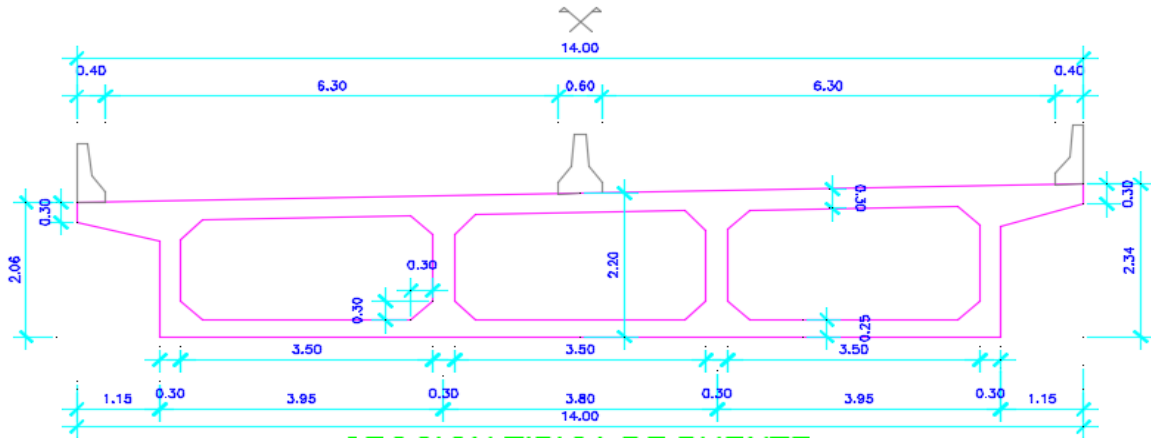


**DISEÑO DE PUENTE POSTENSADO
INTERCAMBIO TIPICO SECCION CAJON**

LUZ = 40 M

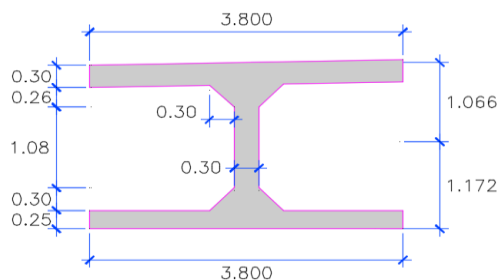


1.0.- INGRESO DE DATOS

L =	40	m	Luz del Puente
f' _c =	420	kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto de vigas
E _{Cp} =	307408.523	kg/cm ²	Modulo de Elasticidad Concreto de preesfuerzo
f _{pu} =	18,900.00	kg/cm ²	Esfuerzo de rotura del acero de preesfuerzo
f' _c =	420	kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto de losa
E _{Closa} =	307408.523	kg/cm ²	Modulo de Elasticidad Concreto de losa
n =	1.00		Relación de Módulos
β ₁ =	0.75		Constante
γ _c =	2.40	ton/m ³	Peso específico del concreto
γ _{asf} =	2.25	ton/m ³	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 =	3.800	m	Separación de las vigas
f _y =	4200	kg/cm ²	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 =	2.00	Und	Número de carriles
bw =	0.30	m	Ancho del alma de viga

2.0.- PROPIEDADES GEOMETRICAS

2.1.- GEOMETRIA DE VIGA TIPICA



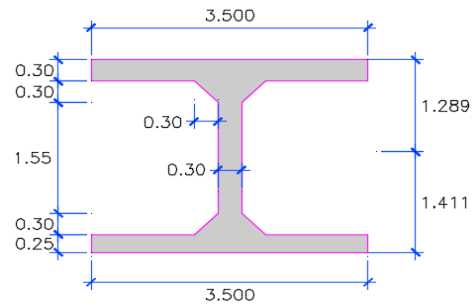
2.2.- PROPIEDADES DE VIGA

Ancho efectivo ala superior - inferior

$L/4=$	10.00 m
$12hf_{sup}+bw=$	3.90 m
$S=$	3.800 m
$b_{ef\ sup} / n$	3.800 m

Propiedades Viga Compuesta

$A_{gc}=$	27,766.00 cm ²
$y_{bc}=$	117.20 cm
$y_{tc}=$	106.60 cm
$I_{gc}=$	223,450,000.00 cm ⁴
$S_{bc}=$	1,906,569.97 cm ³
$S_{tc}=$	2,096,153.85 cm ³
$r_{gc}=$	89.71 cm



3.0.- ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1.- CARGAS

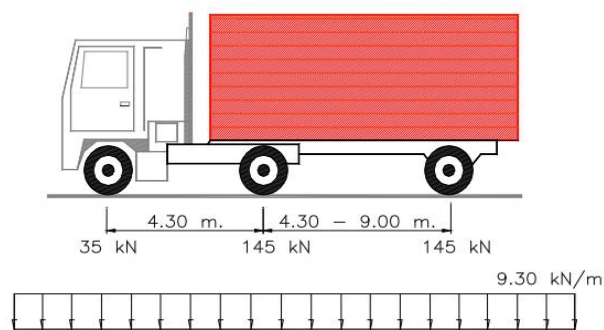
3.1.1.- CARGAS PERMANENTES

$W_{DCppviga}=$	6.66 t/m	Carga por peso de Viga sola
$W_{DCppviga + losa}=$	9.40 t/m	Carga por peso de Viga sola y Losa
$W_{DCdiaf}=$	0.30 t/m	Carga por peso de Diafragmas estimado
$W_{DC-NJ}=$	0.28 t/m	Carga por peso de barreras New Jersey por viga
$W_{DW}=$	0.43 t/m	Carga por peso de Asfalto

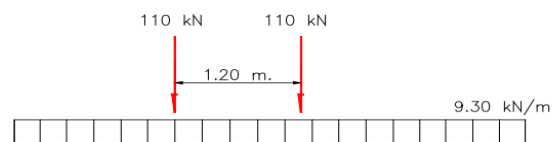
3.2.2.- CARGA VEHICULAR

SOBRECARGA HL-93 (AASHTO LRFD)

CAMION DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



TANDEM DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



FACTOR DE IMPACTO

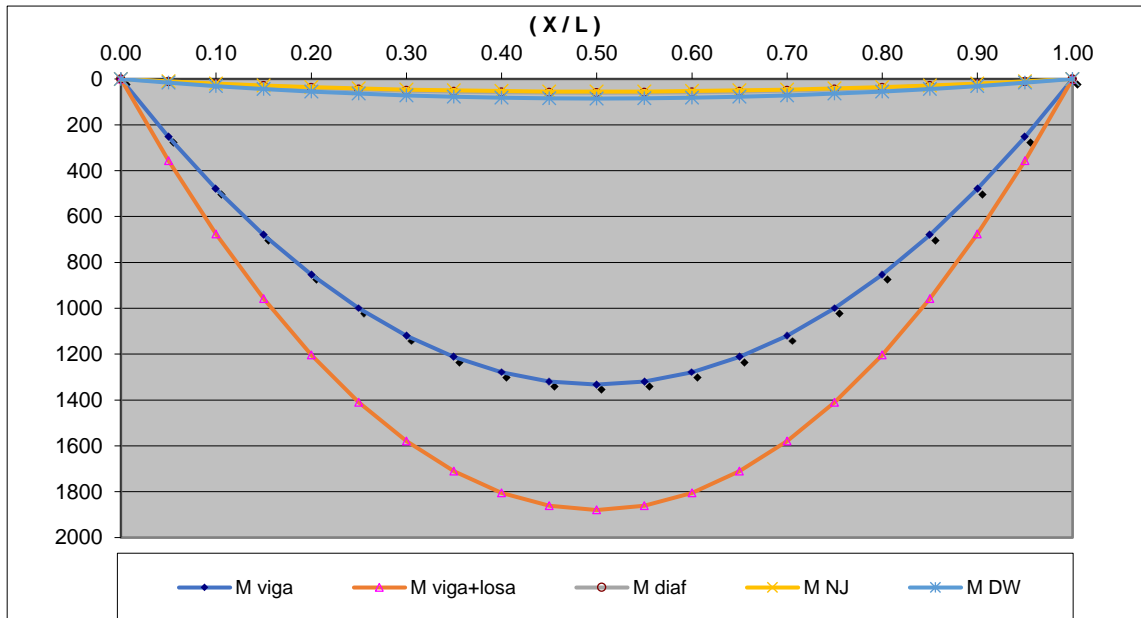
IM = 33%

3.2.- DETERMINACION DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

3.2.1.- CARGAS PERMANENTES

MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

(x / L)	M _{DC} Viga	M _{DC} Viga +Losa	M _{DC} Diafragma	M _{DC} New Jersey	M _{DW} Asfalto
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	479.796	676.788	21.600	19.800	30.780
0.20	852.972	1203.180	38.400	35.200	54.720
0.30	1119.525	1579.173	50.400	46.200	71.820
0.40	1279.457	1804.769	57.600	52.800	82.080
0.50	1332.768	1879.968	60.000	55.000	85.500
0.60	1279.457	1804.769	57.600	52.800	82.080
0.70	1119.525	1579.173	50.400	46.200	71.820
0.80	852.972	1203.180	38.400	35.200	54.720
0.90	479.796	676.788	21.600	19.800	30.780
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



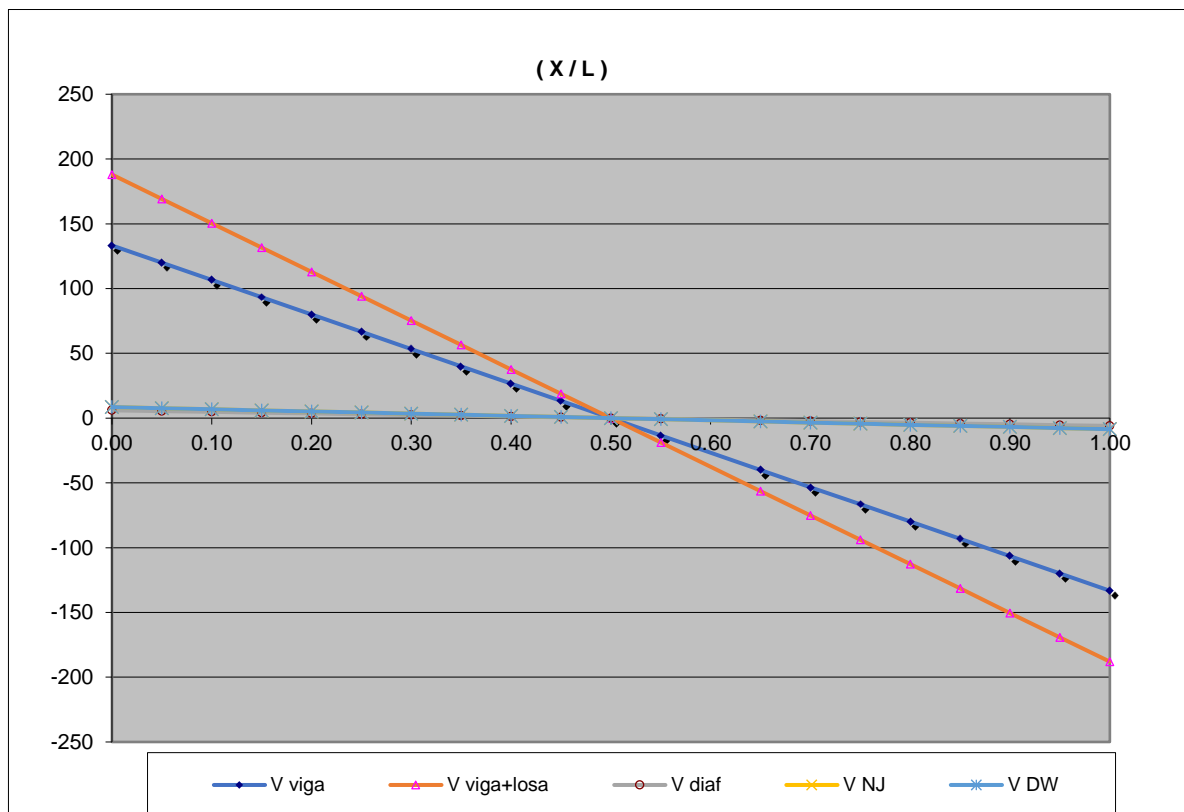
RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)		
DC1	M _{DCpp viga} =	1332.77	Ton-m	206.11	Ton-m
DC1	M _{DCpp viga+losa} =	1879.97	Ton-m	290.73	Ton-m
DC1	M _{DCdiaf} =	60.00	Ton-m	9.28	Ton-m
DC2	M _{DC-NJ} =	55.00	Ton-m	8.51	Ton-m
	M _{DW} =	85.50	Ton-m	13.22	Ton-m



FUERZAS CORTANTES (Ton)

(x / L)	V _{DC} Viga	V _{DC} Viga +Losa	V _{DC} Diafragma	V _{DC} New Jersey	V _{DW} Asfalto
0.00	133.277	187.997	6.000	5.500	8.550
0.10	106.621	150.397	4.800	4.400	6.840
0.20	79.966	112.798	3.600	3.300	5.130
0.30	53.311	75.199	2.400	2.200	3.420
0.40	26.655	37.599	1.200	1.100	1.710
0.50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.60	-26.655	-37.599	-1.200	-1.100	-1.710
0.70	-53.311	-75.199	-2.400	-2.200	-3.420
0.80	-79.966	-112.798	-3.600	-3.300	-5.130
0.90	-106.621	-150.397	-4.800	-4.400	-6.840
1.00	-133.277	-187.997	-6.000	-5.500	-8.550



RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES

	V _{max} Apoyo		V _{dv} (dv)	
V _{DCpp viga} =	133.28	Ton	122.54	Ton
V _{DCpp viga+losa} =	188.00	Ton	172.85	Ton
V _{DCdiaf} =	6.00	Ton	5.52	Ton
V _{DC-NJ} =	5.50	Ton	5.06	Ton
V _{DW} =	8.55	Ton	7.86	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 =	121.60	cm	Distancia del C.G. de la viga al C.G. de la losa
d =	220	cm	[89 ≤ d ≤ 280] Ok
S =	380	cm	[210 ≤ S ≤ 400] Ok
L =	4000	cm	[1800 ≤ L ≤ 7300] Ok
Nc =	3	cm	[3 ≤ Nc] Ok

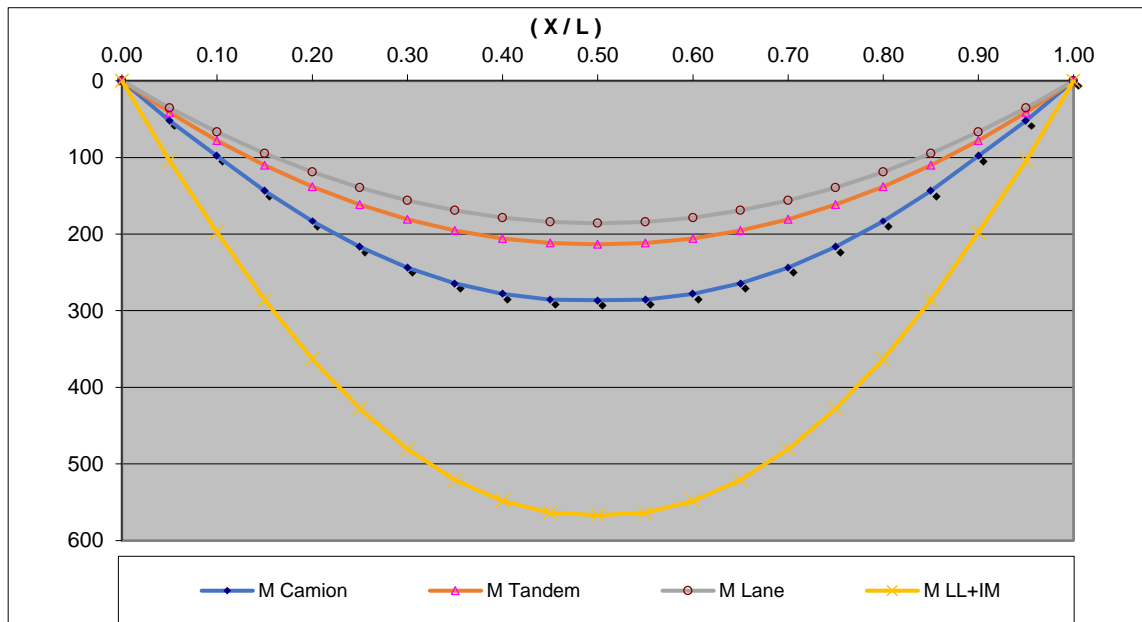
Viga Interior - g_{int}

Estado Límite	Un carril cargado		Dos ó más carriles. g_{int}			
	M	V	M	V	M	V
Todos	0.573	0.880	0.970	1.224	0.970	1.224
Fatiga	0.477	0.733	--	--	0.477	0.733



MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

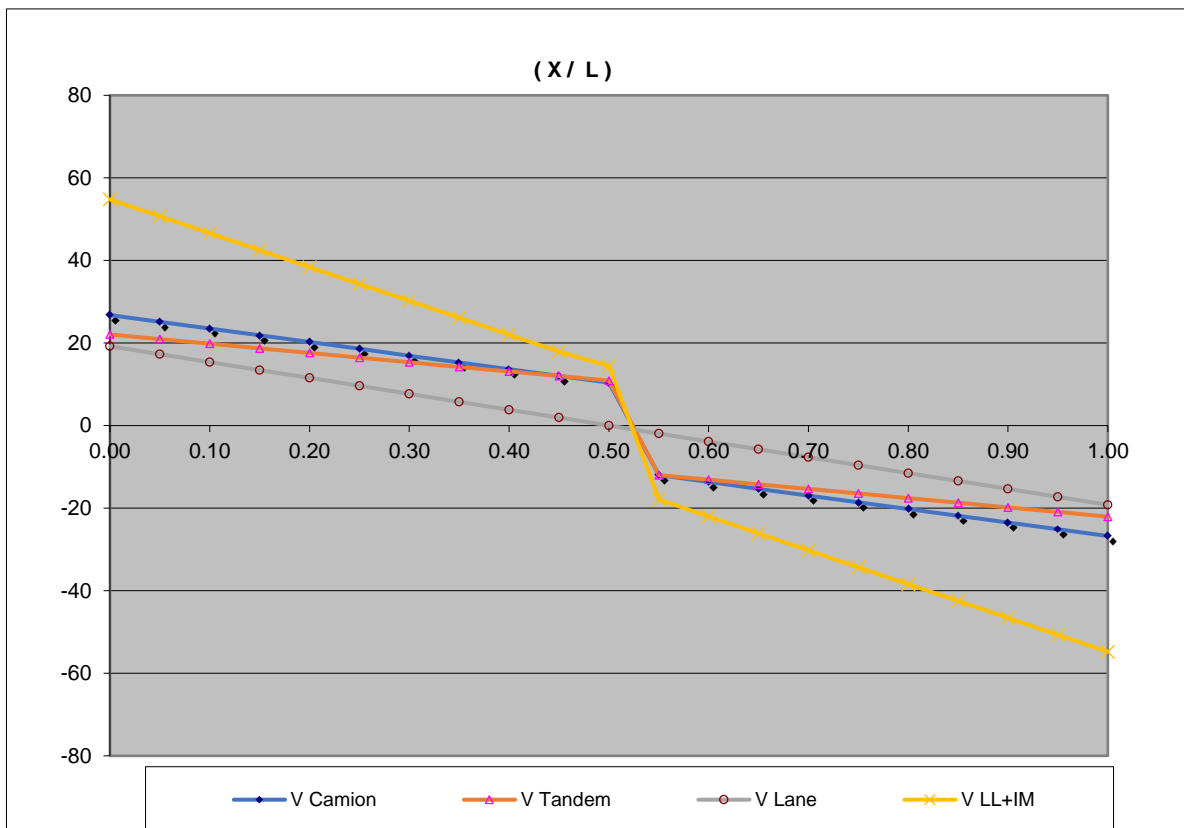
(x / L)	$M_{HL-93 K}$ Camion	M_{HL-93M} Tandem	$M_{HL-93 Lane}$ Carga Repartida	M_{HL-93} LL+IM
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	98.165	77.880	66.960	197.519
0.20	183.490	138.160	119.040	363.082
0.30	243.760	180.840	156.240	480.441
0.40	278.030	205.920	178.560	548.340
0.50	286.300	213.400	186.000	566.779
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)	
$M_{camion} =$	286.30	Ton-m	42.34	Ton-m
$M_{tandem} =$	213.40	Ton-m	33.49	Ton-m
$M_{carga\ repartida} =$	186.00	Ton-m	28.76	Ton-m
$M_{LL+IM} =$	566.78	Ton-m	85.07	Ton-m
$mg_{int} =$	0.970		0.970	
$M_{LL+IM} =$	549.87	Ton-m	82.53	Ton-m

(x / L)	V _{HL-93 K} Camion	V _{HL-93M} Tandem	V _{HL-93 Lane} Carga Repartida	V _{HL-93} 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 _{max (+)} Apoyo		V _{dv (+)} (dv)	
V _{camion} =	26.76	Ton	25.44	Ton
V _{tandem} =	22.06	Ton	21.16	Ton
V _{carga repartida} =	19.20	Ton	17.65	Ton
V _{LL+IM} =	54.79	Ton	51.49	Ton
mg _{int} =	1.224		1.224	
V _{LL+IM} =	53.16	Ton	49.95	Ton



3.2.3.- RESUMEN DE RESULTADOS

MOMENTOS FLECTORES ULTIMOS

		Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	$M_{DCpp\ viga} =$	1332.77	Ton-m	206.11	Ton-m
DC1	$M_{DCpp\ viga+losa} =$	1879.97	Ton-m	290.73	Ton-m
DC1	$M_{DCdiaf} =$	60.00	Ton-m	9.28	Ton-m
DC2	$M_{DC-NJ} =$	55.00	Ton-m	8.51	Ton-m
	$M_{DW} =$	85.50	Ton-m	13.22	Ton-m
	$M_{LL+IM} =$	549.87	Ton-m	82.53	Ton-m

$M_{ULT} =$	3584.23	Ton-m
$M_{ULT\ dv} =$	549.90	Ton-m

FUERZAS CORTANTES ULTIMAS

	Vmax Apoyo		Vdv (dv)	
$V_{DCpp\ viga} =$	133.28	Ton	122.54	Ton
$V_{DCpp\ viga+losa} =$	188.00	Ton	172.85	Ton
$V_{DCdiaf} =$	6.00	Ton	5.52	Ton
$V_{DC-NJ} =$	5.50	Ton	5.06	Ton
$V_{DW} =$	8.55	Ton	7.86	Ton
$V_{LL+IM} =$	53.16	Ton	49.95	Ton

$V_{ULT} =$	355.22	Ton
$V_{ULT\ dv} =$	328.49	Ton



4.0.- CALCULO DE LA FUERZA TENSORA

L =	40.00 m	Luz del Puente
t _{sup} =	0.30 m	Espesor de losa superior del puente
hf _{inf} =	0.25 m	Espesor de losa inferior del puente
S =	3.800 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=	104.20	cm	ec=	104.2	cm

4.1.- CALCULO DE LA FUERZA DE PRECOMPRESION REQUERIDA

ESTADO LIMITE DE SERVICIO III

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

$$f_{bot} = 132.19 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

$$P_e = 1279.43 \text{ Ton}$$

$$P_e = \mathbf{1279.43 \text{ Ton}}$$

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

$$P_j = 1487.70 \text{ Ton}$$

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:

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

$$A_{ps \text{ min}} = 104.95 \text{ cm}^2$$

Torones de 0.6"

$$A_t = 1.40 \text{ cm}^2 \quad 74.97$$

Usar : 85 torones de 0.6"

$$A_{ps} = 119 \text{ cm}^2$$

$$P_j = 1,686.83 \text{ Ton}$$

$$P_j = \mathbf{1,487.70 \text{ Ton}}$$



4.2.- GEOMETRIA DEL CABLE



Ecuación parabólica del cable

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

$$y' = 2ax + b$$

$$f = e_c =$$

$$1.042 \text{ m}$$

$$L =$$

$$40.00 \text{ m}$$

$$a = \frac{4f}{L^2} = 0.002605$$

$$b = -a \cdot L = -0.104200$$

$$c = f = 1.042000$$

4.3.- CALCULO DE LAS PERDIDAS

4.3.1.- PERDIDAS POR FRICCION

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

Donde:

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

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

$$\mu = 0.25$$

$$f_{pj} = 12,501.72 \text{ Kg/cm}^2$$

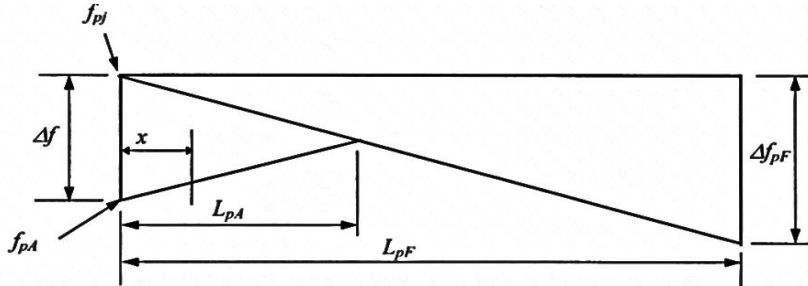
(x/L)	α (rad)	x (m)	Δf_{pF} (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00	0.00
0.10	0.021	4.00	97.19
0.20	0.041	8.00	193.84
0.30	0.062	12.00	289.91
0.40	0.083	16.00	385.33
0.50	0.104	20.00	480.06
0.60	0.125	24.00	574.05
0.70	0.145	28.00	667.26
0.80	0.166	32.00	759.63
0.90	0.187	36.00	851.12
1.00	0.208	40.00	941.69



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 ²		
$L_{pF} =$	4000.00	cm		
$\Delta f_{pF} =$	941.69	Kg/cm ²		
$L_{pA} =$	2257.70	cm		
$L_{pA} =$	22.58	m		
$\Delta f =$	1063.03	Kg/cm ²		
$\Delta f_{pA} =$	1063.03 (1-x/22.58)	Kg/cm²		Donde: x (m)

(x/L)	x (m)	Δf_{pA} (Kg/cm ²)
0.00	0.00	1063.03
0.10	4.00	874.69
0.20	8.00	686.35
0.30	12.00	498.01
0.40	16.00	309.68
0.50	20.00	121.34
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

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

$$\Delta f_{pES} = ((N-1) / 2N) (E_p / E_{ci}) f_{cgp}$$

$$f_{cgp} = (P_j / A) + (P_j e^2 / I) + (M_{DC1} e / I)$$

A =	27,766.00	cm ²
f _{pj} =	12,501.72	kg/cm ²
FC _i =	0.95	
A _{ps} =	119.00	cm ²
I =	223,450,000.00	cm ⁴
E _{ci} =	274,954.54	kg/cm ²
E _p =	2,000,000.00	kg/cm ²
N =	3.00	
e _m =	104.20	cm
r ² =	8,047.61	cm ²
M _{pp} =	1332.768	Ton-m

$$\Delta f_{pES} = 136.48 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 56.29 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = 136.48 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

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:

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

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

$$\Delta f_{cdp} = 34.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 56.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 431.41 \text{ Kg/cm}^2$$



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 Δf_{pF} cuando :

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

$$f_{pj} - \Delta f_{pF} = 12021.66 < 13230 \text{ OK}$$

$$\Delta f_{pF} = 480.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pR2} = 320.89 \text{ Kg/cm}^2$$

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

x (m)	Δf_{pF} (Kg/cm ²)	Δf_{pA} (Kg/cm ²)	Esfuerzo Instantáneo	Δf_{pES} (Kg/cm ²)	Esfuerzo Inicial
0.00	0.00	1063.03	11438.69	136.48	11302.21
4.00	97.19	874.69	11529.84	136.48	11393.36
8.00	193.84	686.35	11621.52	136.48	11485.04
12.00	289.91	498.01	11713.80	136.48	11577.31
16.00	385.33	309.68	11806.71	136.48	11670.23
20.00	480.06	121.34	11900.32	136.48	11763.83
24.00	574.05	0.00	11927.66	136.48	11791.18
28.00	667.26	0.00	11834.46	136.48	11697.98
32.00	759.63	0.00	11742.09	136.48	11605.61
36.00	851.12	0.00	11650.60	136.48	11514.12
40.00	941.69	0.00	11560.03	136.48	11423.55

x (m)	Δf_{pSR} (Kg/cm ²)	Δf_{pCR} (Kg/cm ²)	Δf_{pR2} (Kg/cm ²)	Esfuerzo Final
0.00	257.30	431.41	320.89	10292.61
4.00	257.30	431.41	320.89	10383.76
8.00	257.30	431.41	320.89	10475.44
12.00	257.30	431.41	320.89	10567.71
16.00	257.30	431.41	320.89	10660.63
20.00	257.30	431.41	320.89	10754.23
24.00	257.30	431.41	320.89	10781.58
28.00	257.30	431.41	320.89	10688.38
32.00	257.30	431.41	320.89	10596.01
36.00	257.30	431.41	320.89	10504.52
40.00	257.30	431.41	320.89	10413.95

4.5.- FUERZAS EFECTIVAS Y PORCENTAJE DE PERDIDAS

x (m)	Pi (Ton)	Pe (Ton)	%Pi	%Pe	%Ptot
0.00	1344.96	1224.82	9.59%	8.08%	17.67%
4.00	1355.81	1235.67	8.87%	8.08%	16.94%
8.00	1366.72	1246.58	8.13%	8.08%	16.21%
12.00	1377.70	1257.56	7.39%	8.08%	15.47%
16.00	1388.76	1268.61	6.65%	8.08%	14.73%
20.00	1399.90	1279.75	5.90%	8.08%	13.98%
24.00	1403.15	1283.01	5.68%	8.08%	13.76%
28.00	1392.06	1271.92	6.43%	8.08%	14.50%
32.00	1381.07	1260.93	7.17%	8.08%	15.24%
36.00	1370.18	1250.04	7.90%	8.08%	15.98%
40.00	1359.40	1239.26	8.62%	8.08%	16.70%

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

$f_{inf} = 57.02 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

Fibra superior

$f_{top} = 44.41 \text{ Kg/cm}^2 < 201.6 \text{ OK}$

En el extremo del tensado

Fibra inferior

$f_{inf} = 50.42 \text{ Kg/cm}^2 < 336 \text{ OK}$

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

$f_{top} = 81.73 \text{ Kg/cm}^2 < 189 \text{ OK}$



Esfuerzo permisible en compresión = 0.40f'c

f'c= 420 kg/cm²

Fibra superior

$f_{top} = 67.10 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ OK}$

Caso III : DC + Postensado + LL+IM

Esfuerzo permisible en compresión = 0.60f'c

f'c= 420 kg/cm²

Fibra superior

$f_{top} = 107.96 \text{ Kg/cm}^2 < 252 \text{ OK}$

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

0.5L Centro de Luz - Mmax (+)

Caso I : DC+DW + Postensado

Fibra inferior

$f_{inf} = 6.91 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ OK}$

Caso II :Estado Limite de Servicio III

Esfuerzo permisible en tracción = 0.8vf'c

f'c= 420 kg/cm²

Fibra inferior

$f_{inf} = -16.16 \text{ Kg/cm}^2 > -16.40 \text{ OK}$

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

$M_u=$	3,584.23 Ton-m		
$A_{ps}=$	119.00 cm ²		
$k=$	0.28		
$d_p=$	210.80 cm		
$\beta_1=$	0.75		
$c=$	21.47 cm		
$a=$	16.11 cm	<	30 OK
$f_{ps}=$	18,360.89 kg/cm ²		
$M_n=$	4,429.91 Ton-m		
$\epsilon_T=$	0.026	>	0.005
$\phi=$	0.95		
$\phi M_n=$	4,208.42 Ton-m	>	3,584.23 OK

Caso II: Mínimo refuerzo

El menor de los siguientes valores:

$$1.2M_{cr}$$

$$1.33M_u$$

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

$$S_c=S_{nc}=I/\gamma_b= 1,906,569.97 \text{ cm}^3$$

Fibra superior

$$f_{cpe}= 116.03 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$1.2M_{cr} 4,105.88 \text{ Ton-m}$$

$$1.33M_u 4,767.03 \text{ Ton-m}$$

$$M_{min}= 4,105.88 \text{ Ton-m}$$

$$\phi M_n= 4,208.42 \text{ Ton-m} > 4,105.88 \text{ OK}$$

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 β 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/cm²

$\varepsilon_s = -0.00433$

Recalculando

Ac= 3357 Area traccionada por flexión

$\varepsilon_s = -0.00081$

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= 155.391 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= 328.49 > 127.05 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 ²	$A_v = 2A\phi_v$
$S =$	39.68 cm	

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

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:

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

$$v_u = 57.04 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$S_{max} = 30 \text{ cm}$$

Entonces

$$S = 30.00 \text{ cm}$$

Usar estribos

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

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

$$V_s = 218.652 \text{ Ton}$$

VERIFICACION POR CORTE

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 450.883 > 328.490 \text{ OK}$$

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 / ϕ .

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

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

En el centro de luz

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} = 2270.073 \text{ Ton} > 2015.232$$

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 =	1399.90 Ton	
Wpi =	7.29 Ton/m	
δ_{pi} =	3.96 cm	(+) ↑

PESO PROPIO VIGA

Wpp =	6.66 Ton/m	
δ_{pp} =	3.62 cm	(-) ↓

Deflexión Inicial

δ_i =	0.34 cm	(+) ↑
--------------	----------------	-------

DEFLEXION FINAL EN EL CENTRO DE LUZ

POSTENSADO FINAL

Pe =	1279.75 Ton	
Wpe =	6.67 Ton/m	
δ_{pe} =	3.24 cm	(+) ↑

PESO PROPIO VIGA + LOSA + DIAFRAGMAS

W _{DC} =	7.68 Ton/m	
δ_{DC} =	3.73 cm	(-) ↓

PESO BARRERA NEW JERSEY

W _{NJ} =	0.28 Ton/m	
δ_{NJ} =	0.13 cm	(-) ↓

PESO ASFALTO

W _{DW} =	0.43 Ton/m	
δ_{DW} =	0.21 cm	(-) ↓

Deflexión Final

δ_F =	-0.83 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:

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

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.

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

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

$$\delta_{LL+IM} = 0.43 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

