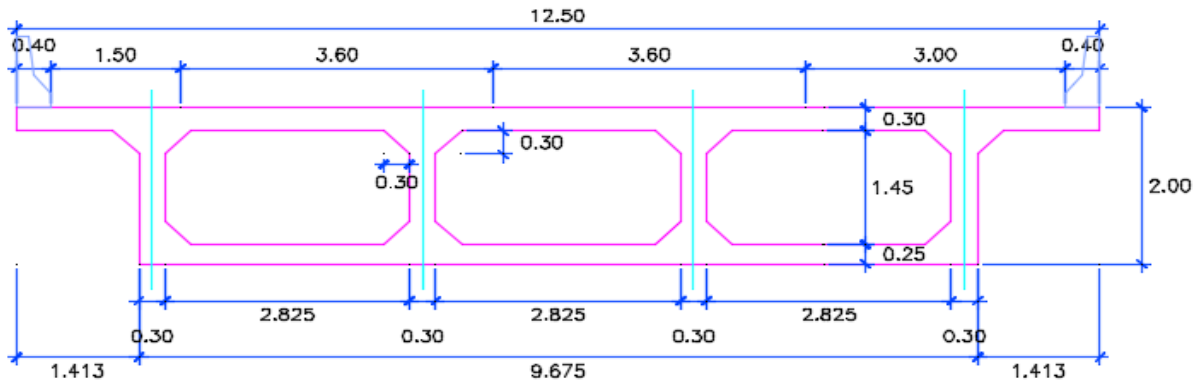


**DISEÑO DE PUENTE POSTENSADO  
PUENTE TIPICO SECCION CAJON**

**LUZ = 35 M**



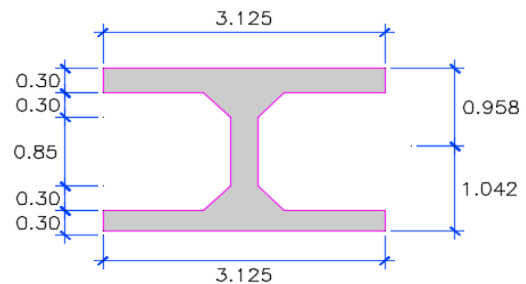
**1.0.- INGRESO DE DATOS**

L =	35	m	Luz del Puente
$f'_c =$	420	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto de vigas
$E_{Cp} =$	307408.523	kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de Elasticidad Concreto de preesfuerzo
$f_{pu} =$	18,900.00	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de rotura del acero de preesfuerzo
$f'_c =$	420	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto de losa
$E_{Closa} =$	307408.523	kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de Elasticidad Concreto de losa
n =	1.00		Relación de Módulos
$\beta_1 =$	0.75		Constante
$\gamma_c =$	2.40	ton/m <sup>3</sup>	Peso específico del concreto
$\gamma_{asf} =$	2.25	ton/m <sup>3</sup>	Peso específico del asfalto
$e_{asf} =$	0.050	m	Espesor de la capa de asfalto
Nv =	4.00	Und	Número de vigas
Sv =	3.125	m	Separación de las vigas
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de Fluencia del acero convencional
t =	0.30	m	Espesor de losa
$W_{NJ} =$	0.55	t/m	Peso promedio de barrera New Jersey
Nc =	3.00	Und	Número de carriles
bw =	0.30	m	Ancho del alma de viga

**2.0.- PROPIEDADES GEOMETRICAS**

**2.1.- GEOMETRIA DE VIGA TIPICA**

$A_g =$	23,338.00	cm <sup>2</sup>
y <sub>b</sub> =	104.20	cm
y <sub>t</sub> =	95.80	cm
I <sub>g</sub> =	143,030,000.00	cm <sup>4</sup>
S <sub>b</sub> =	1,372,648.75	cm <sup>3</sup>
S <sub>t</sub> =	1,493,006.26	cm <sup>3</sup>
rg =	78.29	cm



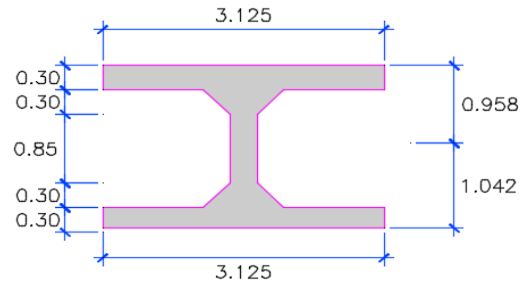
## 2.2.- PROPIEDADES DE VIGA

### Ancho efectivo ala superior - inferior

$L/4=$	8.75 m
$12h_{fsup}+bw=$	3.90 m
$S=$	3.125 m
bef sup / n	3.125 m

### Propiedades Viga Compuesta

$A_{gc}=$	23,338.00 cm <sup>2</sup>
$y_{bc}=$	104.20 cm
$y_{tc}=$	95.80 cm
$I_{gc}=$	143,030,000.00 cm <sup>4</sup>
$S_{bc}=$	1,372,648.75 cm <sup>3</sup>
$S_{tc}=$	1,493,006.26 cm <sup>3</sup>
$r_{gc}=$	78.29 cm



## 3.0.- ANALISIS ESTRUCTURAL

### 3.1.- CARGAS

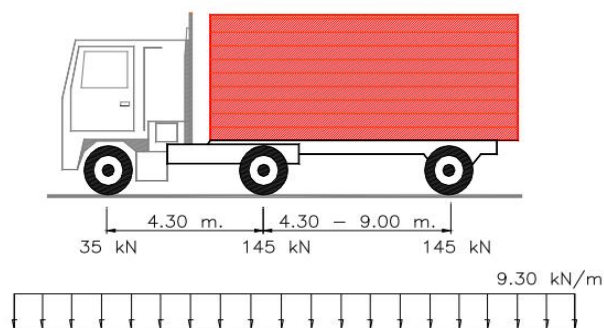
#### 3.1.1.- CARGAS PERMANENTES

$W_{DCppviga}=$	5.60 t/m	Carga por peso de Viga sola
$W_{DCppviga + losa}=$	7.85 t/m	Carga por peso de Viga sola y Losa
$W_{DCdiaf}=$	0.30 t/m	Carga por peso de Diafragmas estimado
$W_{DC-NJ}=$	0.41 t/m	Carga por peso de barreras New Jersey por viga
$W_{DW}=$	0.35 t/m	Carga por peso de Asfalto

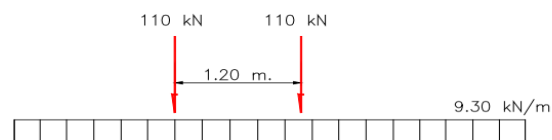
#### 3.2.2.- CARGA VEHICULAR

##### SOBRECARGA HL-93 (AASHTO LRFD)

##### CAMION DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



##### TANDEM DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



**FACTOR DE IMPACTO**

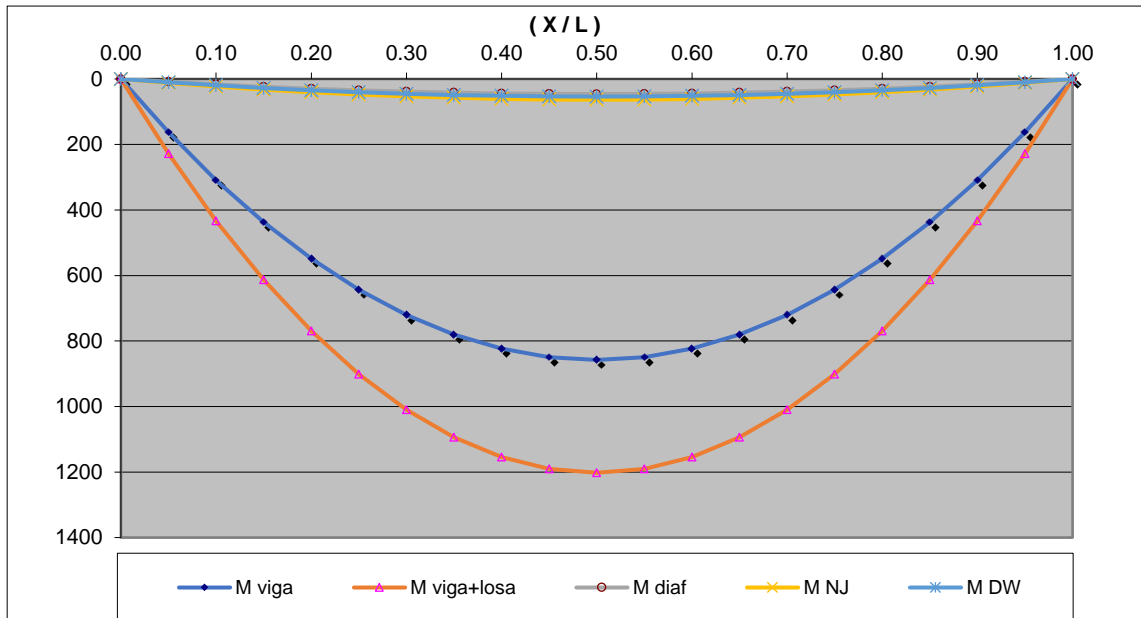
**IM = 33%**

**3.2.- DETERMINACION DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES**

**3.2.1.- CARGAS PERMANENTES**

**MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)**

(x / L)	M <sub>DC</sub> Viga	M <sub>DC</sub> Viga +Losa	M <sub>DC</sub> Diafragma	M <sub>DC</sub> New Jersey	M <sub>DW</sub> Asfalto
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	308.762	432.793	16.538	22.739	19.380
0.20	548.910	769.410	29.400	40.425	34.453
0.30	720.444	1009.850	38.588	53.058	45.220
0.40	823.365	1154.115	44.100	60.638	51.680
<b>0.50</b>	<b>857.672</b>	<b>1202.203</b>	<b>45.938</b>	<b>63.164</b>	<b>53.833</b>
0.60	823.365	1154.115	44.100	60.638	51.680
0.70	720.444	1009.850	38.588	53.058	45.220
0.80	548.910	769.410	29.400	40.425	34.453
0.90	308.762	432.793	16.538	22.739	19.380
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



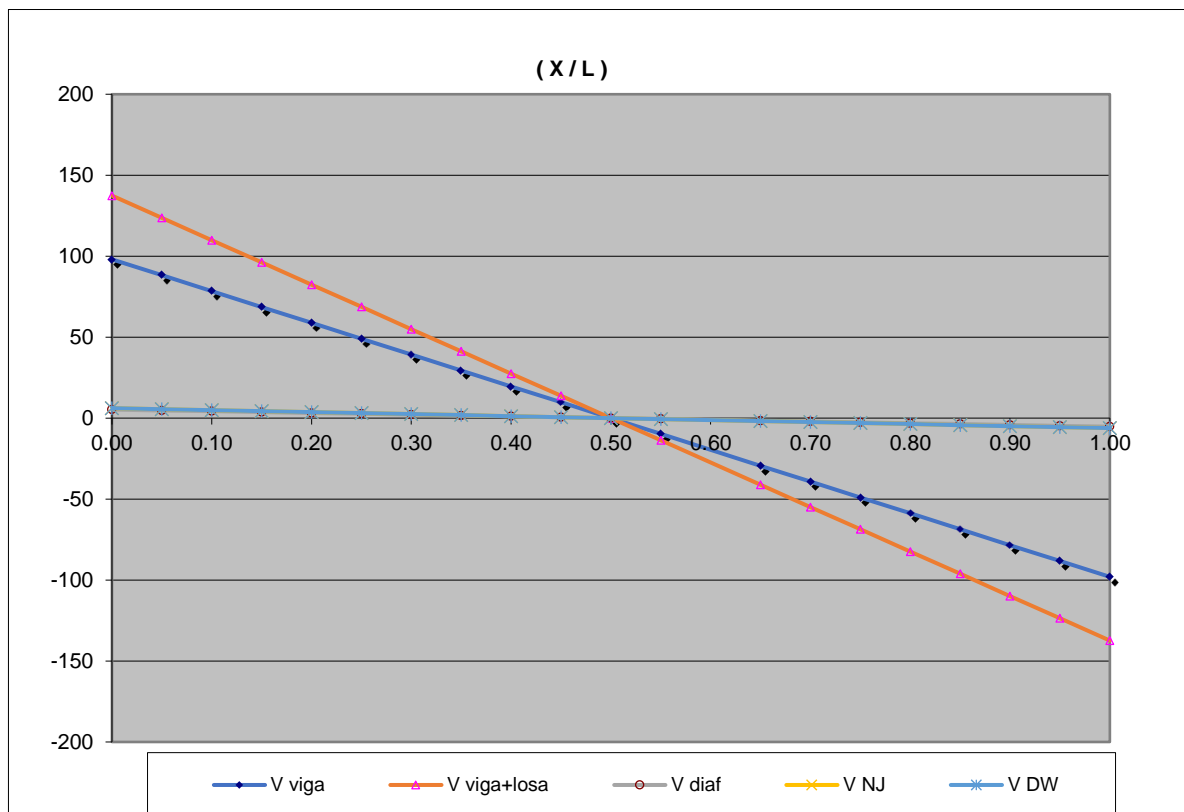
**RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES**

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	M <sub>DCpp viga</sub> =	857.67 Ton-m	135.34	Ton-m
DC1	M <sub>DCpp viga+losa</sub> =	1202.20 Ton-m	189.71	Ton-m
DC1	M <sub>DCdiaf</sub> =	45.94 Ton-m	7.25	Ton-m
DC2	M <sub>DC-NJ</sub> =	63.16 Ton-m	9.97	Ton-m
	M <sub>DW</sub> =	53.83 Ton-m	8.49	Ton-m



### FUERZAS CORTANTES (Ton )

( x / L )	V <sub>DC</sub> Viga	V <sub>DC</sub> Viga +Losa	V <sub>DC</sub> Diafragma	V <sub>DC</sub> New Jersey	V <sub>DW</sub> Asfalto
0.00	98.020	137.395	5.250	7.219	6.152
0.10	78.416	109.916	4.200	5.775	4.922
0.20	58.812	82.437	3.150	4.331	3.691
0.30	39.208	54.958	2.100	2.888	2.461
0.40	19.604	27.479	1.050	1.444	1.230
0.50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.60	-19.604	-27.479	-1.050	-1.444	-1.230
0.70	-39.208	-54.958	-2.100	-2.888	-2.461
0.80	-58.812	-82.437	-3.150	-4.331	-3.691
0.90	-78.416	-109.916	-4.200	-5.775	-4.922
1.00	-98.020	-137.395	-5.250	-7.219	-6.152



### RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES

	V <sub>max</sub> Apoyo		V <sub>dv</sub> (dv)	
V <sub>DCpp viga</sub> =	98.02	Ton	89.95	Ton
V <sub>DCpp viga+losa</sub> =	137.39	Ton	126.09	Ton
V <sub>DCdiaf</sub> =	5.25	Ton	4.82	Ton
V <sub>DC-NJ</sub> =	7.22	Ton	6.62	Ton
V <sub>DW</sub> =	6.15	Ton	5.65	Ton



### 3.2.2.- CARGA VEHICULAR HL - 93

Tabla 4.6.2.2b-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
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	<p>Un carril de diseño cargado:</p> $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ <p>Dos o más carriles de diseño cargados:</p> $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	<p><math>2100 \leq S \leq 4000</math>  <math>18.000 \leq L \leq 73.000</math>  <math>N_c \geq 3</math></p> <p>Si <math>N_c &gt; 8</math> usar <math>N_c = 8</math></p>

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
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	<p><math>1800 \leq S \leq 4000</math>  <math>6000 \leq L \leq 73.000</math>  <math>890 \leq d \leq 2800</math>  <math>N_c \geq 3</math></p>

n = 1.000

d =	200	cm	[ 89 ≤ d ≤ 280 ]	Ok
S =	313	cm	[ 210 ≤ S ≤ 400 ]	Ok
L =	3500	cm	[ 1800 ≤ L ≤ 7300 ]	Ok
Nc =	3	cm	[ 3 ≤ Nc ]	Ok

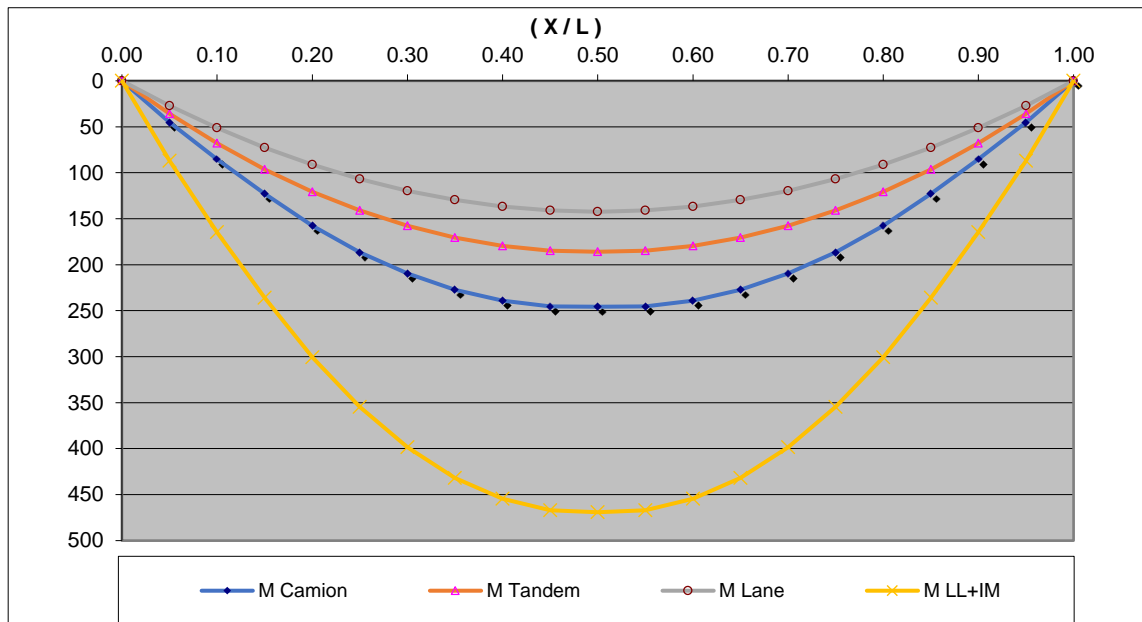
#### Viga Interior - $g_{int}$

Estado Límite	Un carril cargado		Dos ó más carriles.			
	M	V	M	V	$g_{int}$	
					M	V
Todos	0.529	0.786	0.825	1.030	<b>0.825</b>	<b>1.030</b>
Fatiga	0.441	0.655	--	--	<b>0.441</b>	<b>0.655</b>



### MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

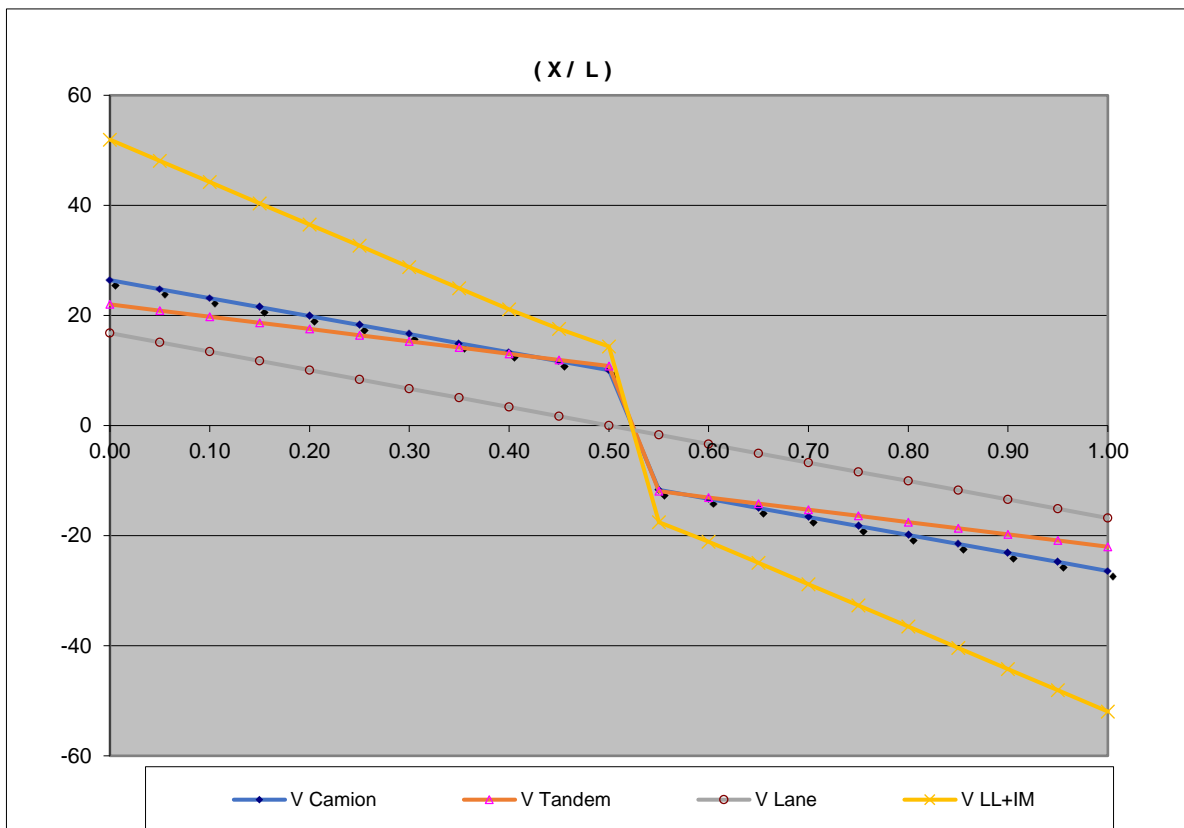
( x / L )	M <sub>HL-93 K</sub> Camion	M <sub>HL-93M</sub> Tandem	M <sub>HL-93 Lane</sub> Carga Repartida	M <sub>HL-93</sub> LL+IM
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	85.115	67.980	51.266	164.469
0.20	157.490	120.560	91.140	300.602
0.30	209.635	157.740	119.621	398.436
0.40	239.030	179.520	136.710	454.620
<b>0.50</b>	<b>245.675</b>	<b>185.900</b>	<b>142.406</b>	<b>469.154</b>
0.60	239.030	179.520	136.710	454.620
0.70	209.635	157.740	119.621	398.436
0.80	157.490	120.560	91.140	300.602
0.90	85.115	67.980	51.266	164.469
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000



### RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
M <sub>camion</sub> =	245.68	Ton-m	37.48	Ton-m
M <sub>tandem</sub> =	185.90	Ton-m	29.83	Ton-m
M <sub>carga repartida</sub> =	142.41	Ton-m	22.47	Ton-m
M <sub>LL+IM</sub> =	469.15	Ton-m	72.32	Ton-m
mg <sub>int</sub> =	0.825		0.825	
<b>M<sub>LL+IM</sub> =</b>	<b>387.01</b>	<b>Ton-m</b>	<b>59.65</b>	<b>Ton-m</b>

( x / L )	V <sub>HL-93 K</sub> Camion	V <sub>HL-93M</sub> Tandem	V <sub>HL-93 Lane</sub> Carga Repartida	V <sub>HL-93</sub> LL+IM
0.00	26.426	22.016	16.800	51.947
0.10	23.154	19.776	13.440	44.235
0.20	19.882	17.536	10.080	36.523
0.30	16.609	15.296	6.720	28.810
0.40	13.337	13.056	3.360	21.098
0.50	10.064	10.816	0.000	14.385
0.60	-13.337	-13.056	-3.360	-21.098
0.70	-16.609	-15.296	-6.720	-28.810
0.80	-19.882	-17.536	-10.080	-36.523
0.90	-23.154	-19.776	-13.440	-44.235
1.00	-26.426	-22.016	-16.800	-51.947



### FUERZAS CORTANTES

	V <sub>max</sub> (+) Apoyo		V <sub>dv</sub> (+) (dv)	
V <sub>camion</sub> =	26.43	Ton	25.08	Ton
V <sub>tandem</sub> =	22.02	Ton	21.09	Ton
V <sub>carga repartida</sub> =	16.80	Ton	15.42	Ton
V <sub>LL+IM</sub> =	51.95	Ton	48.77	Ton
mg <sub>int</sub> =	1.030		1.030	
V <sub>LL+IM</sub> =	42.85	Ton	40.23	Ton



### 3.2.3.- RESUMEN DE RESULTADOS

#### MOMENTOS FLECTORES ULTIMOS

		Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	$M_{DCpp\ viga} =$	857.67	Ton-m	135.34	Ton-m
DC1	$M_{DCpp\ viga+losa} =$	1202.20	Ton-m	189.71	Ton-m
DC1	$M_{DCdiaf} =$	45.94	Ton-m	7.25	Ton-m
DC2	$M_{DC-NJ} =$	63.16	Ton-m	9.97	Ton-m
	$M_{DW} =$	53.83	Ton-m	8.49	Ton-m
	$M_{LL+IM} =$	387.01	Ton-m	59.65	Ton-m

$M_{ULT} =$	<b>2397.15</b>	<b>Ton-m</b>
$M_{ULT\ dv} =$	<b>375.79</b>	<b>Ton-m</b>

#### FUERZAS CORTANTES ULTIMAS

	Vmax Apoyo		Vdv (dv)	
$V_{DCpp\ viga} =$	98.02	Ton	89.95	Ton
$V_{DCpp\ viga+losa} =$	137.39	Ton	126.09	Ton
$V_{DCdiaf} =$	5.25	Ton	4.82	Ton
$V_{DC-NJ} =$	7.22	Ton	6.62	Ton
$V_{DW} =$	6.15	Ton	5.65	Ton
$V_{LL+IM} =$	42.85	Ton	40.23	Ton

$V_{ULT} =$	<b>271.55</b>	<b>Ton</b>
$V_{ULT\ dv} =$	<b>250.79</b>	<b>Ton</b>





#### 4.0.- CALCULO DE LA FUERZA TENSORA

L =	35.00 m	Luz del Puente
t <sub>sup</sub> =	0.30 m	Espesor de losa superior del puente
hf <sub>inf</sub> =	0.25 m	Espesor de losa inferior del puente
S =	3.125 m	Separación de vigas
bw =	0.30 m	Ancho del alma de viga

#### Excentricidad del cable respecto a la viga:

Viga Sola			Viga Compuesta		
En centro de Luz			En centro de Luz		
ec = yb-yp			ec = yb-yp		
yp =	13.00	cm	yp =	13.00	cm
ec=	<b>91.20</b>	<b>cm</b>	ec=	<b>91.2</b>	<b>cm</b>

#### 4.1.- CALCULO DE LA FUERZA DE PRECOMPRESION REQUERIDA

##### ESTADO LIMITE DE SERVICIO III

$$f_b = \frac{M_{DC1}}{S_b} + \frac{M_{DC2} + M_{DW} + 0.8M_{LL+IM}}{S_{bc}}$$

$$f_{bot} = 122.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 16.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_e = \frac{(f_b - f_t)A_c S_b}{S_b + e_c A_c}$$

$$P_e = 968.24 \text{ Ton}$$

$$P_e = \mathbf{968.24 \text{ Ton}}$$

Considerando todas las pérdidas, se asume una fuerza inicial de tensado igual a:

$$P_j = 1125.86 \text{ Ton}$$

Considerando un límite de tracción en el preesfuerzo igual a:

$$f_{pj \text{ máx}} = 0.75f_{pu}$$

$$f_{pj \text{ max}} = 14,175.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el área mínima de preesfuerzo requerido es:

$$A_{ps \text{ min}} = P_j / f_{pj \text{ max}}$$

$$A_{ps \text{ min}} = 79.43 \text{ cm}^2$$

Torones de 0.6"

$$At = 1.40 \text{ cm}^2 \quad 56.73$$

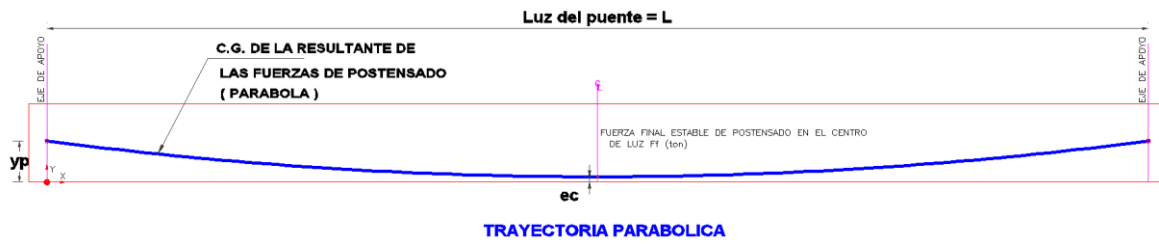
$$\text{Usar : } 60 \text{ torones de } 0.6''$$

$$A_{ps} = 84 \text{ cm}^2$$

$$P_j = \mathbf{1,125.86 \text{ Ton}}$$



## 4.2.- GEOMETRIA DEL CABLE



### Ecuación parabólica del cable

$$y = ax^2 + bx + c \qquad y' = 2ax + b$$

$f = e_c = 0.912 \text{ m} \qquad L = 35.00 \text{ m}$

$a = 4f/L^2 = 0.002978$   
 $b = -a.L = -0.104229$   
 $c = f = 0.912000$

## 4.3.- CALCULO DE LAS PERDIDAS

### 4.3.1.- PERDIDAS POR FRICCION

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} [1 - e^{-(Kx - \mu\alpha)}]$$

Donde:

$$\alpha_n = \sum_{i=1}^{i=n} |\theta_i - \theta_{i-1}| \quad \wedge \quad \alpha_0 = 0 \text{ (extremo de tensado)}$$

$K = 0.00000066 \text{ mm}^{-1} \qquad \mu = 0.25$

$f_{pj} = 13,403.09 \text{ Kg/cm}^2$

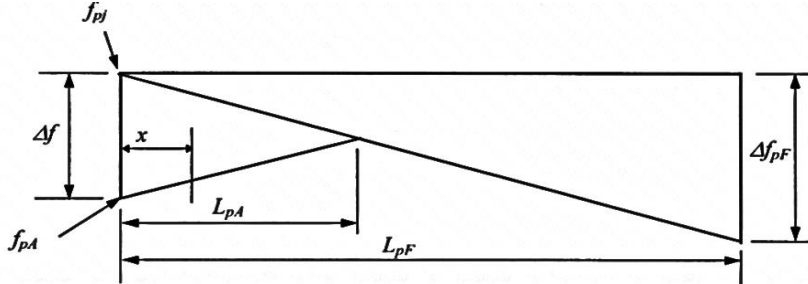
(x/L)	$\alpha$ (rad)	x (m)	$\Delta f_{pF}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.000	0.00	0.00
0.10	0.021	3.50	99.83
0.20	0.041	7.00	199.14
0.30	0.062	10.50	297.90
0.40	0.083	14.00	396.03
0.50	0.104	17.50	493.48
0.60	0.125	21.00	590.21
0.70	0.146	24.50	686.15
0.80	0.166	28.00	781.26
0.90	0.187	31.50	875.49
1.00	0.208	35.00	968.79



### 4.3.2.- PERDIDAS POR DESLIZAMIENTO DE ANCLAJES

La perdida por deslizamiento de anclajes varia linealmente desde su maximo en el anclaje movil, hasta un valor igual a cero a una distancia  $L_{pA}$

Se determinan considerando una variación lineal de las perdidas por fricción y deslizamiento.



$$\frac{\Delta f}{2} = E_p \left\{ \frac{\Delta L}{L_{pA}} \right\} \quad \wedge \quad \frac{\Delta f}{2} = L_{pA} \left\{ \frac{\Delta f_{pF}}{L_{pF}} \right\}$$

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E_p(\Delta L)L_{pF}}{\Delta f_{pF}}}$$

$\Delta L =$	6.00	mm
$E_p =$	2000000.00	Kg/cm <sup>2</sup>
$L_{pF} =$	3500.00	cm
$\Delta f_{pF} =$	968.79	Kg/cm <sup>2</sup>

$L_{pA} =$	2082.14	cm
$L_{pA} =$	20.82	m

$\Delta f =$	1152.66	Kg/cm <sup>2</sup>	
$\Delta f_{pA} =$	<b>1203.95 (1-x/19.93)</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	Donde: x (m)

(x/L)	x (m)	$\Delta f_{pA}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.00	1152.66
0.10	3.50	958.90
0.20	7.00	765.15
0.30	10.50	571.39
0.40	14.00	377.63
0.50	17.50	183.87
0.60	21.00	0.00
0.70	24.50	0.00
0.80	28.00	0.00
0.90	31.50	0.00
1.00	35.00	0.00

#### 4.3.3.- PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO DEL CONCRETO

$$\Delta f_{pES} = \frac{(FC_i) f_{pj} A_{ps} (r^2 + e_c^2) - e_c M_{pp}}{A_{ps} (r^2 + e_c^2) + (E_{ci} I_g / E_p) \{2N / (N - 1)\}}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{((N-1) / 2N) (E_p / E_{ci}) f_{cgp}}{(P_j / A) + (P_j e^2 / I) + (M_{DC1} e / I)}$$

A =	23,338.00	cm <sup>2</sup>
f <sub>pj</sub> =	13,403.09	kg/cm <sup>2</sup>
FC <sub>i</sub> =	0.95	
A <sub>ps</sub> =	84.00	cm <sup>2</sup>
I =	143,030,000.00	cm <sup>4</sup>
E <sub>ci</sub> =	274,954.54	kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>p</sub> =	2,000,000.00	kg/cm <sup>2</sup>
N =	3.00	
e <sub>m</sub> =	91.20	cm
r <sup>2</sup> =	6,128.63	cm <sup>2</sup>
M <sub>pp</sub> =	857.6715	Ton-m

$$\Delta f_{pES} = 126.58 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 52.20 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = 126.58 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

#### 4.3.4.- PERDIDAS POR CONTRACCION DEL CONCRETO (SHRINKAGE)

Humedad relativa

$$H = 80 \%$$

$$\Delta f_{pSR} = 257.30 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4.3.5.- PERDIDAS POR FLUENCIA LENTA DEL CONCRETO (CREEP)

$$\Delta f_{pCR} = 12 f_{cgp} - 7 \Delta f_{cdp}$$

Donde:

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i (e_c^2)}{I_g} - \frac{M_{pp} (e_c)}{I_g}$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC1} - M_{pp} + M_{DC2} + M_{DW})(y_b - y_p)}{I_g}$$

$$\Delta f_{cdp} = 32.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 52.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 399.95 \text{ Kg/cm}^2$$



#### 4.3.6.- PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO DE PREESFUERZO

Para torones de baja relajación :

$$\Delta f_{pR2} = 0.3 (1406 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}))$$

Solo se considera  $\Delta f_{pF}$  cuando :

$$f_{pj} - \Delta f_{pF} < 0.7 f_{pu}$$

$$f_{pj} - \Delta f_{pF} = 12909.61 < 13230 \text{ OK}$$

$$\Delta f_{pF} = 493.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pR2} = 322.76 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4.4.- RESUMEN DE PERDIDAS Y ESFUERZOS FINALES EN EL CABLE DE PRESFUER

x (m)	$\Delta f_{pF}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_{pA}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Instantáneo	$\Delta f_{pES}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Inicial
0.00	0.00	1152.66	12250.43	126.58	12123.85
3.50	99.83	958.90	12344.36	126.58	12217.78
7.00	199.14	765.15	12438.80	126.58	12312.23
10.50	297.90	571.39	12533.81	126.58	12407.23
14.00	396.03	377.63	12629.44	126.58	12502.86
<b>17.50</b>	<b>493.48</b>	<b>183.87</b>	<b>12725.74</b>	<b>126.58</b>	<b>12599.16</b>
21.00	590.21	0.00	12812.88	126.58	12686.31
24.50	686.15	0.00	12716.94	126.58	12590.37
28.00	781.26	0.00	12621.83	126.58	12495.25
31.50	875.49	0.00	12527.60	126.58	12401.02
35.00	968.79	0.00	12434.30	126.58	12307.72

x (m)	$\Delta f_{pSR}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_{pCR}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_{pR2}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Final
0.00	257.30	399.95	322.76	11143.84
3.50	257.30	399.95	322.76	11237.78
7.00	257.30	399.95	322.76	11332.22
10.50	257.30	399.95	322.76	11427.23
14.00	257.30	399.95	322.76	11522.85
<b>17.50</b>	<b>257.30</b>	<b>399.95</b>	<b>322.76</b>	<b>11619.16</b>
21.00	257.30	399.95	322.76	11706.30
24.50	257.30	399.95	322.76	11610.36
28.00	257.30	399.95	322.76	11515.25
31.50	257.30	399.95	322.76	11421.02
35.00	257.30	399.95	322.76	11327.71

#### 4.5.- FUERZAS EFECTIVAS Y PORCENTAJE DE PERDIDAS

x (m)	Pi (Ton)	Pe (Ton)	%Pi	%Pe	%Ptot
0.00	1018.40	936.08	9.54%	7.31%	16.86%
3.50	1026.29	943.97	8.84%	7.31%	16.16%
7.00	1034.23	951.91	8.14%	7.31%	15.45%
10.50	1042.21	959.89	7.43%	7.31%	14.74%
14.00	1050.24	967.92	6.72%	7.31%	14.03%
<b>17.50</b>	<b>1058.33</b>	<b>976.01</b>	<b>6.00%</b>	<b>7.31%</b>	<b>13.31%</b>
21.00	1065.65	983.33	5.35%	7.31%	12.66%
24.50	1057.59	975.27	6.06%	7.31%	13.38%
28.00	1049.60	967.28	6.77%	7.31%	14.09%
31.50	1041.69	959.37	7.48%	7.31%	14.79%
35.00	1033.85	951.53	8.17%	7.31%	15.48%

#### 5.0.- VERIFICACION DE ESFUERZOS

##### 5.1.- VERIFICACION DE ESFUERZOS INICIALES EN EL CONCRETO

Esfuerzo permisible en compresión  $0.6f'_{ci}$

$f'_{ci} = 336 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

##### 0.5L Centro de Luz - Mmax (+)

Fibra inferior

$f_{inf} = 53.18 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

Fibra superior

$f_{top} = 38.15 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

##### En el extremo del tensado

Fibra inferior

$f_{inf} = 45.35 \text{ Kg/cm}^2 < 336 \text{ OK}$

##### 5.2.- VERIFICACION DE ESFUERZOS FINALES EN EL CONCRETO

##### 0.5L Centro de Luz - Mmax (+)

##### Caso I : DC+DW + Postensado

Esfuerzo permisible en compresión =  $0.45f'_c$

$f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

Fibra superior

$f_{top} = 73.64 \text{ Kg/cm}^2 < 189 \text{ OK}$



**Esfuerzo permisible en compresión = 0.40f'c**

f'c= 420 kg/cm<sup>2</sup>

Fibra superior

$f_{top} = 62.74 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ OK}$

### Caso III : DC + Postensado + LL+IM

**Esfuerzo permisible en compresión = 0.60f'c**

f'c= 420 kg/cm<sup>2</sup>

Fibra superior

$f_{top} = 99.56 \text{ Kg/cm}^2 < 252 \text{ OK}$

## 5.3.- VERIFICACION DE ESFUERZOS DE TRACCION FINALES EN EL CONCRETO

### 0.5L Centro de Luz - Mmax (+)

#### Caso I : DC+DW + Postensado

Fibra inferior

$f_{inf} = 7.21 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ OK}$

#### Caso II :Estado Limite de Servicio III

**Esfuerzo permisible en tracción = 0.8vf'c**

f'c= 420 kg/cm<sup>2</sup>

Fibra inferior

$f_{inf} = -15.34 \text{ Kg/cm}^2 > -16.40 \text{ OK}$

## 6.0- RESISTENCIA A LA FLEXION

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$M_n = A_{ps}(f_{ps})\left(d_p - \frac{a}{2}\right) \quad f_{ps} = f_{pu} \left[1 - k\left(\frac{c}{d_p}\right)\right]$$

$$M_n = A_{ps}(f_{pu}) \left[1 - k\left(\frac{c}{d_p}\right)\right] \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

$$c = \frac{A_{ps}(f_{pu})}{0.85f'c\beta_1 b + kA_{ps}(f_{pu}/d_p)} \quad a = \beta_1 c$$



### Caso I : Estado Limite de Resistencia I

$M_u=$	2,397.15 Ton-m			
$A_{ps}=$	84.00 cm <sup>2</sup>			
$k=$	0.28			
$d_p=$	187.00 cm			
$\beta_1=$	0.75			
$c=$	18.45 cm			
$a=$	13.84 cm	<		30 OK
$f_{ps}=$	18,377.88 kg/cm <sup>2</sup>			
$M_n=$	2,779.99 Ton-m			
$\epsilon_T=$	0.027	>	0.005	
$\phi=$	0.95			
$\phi M_n=$	2,640.99 Ton-m	>	2,397.15	OK

### Caso II: Mínimo refuerzo

El menor de los siguientes valores:

$$1.2M_{cr}$$

$$1.33M_u$$

$$M_{cr}=S_c(f_r+f_{cpe})-M_{dnc}(S_c/S_{nc}-1) \geq S_c f_r$$

$$S_c=S_{nc}=I/\gamma_b= 1,372,648.75 \text{ cm}^3$$

Fibra superior

$$f_{cpe}= 106.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r= 63.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.2M_{cr} \quad 2,801.79 \text{ Ton-m}$$

$$1.33M_u \quad 3,188.22 \text{ Ton-m}$$

$$M_{min}= 2,801.79 \text{ Ton-m}$$

$\phi M_n=$	2,640.99 Ton-m	>	2,801.79	NO CONFORM
-------------	----------------	---	----------	------------

Incluir el acero pasivo en la capacidad nominal



## 7.0.- RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

### DETERMINACION DE LA SECCION CRITICA "dv"

El valor de "dv" es el máximo de:                    " 0.72 h "                    " 0.9 de "                    " de - a/2 "

1)  $dv = 0.72 h$

$h = 2.00 \text{ m}$

$dv = 1.44 \text{ m}$

2)  $dv = 0.9 de$     Donde  $de = dp...$     Cuando  $As = 0$

$$y = ax^2 + bx + c$$

$x = 1.440 \text{ m}$

$y = 0.768 \text{ m}$

$de = dp = 1.232 \text{ m}$

$dv = 1.109 \text{ m}$

3)  $dv = (de - a / 2)$

$c = 0.182 \text{ m}$

$a = 0.136 \text{ m}$

$dv = 1.164 \text{ m}$

Luego

**$dv = 1.440 \text{ m}$**

### CORTANTE ULTIMO

$V_u = 271.549 \text{ Ton}$

**$V_{ud} = 250.795 \text{ Ton}$**

### CORTANTE POSTENSADO

$P_f = 936.083 \text{ Ton}$

**$V_p = 97.041 \text{ Ton}$**

### MOMENTO ULTIMO

$M_{ud} = 375.793 \text{ Ton-m}$

**$|M_u| = 375.793 \text{ Ton-m}$**



## DEFORMACION UNITARIA

For sections containing at least the minimum amount of transverse reinforcement specified in Article 5.8.2.5, the value of  $\beta$  may be determined by Eq. 5.8.3.4.2-1:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (5.8.3.4.2-3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left( \frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (5.8.3.4.2-4)$$

Nu= 0.000 Ton  
 fpo= 13230 Kg/cm<sup>2</sup>

$\varepsilon_s =$  **-0.00415**

Recalculando

Ac= 3000 Area traccionada por flexión  
 $\varepsilon_s =$  -0.00064

Considerar

$\varepsilon_s =$  **-0.00040**

Luego

$\beta =$  6.857  
 $\theta =$  27.60 °

## RESISTENCIA AL CORTE DEL CONCRETO "Vc"

Vc= 0.265 ( $\sqrt{f'c}$ ) (bv) (dv)

Considerando diámetro del ducto

Dducto= 8.2 cm

bv= 25.9 cm

Vc= **138.866 Ton**

## REQUERIMIENTO DE REFUERZO POR CORTE

### 5.8.2.4—Regions Requiring Transverse Reinforcement

Except for slabs, footings, and culverts, transverse reinforcement shall be provided where:

- $V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$  (5.8.2.4-1)

$\phi =$  0.9

Vu= **250.79** > **106.16** ..... REQUIERE ESTRIBOS



## RESISTENCIA AL CORTE DEL ACERO TRANSVERSAL "Vs"

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

where  $\alpha = 90$  degrees, Eq. 5.8.3.3-4 reduces to:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (C5.8.3.3-1)$$

$$V_u \leq V_r = \phi V_n = \phi (V_c + V_s + V_p)$$

$$V_s = (A_v f_y d_v \cot \theta) / S \geq V_u / \phi - V_c - V_p$$

$$S \leq (A_v f_y d_v \cot \theta) / (V_u / \phi - V_c - V_p)$$

Refuerzo Transversal

$\phi =$	1/2 pulg	Diámetro de refuerzo transversal
$A_v =$	2.534 cm <sup>2</sup>	$A_v = 2A\phi_v$
$S =$	<b>68.55 cm</b>	

### Espaciamiento Máximo

#### 5.8.2.5—Minimum Transverse Reinforcement

Where transverse reinforcement is required, as specified in Article 5.8.2.4, the area of steel shall satisfy:

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1) \quad \text{in}^2$$

$A_v \geq$	$0.265 (\sqrt{f'_c}) (b_v) (S) / f_y$	cm <sup>2</sup>
$S \leq$	$A_v f_y / (0.265 \sqrt{f'_c} b_v)$	cm
$S \leq$	<b>75.65 cm</b>	

#### 5.8.2.7—Maximum Spacing of Transverse Reinforcement

The spacing of the transverse reinforcement shall not exceed the maximum permitted spacing,  $s_{max}$ , determined as:

- If  $v_u < 0.125 f'_c$ , then:

$$s_{max} = 0.8d_v \leq 24.0 \text{ in.} \quad (5.8.2.7-1)$$

- If  $v_u \geq 0.125 f'_c$ , then:

$$s_{max} = 0.4d_v \leq 12.0 \text{ in.} \quad (5.8.2.7-2)$$

where:

$v_u$  = the shear stress calculated in accordance with Article 5.8.2.9 (ksi)

$d_v$  = effective shear depth as defined in Article 5.8.2.9 (in.)



### 5.8.2.9—Shear Stress on Concrete

The shear stress on the concrete shall be determined as:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.2.9-1)$$

$$v_u = 48.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.125f'_c = 52.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{max} = 60 \text{ cm}$$

Entonces

$$S = 60.00 \text{ cm}$$

Usar estribos

[ ]  $\phi = 1/2"$  20@0.15, 20 @ 0.20, 20@0.25, Resto @0.30 c/c

$$S = 0.15 \text{ m}$$

$$V_s = 195.399 \text{ Ton}$$

### VERIFICACION POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 388.175 > 250.795 \text{ OK}$$

### 8.0.- REFUERZO LONGITUDINAL MINIMO

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left( \left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

$V_s$  shall not be taken greater than  $V_u / \phi$ .

$$\text{Considerando } 4\phi = 1 \text{ pulg}$$

$$A_s = 20.268 \text{ cm}^2$$

En el centro de luz

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} = 1628.868 \text{ Ton} > 1477.808$$



## 9.0.- VERIFICACION DE DEFLEXIONES

### 9.1.- DEFLEXION POR CARGAS PERMANENTES

$$\delta_{MAX} = \frac{5WL^4}{384E_{ci}I_g}$$

#### DEFLEXION INICIAL EN EL CENTRO DE LUZ

##### POSTENSADO INICIAL

Pi =	1058.33 Ton	
Wpi =	6.30 Ton/m	
$\delta_{pi}$ =	3.13 cm	(+) ↑

##### PESO PROPIO VIGA

Wpp =	5.60 Ton/m	
$\delta_{pp}$ =	2.78 cm	(-) ↓

##### Deflexión Inicial

$\delta_i$ =	0.35 cm	(+) ↑
--------------	---------	-------

#### DEFLEXION FINAL EN EL CENTRO DE LUZ

##### POSTENSADO FINAL

Pe =	976.01 Ton	
Wpe =	5.81 Ton/m	
$\delta_{pe}$ =	2.58 cm	(+) ↑

##### PESO PROPIO VIGA + LOSA + DIAFRAGMAS

W <sub>DC</sub> =	6.62 Ton/m	
$\delta_{DC}$ =	2.94 cm	(-) ↓

##### PESO BARRERA NEW JERSEY

W <sub>NJ</sub> =	0.41 Ton/m	
$\delta_{NJ}$ =	0.18 cm	(-) ↓

##### PESO ASFALTO

W <sub>DW</sub> =	0.35 Ton/m	
$\delta_{DW}$ =	0.16 cm	(-) ↓

##### Deflexión Final

$\delta_F$ =	-0.70 cm	(+) ↑
--------------	----------	-------

No requiere contra flecha



## 9.2.- DEFLEXION POR CARGAS MOVIL

Acorde con los requisitos AASHTO LRFD :

$$\delta_{LL+IM} \leq \frac{L}{800}$$

En nuestro caso:

$$L = 35 \text{ m}$$
$$\delta_{LL+IM} \leq 4.375 \text{ cm}$$

Conservadoramente se asume la carga vehicular concentrada en el centro de luz

La carga camión es repartida para cada viga considerando que todas sufren la misma deformación.

$$\delta_{LL+IM} = \frac{PL^3}{48E_c I_c}$$

$$P = 22.08 \text{ Ton}$$

$$\delta_{LL+IM} = 0.45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

