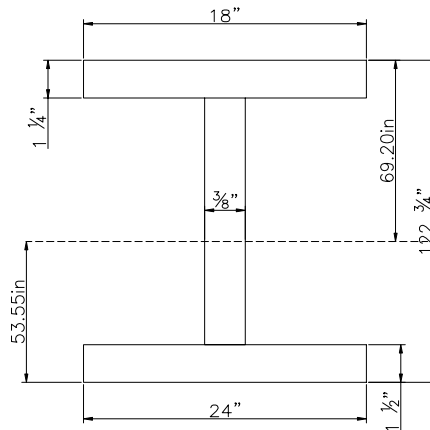
Se determinará el rango para una viga interior

Propiedades de la sección

En la construcción sin soporte, las vigas de acero deben soportar su propio peso más el peso de la losa de concreto. Para las secciones compuestas, el concreto es transformado en un área equivalente de acero por la división de el área de la losa por un radio modular. Los esfuerzos de carga viva más el impacto son soportados por una sección compuesta usando un radio modular de "n". Para considerar el efecto del agrietamiento, esfuerzos de cargas muertas sobrepuestas, estas son soportadas por una sección compuesta usando un radio modular de "3n". (AASHTO 10.38.1). Las propiedades de la sección como fue construída se usaran en este análisis.

No compuesta:

Sección "A" Figura 31: Sección típica viga interior puente Villalobos



$$A = 18 \cdot 1.25 + 24 \cdot 1.5 + 0.375 \cdot (122.75 - 1.5 - 1.25) = 103.50 \text{ in}^2$$

$$\bar{y} = \frac{1.5 \cdot 24 \cdot 1.5 / 2 + 0.375 \cdot 120 \cdot (1.5 + 120 / 2) + 1.25 \cdot 18 \cdot (121.5 + 1.25 / 2)}{103.50} = 53.55 \text{ in}$$

$t_{f1} =$	1.25	in	$t_w =$	0.375	in
$b_{f1} =$	18.00	in	$d =$	122.75	in
$A =$	103.50	in ²	$I_x =$	263,022.97	in ⁴
$t_{f2} =$	1.50	in	$b_{f2} =$	24.00	in

$$I_x = \frac{1}{12} * 24 * 1.5^3 + 24 * 1.5 * (53.55 - 1.5/2)^2 + \frac{1}{12} * 0.375 * 120^3 + 0.375 * 120 * 7.95^2 + \frac{1}{12} * 18 * 1.25^3 + 18 * 1.25 * 68.575^2 = 263,022.97 \text{ in}^4$$

$$\begin{aligned} \bar{y} &= 53.55 \text{ in} \\ I_x &= 263,022.97 \text{ in}^4 \\ S_t &= 263,022.97/69.20 = 3,800.91 \text{ in}^3 = S_t^{DL} \\ S_b &= 263,022.97/53.55 = 4,911.73 \text{ in}^3 = S_b^{DL} \end{aligned}$$

Compuesta:

Ancho efectivo del patín: (AASHTO 10.38.3.1)

$$\begin{aligned} 1/4 * 163 * 12 &= 489.00 \text{ in} \\ 7.38 * 12 &= 88.56 \text{ in} \\ 12 * 7.09 &= 85.08 \text{ in} \leftarrow \text{Controla} \end{aligned}$$

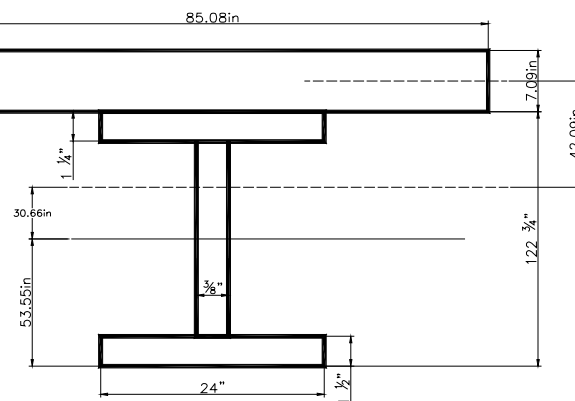
Radio modular (n): Ver capítulo III.F.2.d, de esta tesis.

Para $f'_c = 4,000$ psi, $n = 8$

Viga interior:

Compuesta $n = n$, Sección "A" y concreto 7.09 in x 85.08 in

Figura 32: Sección compuesta viga interior puente Villalobos



$$\bar{y} = \frac{1.5 * 24 * 1.5/2 + 0.375 * 120 * (1.5 + 120/2) + 1.25 * 18 * (121.5 + 1.25/2) + 85.08 * 7.09/8 * 126.295}{103.50 + 85.08 * 7.09/8} = 84.21 \text{ in}$$

$$I_x = 263,022.97 + (103.50)(30.659)^2 + \frac{(85.08/8)(7.09)^3}{12} + (85.08 * 7.09)/8 * (42.09)^2 = 493,864.96 \text{ in}^4$$

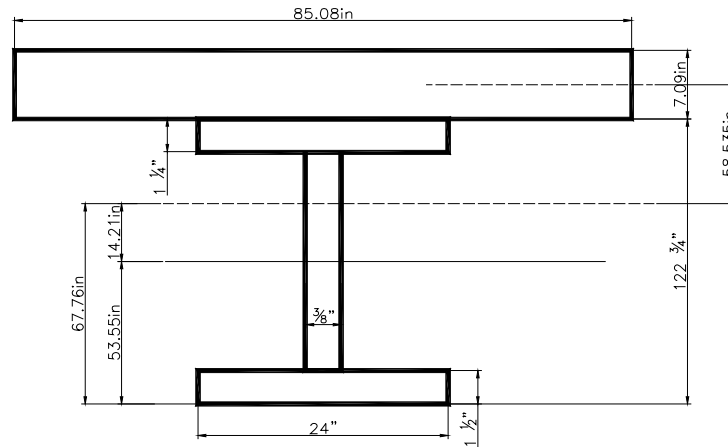
$$S_t = 493,864.96/38.6 = 12,814.35 \text{ in}^3 \text{ Módulo de sección en la parte superior del acero}$$

$$S_b = 493,864.96/84.21 = 5,864.68 \text{ in}^3 = S_b^L$$

Usar con carga viva

Compuesta n = 3n, Sección "A" y concreto 7.09 in x 85.08 in

Figura 33: Sección compuesta viga interior puente Villalobos



$$y = \frac{1.5 * 24 * 1.5 / 2 + 0.375 * 120 * (1.5 + 120 / 2) + 1.25 * 18 * (121.5 + 1.25 / 2) + 85.08 * 7.09 / 24 * 126.295}{103.50 + 85.08 * 7.09 / 8} = 67.76$$

$$I_x = 263,022.97 + (103.50)(14.21)^2 + \frac{(85.08/24)(7.09)^3}{12} + (85.08 * 7.09) / 24 * (58.535)^2 = 370,040.07 \text{ in}^4$$

$$S_t = 370,040.07 / 54.99 = 6,729.22 \text{ in}^3 \text{ Módulo de sección en la parte superior del acero}$$

$$S_b = 370,040.07 / 67.76 = 5,461.04 \text{ in}^3 = S_b^{SDL}$$

Usar con carga muerta sobrepuesta (SDL)

Cargas (viga interior):

Muertas: (incluyen un peso permitido del 6% del peso del acero por conexiones)

$$\text{Losa } (7.38)(7.09/12)(150 \text{ pcf}) = 654.05 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Viga } (0.06677 \text{ m}^2 * 7850 \text{ kg/m}^3 = 524.14 \text{ kg/m} * 1.06 = 373.34 \text{ lb/ft}$$

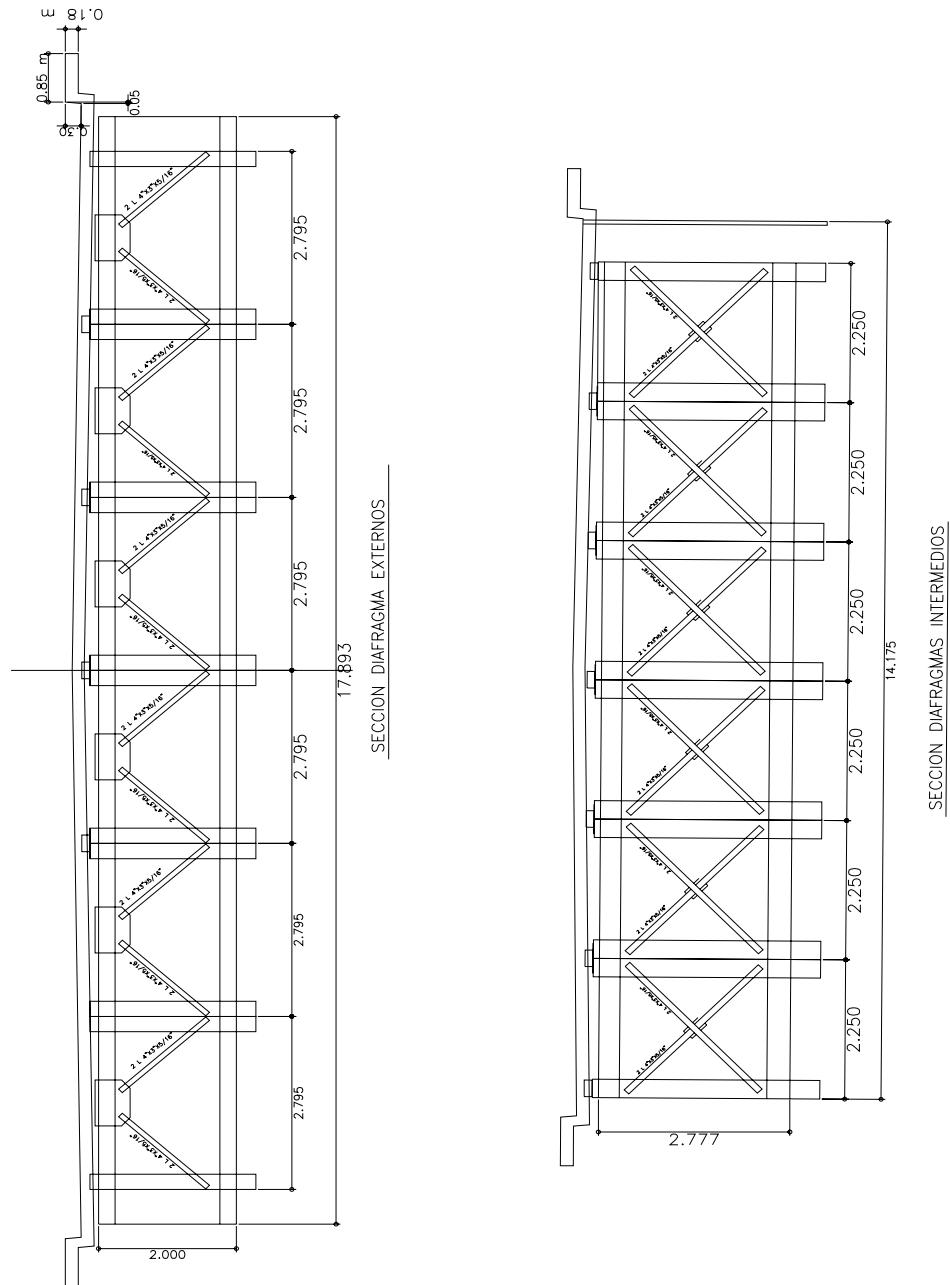
$$\text{Diafragma} = 41.11 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Rigidizante transversal} = 41.37 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Conector por corte} = 3.40 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Total por viga} = 1,113.27 \text{ lb/ft}$$

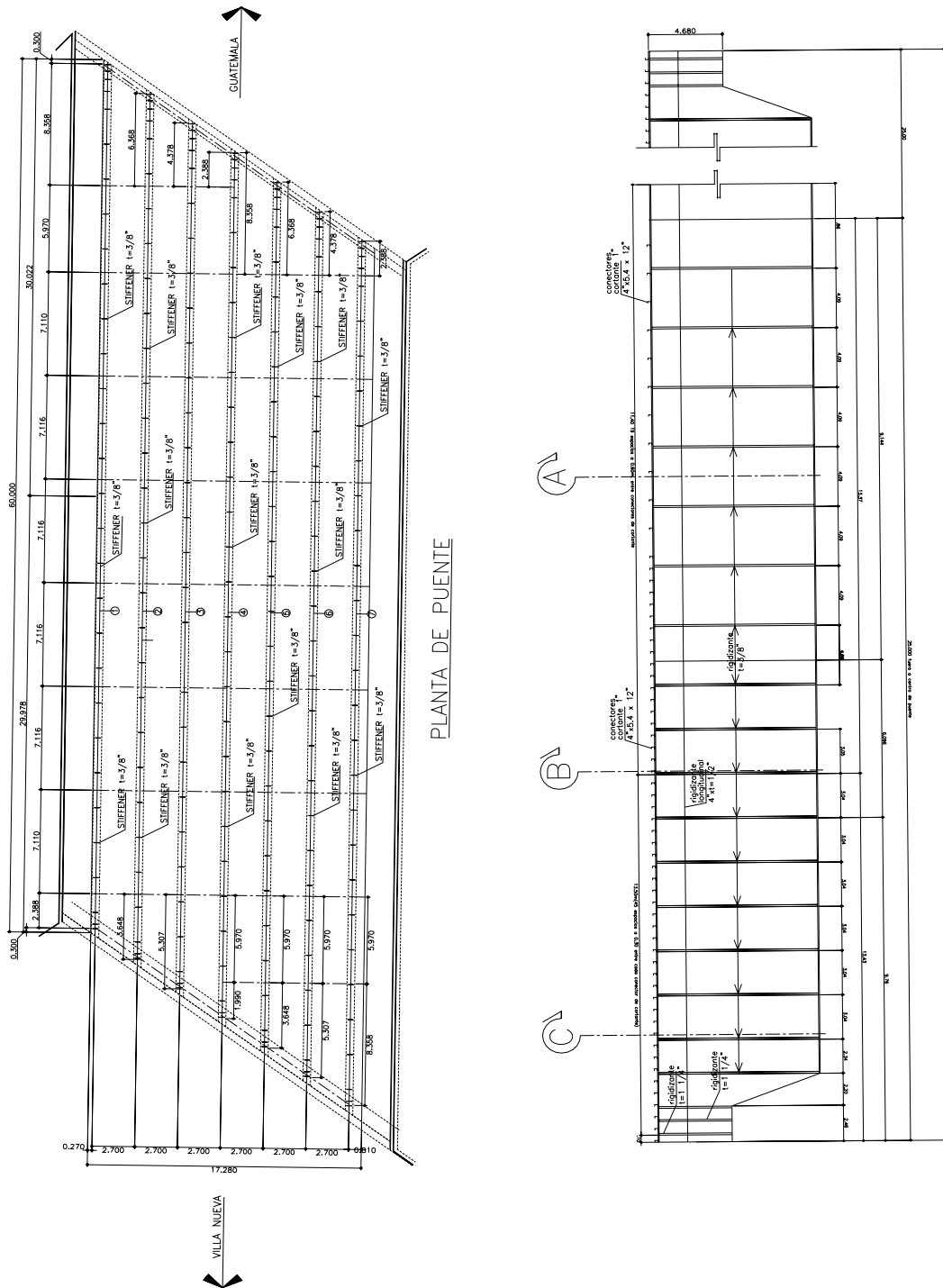
Figura 34: Secciones diafragmas puente Villalobos



Cargas muertas sobrepuestas (Ver AASHTO 3.23.2.3.1.1)

Bordillo	43.36 lb/ft
Parapeto	123.46 lb/ft
Pasamanos (se asume 20 plf) ÷ 2 =	13.86 lb/ft
Superficie protectora (asfalto)	170.00 lb/ft
Total por viga	350.68 lb/ft

Figura 35: Planta y elevación puente Villalobos

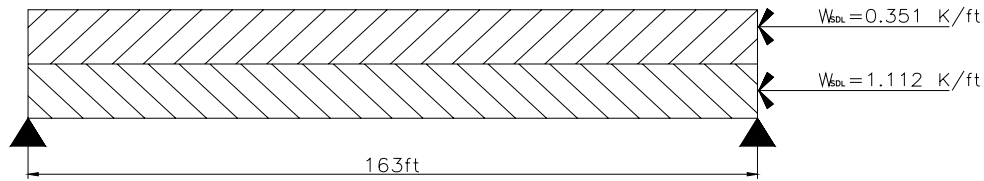


Viva: Carga HS20

Momentos al centro de la viga:

ELEVACION DE VIGA DE ESTRUCTURA METALICA DE PUENTE

Figura 36: Cargas distribuidas sobre viga puente Villalobos



$$M_{DL} = \frac{W_{dl} L^2}{8} = 3,697.32 \text{ ft-k}$$

$$M_{SDL} = \frac{W_{sdl} L^2}{8} = 1,164.65 \text{ ft-k}$$

Para la carga HS-20 en Apéndice A2, usando la tabla con $L = 163.00 \text{ ft}$, e interpolando

Largo Viga	M_L	$M_L =$	
160	1,384.00	1,431.55	ft-k
180	1,701.01		

Note que los momentos dados son para una línea de ruedas. Los valores dados en la AASHTO son para el eje entero y son dos veces el valor dado.

Viva: Carga T3-S2-R4

Se utiliza el modelo (vehículo virtual) para carreteras principales IMT 66.5 del Reglamento Mexicano de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte del Instituto Mexicano del Transporte. Este modelo se utiliza para claros mayores o iguales a 30 m.

Figura 37: Vehículo virtual T3-S2-R4



carga distribuida

$$w = (L-30)/60 \text{ T/m}$$

$$w = (L-30)/60 \text{ KN/m}$$

$$\text{Si } 30 \text{ m} \leq L \leq 90 \text{ m}$$

$$P1 = 49 \text{ KN}, P2 = 235 \text{ KN}, P3 = 368 \text{ KN}$$

Con $L = 50 \text{ m}$, se obtiene:

$$w = (50-30)/60 = 120 \text{ KN/m} = 685.22 \text{ lb/in}$$

$$P1 = 49 \text{ KN} = 5 \text{ T} = 11,015.64 \text{ lb}$$

$$P2 = 235 \text{ KN} = 24 \text{ T} = 52,830.10 \text{ lb}$$

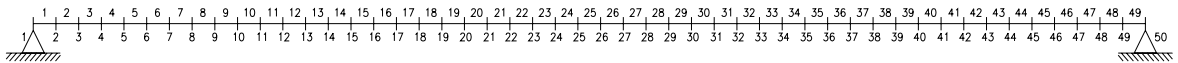
$$P3 = 368 \text{ KN} = 37.5 \text{ T} = 82,729.69 \text{ lb}$$

Para determinar el máximo momento debido a carga viva (vehículo virtual) y carga muerta se modela la viga con las siguientes características:

Unidad de longitud: in
 Unidad de momento: lb-in
 No. De nodos : 50
 No. De elementos: 49
 Coordenada de nodo 1: 0,0
 Incremento en x de los nodos: 39.37 in (1 m), excepto del nodo 49 al 50 que fue de 78.74 in (2 m).
 Incremento en y de los nodos: 0.00 in
 Incremento en la numeración de elementos: 1
 Condiciones de borde para los apoyos: libre en x, restringido en y
 Condiciones de borde para los nodos: libre en x, libre en y

El vehículo virtual se moviliza en los nodos del siguiente modelo:

Figura 38: Modelo viga puente Villalobos



Código de identificación de posición del vehículo	No. de nodo donde se ubica, respectivamente, las cargas:		
	P1	P2	P3
PV1	49		
PV2	47		
PV3	45	50	
PV4	43	48	
PV5	41	46	
PV6	39	44	
PV7	37	42	
PV8	35	40	49
PV9	33	38	47
PV10	31	36	45
PV11	29	34	43
PV12	27	32	41
PV13	25	30	39
PV14	23	28	37
PV15	21	26	35
PV16	19	24	33
PV17	17	22	31
PV18	15	20	29
PV19	13	18	27
PV20	11	16	25
PV21	9	14	23
PV22	7	12	21
PV23	5	10	19
PV24	3	8	17
PV25	1	6	15
PV26		4	13
PV27		2	11
PV28			9
PV29			7
PV30			5
PV31			3
PV32			1

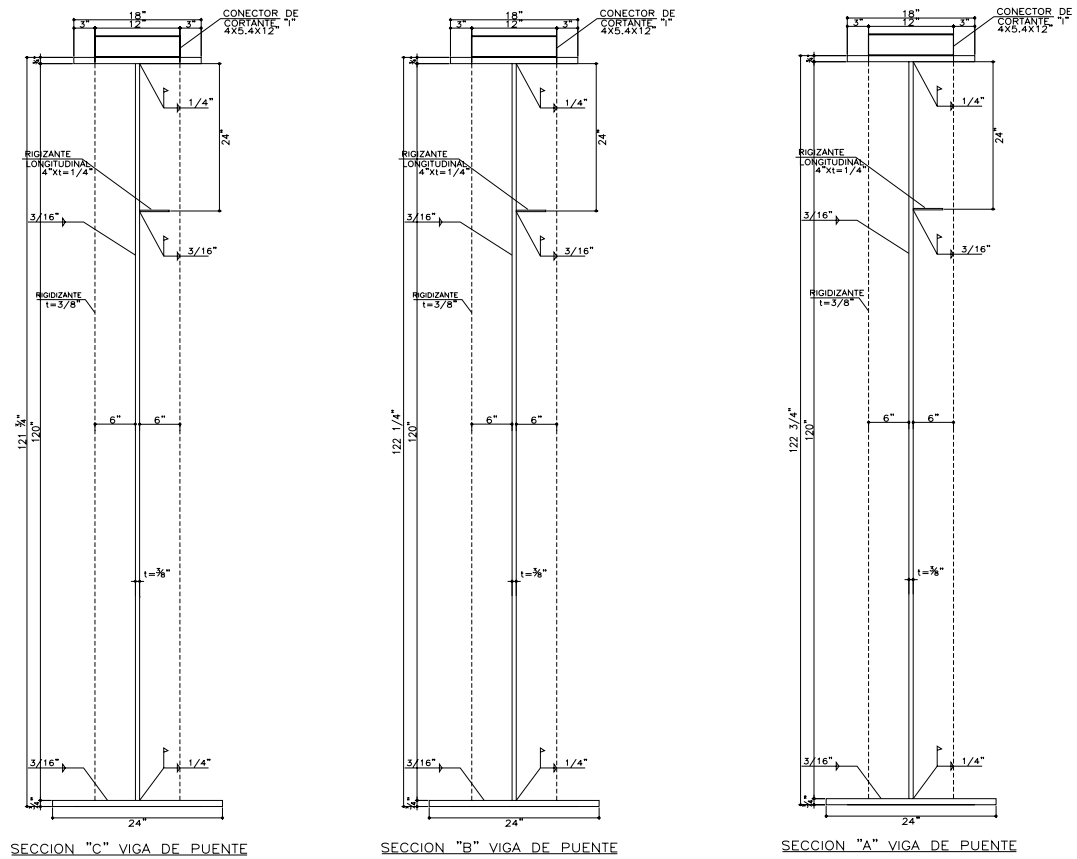


Figura 39: Secciones vigas puente Villalobos

A los elementos se le asignaron las siguientes secciones (ver Figuras anteriores)

Elemento	Sección asignada
Del 1 al 2	C
Del 3 al 11	C
Del 12 al 21	B
Del 22 al 30	A
Del 31 al 39	B
Del 40 al 58	C
Del 49 al 50	C

Se integraron las cargas muertas de los diversos tramos. La integración incluye peso propio de la viga, rigidizantes (tanto transversales como longitudinales), conectores de corte, diafragmas (intermedios y en los apoyos), losa de concreto, carpeta de asfalto sobre la losa, bordillo, parapeto y barandas. Se incluye en los elementos de acero un incremento del 6% debido a las conexiones utilizadas. Se presenta a continuación un resumen de estas integraciones:

Elemento	Carga muerta lb/in
Del 1 al 2	128.94
Del 3 al 11	117.16
Del 12 al 21	116.08
Del 22 al 30	122.02
Del 31 al 39	116.68

Del 40 al 58	117.16
Del 49 al 50	128.94

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Carga viva:

Código de identificación de posición del vehículo	Momento máximo obtenido M k-ft	Número de elemento donde ocurrió Mmax
PV1	27,666.67	26
PV2	27,750.00	25
PV3	27,750.00	26
PV4	28,083.33	25
PV5	28,250.00	26
PV6	28,500.00	26
PV7	28,666.67	26
PV8	29,166.67	26
PV9	29,666.67	26
PV10	30,166.67	26
PV11	30,666.67	26
PV12	31,166.67	26
PV13	31,583.33	26
PV14	32,083.33	26
PV15	32,333.33	26
PV16	32,416.67	26
PV17	32,500.00	26
PV18	32,583.33	26
PV19	32,583.33	26
PV20	32,500.00	24
PV21	32,083.33	23
PV22	31,583.33	23
PV23	31,000.00	24
PV24	30,500.00	25
PV25	29,333.33	25
PV26	29,583.33	25
PV27	29,083.33	25
PV28	28,750.00	25
PV29	28,500.00	25
PV30	28,166.67	26
PV31	27,916.67	25
PV32	-	-

De la anterior tabla se resultados se concluye que el máximo momento sucede al centro de la viga, específicamente en el elemento 26.

Por lo cual $M_L = 32,583.33$
k-ft (para ejes enteros), entonces

$M_L = 16,291.67$ k -ft
para una línea de ruedas.

Carga muerta:

Código de identificación de	Momento máximo obtenido	Número de elemento donde
-----------------------------	-------------------------	--------------------------

posición del vehículo	M k-ft	ocurrió Mmax
-	4,783.33	26

Rango de esfuerzo permitido (Ver capítulo III.D.1, III.E.2 y III.F.2, de este trabajo)

(Para este ejemplo se considera solamente la sección con el máximo momento)

Impacto - Ver capítulo III.G.4, de este trabajo, usar las especificaciones estándar de la AASHTO

AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30$$

$$I = \frac{50}{163 + 125} = 0.17, \text{ Usar } 0.17$$

Distribución - Ver capítulo III.G.3, de este trabajo, indica que las provisiones estándar de la AASHTO pueden ser usadas

AASHTO 3.23.2.2 y Tabla 3.23.1

$$DF = \frac{S_G}{5.5}$$

$$DF = \frac{7.38'}{5.5} = 1.34$$

Entonces:

Para carga HS20:

$$M_{L+I} = M_L(1 + I)(DF) = 2,244.38 \text{ ft-k}$$

Para carga T3-S2-R4:

$$M_{L+I} = M_L(1 + I)(DF) = 25,542.07 \text{ ft-k}$$

Nivel de inventario- Ver capítulo III.F.2.a.y Tabla 3(a), de este trabajo. (la parte baja del acero en tensión controla)

Para acero con $F_y = 36 \text{ ksi} \rightarrow f_t = 0.55f_y$

Entonces:

$$f_t = 0.55f_y = 19.80 \text{ ksi}$$

La capacidad para resistir $M_{RI} = f_t S_x^L$

$$M_{RI} = 116,120.66 \text{ in-k} = 9,676.72 \text{ ft-k}$$

Entonces:

Para carga HS20:

$$M_{\dots} = M_{\dots} \frac{S_b^L}{\dots} = M_{\dots} \frac{S_b^L}{\dots}$$

$$RF_I = \frac{M_{RI} - M_{DL} \frac{S_b^-}{S_b^{DL}} - M_{SDL} \frac{S_b^-}{S_b^{SDL}}}{M_{L+I}}$$

$$RF_I = \frac{9,676.72 - 3,697.32 \frac{5,864.68}{4,911.73} - 1,164.65 \frac{5,864.68}{5,461.04}}{2,244.38} = 1.79$$

Para carga T3-S2-R4:

$$RF_I = \frac{M_{RI} - M_{DL} \frac{S_b^L}{S_b^{DL}} - M_{SDL} \frac{S_b^L}{S_b^{SDL}}}{M_{L+I}}$$

$$RF_I = \frac{9,676.72 - 3,697.32 \frac{5,864.68}{4,911.73} - 1,164.65 \frac{5,864.68}{5,461.04}}{25,542.07} = 0.16$$

Nivel de operación: Ver capítulo III. F.2.a y Tabla 3(b), de este trabajo.

Para acero con $F_y = 36$ ksi $\rightarrow f_o = 0.75f_y$

$$f_o = 0.75f_y = 27 \quad \text{ksi}$$

La capacidad para resistir $M_{RO} = f_o S_x^L$

$$M_{RI} = 158,346.36 \quad \text{in-k} \quad 13,195.53 \quad \text{ft-k}$$

Entonces:

Para carga HS20:

$$RF_I = \frac{M_{RI} - M_{DL} \frac{S_b^L}{S_b^{DL}} - M_{SDL} \frac{S_b^L}{S_b^{SDL}}}{M_{L+I}}$$

$$RF_I = \frac{13,195.53 - 3,697.32 \frac{5,864.68}{4,911.73} - 1,164.65 \frac{5,864.68}{5,461.04}}{2,244.38} = 3.36$$

Para carga T3-S2-R4:

$$RF_I = \frac{M_{RI} - M_{DL} \frac{S_b^L}{S_b^{DL}} - M_{SDL} \frac{S_b^L}{S_b^{SDL}}}{M_{L+I}}$$

$$RF_I = \frac{13,195.13 - 3,697.32 \frac{5,864.68}{4,911.73} - 1,164.65 \frac{5,864.68}{5,461.04}}{25,542.07} = 0.29$$

Capacidad basada sobre esfuerzo permitido

Para carga HS20

Inventario:	1.79×36^T	64.34	T HS
Operación:	3.36×36^T	120.78	T HS

Para carga T3-S2-R4:

Inventario:	0.16×66.5^T	10.44	T T3-S2-R4
Operación:	0.29×66.5^T	19.61	T T3-S2-R4

Rango de factor de carga . (Ver capítulo III. D.2, III.E.3 y III.F.3, de este trabajo)

(Para este ejemplo se considera solamente la sección con el máximo momento)

Impacto - Ver capítulo III.G.4, de este trabajo, usar las especificaciones estándar de la AASHTO

AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{50}{L+125} \leq 0.30$$

$$I = \frac{50}{163+125} = 0.17, \text{ Usar } 0.17$$

Distribución - Ver capítulo III.G.3, de este trabajo, indica que las provisiones estándar de la AASHTO pueden ser usadas

AASHTO 3.23.2.2 y Tabla 3.23.1

$$DF = \frac{S_G}{5.5}$$

$$DF = \frac{7.38'}{5.5} = 1.34$$

Entonces:

Para carga HS20:

$$M_{L+I} = M_L(1+I)(DF) = 2,244.38 \text{ ft-k}$$

Para carga T3-S2-R4:

$$M_{L+I} = M_L(1+I)(DF) = 25,542.07 \text{ ft-k}$$

Capacidad de la sección. Ver capítulo III. F.3.a, de este trabajo

Para secciones arriostradas, compactas y compuestas

$$M_R = M_u \quad (\text{AASHTO 10.50.1.1})$$

Donde M_u es encontrado en concordancia con los factores aplicables de carga de las provisiones de la AASHTO.

Chequeo de asunciones:

- (1) La sección esta completamente arriostrada a través de la parte superior del patín por una losa compuesta (para carga viva y carga muerta sobrepuesta SDL)
- (2) Para chequear si la sección es compacta, se necesitan aplicar las provisiones de la AASHTO 10.50. Esto se chequea a continuación

Chequeo de sección compacta (AASHTO 10.50)

$$\text{Ecuación 10-93 AASHTO} \quad \frac{D}{t_w} \leq \frac{19230}{\sqrt{f_y}} \quad D=d-t_{f1}-t_{f2} = \quad 120.00 \text{ in}$$

$$\frac{120}{0.375} \leq \frac{19230}{\sqrt{36000}}$$

$320 < 101.35 \rightarrow$ No OK, Alma no compacta

Ecuación 10-121 AASHTO

$$\frac{b'}{t_{f1}} \leq \frac{2200}{\sqrt{1.3 f_{dL}}} \quad b' = \frac{b_{f2} - t_w}{2} = \frac{18 - 0.375}{2} = \quad 8.81 \text{ in}$$

$$\frac{8.81}{1.25} \leq \frac{2200}{\sqrt{1.3 * 11,670}} \quad f_{dL} = \frac{M_{DL}}{S_t^{DL}} = \frac{3,697.32 * 12 \text{ in} - \text{ft}}{3,800.91} = \quad 11.67 \text{ ksi}$$

$$f_{DL} = \quad 11,670.00 \text{ psi}$$

$7.05 < 17.87 \rightarrow$ OK , el patín es compacto

A este punto la sección es arriostrada y no compacta. Encuentre la capacidad.

Según AASHTO 10.50.1.2 para secciones no compactas de momento positivo, se tiene:

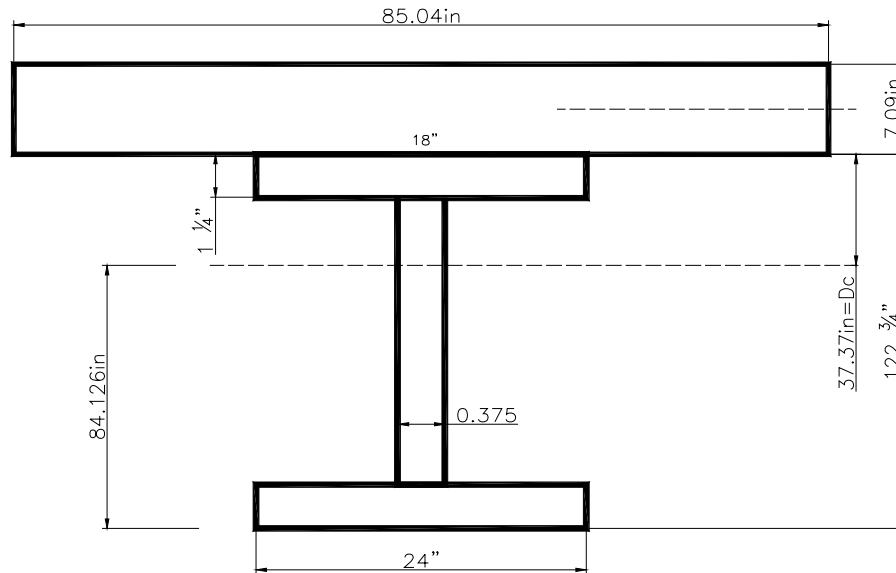
Chequeando provisión 10.50.1.1.2

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq \frac{19230}{\sqrt{f_y}}$$

Donde D_{cp} es la profundidad del alma en compresión a el momento plástico calculado según el artículo 10.50.1.1.1. de la AASHTO.

$$\frac{2 * 37.37}{0.375} \leq \frac{19230}{\sqrt{36000}}$$

Figura 40: Sección compuesta viga interior puente Villalobos



199.31 < 101.35 → No OK, Alma no compacta

La suma de los esfuerzos flexionantes aplicada sobre la sección transversal que porta las cargas no debe exceder la máxima resistencia F_u del patín en tensión igual a F_y o la máxima resistencia F_u del patín en compresión igual a $F_y R_b$, donde R_b es un factor reductor del esfuerzo en el patín, determinado por las provisiones del Artículo 10.48.4.1

Donde R_b es igual a :

$$R_b = 1 - 0.022 \left(\frac{D_c t_w}{A_{fc}} \right) \left[\frac{D_c}{t_w} - \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{M_R}{S_{xc}}}} \right] \leq 1.0$$

Donde:

D_c = profundidad del alma en compresión (in), según artículo 10.50 (b) de la AASHTO. $D_c = 37.37$ in
 t_w = espesor del alma (in) = 0.375 in
 A_{fc} = área de compresión del patín (in²), en este caso según artículo 10.50.1.2.1 de la AASHTO, A_{fc} puede ser tomado como el área efectiva combinada de la parte superior del patín y la losa de concreto, mientras f_b se utiliza en vez del término M_R/S_{xc} . f_b es igual a los esfuerzos

flexionantes factorados en el patín de compresión, pero no debe exceder f_y . En este caso $A_{fc} = 85.08 * 7.09 / 8 + 18 * 1.25 = 97.90 \text{ in}^2$ y $f_b = 36,0000 \text{ psi}$.

$\lambda =$ 15,400 para todas las secciones donde D_c es menor o igual que $D/2$. En este caso $D_c = 37.37 \text{ in}$ es menor o igual que $122.75/2 = 61.37$

Por lo tanto :

$$R_b = 0.94$$

Se utilizan las provisiones de la sección 10.48.2 de la AASHTO.
La máxima resistencia puede ser computada como el menor valor de:

$$M_u = F_y S_{xt} = 211,128,480.00 \text{ lb-in} \quad 17,594.04 \text{ k-ft} \rightarrow \text{Controla}$$

ó

$$M_u = F_{cr} S_{xc} R_b = 433,637,604.00 \text{ lb-in} \quad 36,136.47 \text{ k-ft}$$

Donde:

$$S_{xt} = \text{Módulo de sección con respecto al patin en tensión (in}^3\text{)} = S_b^L$$

$$S_{xc} = \text{Módulo de sección con respecto al patin en compresión (in}^3\text{)} = S_t$$

$$F_{cr} = 36,000 \text{ psi}$$

Por lo tanto:

$$M_u = M_R = 17,594.04 \text{ k-ft}$$

Nivel de inventario: Ver capítulo III. E.1 y III. F.3, de este trabajo.

$$R_I^{LF} = \frac{M_R - A_1 M_D}{A_2 M_{L+I}} \quad \text{Ecuación 1-E, ver capítulo III de este trabajo.}$$

en concordancia con el capítulo III. E.3, de este trabajo.

$$A_1 = 1.3$$

$$A_2 = 2.17$$

Para carga HS20:

$$R_I^{LF} = \frac{17,594.04 - 1.3 * (3,697.32 + 1,164.65)}{2.17 * 2,244.35} = 2.31$$

Para carga T3-S2-R4:

$$R_I^{LF} = \frac{17,594.04 - 1.3 * (3,697.32 + 1,164.65)}{2.17 * 25,542.07} = 0.2$$

Nivel de operación: Ver capítulo III. E.1 y III. F.3, de este trabajo.

$$R_O^{LF} = \frac{M_R - A_1 M_D}{A_2 M_{L+I}} \quad \text{Ecuación 1-E, ver capítulo III de este trabajo.}$$

en concordancia con capítulo III. E.3, de este trabajo.

$$A_1 = 1.3$$

$$A_2 = 1.3$$

Para carga HS20:

$$R_I^{LF} = \frac{17,59404 - 1.3 * (3,69732 + 1,16465)}{1.3 * 2,24435} = 3.86$$

Para carga T3-S2-R4:

$$R_I^{LF} = \frac{17,59404 - 1.3 * (3,69732 + 1,16465)}{1.3 * 2,554207} = 0.34$$

Chequeando criterio de serviciabilidad (AASHTO 10.57.2)

Nivel de inventario (la parte baja del acero en tensión controla)

$$M_D + 1.67(RF_I^{FLF})(M_{L+I}) \leq \text{Re sistencia}_{\text{Servicialidad}} = S_b^L (0.95 f_y)$$

Entonces:

Para carga HS20:

$$RF_I^{LF} = \frac{0.95 f_y S_b^L - M_D \frac{S_b^L}{S_b^{DL}} - M_{SDL} \frac{S_b^L}{S_b^{SDL}}}{1.67(M_{L+I})} = \frac{0.95 * 36 * \frac{5,864.68}{12 \text{ in / ft}} - 3,697.32 * \frac{5,864.68}{4,911.73} - 1,164.65 * \frac{3,697.320}{5,461.04}}{1.67 * 2,244.38} =$$

$$RF_I^{LF} = 2.95$$

Para carga T3-S2-R4:

$$RF_I^{LF} = \frac{0.95 f_y S_b^L - M_D \frac{S_b^L}{S_b^{DL}} - M_{SDL} \frac{S_b^L}{S_b^{SDL}}}{1.67(M_{L+I})} = \frac{0.95 * 36 * \frac{5,864.68}{12 \text{ in / ft}} - 3,697.32 * \frac{5,864.68}{4,911.73} - 1,164.65 * \frac{3,697.320}{5,461.04}}{1.67 * 2,554.07} =$$

$$RF_I^{LF} = 0.26$$

Nivel de operación

Para carga HS20:

$$M_D + RF_0^{LF} (M_{L+1}) \leq \text{Re sistencia}_{\text{Serviciabilidad}}$$

Entonces:

$$RF_0^{LF} = RF_1^{LF} * 1.67 = 4.93$$

Para carga T3-S2-R4:

$$M_D + RF_0^{LF} (M_{L+1}) \leq \text{Re sistencia}_{\text{Serviciabilidad}}$$

Entonces:

$$RF_0^{LF} = RF_1^{LF} * 1.67 = 0.43$$

Dados los resultados anteriores, se determina los valores menores para cada rango, entonces:

Capacidad basada sobre factor de carga

Para carga HS20

Inventario:	2.31 x 36 ^T	83.16	^T HS
Operación:	3.86 x 36 ^T	138.96	^T HS

Para carga T3-S2-R4:

Inventario:	0.2 x 66.5 ^T	13.30	^T T3-S2-R4
Operación:	0.34 x 66.5 ^T	22.61	^T T3-S2-R4

Rango de factor de carga y resistencia. (Ver capítulo III. D.3, III.E.4 y III. F.4, de este trabajo.)

(Para este ejemplo se considera solamente la sección con el máximo momento)

Impacto - Ver capítulo III.G.4, de este trabajo, usar las condiciones de la superficie de rodadura

Para efectos de comparación se usara el mismo Impacto del método de Esfuerzo Permitido

$$I = 0.17$$

Distribución - Ver capítulo III.G.3, de este trabajo, indica que las provisiones estándar de la AASHTO pueden ser usadas, con una corrección de 1.0 (Tesis Tabla12)

AASHTO 3.23.2.2 y Tabla 3.23.1

$$DF = \frac{S_G}{5.5}$$

$$DF = 7.38'$$

$$DF = \frac{7.38'}{5.5} = 1.34$$

Carga viva. Ver capítulo III.G.2, de este trabajo, se usara la carga HS20 por ser consistente con los otros métodos de rango. Normalmente se usarían los vehículos de rango (Ver Figura 6 de trabajo) o las cargas de carril de carril (Ver Figura 7 de este trabajo)

Entonces:

Para carga HS20:

$$\begin{aligned} ML &= 1,431.55 && \text{ft-k} \\ I &= 0.17 \\ DF &= 1.34 \end{aligned}$$

$$M_{L+I} = M_L(1+I)(DF) = 2,244.38 \quad \text{ft-k}$$

Para carga T3-S2-R4:

$$\begin{aligned} ML &= 16,291.67 && \text{ft-k} \\ I &= 0.17 \\ DF &= 1.34 \end{aligned}$$

$$M_{L+I} = M_L(1+I)(DF) = 25,542.07 \quad \text{ft-k}$$

Capacidad de la sección. Ver capítulo III. F.4.a, de este trabajo.

Encontrado en concordancia con AASHTO Artículo 8.16

$$M_R = M_N = \frac{M_U}{\phi}$$

donde:

$$M_R = 17,594.04 \quad \text{ft-k} \quad (\text{Basado en AASHTO 10.50 como para el método de rango de carga})$$

Nivel de rango

$$RF^{LRF} = \frac{\phi M_R - \gamma_D M_D}{\gamma_L M_{L+I}} \quad \text{Ecuación 2-E, ver capítulo III de este trabajo.}$$

donde:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 && \text{Ver capítulo III.E.4., de este trabajo, Tabla 2(b). Viga de acero, redundante, inspección estimada, mantenimiento intermitente y condición aceptable.} \\ \gamma_D &= 1.2 && \text{Ver capítulo III.E.4.d, de este trabajo, se estima una cubierta de asfalto.} \\ \gamma_L &= 1.8 && \text{Ver capítulo III.E.4.d, de este trabajo, ADDTT < 1000 y poco esfuerzo} \\ M_D &= 4,861.97 && \text{ft-k (139.46 ft-k + 84.4 ft-k)} \\ M_{L+I} &= 2,244.38 && \text{ft-k para carga HS20} \\ M_{L+I} &= 25,542.07 && \text{ft-k para carga T3-S2-R4} \end{aligned}$$

Para carga HS20:

$$RF^{LRF} = 2.48$$

Para carga T3-S2-R4:

$$RF^{LRF} = 0.22$$

Capacidad basada sobre factor de carga y resistencia

Para carga HS20:

$$2.48 \times 36^T \quad 89.11^T \text{ HS}$$

Para carga T3-S2-R4:

$$0.22 \times 66.5^T \quad 14.46^T \text{ T3-S2-R4}$$

RESUMEN DE RESULTADOS

Método	RF para carga	Máxima carga	RF para carga	Máxima
	HS20	vehículo HS20	T3-S2-R4	carga vehículo T3- S2-R4
Esfuerzo permitido				
Inventario	1.79	64.34	0.16	10.44
Operación	3.36	120.78	0.29	19.61
Factor de carga				
Inventario	2.31	83.16	0.20	13.30
Operación	3.86	138.96	0.34	22.61
Factor de carga y resistencia	2.48	89.11	0.22	14.46