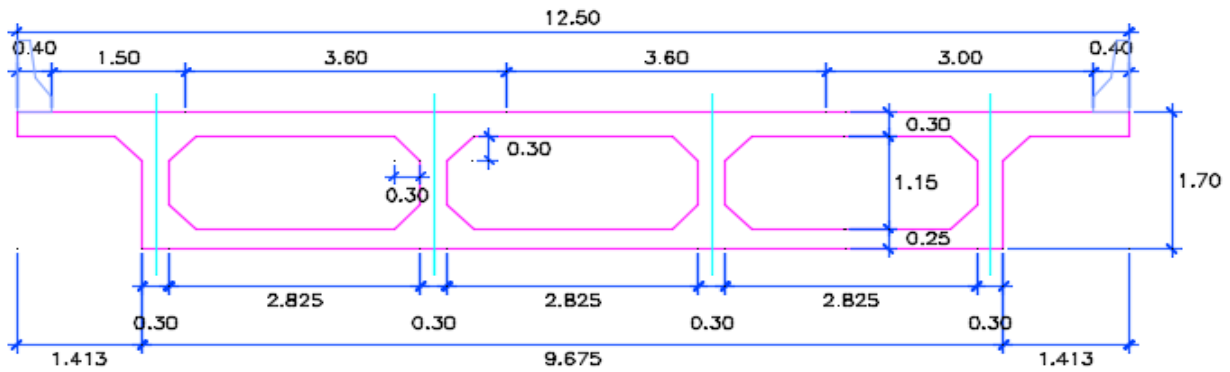


**DISEÑO DE PUENTE POSTENSADO  
PUENTE TIPICO SECCION CAJON**

**LUZ = 30 M**



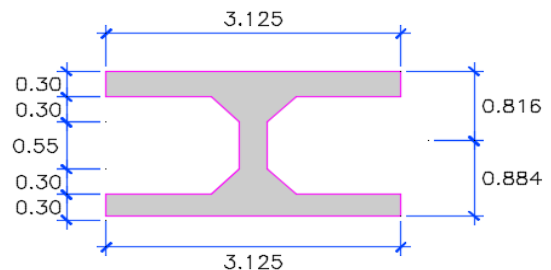
**1.0.- INGRESO DE DATOS**

L =	30	m	Luz del Puente
f'c=	420	kg/cm2	Resistencia a la compresion del concreto de vigas
E <sub>Cp</sub> =	307408.523	kg/cm2	Modulo de Elasticidad Concreto de preesfuerzo
f <sub>pu</sub> =	18,900.00	kg/cm2	Esfuerzo de rotura del acero de preesfuerzo
f'c=	420	kg/cm2	Resistencia a la compresion del concreto de losa
E <sub>Closa</sub> =	307408.523	kg/cm2	Modulo de Elasticidad Concreto de losa
n=	1.00		Relación de Módulos
β1=	0.75		Constante
γc=	2.40	ton/m3	Peso específico del concreto
γasf=	2.25	ton/m3	Peso específico del asfalto
e <sub>asf</sub> =	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 <sub>y</sub> =	4200	kg/cm2	Esfuerzo de Fluencia del acero convencional
t =	0.30	m	Espesor de losa
W <sub>NJ</sub> =	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**

Ag =	22,438.00	cm2
yb =	88.40	cm
yt =	81.60	cm
Ig =	95,840,000.00	cm4
Sb =	1,084,162.90	cm3
St =	1,174,509.80	cm3
rg =	65.36	cm



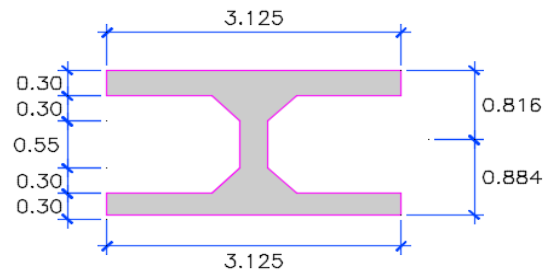
## 2.2.- PROPIEDADES DE VIGA

### Ancho efectivo ala superior - inferior

$L/4=$	7.50 m
$12hf_{sup}+bw=$	3.90 m
$S=$	3.125 m
$b_{ef\ sup} / n$	3.125 m

### Propiedades Viga Compuesta

$A_{gc}=$	22,438.00 cm <sup>2</sup>
$y_{bc}=$	88.40 cm
$y_{tc}=$	81.60 cm
$I_{gc}=$	95,840,000.00 cm <sup>4</sup>
$S_{bc}=$	1,084,162.90 cm <sup>3</sup>
$S_{tc}=$	1,174,509.80 cm <sup>3</sup>
$r_{gc}=$	65.36 cm



## 3.0.- ANALISIS ESTRUCTURAL

### 3.1.- CARGAS

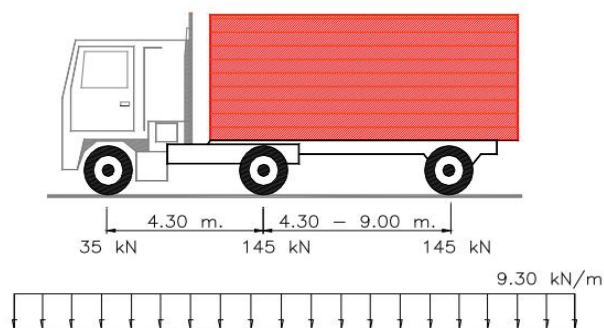
#### 3.1.1.- CARGAS PERMANENTES

$W_{DCppviga}=$	5.39 t/m	Carga por peso de Viga sola
$W_{DCppviga + losa}=$	7.64 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

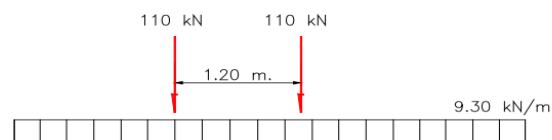
#### 3.2.2.- CARGA VEHICULAR

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

##### CAMION DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



##### TANDEM DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



**FACTOR DE IMPACTO**

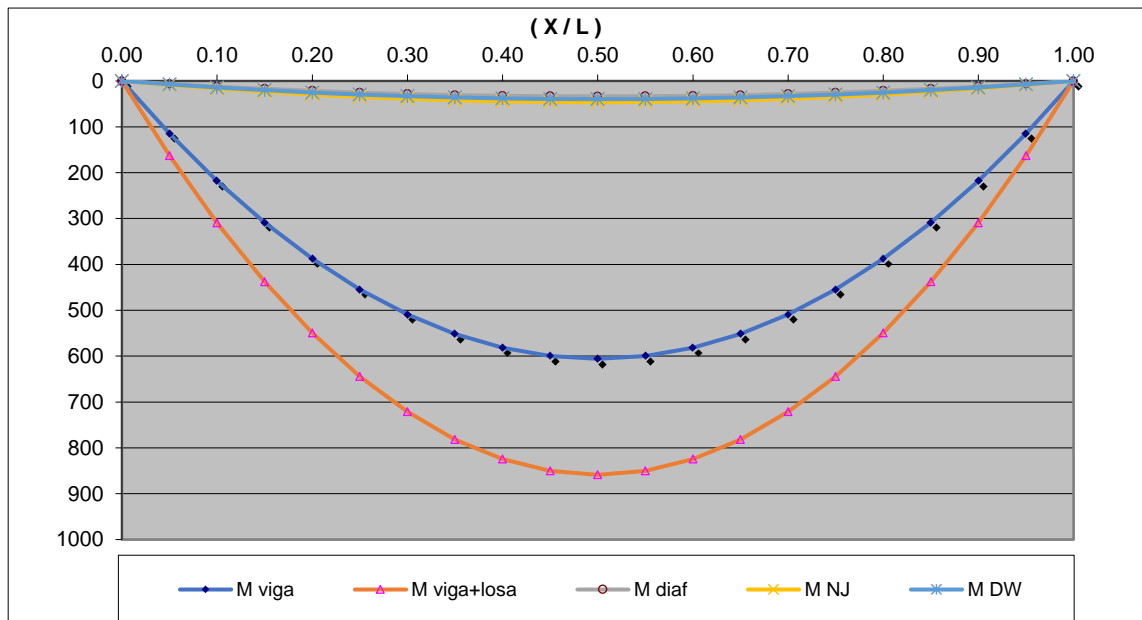
**IM = 33%**

**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	218.097	309.222	12.150	16.706	14.238
0.20	387.729	549.729	21.600	29.700	25.313
0.30	508.894	721.519	28.350	38.981	33.223
0.40	581.593	824.593	32.400	44.550	37.969
<b>0.50</b>	<b>605.826</b>	<b>858.951</b>	<b>33.750</b>	<b>46.406</b>	<b>39.551</b>
0.60	581.593	824.593	32.400	44.550	37.969
0.70	508.894	721.519	28.350	38.981	33.223
0.80	387.729	549.729	21.600	29.700	25.313
0.90	218.097	309.222	12.150	16.706	14.238
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



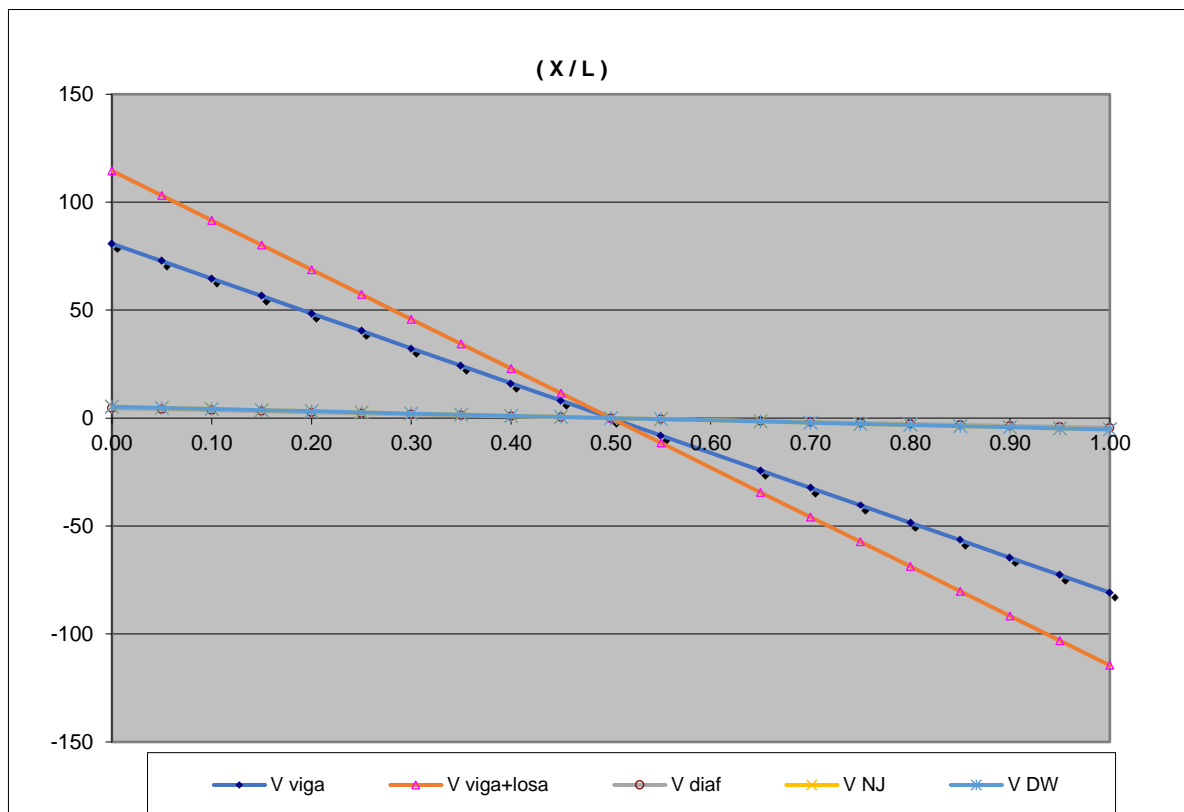
**RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES**

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	M <sub>DCpp viga</sub> =	605.83 Ton-m	94.84 Ton-m	
DC1	M <sub>DCpp viga+losa</sub> =	858.95 Ton-m	134.46 Ton-m	
DC1	M <sub>DCdiaf</sub> =	33.75 Ton-m	5.28 Ton-m	
DC2	M <sub>DC-NJ</sub> =	46.41 Ton-m	7.26 Ton-m	
	M <sub>DW</sub> =	39.55 Ton-m	6.19 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	80.777	114.527	4.500	6.188	5.273
0.10	64.621	91.621	3.600	4.950	4.219
0.20	48.466	68.716	2.700	3.713	3.164
0.30	32.311	45.811	1.800	2.475	2.109
0.40	16.155	22.905	0.900	1.238	1.055
0.50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.60	-16.155	-22.905	-0.900	-1.238	-1.055
0.70	-32.311	-45.811	-1.800	-2.475	-2.109
0.80	-48.466	-68.716	-2.700	-3.713	-3.164
0.90	-64.621	-91.621	-3.600	-4.950	-4.219
1.00	-80.777	-114.527	-4.500	-6.188	-5.273



### RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES

	V <sub>max</sub> Apoyo		V <sub>dv</sub> (dv)	
V <sub>DCpp viga</sub> =	80.78	Ton	74.19	Ton
V <sub>DCpp viga+losa</sub> =	114.53	Ton	105.18	Ton
V <sub>DCdiaf</sub> =	4.50	Ton	4.13	Ton
V <sub>DC-NJ</sub> =	6.19	Ton	5.68	Ton
V <sub>DW</sub> =	5.27	Ton	4.84	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 =	170	cm	[ 89 ≤ d ≤ 280 ]	Ok
S =	313	cm	[ 210 ≤ S ≤ 400 ]	Ok
L =	3000	cm	[ 1800 ≤ L ≤ 7300 ]	Ok
Nc =	3	cm	[ 3 ≤ Nc ]	Ok

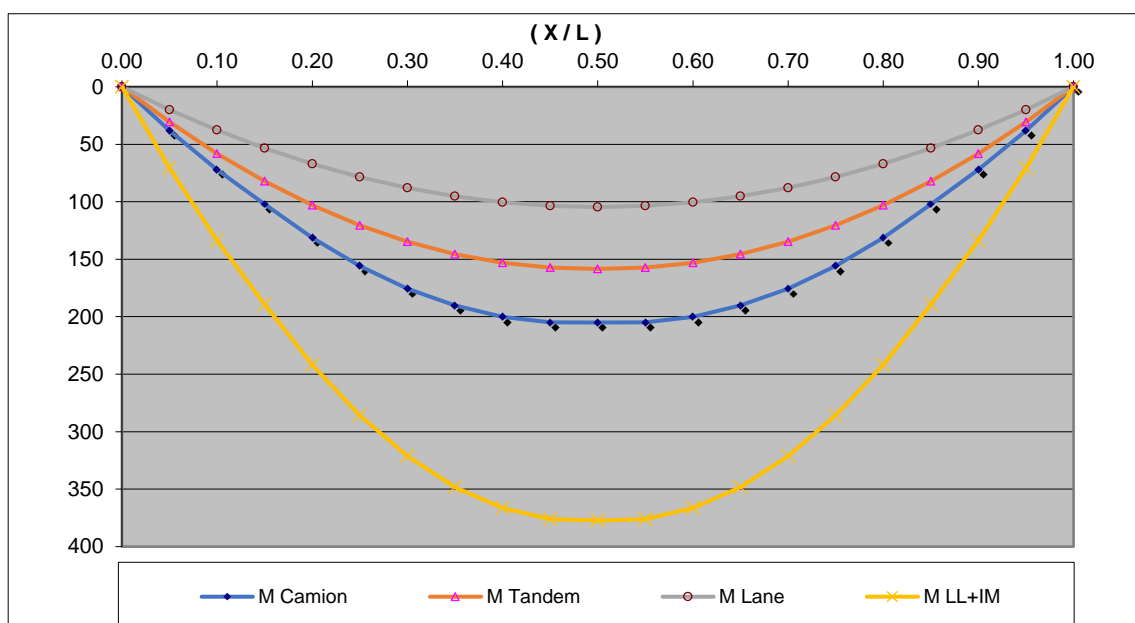
#### Viga Interior - $g_{int}$

Estado Límite	Un carril cargado		Dos ó más carriles.			
	M	V	M	V	$g_{int}$	
					M	V
Todos	0.559	0.785	0.857	1.029	<b>0.857</b>	<b>1.029</b>
Fatiga	0.466	0.654	--	--	<b>0.466</b>	<b>0.654</b>



### MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

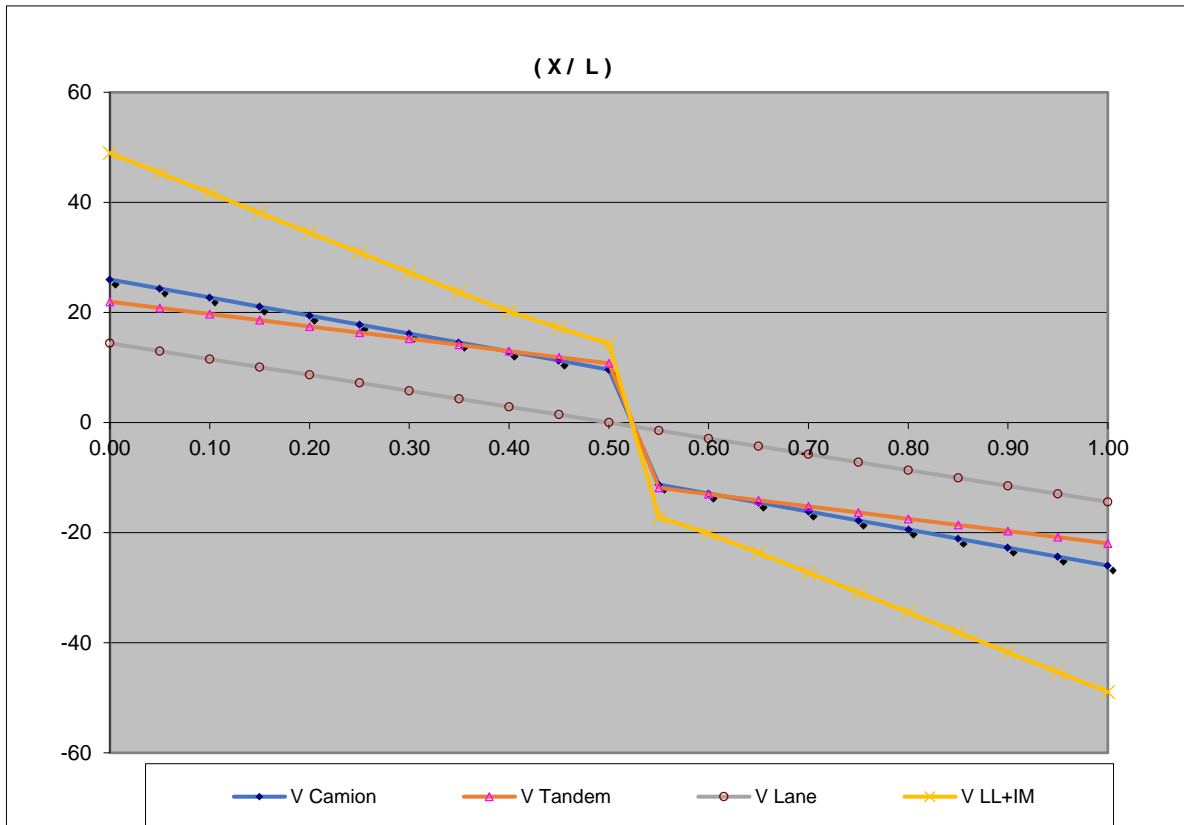
( x / L )	$M_{HL-93 K}$ Camion	$M_{HL-93M}$ Tandem	$M_{HL-93 Lane}$ Carga Repartida	$M_{HL-93}$ LL+IM
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	72.065	58.080	37.665	133.511
0.20	131.490	102.960	66.960	241.842
0.30	175.510	134.640	87.885	321.313
0.40	200.030	153.120	100.440	366.480
<b>0.50</b>	<b>205.050</b>	<b>158.400</b>	<b>104.625</b>	<b>377.342</b>
0.60	200.030	153.120	100.440	366.480
0.70	175.510	134.640	87.885	321.313
0.80	131.490	102.960	66.960	241.842
0.90	72.065	58.080	37.665	133.511
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000



### RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
$M_{camion} =$	205.05	Ton-m	31.50	Ton-m
$M_{tandem} =$	158.40	Ton-m	25.29	Ton-m
$M_{carga\ repartida} =$	104.63	Ton-m	16.38	Ton-m
$M_{LL+IM} =$	377.34	Ton-m	58.28	Ton-m
$mg_{int} =$	0.857		0.857	
$M_{LL+IM} =$	<b>323.51</b>	<b>Ton-m</b>	<b>49.96</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	25.983	21.952	14.400	48.957
0.10	22.710	19.712	11.520	41.725
0.20	19.438	17.472	8.640	34.493
0.30	16.166	15.232	5.760	27.260
0.40	12.893	12.992	2.880	20.159
0.50	9.621	10.752	0.000	14.300
0.60	-12.893	-12.992	-2.880	-20.159
0.70	-16.166	-15.232	-5.760	-27.260
0.80	-19.438	-17.472	-8.640	-34.493
0.90	-22.710	-19.712	-11.520	-41.725
1.00	-25.983	-21.952	-14.400	-48.957



### FUERZAS CORTANTES

	V <sub>max</sub> (+) Apoyo		V <sub>dv</sub> (+) (dv)	
V <sub>camion</sub> =	25.98	Ton	24.65	Ton
V <sub>tandem</sub> =	21.95	Ton	21.04	Ton
V <sub>carga repartida</sub> =	14.40	Ton	13.22	Ton
V <sub>LL+IM</sub> =	48.96	Ton	46.01	Ton
mg <sub>int</sub> =	1.029		1.029	
V <sub>LL+IM</sub> =	41.97	Ton	39.44	Ton



### 3.2.3.- RESUMEN DE RESULTADOS

#### MOMENTOS FLECTORES ULTIMOS

		Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	$M_{DCpp\ viga} =$	605.83	Ton-m	94.84	Ton-m
DC1	$M_{DCpp\ viga+losa} =$	858.95	Ton-m	134.46	Ton-m
DC1	$M_{DCdiaf} =$	33.75	Ton-m	5.28	Ton-m
DC2	$M_{DC-NJ} =$	46.41	Ton-m	7.26	Ton-m
	$M_{DW} =$	39.55	Ton-m	6.19	Ton-m
	$M_{LL+IM} =$	323.51	Ton-m	49.96	Ton-m

$M_{ULT} =$	<b>1799.35</b>	<b>Ton-m</b>
$M_{ULT\ dv} =$	<b>280.49</b>	<b>Ton-m</b>

#### FUERZAS CORTANTES ULTIMAS

	Vmax Apoyo		Vdv (dv)	
$V_{DCpp\ viga} =$	80.78	Ton	74.19	Ton
$V_{DCpp\ viga+losa} =$	114.53	Ton	105.18	Ton
$V_{DCdiaf} =$	4.50	Ton	4.13	Ton
$V_{DC-NJ} =$	6.19	Ton	5.68	Ton
$V_{DW} =$	5.27	Ton	4.84	Ton
$V_{LL+IM} =$	41.97	Ton	39.44	Ton

$V_{ULT} =$	<b>237.88</b>	<b>Ton</b>
$V_{ULT\ dv} =$	<b>220.04</b>	<b>Ton</b>





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

L =	30.00 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=	75.40	cm	ec=	75.4	cm

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

##### ESTADO LIMITE DE SERVICIO III

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

$$f_{bot} = 114.14 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

$$P_e = 858.35 \text{ Ton}$$

$$P_e = 858.35 \text{ Ton}$$

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

$$P_j = 1009.82 \text{ Ton}$$

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:

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

$$A_{ps \text{ min}} = 71.24 \text{ cm}^2$$

Torones de 0.6"

$$At = 1.40 \text{ cm}^2 \quad 50.89$$

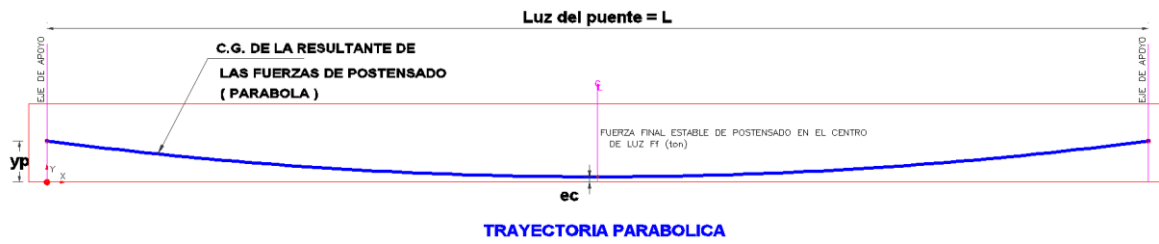
$$\text{Usar : } 51 \text{ torones de } 0.6''$$

$$A_{ps} = 71.4 \text{ cm}^2$$

$$P_j = 1,009.82 \text{ Ton}$$



## 4.2.- GEOMETRIA DEL CABLE



### Ecuación parabólica del cable

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

$f = e_c = 0.754 \text{ m} \quad L = 30.00 \text{ m}$

$a = 4f/L^2 = 0.003351$   
 $b = -a.L = -0.100533$   
 $c = f = 0.754000$

## 4.3.- CALCULO DE LAS PERDIDAS

### 4.3.1.- PERDIDAS POR FRICCION

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

Donde:

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

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

$f_{pj} = 14,143.19 \text{ Kg/cm}^2$

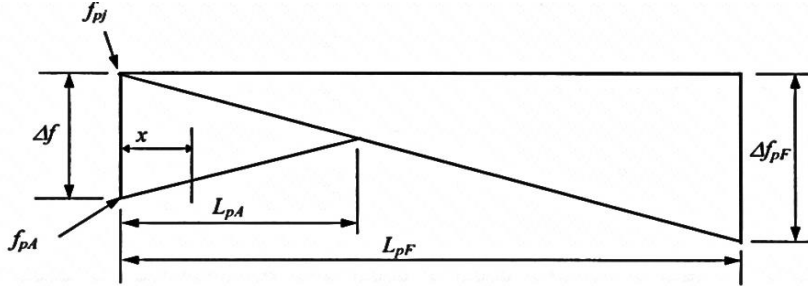
(x/L)	$\alpha$ (rad)	x (m)	$\Delta f_{pF}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.000	0.00	0.00
0.10	0.020	3.00	98.17
0.20	0.040	6.00	195.89
0.30	0.060	9.00	293.10
0.40	0.080	12.00	389.74
0.50	0.100	15.00	485.75
0.60	0.120	18.00	581.10
0.70	0.140	21.00	675.73
0.80	0.160	24.00	769.59
0.90	0.180	27.00	862.64
1.00	0.200	30.00	954.83



### 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>
$L_{pF} =$	3000.00	cm
$\Delta f_{pF} =$	954.83	Kg/cm <sup>2</sup>

$L_{pA} =$	1941.73	cm
$L_{pA} =$	19.42	m

$\Delta f =$	1236.01	Kg/cm <sup>2</sup>	
$\Delta f_{pA} =$	<b>1233.88 (1-x/19.45)</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	1236.01
0.10	3.00	1045.05
0.20	6.00	854.08
0.30	9.00	663.11
0.40	12.00	472.15
0.50	15.00	281.18
0.60	18.00	90.22
0.70	21.00	0.00
0.80	24.00	0.00
0.90	27.00	0.00
1.00	30.00	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 =	22,438.00	cm <sup>2</sup>
f <sub>pj</sub> =	14,143.19	kg/cm <sup>2</sup>
FC <sub>i</sub> =	0.95	
A <sub>ps</sub> =	71.40	cm <sup>2</sup>
I =	95,840,000.00	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> =	75.40	cm
r <sup>2</sup> =	4,271.33	cm <sup>2</sup>
M <sub>pp</sub> =	605.826	Ton-m

$$\Delta f_{pES} = 122.80 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 50.65 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = 122.80 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

#### 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:

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

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

$$\Delta f_{cdp} = 29.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 50.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 402.42 \text{ Kg/cm}^2$$



#### 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 :

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

$$f_{pj} - \Delta f_{pF} = 13657.43 < 13230 \text{ No}$$

$$\Delta f_{pF} = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pR2} = 367.48 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 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	1236.01	12907.18	122.80	12784.38
3.00	98.17	1045.05	12999.97	122.80	12877.17
6.00	195.89	854.08	13093.22	122.80	12970.42
9.00	293.10	663.11	13186.98	122.80	13064.18
12.00	389.74	472.15	13281.30	122.80	13158.51
<b>15.00</b>	<b>485.75</b>	<b>281.18</b>	<b>13376.25</b>	<b>122.80</b>	<b>13253.45</b>
18.00	581.10	90.22	13471.86	122.80	13349.07
21.00	675.73	0.00	13467.45	122.80	13344.66
24.00	769.59	0.00	13373.59	122.80	13250.80
27.00	862.64	0.00	13280.55	122.80	13157.75
30.00	954.83	0.00	13188.36	122.80	13065.56

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	402.42	367.48	11757.18
3.00	257.30	402.42	367.48	11849.97
6.00	257.30	402.42	367.48	11943.22
9.00	257.30	402.42	367.48	12036.98
12.00	257.30	402.42	367.48	12131.30
<b>15.00</b>	<b>257.30</b>	<b>402.42</b>	<b>367.48</b>	<b>12226.25</b>
18.00	257.30	402.42	367.48	12321.87
21.00	257.30	402.42	367.48	12317.46
24.00	257.30	402.42	367.48	12223.60
27.00	257.30	402.42	367.48	12130.55
30.00	257.30	402.42	367.48	12038.36

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

x (m)	Pi (Ton)	Pe (Ton)	%Pi	%Pe	%Ptot
0.00	912.80	839.46	9.61%	7.26%	16.87%
3.00	919.43	846.09	8.95%	7.26%	16.21%
6.00	926.09	852.75	8.29%	7.26%	15.55%
9.00	932.78	859.44	7.63%	7.26%	14.89%
12.00	939.52	866.18	6.96%	7.26%	14.23%
<b>15.00</b>	<b>946.30</b>	<b>872.95</b>	<b>6.29%</b>	<b>7.26%</b>	<b>13.55%</b>
18.00	953.12	879.78	5.61%	7.26%	12.88%
21.00	952.81	879.47	5.65%	7.26%	12.91%
24.00	946.11	872.76	6.31%	7.26%	13.57%
27.00	939.46	866.12	6.97%	7.26%	14.23%
30.00	932.88	859.54	7.62%	7.26%	14.88%

#### 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

$f_{inf} = 52.11 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

Fibra superior

$f_{top} = 33.01 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

##### En el extremo del tensado

Fibra inferior

$f_{inf} = 42.17 \text{ Kg/cm}^2 < 336 \text{ OK}$

##### 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

$f_{top} = 66.19 \text{ Kg/cm}^2 < 189 \text{ OK}$



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

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

Fibra superior

$f_{top} = 60.64 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ OK}$

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

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

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

Fibra superior

$f_{top} = 93.73 \text{ Kg/cm}^2 < 252 \text{ OK}$

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

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

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

Fibra inferior

$f_{inf} = 9.35 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ OK}$

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

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

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

Fibra inferior

$f_{inf} = -14.52 \text{ Kg/cm}^2 > -16.40 \text{ OK}$

## 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

$M_u=$	1,799.35 Ton-m			
$A_{ps}=$	71.40 cm <sup>2</sup>			
$k=$	0.28			
$d_p=$	157.00 cm			
$\beta_1=$	0.75			
$c=$	15.68 cm			
$a=$	11.76 cm	<		30 OK
$f_{ps}=$	18,371.57 kg/cm <sup>2</sup>			
$M_n=$	1,982.30 Ton-m			
$\epsilon_T=$	0.027	>	0.005	
$\phi=$	0.95			
$\phi M_n=$	1,883.19 Ton-m	>	1,799.35	OK

### Caso II: Mínimo refuerzo

El menor de los siguientes valores:

$$1.2M_{cr}$$

$$1.33M_u$$

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

$$S_c=S_{nc}=I/\gamma_b= 1,084,162.90 \text{ cm}^3$$

Fibra superior

$$f_{cpe}= 99.62 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$1.2M_{cr} \quad 2,121.21 \text{ Ton-m}$$

$$1.33M_u \quad 2,393.13 \text{ Ton-m}$$

$$M_{min}= \quad 2,121.21 \text{ Ton-m}$$

$\phi M_n=$	1,883.19 Ton-m	>	2,121.21	NO CONFORM
-------------	----------------	---	----------	------------

Incluir el acero pasivo en la capacidad nominal





## 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>

$\varepsilon_s = -0.00406$

Recalculando

Ac= 2550 Area traccionada por flexión

$\varepsilon_s = -0.00063$

Considerar

$\varepsilon_s = -0.00040$

Luego

$\beta = 6.857$

$\theta = 27.60^\circ$

## 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= 118.036 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= 220.04 > 90.90 ..... 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>58.65 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:

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

$$v_u = 50.63 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

Entonces

$$S = 58.65 \text{ cm}$$

Usar estribos

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

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

$$V_s = 166.089 \text{ Ton}$$

### VERIFICACION POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 331.286 > 220.035 \text{ OK}$$

### 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

$$A_{sfy} + A_{psfy} = 1396.857 \text{ Ton} > 1311.204$$



## 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 =	946.30 Ton	
Wpi =	6.34 Ton/m	
$\delta_{pi}$ =	2.54 cm	(+) ↑

##### PESO PROPIO VIGA

Wpp =	5.39 Ton/m	
$\delta_{pp}$ =	2.16 cm	(-) ↓

##### Deflexión Inicial

$\delta_i$ =	<b>0.38 cm</b>	(+) ↑
--------------	----------------	-------

#### DEFLEXION FINAL EN EL CENTRO DE LUZ

##### POSTENSADO FINAL

Pe =	872.95 Ton	
Wpe =	5.85 Ton/m	
$\delta_{pe}$ =	2.09 cm	(+) ↑

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

W <sub>DC</sub> =	6.41 Ton/m	
$\delta_{DC}$ =	2.29 cm	(-) ↓

##### PESO BARRERA NEW JERSEY

W <sub>NJ</sub> =	0.41 Ton/m	
$\delta_{NJ}$ =	0.15 cm	(-) ↓

##### PESO ASFALTO

W <sub>DW</sub> =	0.35 Ton/m	
$\delta_{DW}$ =	0.13 cm	(-) ↓

##### Deflexión Final

$\delta_F$ =	<b>-0.47 cm</b>	(+) ↑
--------------	-----------------	-------

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:

$$L = 30 \text{ m}$$
$$\delta_{LL+IM} \leq 3.75 \text{ cm}$$

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.

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

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

$$\delta_{LL+IM} = 0.42 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

