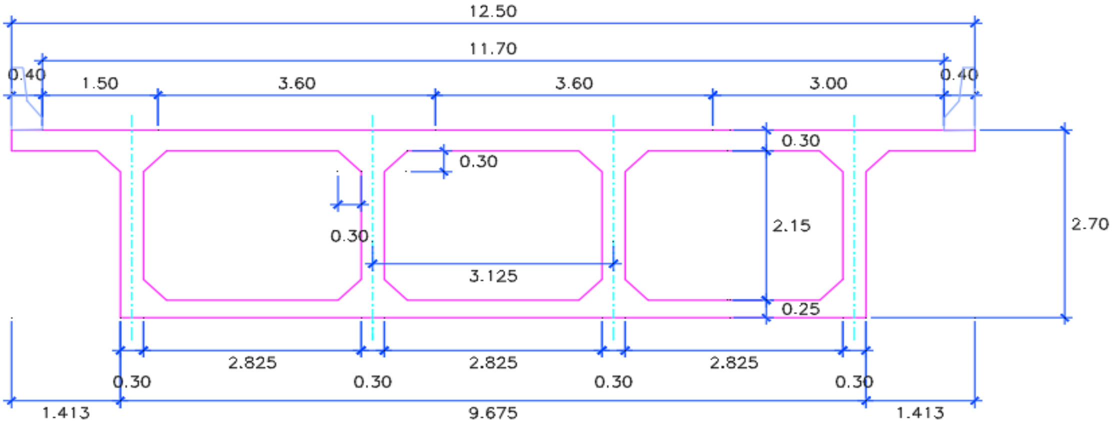
DISEÑO DE PUENTE POSTENSADO

PUENTE TIPICO SECCION CAJON LUZ = 50 M

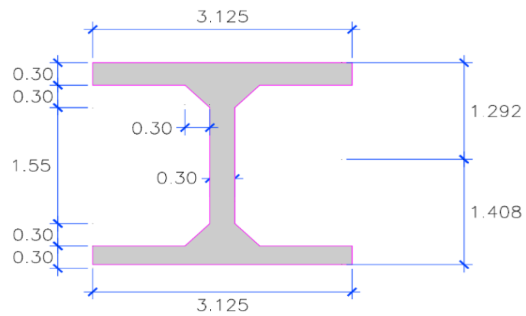


1.0.- INGRESO DE DATOS

L =	50	m	Luz del Puente
f'_C=	420	kg/cm2	Resistencia a la compresion del concreto de vigas
E_{Cp}=	307408.523	kg/cm2	Modulo de Elasticidad Concreto de preesfuerzo
f_{pu}=	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_{Closa}=	307408.523	kg/cm2	Modulo de Elasticidad Concreto de losa
n=	1.00		Relación de Módulos
$\beta 1$=	0.75		Constante
γc=	2.40	ton/m3	Peso específico del concreto
γasf=	2.25	ton/m3	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
fy =	4200	kg/cm2	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



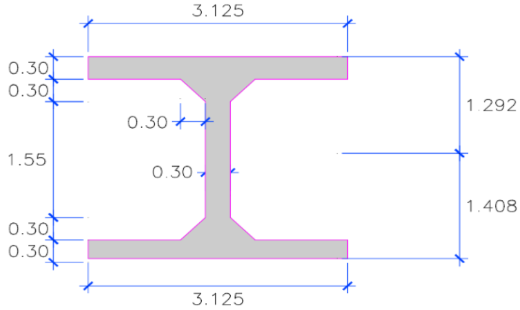
2.2.- PROPIEDADES DE VIGA

Ancho efectivo ala superior - inferior

L/4=	12.50	m
12hfsup+bw=	3.90	m
S=	3.125	m
bef sup / n	3.125	m

Propiedades Viga Compuesta

Agc=	25,438.00	cm2
ybc=	140.80	cm
ytc=	129.20	cm
Igc=	294,590,000.00	cm4
Sbc=	2,092,258.52	cm3
Stc=	2,280,108.36	cm3
rgc=	107.61	cm



3.0.- ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1.- CARGAS

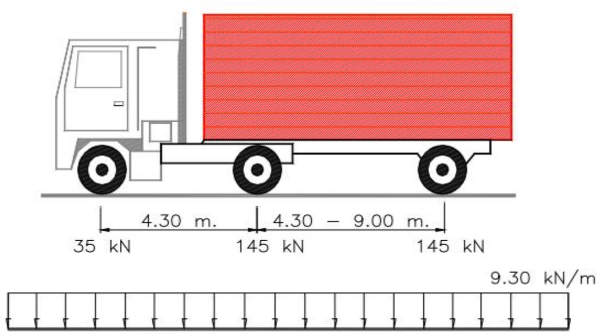
3.1.1.- CARGAS PERMANENTES

$W_{DCppviga}$=	6.11 t/m	Carga por peso de Viga sola
$W_{DCppviga + losa}$=	8.36 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

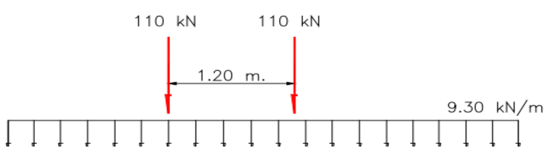
3.2.2.- CARGA VEHICULAR

SOBRECARGA HL-93 (AASHTO LRFD)

CAMION DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



TANDEM DE DISEÑO + CARGA DISTRIBUIDA



FACTOR DE IMPACTO

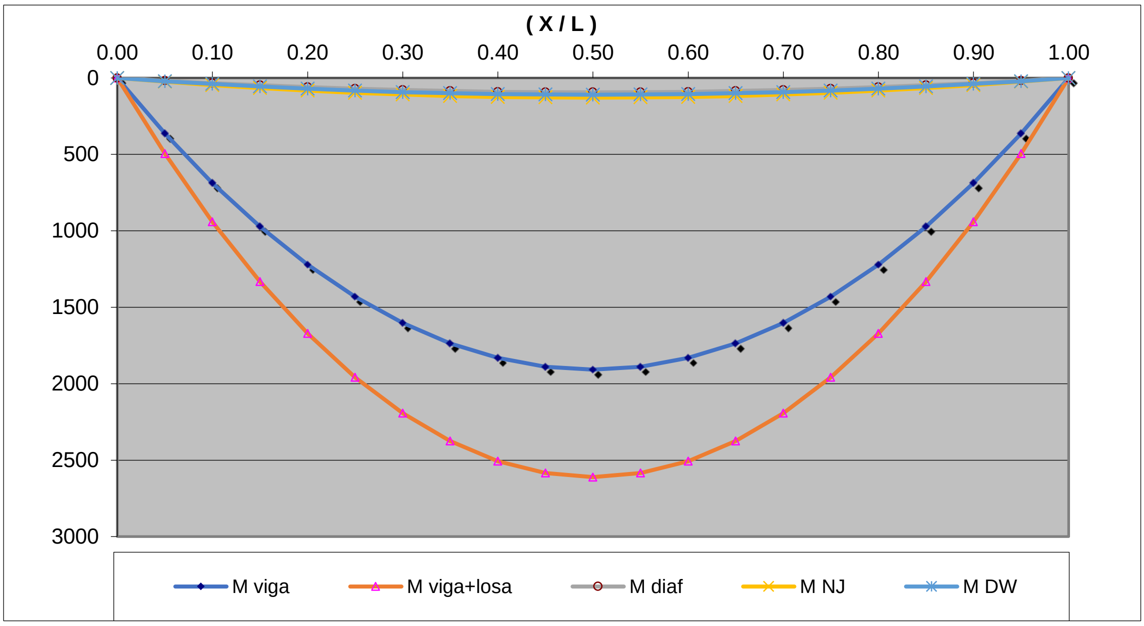
IM = 33%

3.2.- DETERMINACION DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

3.2.1.- CARGAS PERMANENTES

MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

(x / L)	M_{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	686.826	939.951	33.750	46.406	39.551
0.20	1221.024	1671.024	60.000	82.500	70.313
0.30	1602.594	2193.219	78.750	108.281	92.285
0.40	1831.536	2506.536	90.000	123.750	105.469
0.50	**1907.850**	**2610.975**	**93.750**	**128.906**	**109.863**
0.60	1831.536	2506.536	90.000	123.750	105.469
0.70	1602.594	2193.219	78.750	108.281	92.285
0.80	1221.024	1671.024	60.000	82.500	70.313
0.90	686.826	939.951	33.750	46.406	39.551
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

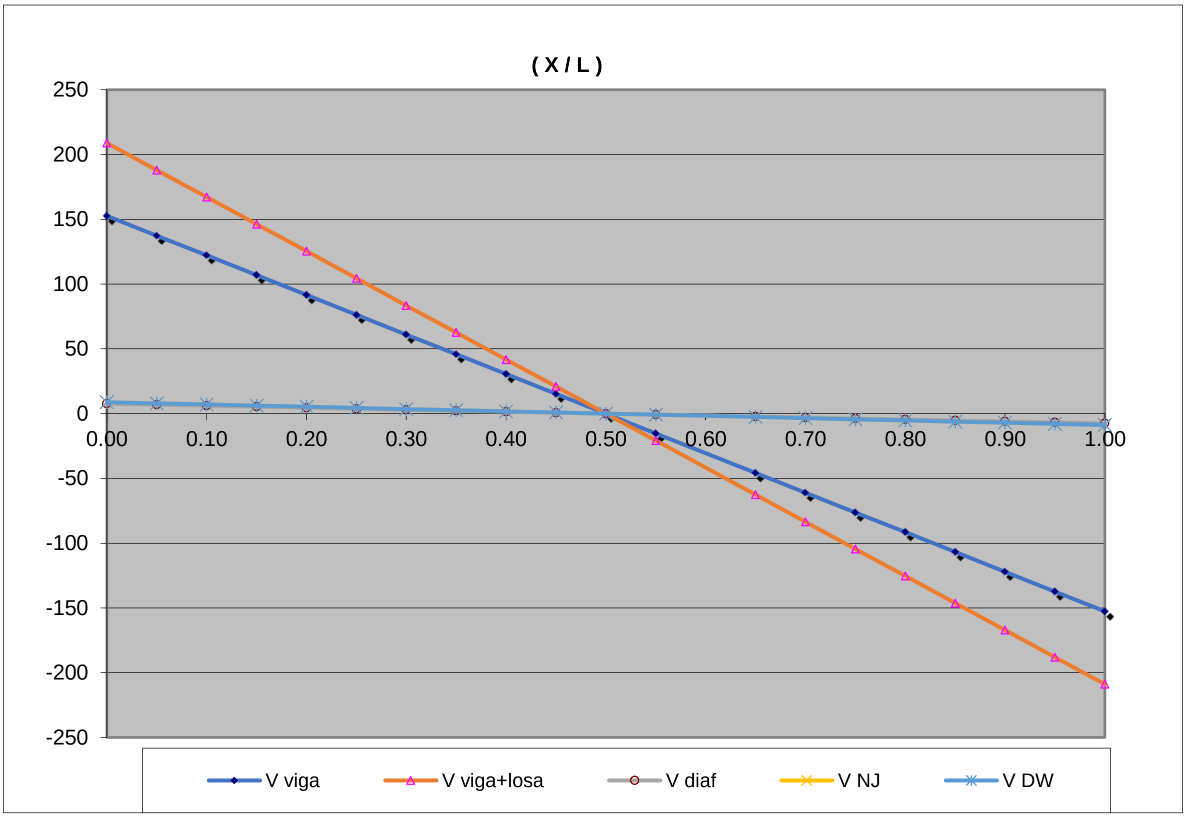


RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES

		Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	$M_{DCpp\ viga}$=	1907.85	Ton-m	285.17	Ton-m
DC1	$M_{DCpp\ viga+losa}$=	2610.98	Ton-m	390.27	Ton-m
DC1	M_{DCdiaf}=	93.75	Ton-m	14.01	Ton-m
DC2	M_{DC-NJ}=	128.91	Ton-m	19.27	Ton-m
	M_{DW}=	109.86	Ton-m	16.42	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	**152.628**	**208.878**	**7.500**	**10.313**	**8.789**
0.10	122.102	167.102	6.000	8.250	7.031
0.20	91.577	125.327	4.500	6.188	5.273
0.30	61.051	83.551	3.000	4.125	3.516
0.40	30.526	41.776	1.500	2.063	1.758
0.50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.60	-30.526	-41.776	-1.500	-2.063	-1.758
0.70	-61.051	-83.551	-3.000	-4.125	-3.516
0.80	-91.577	-125.327	-4.500	-6.188	-5.273
0.90	-122.102	-167.102	-6.000	-8.250	-7.031
1.00	-152.628	-208.878	-7.500	-10.313	-8.789



RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES

	Vmax Apoyo		Vdv (dv)	
$V_{DCpp\ viga}$ =	152.63	Ton	140.76	Ton
$V_{DCpp\ viga+losa}$ =	208.88	Ton	192.64	Ton
V_{DCdiaf} =	7.50	Ton	6.92	Ton
V_{DC-NJ} =	10.31	Ton	9.51	Ton
V_{DW} =	8.79	Ton	8.11	Ton

3.2.2.- CARGA VEHICULAR HL - 93

Tabla 4.6.2.2.2b-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: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3}\left(\frac{S}{430}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \le S \le 4000$ $18.000 \le L \le 73.000$ $N_c \ge 3$ 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	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \le S \le 4000$ $6000 \le L \le 73.000$ $890 \le d \le 2800$ $N_c \ge 3$

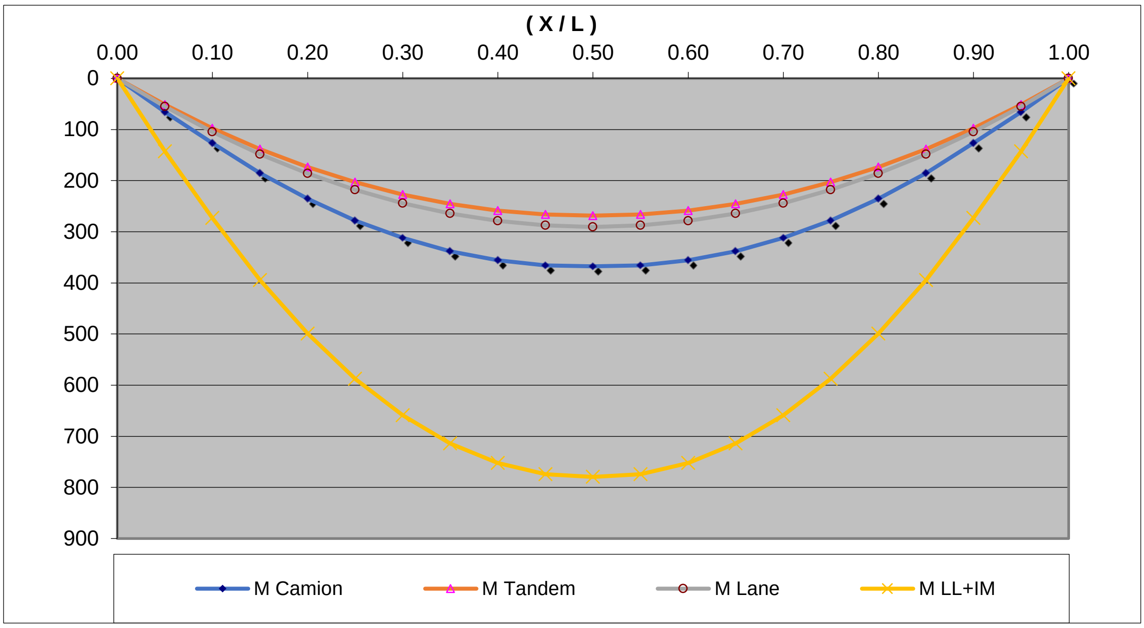
n =	1.000			
d =	270	cm	[89 ≤ d ≤ 280]	Ok
S =	313	cm	[210 ≤ S ≤ 400]	Ok
L =	5000	cm	[1800 ≤ L ≤ 7300]	Ok
Nc =	3	cm	[3 ≤ Nc]	Ok

Viga Interior - g_{int}

Estado Límite	Un carril cargado		Dos ó más carriles.		g_{int}	
	M	V	M	V	**M**	**V**
Todos	0.467	0.781	0.755	1.024	**0.755**	**1.024**
Fatiga	0.389	0.651	--	--	**0.389**	**0.651**

MOMENTOS FLECTORES (Ton - m)

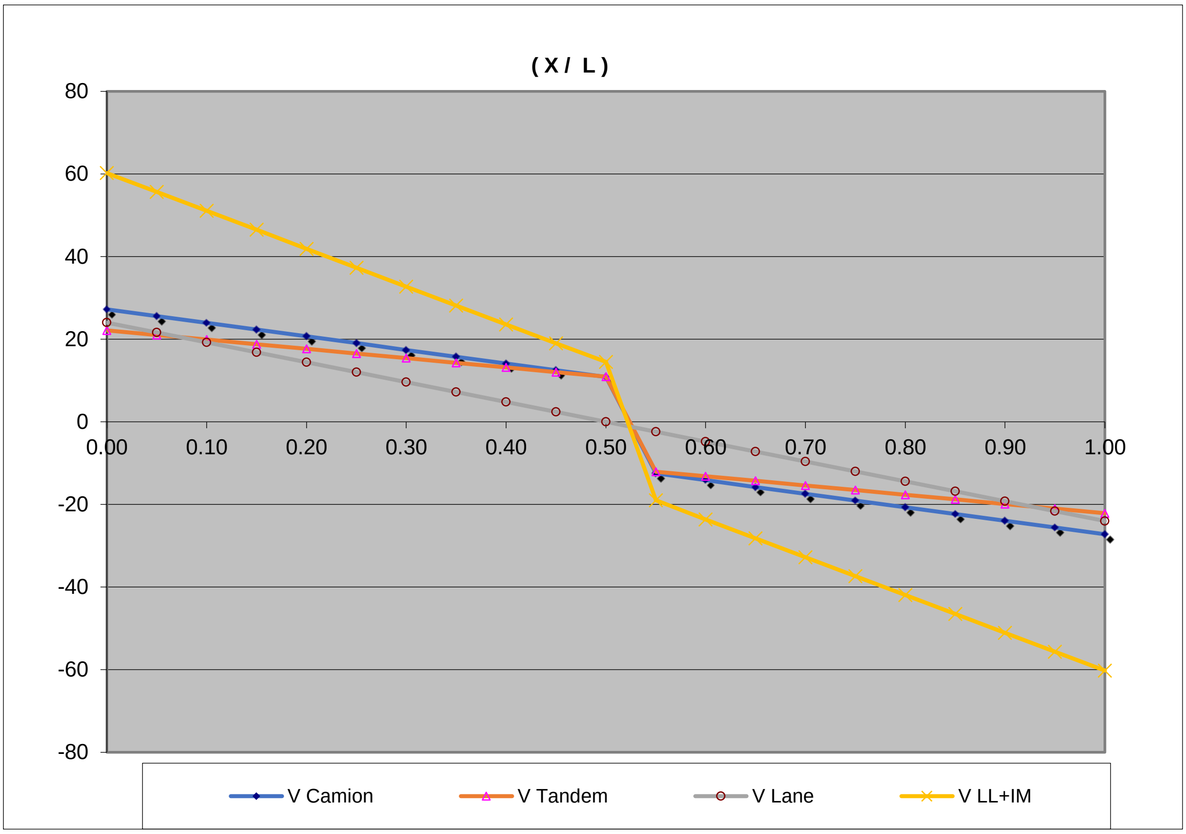
(x / L)	$M_{HL\text{-}93\ K}$ Camion	$M_{HL\text{-}93M}$ Tandem	$M_{HL\text{-}93\ Lane}$ Carga Repartida	$M_{HL\text{-}93}$ LL+IM
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	126.470	97.680	104.625	272.830
0.20	235.490	173.360	186.000	499.202
0.30	312.010	227.040	244.125	659.098
0.40	356.030	258.720	279.000	752.520
0.50	**367.550**	**268.400**	**290.625**	**779.467**
0.60	356.030	258.720	279.000	752.520
0.70	312.010	227.040	244.125	659.098
0.80	235.490	173.360	186.000	499.202
0.90	126.470	97.680	104.625	272.830
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000



RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES

	Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
M_{camion} =	367.55	Ton-m	51.76	Ton-m
M_{tandem} =	268.40	Ton-m	40.59	Ton-m
$M_{carga\ repartida}$=	290.63	Ton-m	43.44	Ton-m
M_{LL+IM} =	779.47	Ton-m	112.28	Ton-m
mg_{int}=	0.755		0.755	
M_{LL+IM}=	**588.14**	**Ton-m**	**84.72**	**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	**27.225**	**22.131**	**24.000**	**60.209**
0.10	23.953	19.891	19.200	51.057
0.20	20.680	17.651	14.400	41.905
0.30	17.408	15.411	9.600	32.752
0.40	14.135	13.171	4.800	23.600
0.50	10.863	10.931	0.000	14.538
0.60	-14.135	-13.171	-4.800	-23.600
0.70	-17.408	-15.411	-9.600	-32.752
0.80	-20.680	-17.651	-14.400	-41.905
0.90	-23.953	-19.891	-19.200	-51.057
1.00	-27.225	-22.131	-24.000	-60.209



FUERZAS CORTANTES

	Vmax (+) Apoyo		Vdv (+) (dv)	
V_{camion} =	27.22	Ton	25.95	Ton
V_{tandem} =	22.13	Ton	21.26	Ton
$V_{carga\ repartida}$=	24.00	Ton	22.13	Ton
V_{LL+IM} =	60.21	Ton	56.65	Ton
mg_{int}=	1.024		1.024	
V_{LL+IM}=	**45.43**	**Ton**	**42.75**	**Ton**

MOMENTOS FLECTORES ULTIMOS

		Max (+) Centro de Luz		Mdv (+) (dv)	
DC1	$M_{DCpp\ viga}$=	1907.85	Ton-m	285.17	Ton-m
DC1	$M_{DCpp\ viga+losa}$=	2610.98	Ton-m	390.27	Ton-m
DC1	M_{DCdiaf}=	93.75	Ton-m	14.01	Ton-m
DC2	M_{DC-NJ}=	128.91	Ton-m	19.27	Ton-m
	M_{DW}=	109.86	Ton-m	16.42	Ton-m
	M_{LL+IM}=	588.14	Ton-m	84.72	Ton-m

M_{ULT} =	**4736.08**	**Ton-m**
$M_{ULT\ dv}$ =	**702.34**	**Ton-m**

FUERZAS CORTANTES ULTIMAS

	Vmax Apoyo		Vdv (dv)	
$V_{DCpp\ viga}$ =	152.63	Ton	140.76	Ton
$V_{DCpp\ viga+losa}$ =	208.88	Ton	192.64	Ton
V_{DCdiaf} =	7.50	Ton	6.92	Ton
V_{DC-NJ} =	10.31	Ton	9.51	Ton
V_{DW} =	8.79	Ton	8.11	Ton
V_{LL+IM}=	45.43	Ton	42.75	Ton

V_{ULT} =	**376.05**	**Ton**
$V_{ULT\ dv}$ =	**348.29**	**Ton**

4.0.- CALCULO DE LA FUERZA TENSORA

L =	50.00	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 =	3.125	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=	**127.80**	**cm**	**ec=**	**127.8**	**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} = 163.17 Kg/cm2

f_t = 16.19 Kg/cm2

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

P_e = 1464.07 Ton

Pe = 1464.07 Ton

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

P_j = 1722.43 Ton

Considerando un límite de tracción en el preesfuerzo igual a:

$$f_{pj\,máx} = 0.75 f_{pu}$$

$f_{pj\,max}$= 14,175.00 Kg/cm2

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

$A_{ps\,min}$= P_j / f_{pjmax}

$A_{ps\,min}$= 121.51 cm2

Torones de 0.6"

At=	1.40	cm2	86.79
Usar :	90	torones de 0.6"	
Aps=	126	cm2	

P_j = 1,722.43 Ton

4.2.- GEOMETRIA DEL CABLE

TRAYECTORIA PARABOLICA

Ecuación parabólica del cable

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

$f = e_c =$ 1.278 m $\qquad$ L = 50.00 m

a =	$4f/L^2$	0.002045
b =	-a.L	-0.102240
c =	f	1.278000

4.3.- CALCULO DE LAS PERDIDAS

4.3.1.- PERDIDAS POR FRICCION

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

Donde:

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

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

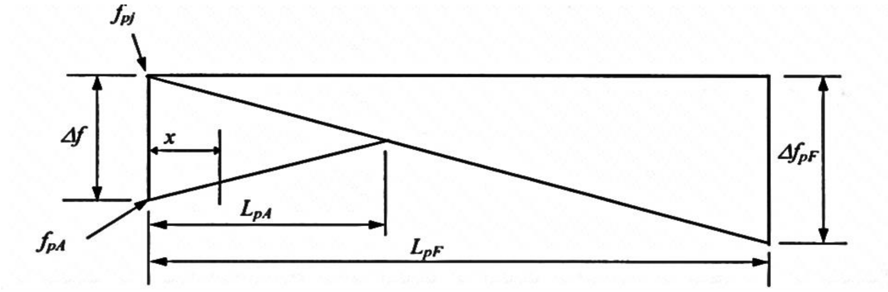
f_{pj} = 13,670.12 Kg/cm2

(x/L)	α (rad)	x (m)	ΔfpF (Kg/cm2)
0.00	0.000	0.00	0.00
0.10	0.020	5.00	113.93
0.20	0.041	10.00	227.13
0.30	0.061	15.00	339.56
0.40	0.081	20.00	451.16
0.50	0.102	25.00	561.88
0.60	0.122	30.00	671.68
0.70	0.143	35.00	780.50
0.80	0.163	40.00	888.30
0.90	0.183	45.00	995.03
1.00	0.204	50.00	1100.67

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 friccion y deslizamiento.



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

$$L_{PA} = \sqrt{\frac{Ep(\Delta L)L_{pF}}{\Delta f_{pF}}}$$

ΔL=	6.00	mm
Ep=	2000000.00	Kg/cm2
LPF=	5000.00	cm
ΔfpF=	1100.67	Kg/cm2

L_{PA} =	2334.79	cm
L_{PA} =	23.35	m

Δf=	1027.93	Kg/cm2	
ΔfpA=	**1027.93 (1-x/23.35)**	**Kg/cm2**	Donde: x (m)

(x/L)	x (m)	ΔfpA (Kg/cm2)
0.00	0.00	1027.93
0.10	5.00	807.80
0.20	10.00	587.66
0.30	15.00	367.53
0.40	20.00	147.40
0.50	25.00	0.00
0.60	30.00	0.00
0.70	35.00	0.00
0.80	40.00	0.00
0.90	45.00	0.00
1.00	50.00	0.00

4.3.3.- PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO DEL CONCRETO

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

∆fpES =	((N-1) / 2N) (Ep / Eci) fcgp		
fcgp =	$(P_j / A) + (P_j e^2 / I) + (M_{DC1}\, e / I)$		
A =	25,438.00	cm2	
fpj =	13,670.12	kg/cm2	
FCi =	0.96		
Aps =	126.00	cm2	
I =	294,590,000.00	cm4	
Eci =	274,954.54	kg/cm2	
Ep =	2,000,000.00	kg/cm2	
N =	3.00		
em =	127.80	cm	
r^2 =	11,580.71	cm2	
Mpp =	1907.85	Ton-m	
∆fpES =	173.74	kg/cm2	
fcgp =	**71.66**	**kg/cm2**	
∆fpES =	**173.74**	**kg/cm2**	**OK**

4.3.4.- PERDIDAS POR CONTRACCION DEL CONCRETO (SHRINKAGE)

Humedad relativa

H=	80	%
Δf_{pSR} =	**257.30**	**Kg/cm2**

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

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

Donde:

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

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

Δf_{cdp} =	44.93	Kg/cm2
f_{cgp} =	71.66	Kg/cm2
Δf_{pCR} =	**545.39**	**Kg/cm2**

4.3.6.- PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO DE PREESFUERZO

Para torones de baja relajación :

$\Delta fpR2 = 0.3\ (1406 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta fpES - 0.2\ (\Delta fpSR + \Delta fpCR))$

Solo se considera ΔfpF cuando :

$fpj - \Delta fpF < 0.7\ fpu$

$fpj - \Delta fpF =$ 13108.24 < 13230 OK

$\Delta fpF =$ 561.88 Kg/cm2

$\Delta f_{pR2} =$ 302.22 Kg/cm2

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

x (m)	ΔfpF (Kg/cm2)	ΔfpA (Kg/cm2)	Esfuerzo Instantáneo	ΔfpES (Kg/cm2)	Esfuerzo Inicial
0.00	0.00	1027.93	12642.19	173.74	12468.44
5.00	113.93	807.80	12748.40	173.74	12574.65
10.00	227.13	587.66	12855.32	173.74	12681.58
15.00	339.56	367.53	12963.03	173.74	12789.29
20.00	451.16	147.40	13071.56	173.74	12897.82
25.00	**561.88**	**0.00**	**13108.24**	**173.74**	**12934.49**
30.00	671.68	0.00	12998.44	173.74	12824.70
35.00	780.50	0.00	12889.62	173.74	12715.88
40.00	888.30	0.00	12781.82	173.74	12608.08
45.00	995.03	0.00	12675.09	173.74	12501.34
50.00	1100.67	0.00	12569.45	173.74	12395.71

x (m)	Δf_{pSR} (Kg/cm2)	Δf_{pCR} (Kg/cm2)	Δf_{pR2} (Kg/cm2)	Esfuerzo Final
0.00	257.30	545.39	302.22	11363.53
5.00	257.30	545.39	302.22	11469.74
10.00	257.30	545.39	302.22	11576.67
15.00	257.30	545.39	302.22	11684.38
20.00	257.30	545.39	302.22	11792.91
25.00	**257.30**	**545.39**	**302.22**	**11829.58**
30.00	257.30	545.39	302.22	11719.79
35.00	257.30	545.39	302.22	11610.97
40.00	257.30	545.39	302.22	11503.17
45.00	257.30	545.39	302.22	11396.43
50.00	257.30	545.39	302.22	11290.80

4.5.- FUERZAS EFECTIVAS Y PORCENTAJE DE PERDIDAS

x (m)	Pi (Ton)	Pe (Ton)	%Pi	%Pe	%Ptot
0.00	1571.02	1431.81	8.79%	8.08%	16.87%
5.00	1584.41	1445.19	8.01%	8.08%	16.10%
10.00	1597.88	1458.66	7.23%	8.08%	15.31%
15.00	1611.45	1472.23	6.44%	8.08%	14.53%
20.00	1625.13	1485.91	5.65%	8.08%	13.73%
25.00	**1629.75**	**1490.53**	**5.38%**	**8.08%**	**13.46%**
30.00	1615.91	1476.69	6.18%	8.08%	14.27%
35.00	1602.20	1462.98	6.98%	8.08%	15.06%
40.00	1588.62	1449.40	7.77%	8.08%	15.85%
45.00	1575.17	1435.95	8.55%	8.08%	16.63%
50.00	1561.86	1422.64	9.32%	8.08%	17.41%

5.0.- VERIFICACION DE ESFUERZOS

5.1.- VERIFICACION DE ESFUERZOS INICIALES EN EL CONCRETO

Esfuerzo permisible en compresión 0.6f'ci

f'ci= 336 kg/cm2

f'c= 420 kg/cm2

0.5L Centro de Luz - Mmax (+)

Fibra inferior

f_{inf}= 72.43 Kg/cm2 < 201.6 **OK**

Fibra superior

f_{top}= 56.39 Kg/cm2 < 201.6 **OK**

En el extremo del tensado

Fibra inferior

f_{inf}= 64.07 Kg/cm2 < 336 **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 kg/cm2

Fibra superior

f_{top}= 104.15 Kg/cm2 < 189 **OK**

Esfuerzo permisible en compresión = 0.40f'c

f'c= 420 kg/cm2

Fibra superior

f_{top}= 77.87 Kg/cm2 < 168 **OK**

Caso III : DC + Postensado + LL+IM

Esfuerzo permisible en compresión = 0.60f'c

f'c= 420 kg/cm2

Fibra superior

f_{top}= 129.94 Kg/cm2 < 252 **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}= 8.95 Kg/cm2 > 0 **OK**

Caso II :Estado Limite de Servicio III

Esfuerzo permisible en tracción = 0.8vf'c

f'c= 420 kg/cm2

Fibra inferior

f_{inf}= -13.53 Kg/cm2 > -16.40 **OK**

6.0- RESISTENCIA A LA FLEXION

$$\phi M_n \geq M_u$$

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

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

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

Caso I : Estado Limite de Resistencia I

M_u=	4,736.08	Ton-m			
A_{ps}=	126.00	cm2			
k=	0.28				
dp=	257.00	cm			
β_1=	0.75				
c=	27.61	cm			
a=	20.70	cm	<	30	**OK**
f_{ps}=	18,331.57	kg/cm2			
M_n=	5,697.02	Ton-m			
ε_T=	0.025		**>**	0.005	
ϕ=	0.95				
ϕM_n=	**5,412.17**	**Ton-m**	**>**	**4,736.08**	**OK**

Caso II: Mínimo refuerzo

El menor de los siguientes valores:

$1.2M_{cr}$

$1.33M_u$

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

$S_c=S_{nc}=I/y_b=$ 2,092,258.52 cm3

Fibra superior

f_{cpe}=	149.64	Kg/cm2
f_r=	63.43	Kg/cm2
$1.2M_{cr}$	5,349.52	Ton-m
$1.33M_u$	6,298.99	Ton-m
Mmin=	5,349.52	Ton-m

ϕM_n=	**5,412.17**	**Ton-m**	**>**	**5,349.52**	**OK**

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:

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

$$V_n = 0,25\ f_c^{'}\ b_v\ d_v + V_p \quad (5.8.3.3\text{-}2)$$

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 = 2.70 m
dv = 1.944 m

2) dv = 0.9 de Donde de = dp... Cuando As = 0
$y = ax^2+bx+c$
x = 1.944 m y = 1.087 m
de = dp = 1.613 m
dv = 1.452 m

3) dv = (de - a /2)
c = 0.271 m
a = 0.203 m
dv = 1.511 m

Luego
dv = 1.944 m

CORTANTE ULTIMO

Vu = 376.050 Ton
Vud = 348.292 Ton

CORTANTE POSTENSADO

Pf = 1431.805 Ton

Vp = 145.629 Ton

MOMENTO ULTIMO

Mud = 702.336 Ton-m

|Mu|= 702.336 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 β may be determined by Eq. 5.8.3.4.2-1:

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

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \qquad (5.8.3.4.2\text{-}3)$$

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

Nu=	0.000	Ton
fpo=	13230	Kg/cm2

ε_s = -0.00438

Recalculando

Ac=	4050	Area traccionada por flexión
εs =	-0.00074	
Considerar		
εs =	**-0.00040**	
Luego		
β =	6.857	
θ =	27.60 º	

RESISTENCIA AL CORTE DEL CONCRETO "Vc"

Vc= 0.265 (√f'c) (bv) (dv)

Considerando diámetro del ducto

Dducto=	8.2	cm
bv=	25.9	cm
Vc=	**187.469**	**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)

ϕ = 0.9

Vu= 348.29 > 149.89 ……… REQUIERE ESTRIBOS

RESISTENCIA AL CORTE DEL ACERO TRANSVERSAL "Vs"

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

where α = 90 degrees, Eq. 5.8.3.3-4 reduces to:

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

Vu ≤ Vr = ϕ Vn = ϕ (Vc + Vs + Vp)
Vs = (Av fy dv Cot θ) / S ≥ Vu/ ϕ - Vc - Vp
S ≤ (Av fy dv Cot θ) / (Vu/ ϕ - Vc - Vp)
Refuerzo Transversal

ϕ =	1/2 pulg	Diámetro de refuerzo transversal
Av=	2.534 cm2	Av=2Aϕv
S =	**73.42 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:

$$A_v \geq 0.0316\sqrt{f'_c}\,\frac{b_v s}{f_y} \qquad (5.8.2.5\text{-}1)$$

in^2

Av ≥	0.265 (√f'c) (bv) (S) / fy	cm^2
S ≤	Av fy / (0.265 √f'c bv)	cm
S ≤	**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:

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

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

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

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:

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

νu =	47.94 Kg/cm2
0.125f'c =	52.5 Kg/cm2
Smax =	60 cm

Entonces
S= 60.00 cm

Usar estribos
[ ] ϕ = 1/2" 20@0.15, 20 @ 0.20, 20@0.25, Resto @0.30 c/c

S=	0.15 m
Vs =	**263.789 Ton**

VERIFICACION POR CORTE

ϕVn ≥ νu
ϕVn = 537.198 > 348.292 OK

8.0.- REFUERZO LONGITUDINAL MINIMO

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

V_s shall not be taken greater than V_u / φ.

Considerando	4ϕ =	1 pulg
As=	20.268 cm2	

En el centro de luz
Asfy + Apsfps = 2394.905 Ton > 2183.967

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 =	1629.75 Ton	
Wpi =	6.67 Ton/m	
δ_{Pi} =	6.70 cm	(+) ↑

PESO PROPIO VIGA

Wpp =	6.11 Ton/m	
δ_{pp} =	6.13 cm	(-) ↓

Deflexión Inicial

δ_i =	**0.56 cm**	**(+) ↑**

DEFLEXION FINAL EN EL CENTRO DE LUZ

POSTENSADO FINAL

Pe =	1490.53 Ton	
Wpe =	6.10 Ton/m	
δ_{Pe} =	5.48 cm	(+) ↑

PESO PROPIO VIGA + LOSA + DIAFRAGMAS

W_{DC} =	7.13 Ton/m	
δ_{DC} =	6.40 cm	(-) ↓

PESO BARRERA NEW JERSEY

W_{NJ} =	0.41 Ton/m	
δ_{NJ} =	0.37 cm	(-) ↓

PESO ASFALTO

W_{DW} =	0.35 Ton/m	
δ_{DW} =	0.32 cm	(-) ↓

Deflexión Final

δ_F =	**-1.61 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 = 50 m

δ_{LL+IM} ≤ 6.25 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 Ton

δ_{LL+IM} = 0.63 cm OK