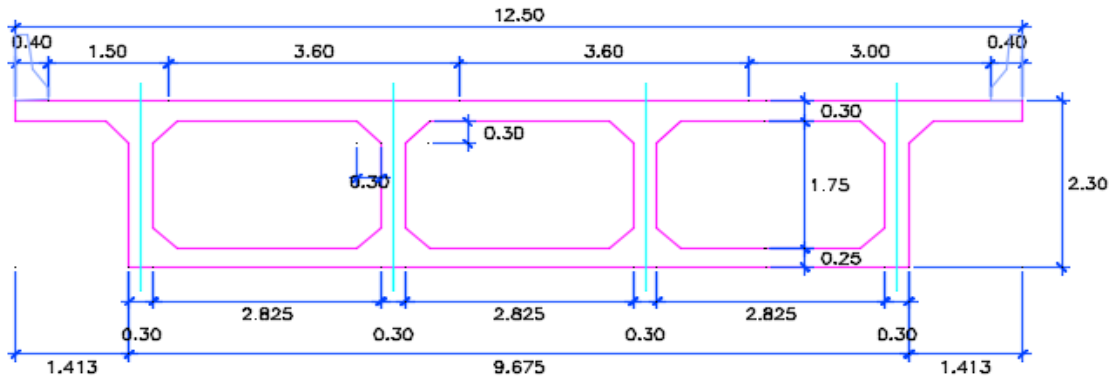


## DISEÑO DE PUENTE POSTENSADO

### PUENTE TIPICO SECCION CAJON

LUZ = 40 M



### 1.0.- INGRESO DE DATOS

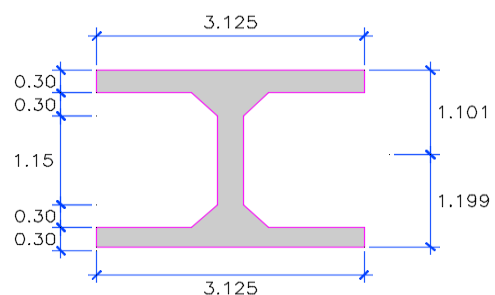
$L =$	40	m	Luz del Puente
$f'_c =$	420	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto de vigas
$E_{Cp} =$	307408.523	kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de Elasticidad Concreto de preesfuerzo
$f_{pu} =$	18,900.00	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de rotura del acero de preesfuerzo
$f'_c =$	420	kg/cm <sup>2</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
$N_v =$	4.00	Und	Número de vigas
$S_v =$	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
$N_c =$	3.00	Und	Número de carriles
$bw =$	0.30	m	Ancho del alma de viga

### 2.0.- PROPIEDADES GEOMETRICAS

119.90

#### 2.1.- GEOMETRIA DE VIGA TIPICA

$A_g =$	24,238.00	cm <sup>2</sup>
$y_b =$	119.90	cm
$y_t =$	110.10	cm
$I_g =$	200,700,000.00	cm <sup>4</sup>
$S_b =$	1,673,894.91	cm <sup>3</sup>
$S_t =$	1,822,888.28	cm <sup>3</sup>
$r_g =$	91.00	cm



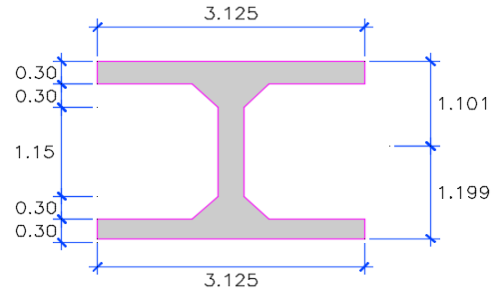
## 2.2.- PROPIEDADES DE VIGA

### Ancho efectivo ala superior - inferior

$L/4=$	10.00 m
$12h_{fsup}+bw=$	3.90 m
$S=$	3.125 m
bef sup / n	3.125 m

### Propiedades Viga Compuesta

$A_{gc}=$	24,238.00 cm <sup>2</sup>
$y_{bc}=$	119.90 cm
$y_{tc}=$	110.10 cm
$I_{gc}=$	200,700,000.00 cm <sup>4</sup>
$S_{bc}=$	1,673,894.91 cm <sup>3</sup>
$S_{tc}=$	1,822,888.28 cm <sup>3</sup>
$r_{gc}=$	91.00 cm



## 3.0.- ANALISIS ESTRUCTURAL

### 3.1.- CARGAS

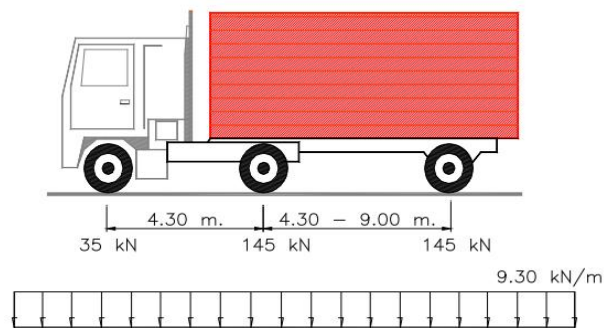
#### 3.1.1.- CARGAS PERMANENTES

$W_{DCppviga}=$	5.82 t/m	Carga por peso de Viga sola
$W_{DCppviga + losa}=$	8.07 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

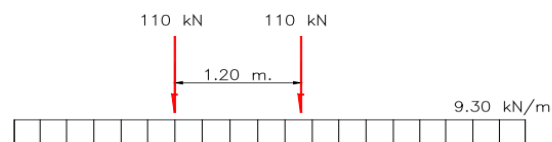
#### 3.2.2.- CARGA VEHICULAR

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

#### CAMION DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



#### TANDEM DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



**FACTOR DE IMPACTO**

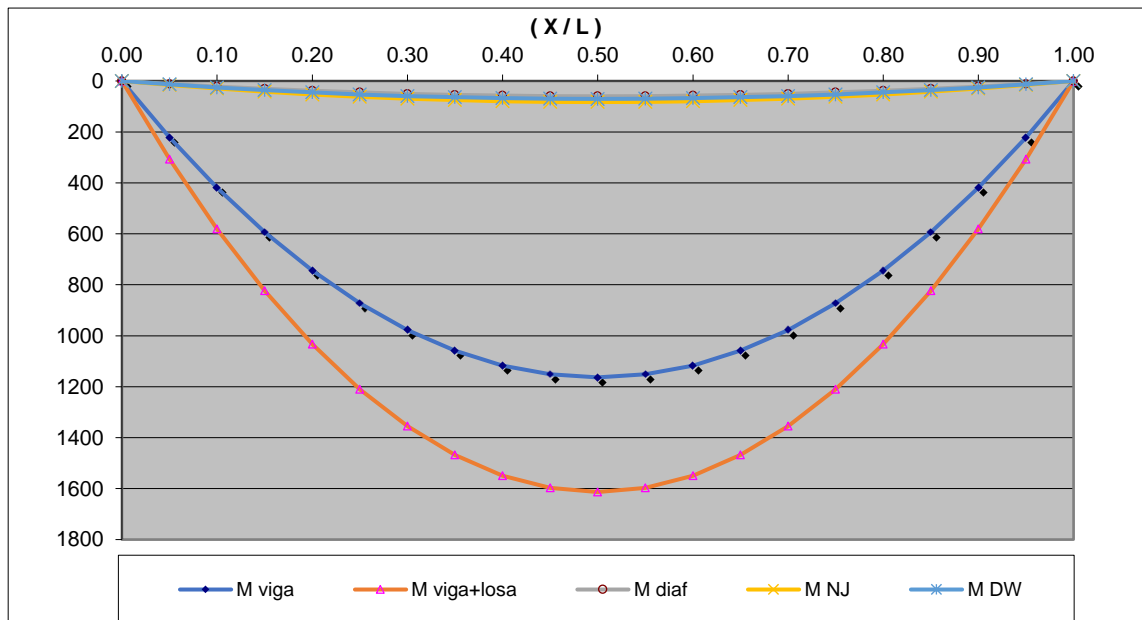
**IM = 33%**

**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	418.833	580.833	21.600	29.700	25.313
0.20	744.591	1032.591	38.400	52.800	45.000
0.30	977.276	1355.276	50.400	69.300	59.063
0.40	1116.887	1548.887	57.600	79.200	67.500
<b>0.50</b>	<b>1163.424</b>	<b>1613.424</b>	<b>60.000</b>	<b>82.500</b>	<b>70.313</b>
0.60	1116.887	1548.887	57.600	79.200	67.500
0.70	977.276	1355.276	50.400	69.300	59.063
0.80	744.591	1032.591	38.400	52.800	45.000
0.90	418.833	580.833	21.600	29.700	25.313
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



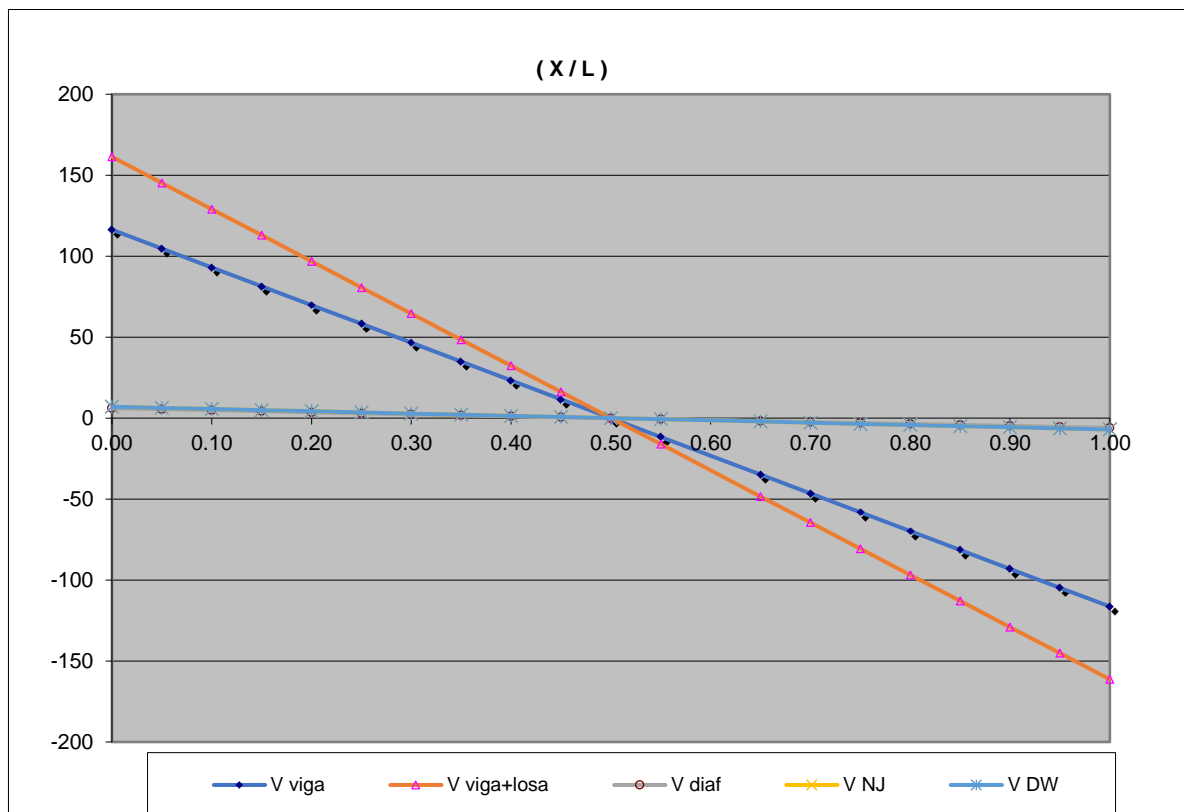
**RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES**

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)		
DC1	M <sub>DCpp viga</sub> =	1163.42	Ton-m	184.69	Ton-m
DC1	M <sub>DCpp viga+losa</sub> =	1613.42	Ton-m	256.12	Ton-m
DC1	M <sub>DCdiaf</sub> =	60.00	Ton-m	9.52	Ton-m
DC2	M <sub>DC-NJ</sub> =	82.50	Ton-m	13.10	Ton-m
	M <sub>DW</sub> =	70.31	Ton-m	11.16	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	116.342	161.342	6.000	8.250	7.031
0.10	93.074	129.074	4.800	6.600	5.625
0.20	69.805	96.805	3.600	4.950	4.219
0.30	46.537	64.537	2.400	3.300	2.813
0.40	23.268	32.268	1.200	1.650	1.406
0.50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.60	-23.268	-32.268	-1.200	-1.650	-1.406
0.70	-46.537	-64.537	-2.400	-3.300	-2.813
0.80	-69.805	-96.805	-3.600	-4.950	-4.219
0.90	-93.074	-129.074	-4.800	-6.600	-5.625
1.00	-116.342	-161.342	-6.000	-8.250	-7.031



### RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES

	V <sub>max</sub> Apoyo		V <sub>dv</sub> (dv)	
V <sub>DCpp viga</sub> =	116.34	Ton	106.71	Ton
V <sub>DCpp viga+losa</sub> =	161.34	Ton	147.98	Ton
V <sub>DCdiaf</sub> =	6.00	Ton	5.50	Ton
V <sub>DC-NJ</sub> =	8.25	Ton	7.57	Ton
V <sub>DW</sub> =	7.03	Ton	6.45	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	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$  Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$

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	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$

n =	1.000		
eg =	125.10	cm	Distancia del C.G. de la viga al C.G. de la losa
d =	230	cm	[ 89 ≤ d ≤ 280 ] <span style="float: right;">Ok</span>
S =	313	cm	[ 210 ≤ S ≤ 400 ] <span style="float: right;">Ok</span>
L =	4000	cm	[ 1800 ≤ L ≤ 7300 ] <span style="float: right;">Ok</span>
Nc =	3	cm	[ 3 ≤ Nc ] <span style="float: right;">Ok</span>

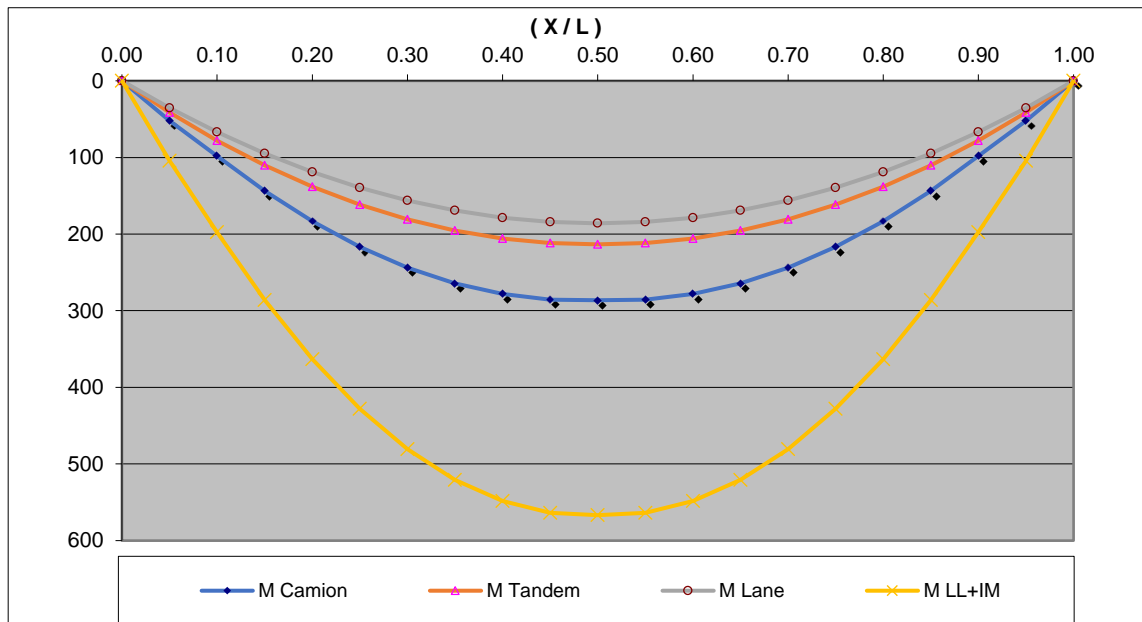
#### Viga Interior - $g_{int}$

Estado Límite	Un carril cargado		Dos ó más carriles. $g_{int}$			
	M	V	M	V	M	V
Todos	0.505	0.786	0.798	1.031	<b>0.798</b>	<b>1.031</b>
Fatiga	0.421	0.655	--	--	<b>0.421</b>	<b>0.655</b>



### MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

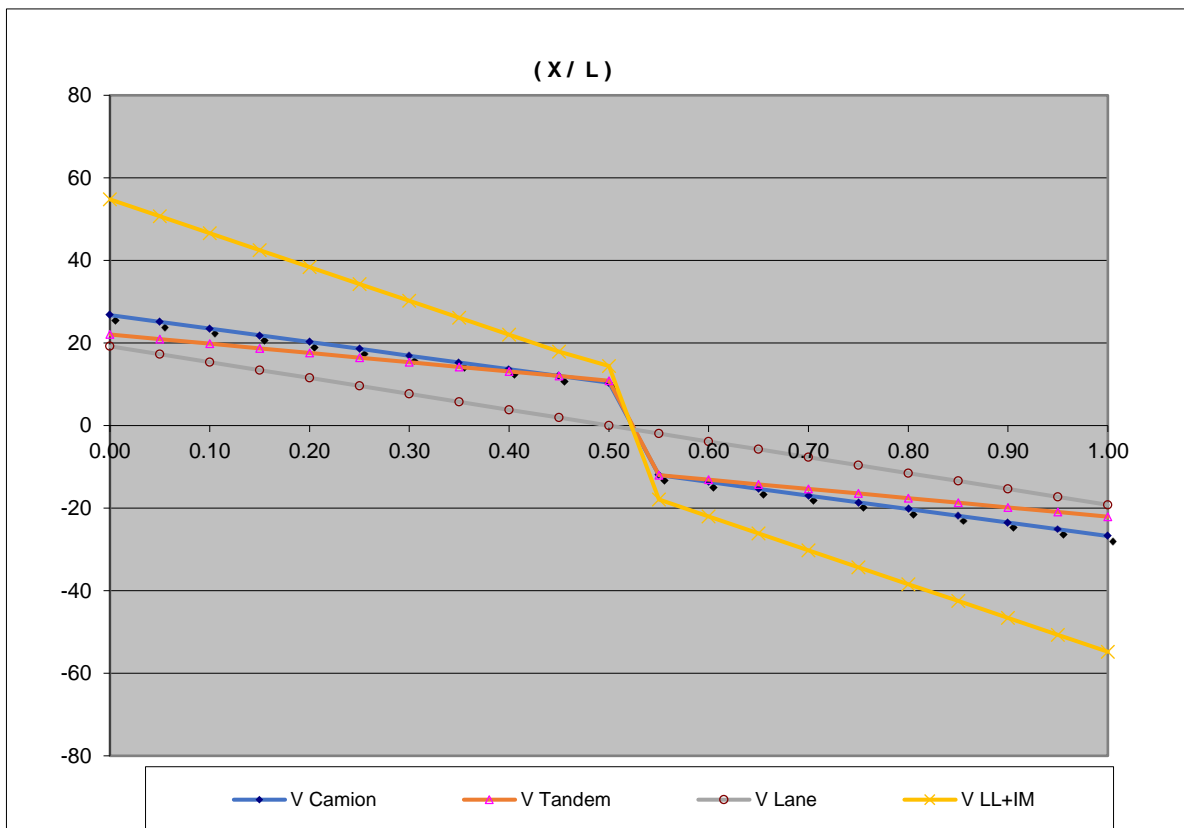
( x / L )	M <sub>HL-93 K</sub> Camion	M <sub>HL-93M</sub> Tandem	M <sub>HL-93 Lane</sub> Carga Repartida	M <sub>HL-93</sub> LL+IM
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	98.165	77.880	66.960	197.519
0.20	183.490	138.160	119.040	363.082
0.30	243.760	180.840	156.240	480.441
0.40	278.030	205.920	178.560	548.340
<b>0.50</b>	<b>286.300</b>	<b>213.400</b>	<b>186.000</b>	<b>566.779</b>
0.60	278.030	205.920	178.560	548.340
0.70	243.760	180.840	156.240	480.441
0.80	183.490	138.160	119.040	363.082
0.90	98.165	77.880	66.960	197.519
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000



### RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
M <sub>camion</sub> =	286.30	Ton-m	43.45	Ton-m
M <sub>tandem</sub> =	213.40	Ton-m	34.38	Ton-m
M <sub>carga repartida</sub> =	186.00	Ton-m	29.53	Ton-m
M <sub>LL+IM</sub> =	566.78	Ton-m	87.32	Ton-m
mg <sub>int</sub> =	0.798		0.798	
<b>M<sub>LL+IM</sub> =</b>	<b>452.20</b>	<b>Ton-m</b>	<b>69.67</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	26.759	22.064	19.200	54.790
0.10	23.487	19.824	15.360	46.597
0.20	20.214	17.584	11.520	38.405
0.30	16.942	15.344	7.680	30.213
0.40	13.670	13.104	3.840	22.020
0.50	10.397	10.864	0.000	14.449
0.60	-13.670	-13.104	-3.840	-22.020
0.70	-16.942	-15.344	-7.680	-30.213
0.80	-20.214	-17.584	-11.520	-38.405
0.90	-23.487	-19.824	-15.360	-46.597
1.00	-26.759	-22.064	-19.200	-54.790



### FUERZAS CORTANTES

	V <sub>max (+)</sub> Apoyo		V <sub>dv (+)</sub> (dv)	
V <sub>camion</sub> =	26.76	Ton	25.40	Ton
V <sub>tandem</sub> =	22.06	Ton	21.14	Ton
V <sub>carga repartida</sub> =	19.20	Ton	17.61	Ton
V <sub>LL+IM</sub> =	54.79	Ton	51.40	Ton
mg <sub>int</sub> =	1.031		1.031	
V <sub>LL+IM</sub> =	43.71	Ton	41.01	Ton



### 3.2.3.- RESUMEN DE RESULTADOS

#### MOMENTOS FLECTORES ULTIMOS

		Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	$M_{DCpp\ viga} =$	1163.42	Ton-m	184.69	Ton-m
DC1	$M_{DCpp\ viga+losa} =$	1613.42	Ton-m	256.12	Ton-m
DC1	$M_{DCdiaf} =$	60.00	Ton-m	9.52	Ton-m
DC2	$M_{DC-NJ} =$	82.50	Ton-m	13.10	Ton-m
	$M_{DW} =$	70.31	Ton-m	11.16	Ton-m
	$M_{LL+IM} =$	452.20	Ton-m	69.67	Ton-m

$M_{ULT} =$	<b>3091.72</b>	<b>Ton-m</b>
$M_{ULT\ dv} =$	<b>487.09</b>	<b>Ton-m</b>

#### FUERZAS CORTANTES ULTIMAS

	Vmax Apoyo		Vdv (dv)	
$V_{DCpp\ viga} =$	116.34	Ton	106.71	Ton
$V_{DCpp\ viga+losa} =$	161.34	Ton	147.98	Ton
$V_{DCdiaf} =$	6.00	Ton	5.50	Ton
$V_{DC-NJ} =$	8.25	Ton	7.57	Ton
$V_{DW} =$	7.03	Ton	6.45	Ton
$V_{LL+IM} =$	43.71	Ton	41.01	Ton

$V_{ULT} =$	<b>306.54</b>	<b>Ton</b>
$V_{ULT\ dv} =$	<b>282.75</b>	<b>Ton</b>





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

L =	40.00 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>106.90</b>	<b>cm</b>	ec=	<b>106.9</b>	<b>cm</b>

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

##### ESTADO LIMITE DE SERVICIO III

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

$$f_{bot} = 130.71 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

$$P_e = 1089.44 \text{ Ton}$$

$$P_e = \mathbf{1089.44 \text{ Ton}}$$

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

$$P_j = 1252.23 \text{ Ton}$$

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:

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

$$A_{ps \text{ min}} = 88.34 \text{ cm}^2$$

Torones de 0.6"

$$At = 1.40 \text{ cm}^2 \quad 63.10$$

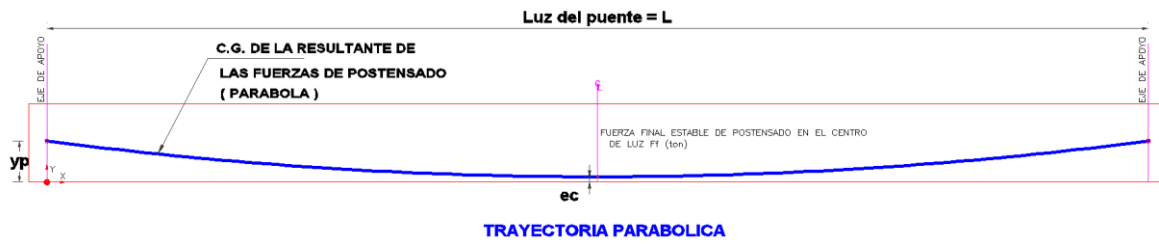
$$\text{Usar : } 65 \text{ torones de } 0.6''$$

$$A_{ps} = 91 \text{ cm}^2$$

$$P_j = \mathbf{1,252.23 \text{ Ton}}$$



## 4.2.- GEOMETRIA DEL CABLE



### Ecuación parabólica del cable

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

$f = e_c = 1.069 \text{ m} \qquad L = 40.00 \text{ m}$

$a = 4f/L^2 \qquad 0.002673$   
 $b = -a.L \qquad -0.106900$   
 $c = f \qquad 1.069000$

## 4.3.- CALCULO DE LAS PERDIDAS

### 4.3.1.- PERDIDAS POR FRICCION

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

Donde:

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

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

$f_{pj} = 13,760.77 \text{ Kg/cm}^2$

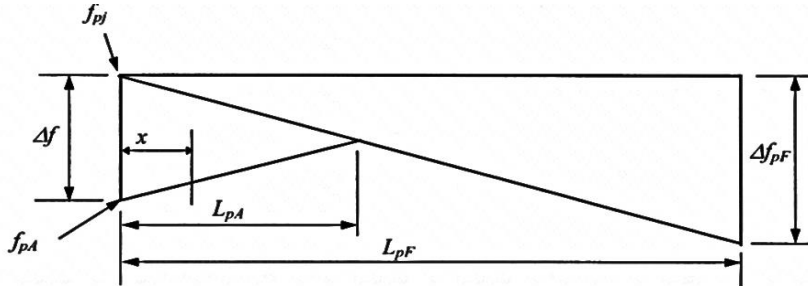
(x/L)	$\alpha$ (rad)	x (m)	$\Delta f_{pF}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.000	0.00	0.00
0.10	0.021	4.00	108.77
0.20	0.042	8.00	216.94
0.30	0.064	12.00	324.45
0.40	0.085	16.00	431.24
0.50	0.106	20.00	537.24
0.60	0.128	24.00	642.40
0.70	0.149	28.00	746.66
0.80	0.171	32.00	849.96
0.90	0.192	36.00	952.26
1.00	0.213	40.00	1053.50



### 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>		
$L_{pF} =$	4000.00	cm		
$\Delta f_{pF} =$	1053.50	Kg/cm <sup>2</sup>		
$L_{pA} =$	2134.53	cm		
$L_{pA} =$	21.35	m		
$\Delta f =$	1124.37	Kg/cm <sup>2</sup>		
$\Delta f_{pA} =$	<b>1101.80 (1-x/21.78)</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	1124.37
0.10	4.00	913.67
0.20	8.00	702.97
0.30	12.00	492.27
0.40	16.00	281.57
0.50	20.00	70.87
0.60	24.00	0.00
0.70	28.00	0.00
0.80	32.00	0.00
0.90	36.00	0.00
1.00	40.00	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 =	24,238.00	cm <sup>2</sup>
f <sub>pj</sub> =	13,760.77	kg/cm <sup>2</sup>
FC <sub>i</sub> =	0.96	
A <sub>ps</sub> =	91.00	cm <sup>2</sup>
I =	200,700,000.00	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> =	106.90	cm
r <sup>2</sup> =	8,280.39	cm <sup>2</sup>
M <sub>pp</sub> =	1163.424	Ton-m

$$\Delta f_{pES} = 131.86 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 54.38 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = 131.86 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

#### 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:

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

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

$$\Delta f_{cdp} = 35.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 54.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 405.48 \text{ Kg/cm}^2$$



#### 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 :

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

$$f_{pj} - \Delta f_{pF} = 13223.53 < 13230 \text{ OK}$$

$$\Delta f_{pF} = 537.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pR2} = 317.86 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 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	1124.37	12636.40	131.86	12504.54
4.00	108.77	913.67	12738.33	131.86	12606.47
8.00	216.94	702.97	12840.86	131.86	12709.00
12.00	324.45	492.27	12944.05	131.86	12812.19
16.00	431.24	281.57	13047.96	131.86	12916.10
<b>20.00</b>	<b>537.24</b>	<b>70.87</b>	<b>13152.66</b>	<b>131.86</b>	<b>13020.80</b>
24.00	642.40	0.00	13118.37	131.86	12986.51
28.00	746.66	0.00	13014.11	131.86	12882.25
32.00	849.96	0.00	12910.81	131.86	12778.94
36.00	952.26	0.00	12808.51	131.86	12676.65
40.00	1053.50	0.00	12707.26	131.86	12575.40

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	405.48	317.86	11523.90
4.00	257.30	405.48	317.86	11625.83
8.00	257.30	405.48	317.86	11728.36
12.00	257.30	405.48	317.86	11831.55
16.00	257.30	405.48	317.86	11935.46
<b>20.00</b>	<b>257.30</b>	<b>405.48</b>	<b>317.86</b>	<b>12040.16</b>
24.00	257.30	405.48	317.86	12005.87
28.00	257.30	405.48	317.86	11901.61
32.00	257.30	405.48	317.86	11798.31
36.00	257.30	405.48	317.86	11696.01
40.00	257.30	405.48	317.86	11594.76

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

x (m)	Pi (Ton)	Pe (Ton)	%Pi	%Pe	%Ptot
0.00	1137.91	1048.67	9.13%	7.13%	16.26%
4.00	1147.19	1057.95	8.39%	7.13%	15.51%
8.00	1156.52	1067.28	7.64%	7.13%	14.77%
12.00	1165.91	1076.67	6.89%	7.13%	14.02%
16.00	1175.37	1086.13	6.14%	7.13%	13.26%
<b>20.00</b>	<b>1184.89</b>	<b>1095.65</b>	<b>5.38%</b>	<b>7.13%</b>	<b>12.50%</b>
24.00	1181.77	1092.53	5.63%	7.13%	12.75%
28.00	1172.28	1083.05	6.38%	7.13%	13.51%
32.00	1162.88	1073.65	7.13%	7.13%	14.26%
36.00	1153.57	1064.34	7.88%	7.13%	15.00%
40.00	1144.36	1055.12	8.61%	7.13%	15.74%

#### 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

$f_{inf} = 55.05 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

Fibra superior

$f_{top} = 43.22 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

##### En el extremo del tensado

Fibra inferior

$f_{inf} = 48.89 \text{ Kg/cm}^2 < 336 \text{ OK}$

##### 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

$f_{top} = 81.13 \text{ Kg/cm}^2 < 189 \text{ OK}$



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

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

Fibra superior

$f_{top} = 65.37 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ OK}$

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

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

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

Fibra superior

$f_{top} = 105.94 \text{ Kg/cm}^2 < 252 \text{ OK}$

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

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

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

Fibra inferior

$f_{inf} = 6.07 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ OK}$

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

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

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

Fibra inferior

$f_{inf} = -15.54 \text{ Kg/cm}^2 > -16.40 \text{ OK}$

## 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

$M_u=$	3,091.72 Ton-m		
$A_{ps}=$	91.00 cm <sup>2</sup>		
$k=$	0.28		
$d_p=$	217.00 cm		
$\beta_1=$	0.75		
$c=$	20.02 cm		
$a=$	15.02 cm	<	30 OK
$f_{ps}=$	18,411.67 kg/cm <sup>2</sup>		
$M_n=$	3,509.94 Ton-m		
$\epsilon_T=$	0.030	>	0.005
$\phi=$	0.95		
$\phi M_n=$	3,334.44 Ton-m	>	3,091.72 OK

### Caso II: Mínimo refuerzo

El menor de los siguientes valores:

$$1.2M_{cr}$$

$$1.33M_u$$

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

$$S_c=S_{nc}=I/\gamma_b= 1,673,894.91 \text{ cm}^3$$

Fibra superior

$$f_{cpe}= 115.18 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$1.2M_{cr} \quad 3,587.58 \text{ Ton-m}$$

$$1.33M_u \quad 4,111.98 \text{ Ton-m}$$

$$M_{min}= 3,587.58 \text{ Ton-m}$$

$\phi M_n=$	3,334.44 Ton-m	>	3,587.58	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)  $dv = 0.72 h$

$h = 2.30 \text{ m}$

$dv = 1.656 \text{ m}$

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

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

$x = 1.656 \text{ m}$

$y = 0.899 \text{ m}$

$de = dp = 1.401 \text{ m}$

$dv = 1.261 \text{ m}$

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

$c = 0.197 \text{ m}$

$a = 0.148 \text{ m}$

$dv = 1.327 \text{ m}$

Luego

**$dv = 1.656 \text{ m}$**

### CORTANTE ULTIMO

$V_u = 306.535 \text{ Ton}$

**$V_{ud} = 282.753 \text{ Ton}$**

### CORTANTE POSTENSADO

$P_f = 1048.675 \text{ Ton}$

**$V_p = 111.468 \text{ Ton}$**

### MOMENTO ULTIMO

$M_{ud} = 487.089 \text{ Ton-m}$

**$|M_u| = 487.089 \text{ Ton-m}$**



## 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>

$\varepsilon_s = -0.00406$

Recalculando

Ac= 3450 Area traccionada por flexión  
 $\varepsilon_s = -0.00059$

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= 159.696 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= 282.75 > 122.02 ..... 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>78.38 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:

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

$$v_u = 47.26 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

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

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

$$V_s = 224.709 \text{ Ton}$$

### VERIFICACION POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 446.286 > 282.753 \text{ OK}$$

### 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

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} = 1760.589 \text{ Ton} > 1652.065$$



## 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 =	1184.89 Ton	
Wpi =	6.33 Ton/m	
$\delta_{pi}$ =	3.83 cm	(+) ↑

##### PESO PROPIO VIGA

Wpp =	5.82 Ton/m	
$\delta_{pp}$ =	3.51 cm	(-) ↓

##### Deflexión Inicial

$\delta_i$ =	<b>0.31 cm</b>	(+) ↑
--------------	----------------	-------

#### DEFLEXION FINAL EN EL CENTRO DE LUZ

##### POSTENSADO FINAL

Pe =	1095.65 Ton	
Wpe =	5.86 Ton/m	
$\delta_{pe}$ =	3.16 cm	(+) ↑

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

W <sub>DC</sub> =	6.84 Ton/m	
$\delta_{DC}$ =	3.69 cm	(-) ↓

##### PESO BARRERA NEW JERSEY

W <sub>NJ</sub> =	0.41 Ton/m	
$\delta_{NJ}$ =	0.22 cm	(-) ↓

##### PESO ASFALTO

W <sub>DW</sub> =	0.35 Ton/m	
$\delta_{DW}$ =	0.19 cm	(-) ↓

##### Deflexión Final

$\delta_F$ =	<b>-0.94 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:

$$\begin{aligned} L &= && 40 \text{ m} \\ \delta_{LL+IM} &\leq && 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

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.

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

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

$$\delta_{LL+IM} = 0.48 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

