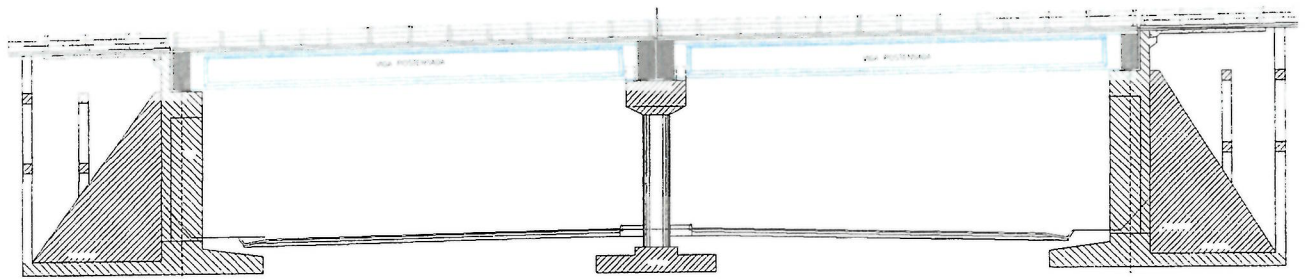


ESTUDIOS DE INGENIERÍA DEFINITIVOS DEL PROYECTO “RUTA SUR – VÍA AEROPUERTO”

PRIMERA ETAPA:
AV. SIMÓN BOLÍVAR ABS 0+000
HASTA LA PRIMAVERA ABS.4+671.330

MEMORIA TÉCNICA

PASO SUPERIOR 3
FERROCARRIL 2
ABS. 1+452.658 (PS3)



PASO SUPERIOR FERROCARRIL 2
ABS. 1+452.658



ÍNDICE

GENERALIDADES	2
SUPERESTRUCTURA	3
Diseño de viga postensada carga ferrocarril tipo A long 28m	4
Diseño de viga postensada carga ferrocarril tipo B long 28m	18
Diseño losa	32
Diseño neopreno	40
SUB-ESTRUCTURA	43
Estribo 1	44
Pila	78
Modelos Sap 2000	98

PASOS SUPERIORES DEL PROYECTO RUTA SUR. PRIMERA ETAPA DE ESTUDIOS.

Los pasos superiores están conformados por un sistema de vigas postensadas simplemente apoyadas y una losa fundida en sitio, los pasos superiores se han estructurado con dos vanos y está apoyados sobre dos estribos externos y una pila central.

Los pasos superiores presentan diferentes características geométricas que son definidas en cada uno de los casos por la variación de los siguientes parámetros: luz libre entre apoyos, ancho del tablero, gálibos, ángulo de esviajamiento, pendiente transversal y longitudinal de las vías que se interceptan. A continuación se describen las características geométricas y estructurales de cada uno de los puentes materia de este estudio.

PASO SUPERIOR DEL FERROCARRIL, ABCSCISA 1+452.658 (PS3)

Es un paso superior para circulación férrea y vehicular tienen una sección transversal de 10.30m, la cual está conformada por dos carriles de 3.65m y dos veredas de 1.50m.

Posee un ángulo de esviajamiento de 45.70° , un bombeo del 2% y una pendiente longitudinal de 1.4%

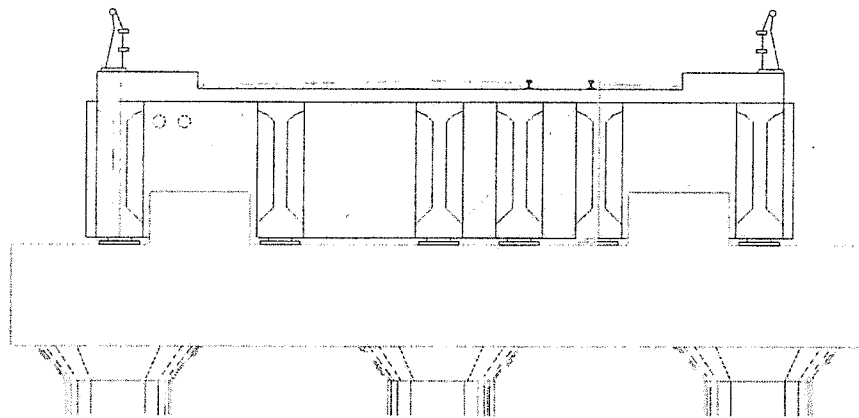
El tablero está conformado por 6 vigas por cada vano, existen dos tipos de vigas en este paso. Dos vigas separadas a 1,20m diseñadas para soportar directamente el paso de las ruedas del ferrocarril (Norma Cooper E-35) y el resto fueron diseñadas para soportar una carga vehicula normal.

El paso superior de ferrocarril PS3 está conformado por dos vanos de 28m, para lo cual se han diseñado vigas postensadas tipo AASHTO de 2.05m de altura, espaciadas 2.4m para carga vehicular y 1.20m para carga de ferrocarril, y una losa de 20cm de espesor.

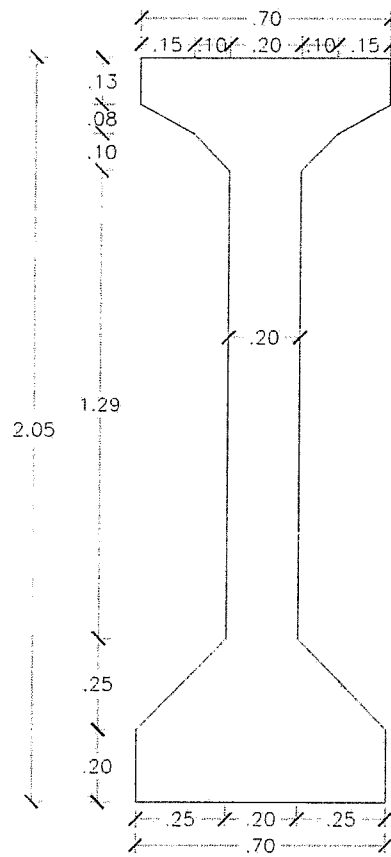
La altura de los estribos es de 13.10m y 13.90m y la altura de la pila es de 11.30. Para el diseño de la cimentación bajo la acción de cargas permanentes se tomo una capacidad portante del suelo de 20 t/m², según los estudios de suelos correspondientes. Los detalles de diseño se pueden encontrar en la memoria técnica

SÚPER-ESTRUCTURA

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS
DISEÑO DE LOSA
DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

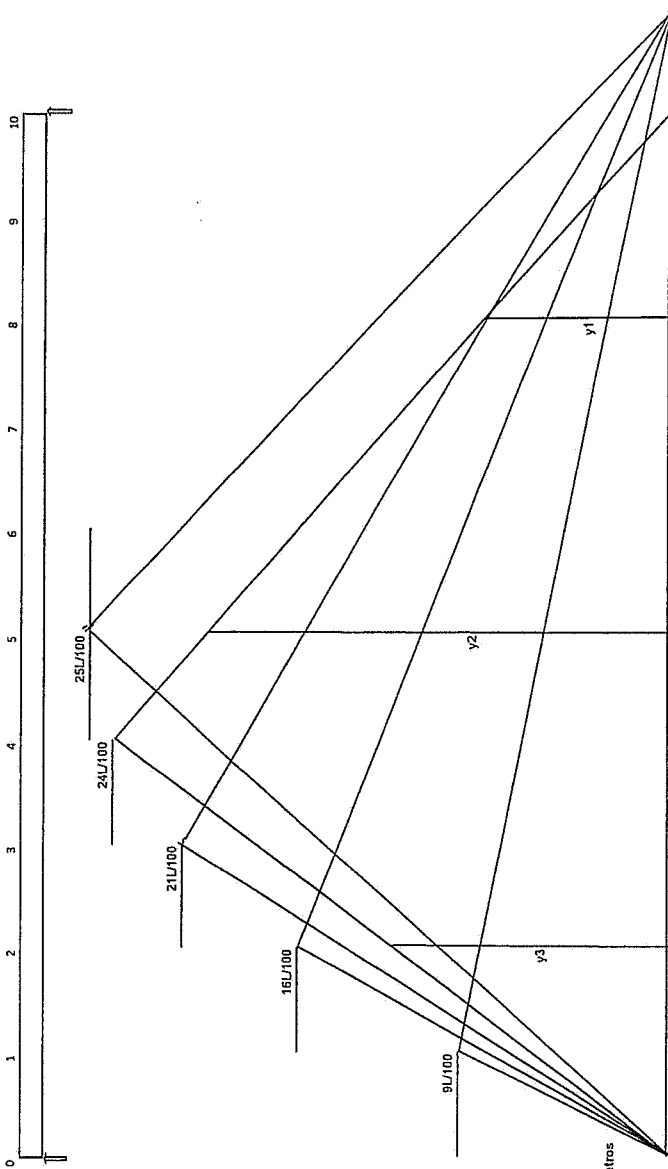


DISEÑO DE VIGAS PARA FERROCARRIL LONG 28m TIPO A



SECCIÓN

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LINEAS DE INFLUENCIA PARA CARGAS CONCENTRADAS
PUENTES DE LA RUTA SUR



S=2,4 m
 AASHTO carga en vigas: $S / 5,5x2$ en pies
 $S / 1,676 \times 2 = S / 3,352$ en metros
 Factor de carga en vigas $2,4 / 3,352 = 0,716$

P=3,64T	w=0,95 T/ml	por carril
Final en cada viga = 3,64 x Impacto (1,33) x factor de viga (3,485	T
w (0,95) x factor de viga (0,72) =	0,584	T/ml

CONVOY DE CARGAS HL 93
 PARA UN CARRIL DE 3,60

$P=8000 \text{ lb} = 3,64 \text{ T}$ $w = 0,95 \text{ T/ml}$
 $w_p = 0,357 \text{ T/m}^2$ peatonal

$a = 1,40$ $4a = 5,60$

$2a = 2,80$ $a = 1,40$

$y_1 = 8000 \text{ lbs} = 3,64 \text{ T}$

$y_2 = 32000 \text{ lbs} = 14,55 \text{ T}$

$y_3 = (10-n)(n/L10 - 2a)/10$

$y_1 = n[(10-n)/L10 - 4a]/10$

$P = 8P = 72000 \text{ lbs} = 32,73 \text{ T}$

$4,20 \text{ m} = 3a$ $4,40 \text{ m} = 3a$

Ordenadas (y) de la línea de influencia para momento máximo

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=28m

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL CONVOY DE CARGAS CONCENTRADAS

	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
L	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10	10	10
a	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
y1	0	1.96	3.36	4.2	4.48	4.2	3.36	1.96	0	0	0	0	0	0
y2	0	2.38	4.2	5.46	6.16	6.3	5.88	4.9	3.36	2.24	1.26	0	0	0
y3	0	0	2.24	3.92	5.04	5.6	5.04	3.92	2.24	1.26	0	0	0	0
P	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
Pfinal	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49
Mmax=(y1)*P+(y2)*4P+(y3)*4P	0	48.80	101.50	145.42	171.77	180.56	171.77	145.42	101.50	48.80	0	0	0	0

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
L	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10	10	10
w	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684
w final = 0.95x0.72	0	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684

MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL 93
w final = lw (0.95 T) por carril x factor de carga en vigas con S=2.40 sin impacto es 0.72
w = 0.95 T/m por carril de 3.60m
Tablero ancho = 13.5m
6 vigas espaciadas a 2.40m; volados de 0.75m
3 carriles por 3.65m = 10.95m; peatonal 13.5-10.95=2.55m
Carga peatonal (0.360 T/m2) por 2.20m]

ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS DE ACUERDO A AASHTO HL 93

	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
L	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10	10	10
w	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684
w final = 0.95x0.72	0	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684

MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL 93
w final = lw (0.95 T) por carril x factor de carga en vigas con S=2.40 sin impacto es 0.72
w = 0.95 T/m por carril de 3.60m
Tablero ancho = 13.5m
6 vigas espaciadas a 2.40m; volados de 0.75m
3 carriles por 3.65m = 10.95m; peatonal 13.5-10.95=2.55m
Carga peatonal (0.360 T/m2) por 2.20m]

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
L	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10	10	10
w	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684
w final = 0.95x0.72	0	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684

MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL 93
w final = lw (0.95 T) por carril x factor de carga en vigas con S=2.40 sin impacto es 0.72
w = 0.95 T/m por carril de 3.60m
Tablero ancho = 13.5m
6 vigas espaciadas a 2.40m; volados de 0.75m
3 carriles por 3.65m = 10.95m; peatonal 13.5-10.95=2.55m
Carga peatonal (0.360 T/m2) por 2.20m]

ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS DE ACUERDO A AASHTO HL 93

	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
L	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10	10	10
w	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684
w final = 0.95x0.72	0	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684	0.684

MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL 93
w final = lw (0.95 T) por carril x factor de carga en vigas con S=2.40 sin impacto es 0.72
w = 0.95 T/m por carril de 3.60m
Tablero ancho = 13.5m
6 vigas espaciadas a 2.40m; volados de 0.75m
3 carriles por 3.65m = 10.95m; peatonal 13.5-10.95=2.55m
Carga peatonal (0.360 T/m2) por 2.20m]

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=28m

MOMENTOS POR PESO PROPIO Mg

Tablero de 13m; 5 vigas a 2.40m; diafragmas en el centro y en los apoyos (0,25*12*1,5); volados de 0,50m; dos veredas de 1,10 c/u
 Distancia entre vigas 2,4 m 3 carriles de 3,60m c/u en un ancho de 10,80m

Actuación sobre última viga:

Veredas:	1,6577/m
Protecc:	0,7277/m
Total	2,3854/m
Equival:	0,509m

Mg I	wg I	Peso propio de la viga/mit. area x 2,4 (T)	1,50	T/m
M1 I	w1 I (a)	Per viga: Peso de la losa 0,20*2,4*2,4	1,2	T/m
M1 II	w1 II + L1	Per viga: Peso asfalto 0,15*2,2*2,4	0,8	T/m
		Total por ml de viga: wg	2,4	T/m
		Per viga: Peso diafragma en el centro	3,5	T

h	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=28m	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
$a=R/L/10$	0	2,8	5,6	8,4	11,2	14	16,8	19,6	22,4	25,2	28
$b=(10-a)/10$	28	25,2	22,4	19,6	16,8	14	11,2	8,4	5,6	2,8	0
Momento por peso viga (Mg I = [wg l]ab/2)	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Momento por peso losa (M1 I (a) = [w1 I]ab/2)	0,0	40,6	72,3	94,8	108,4	112,9	108,4	94,8	72,3	40,6	0,0
Momento peso diafragma (M1 I (b) = Pa/2)	0,00	4,84	9,68	14,52	19,35	24,19	19,35	14,52	9,68	4,84	0,00
Momento peso losa + dia (M1 I = M1 I (a) + M1 I (b))	0,00	45,48	81,93	109,35	127,73	137,09	127,73	109,35	81,93	45,48	0,00
Momento peso asfalto M1 II (a) = [w1 asf] ab/2	0,0	27,9	49,7	65,2	74,5	77,6	74,5	65,2	49,7	27,9	0,0
M1 II = M1 asf + M max L1											

MOMENTOS PARA DISEÑO

LUZ=28m

Primera Etapa
 Mc1 I = Mg I + M1 I
 Mc2 I = Mg I + M2 I

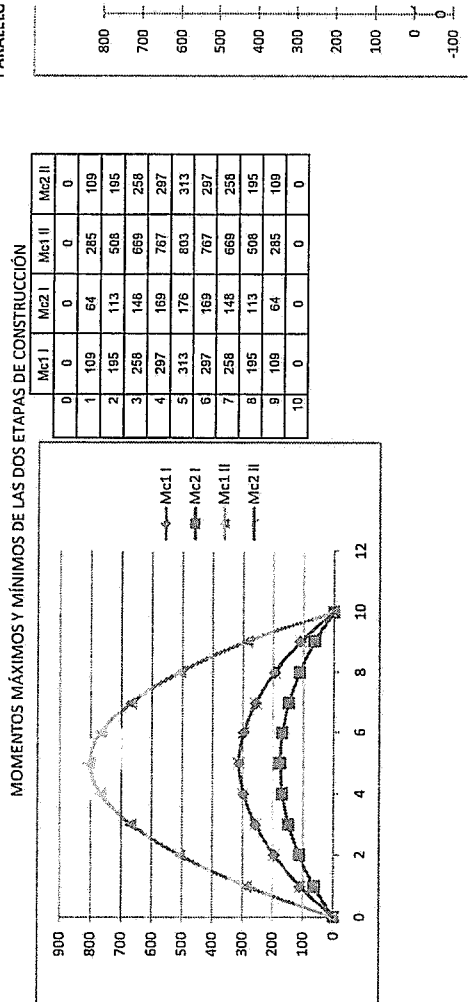
Segunda etapa
 Mc1 II = Mg I + M1 I
 Mc2 II = Mg I + M2 I

h	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Peso viga= Mg I	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Peso losa + diafragma= M1 I	0,0	45,5	81,9	109,3	127,7	137,1	127,7	109,3	81,9	45,5	0,0
Envol momentos mínimos =0 M2 I = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso asfalto y otro= M1 II (a) (asfalto)	0,0	27,9	49,7	65,2	74,5	77,6	74,5	65,2	49,7	27,9	0,0
Lineas de Int CV mom. maximos= M1 II (b) (L1)	0,0	72,9	144,4	201,7	236,1	247,6	236,1	201,7	144,4	72,9	0,0
Envolv momen maximos por CV I II (a) + M1 II (b)	0,0	100,9	194,1	266,9	310,6	325,2	310,6	266,9	194,1	100,9	0,0
Envolv momen mínimos por CV=0 M2 II = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mom maximos primera etapa (Mc1 I = Mg I + M1 I)	0,0	98,4	176,0	232,8	268,9	284,1	268,9	232,8	176,0	98,4	0,0
Mom maximos primera etapa (Mc2 I = Mg I + M2 I)	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Mom maximos segunda etapa (Mc1 II = Mg I + M1 I + M2 I)	0,0	199,3	370,1	499,8	579,5	609,3	579,5	499,8	370,1	199,3	0,0
Mom mínimos segunda etapa (Mc2 II = Mc1 I + M2 I)	0,0	98,4	176,0	232,8	268,9	284,1	268,9	232,8	176,0	98,4	0,0

PUENTES DE LA RUTA SUR
LUZ: 28m; FERROCARRIL H= 2,05
DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO

CARGA DE FERROCARRIL		W=5 UNIL COOPER E 35 (W=4,37 UNIL)										0,91		Peso Viga		Momentos Inercia (eb)		Eje baticéntrico (eb)		Áreas		L		Módulos								
L=	28	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	n	z	w	h ₁	h ₂	h ₁	h ₂	A ₁	A ₂	L	m	ic ad I	ic ad II	Mc1 I	Mc2 I	fr ad I	fr ad II	Mc1 II	Mc2 II	
2,05	2,05	0,70	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,096	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	0	0	1800	100	0	0
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	109	64	1800	100	285	109	
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	195	113	1800	100	508	195	
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	258	148	1800	100	669	258	
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	297	169	1800	100	767	297	
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	313	176	1800	100	803	313	
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	287	169	1800	100	767	287	
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	195	113	1800	100	508	195	
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	109	64	1800	100	285	109	
2,05	2,05	0,70	0,70	1,72	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,68	1,13	0,95	1,10	1,43	0,83	0,35	0,74	28	46	0	0	1800	100	0	0	

PARALELO

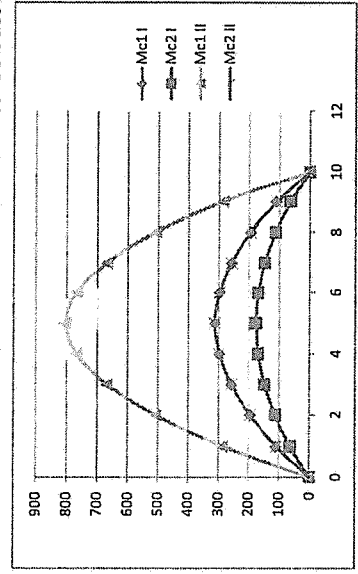


SECCIONES COMPUESTAS

Etapla I: solamente viga pre-fabricada
 Etapla II: viga mas fosa, seccion compuesta

MOMENTOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS DOS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

	Mc1 I	Mc2 I	Mc1 II	Mc2 II
0	0	0	0	0
1	109	64	285	109
2	195	113	508	195
3	258	148	669	258
4	297	169	767	297
5	313	176	803	313
6	297	169	767	297
7	258	148	669	258
8	195	113	508	195
9	109	64	285	109
10	0	0	0	0



ZONA DE PASO DEL CABLE MEDIO

e lim	P con e lim en Ec (1,j) II		P con e lim en Ec (1,s) II		P con e lim en Ec (1,s) II		P con e lim en Ec (1,s) II		e min	e max	k=n/L/10	e min	e max	e min	e max	L = e lim = e final = e cab	b = 28 0.724 1.20
	P Ec (1,j) II	P Ec (1,s) II	P Ec (1,s) II	P Ec (1,s) II	P Ec (1,s) II	P Ec (1,s) II	e min	e max									
0.724	0	-2082	524	0.467	0.467	-0.537	0	0.467	-0.537	0.000							
0.724	186	-1472	524	0.566	-0.090	1	0.566	-0.090	0.261								
0.724	331	-994	524	0.641	0.259	2	0.641	0.259	0.463								
0.724	436	-647	524	0.695	0.511	3	0.695	0.511	0.609								
0.724	500	-432	524	0.728	0.666	4	0.728	0.666	0.695								
0.724	524	-347	524	0.738	0.724	5	0.738	0.724	0.724								
0.724	500	-432	524	0.728	0.666	6	0.728	0.666	0.695								
0.724	436	-647	524	0.695	0.511	7	0.695	0.511	0.609								
0.724	331	-994	524	0.641	0.259	8	0.641	0.259	0.463								
0.724	186	-1472	524	0.566	-0.090	9	0.566	-0.090	0.261								
0.724	0	-2082	524	0.467	-0.537	10	0.467	-0.537	0.000								

k	e max	e min	e cab medio
0	-0.467	0.537	0.000
1	-0.566	0.090	-0.261
2	-0.641	-0.259	-0.463
3	-0.695	-0.511	-0.609
4	-0.728	-0.666	-0.695
5	-0.738	-0.724	-0.724
6	-0.728	-0.666	-0.695
7	-0.695	-0.511	-0.609
8	-0.641	-0.259	-0.463
9	-0.566	0.090	-0.261
10	-0.467	0.537	0.000

$E_c = 4700 \text{ miz } / \text{c}$
 $E_c = 66\% E_c^*$
 $30460 \text{ MPa} = 30460007 \text{ m}^2$
 27805007 m^2

Ecuacion Cable Medio Carga equiva. pretensado $L = 28 \text{ A}$

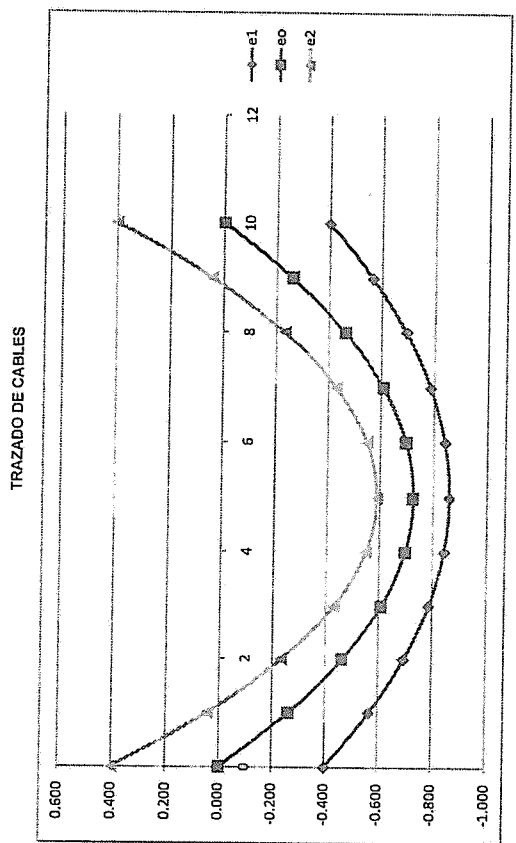
Ecuacion Cable Medio
 $e = (-4x^2 + 4lx) / (e \text{ lim} / L^2)$
 $e = e \text{ lim} \cdot (x^2 - 2lx + l^2) / L^2$
 $M = (p \cdot \text{esp} \cdot \text{lim}) / 2$
 $E_c = 2000000$ Est finales máximos $P/(A \cdot I) = (P \cdot e \cdot \text{final}) / (I \cdot C) = (M \cdot 2) / (I \cdot C) = (l^2) / (2 \cdot I \cdot C)$
 $M \cdot 1 = 803$ $f \text{ sup} = -466$ -803
 $M \cdot 2 = 313$ $f \text{ inf} = -466$ -1213
 $w \text{ pp} = 1.64$ $w \text{ total} = 8.20$
 $p \text{ pre} = -3.67$ Deformaciones elásticas $= 5 \cdot w \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot I$
 $w \text{ pp} + p \text{ pre} = -2.23$ $D \text{ de} (\text{pre} + \text{pp}) = -0.012 \text{ m}$ Def total = 0.066 m

FI	T	T	FI	T	T
12	236	191	12	236	191
12	236	191	12	236	191
12	236	191	9	177	143
Perd			Perd		
			649		
			525		
			0.19		

$e_0 = 4 \text{ fo} \cdot n / 10 - 4 \text{ fo} \cdot n^2 / 100$
 $e_1 = b + 4 \cdot n / 10 - 4 \cdot n^2 / 100$
 $e_2 = -b + 4 \cdot n / 10 - 4 \cdot n^2 / 100$

En centr	En apoyo	f1	fo	f2
a	b	e1	e0	e2
0	0.135	0.4	0.400	0.000
1	0.135	0.4	0.565	0.261
2	0.135	0.4	0.694	0.463
3	0.135	0.4	0.785	0.608
4	0.135	0.4	0.840	0.695
5	0.135	0.4	0.859	0.724
6	0.135	0.4	0.840	0.695
7	0.135	0.4	0.785	0.608
8	0.135	0.4	0.694	0.463
9	0.135	0.4	0.565	0.261
10	0.135	0.4	0.400	0.000

e1	e0	e2
0	-0.400	0.000
1	-0.565	-0.261
2	-0.694	-0.463
3	-0.785	-0.608
4	-0.840	-0.695
5	-0.859	-0.724
6	-0.840	-0.695
7	-0.785	-0.608
8	-0.694	-0.463
9	-0.565	-0.261
10	-0.400	0.000



PERDIDAS
AASTHO 2006

CENTRO DE LA VIGA

DATOS

A	I	H	Yl	Yb	St	Sb
5,792cm ²	28,715,533cm ⁴	205.00cm	115.76cm	89.24cm	248.062cm ³	321.777cm ³

H%

fci	420.00cm ²
Eci	245927Kg/cm ²

P	70.2276Kg
e	73.16cm
Mpp	184.801N-m

Aps	46.20cm ²
f's	18900Kg/cm ²
fpl	0.78
fpbt	0.81
Ep	1960000Kg/cm ²

Tendones (N)

PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

ES

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} * \frac{A_{ps} * f_{pbt} * (I_g + e_m^2 * A_g) - e_m * M_g * A_g}{A_{ps} * (I_g + e_m^2 * A_g) + \frac{A_g * I_g * E_{ci}}{E_p}}$$

PERDIDAS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

LT

Factor de corrección por humedad relativa

Factor de corrección por esfuerzo del hormigón

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

$$\gamma_{st} = \frac{35}{7 + f'_{ci}}$$

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 * \frac{f_{pi} * A_{ps}}{A_g} * \gamma_h * \gamma_{st} + 83 * \gamma_h * \gamma_{st} + \Delta f_{pr}$$

PERDIDAS TOTALES

ES	5.11
LT	10.20
Fricción (Aprox)	3.00
Anclajes	6.00

% PERDIDAS Aprox 24.31%

CHEQUEO A COMPRESION EN EL ESTADO FINAL SOLO CON CARGAS PERMANENTES.

α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.35	0.4	0.5
x	0.00	1,125	2,25	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
estrucho admisible			0.79*RAIZ(f _c)	-32.79	<=f _{top} <=	189.00	0.45*f _c	*"COMPRESION"	
f _{top}	31.22	33.96	72.20	84.10	87.26	90.40	92.17	93.51	95.87
estrucho admisible			0.45*f _c	-189.00	<=f _{top} <=	32.79	0.79*RAIZ(f _c)	*" TRACCION"	
f _{bottom}	-46.98	-39.42	-70.10	-55.28	-33.40	-16.99	-9.96	-5.67	-0.82

CONDICION FINAL

ESTATUS DE LAS SECCIONES

CONDICION FINAL	f _{top}	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	COMPRE.
	f _{bottom}	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	COMPRE.

10. CHEQUEOS POR RESISTENCIA

Fd	1.25	F _b	1.50	F(L+I)	1.75
α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2
x	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	3.4000
Mutacalc	0.00	213.14	407.71	496.06	577.02
					1,142.87
					1,246.74
					1,303.80
					1,354.71

Acero dulce

Asb	10,000	Ast	10,000
-----	--------	-----	--------

AASHTO LRFD 5.7.3.1

k	0.28
---	------

dp	128.39	140.63	164.88	155.62	176.02	190.59	196.30	199.34	202.25
c	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
a	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
ps	18954	18955	18955	18955	18955	18956	18956	18956	18956
Mn	1,128.92	1,227.06	1,438.77	1,357.95	1,536.09	1,663.33	1,713.19	1,739.87	1,765.12
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

11. MINIMA CANTIDAD DE REFUERZO

Si Muprov es mayor que 1,2* Mcr la viga es aceptable bajo este concepto

α	0	hocr2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.35	0.4	0.5
x	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	5.6000	8.4000	10.0000	11.2000	14.0000
1)*Pt	581165.36	55890.59	546539.71	545311.40	537788.91	530219.05	526346.73	523773.06	519072.74
fpa	46.99	59.62	123.75	120.59	149.16	168.36	175.41	178.93	181.49
Mcr1	551.94	616.22	942.51	926.44	1071.82	1169.48	1205.37	1223.28	1236.33
Mcr2	35.31	17.96	34.55	42.13	75.52	100.16	110.31	116.05	123.20
1,2)*Mcr	616.36	717.89	1089.55	1061.17	1195.56	1283.18	1314.07	1328.68	1335.75
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

12. DEFLEXIONES EN EL CENTRO DE LA VIGA

A LA TRANSFERENCIA

Pt=Fuera en el centro de la viga a la transferencia (considera pérdidas por fricción)

$$q_{eq} = P \cdot t \cdot e^{-8 \cdot (\text{ed} - \text{ec}) / L^2}$$

Longitud total de la viga

$$\delta_{eq} = 5 \cdot q_{eq} \cdot L^4 / 384 \cdot (E \cdot I^3)$$

$$\delta_g = 5 \cdot q_g \cdot L^4 / 384 \cdot (E \cdot I^3)$$

$$\delta_{sh} = P \cdot L^3 / (4 \cdot P \cdot E \cdot I)$$

qeq	-4.91	T/m
qg	1.62	T/m
Li	28.00	m
δeq	-5.03	cm
δg	1.66	cm
δsh	1.22	cm

EN LA CONDICION FINAL

qlosa	1.15	T/m
qs	0.77	T/m
L	27.00	m
δop	0.31	cm
δlosa	0.93	cm
δs	0.30	cm
δLH	2.09	cm

Def. por dp
Por peso de losa
Muerta Superimpuesta
Viva

$$\delta_{op} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot E \cdot I^3)$$

$$\delta_{losa} = 5 \cdot q_{losa} \cdot L^4 / 384 \cdot (E \cdot I^3)$$

$$\delta_s = 5 \cdot q_s \cdot L^4 / 384 \cdot (E \cdot I^3)$$

$$\delta_{LH} = 5 \cdot M_{max} \cdot L^2 / (48 \cdot E \cdot I^3)$$

L/800 3.50cm

SI Cumple

CAUSA	TRANSFER	FACTOR	MONTAJE (28 DIAS)	FACTOR	FINAL (Años)
Fuerza de Presfuerzo	-5.03	1.80	-9.06	2.20	-11.08
Peso Propio de viga	1.66	1.85	3.07	2.40	3.99
D. Superimpuesta en viga				2.30	0.70
Peso de losa en viga	0.93			2.30	2.14
DS. en Seccion Compuesta				3.00	0.89

TOTAL	-3.37	cm	1.8	-5.99	cm
ACORTAMIENTO sh	1.22	cm	2.20	-3.35	cm

PUENTE: RUTA SUR 20m

13. DISEÑO A CORTE VERTICAL

AASTHO LRFD
5.8.3.3

X	0.00	1.125	2.25	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
h	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00
dv	164.00	164.00	164.88	164.00	176.02	169.59	196.30	169.34	202.25
bv	70.00	70.00	70.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Vp	47895.62	53907.52	47753.16	48407.30	33585.69	22075.29	15522.91	10903.46	0.00
Vu	212.10	199.64	187.27	180.21	149.14	120.61	104.54	92.49	64.28
Vn max	1253.30	1258.91	1259.59	355.37	366.26	382.29	386.66	387.65	382.25
v	16.36	14.66	13.89	52.45	41.70	32.63	28.44	25.60	19.62
v/fc	0.039	0.035	0.033	0.125	0.099	0.078	0.068	0.061	0.047
Mu	347.84	327.41	407.71	496.06	877.02	1142.87	1246.74	1302.80	1356.71
fno	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00
Aps	41.16	41.16	41.16	41.16	41.16	46.20	46.20	46.20	46.20
Ac	8075.00	8075.00	8075.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00
Ex *1000	-0.040	-0.048	-0.038	-0.026	0.341	0.428	0.959	0.613	0.605
β	2110	2110	2110	2140	2710	3080	3080	3080	3080
p	4.10	4.10	4.10	4.10	2.75	2.59	2.50	2.50	2.50
Vc	255620.84	255620.84	256985.07	66711.07	47319.34	46576.83	47874.26	48715.58	49427.83
Vs	-19959.53	-87306.96	-96663.22	8902.00	84806.68	65356.63	52578.33	43152.47	21894.40
Asmin	8.26	8.26	8.26	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
As dis	-1.12	-4.89	-5.39	5.07	5.87	4.87	3.80	3.07	1.54
As real	15.70	15.70	15.70	10.47	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
Av	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
Sx	10.00	10.00	10.00	15.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA

Aps 2840

Nota sólo donde el aps actua

PUENTE:

RUTA SUR 20m

PAG.14

Acero longitudinal

Control de Acero longitudinal

CONECTORES DE CORTE

AASHTO LRFD

Asmin	2.10		2.10		2.10		1.08		1.08		1.08		1.08	
	Acceptar	2.10	Acceptar	2.10	Acceptar	0.81	Acceptar	1.08	Acceptar	1.08	Acceptar	1.08	Acceptar	1.08
c	0.70	1.00	u	1.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
de	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
Vh	1.31	1.23	1.23	1.16	1.11	0.74	0.74	0.62	0.62	0.62	0.54	0.54	0.54	0.37
Vh(N)	1155.92	1088.03	1088.03	1020.61	982.13	655.17	655.17	560.47	560.47	560.47	478.24	478.24	478.24	328.00
Pc	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46	13.46
Avl (mm)	1.55	1.39	1.39	1.23	1.14	0.36	0.36	0.11	0.11	0.11	-0.06	-0.06	-0.06	-0.42
Avl cm2/m dis	15.59	13.92	13.92	12.31	11.40	3.61	3.61	1.12	1.12	1.12	-0.58	-0.58	-0.58	-4.18
Avl cm2/m	15.70	15.70	15.70	15.70	10.47	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
AV	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
s	10.00	10.00	10.00	10.00	15.00	15.00	15.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Colocado

Longitud de desarrollo

224.5cm

BLOQUE DE ANCLAJE (Kachaturian)

f _c	420 Kg/cm ²
f _y	4200 Kg/cm ²
E _s	2100000 Kg/cm ²
P	681.00 Tn
# cables	33.00 Tn
tendon	12.00 Tn
tendon	9.00 Tn
tendon	12.00 Tn

# Estr	2
φ As	12 mm
W	0.0127 cm
S	10.0 cm

Localizacion de cargas

	e	h	b	y	y/h
tendon	1.00 cm	203.0 cm	70 cm	55.00	0.26829
tendon				95.00	0.46341
tendon				135.00	0.65854

e/h = 0.0049

M	M/P _e	y/h				
69121.50	101.50	0	0.00	0.00	0	0
62320.69	91.51	0.05	0.26	10.25	179.44	
55878.09	82.05	0.1	1.05	20.50	717.09	
44063.42	64.70	0.2	4.20	41.00	2862.92	
38689.31	56.81	0.25	6.56	51.25	5397.70	
36811.98	54.06	0.26829	7.56	55.00	5145.24	
33669.32	49.44	0.3	9.44	61.50	4819.68	
24687.61	36.25	0.4	16.75	82.00	4721.93	
20723.65	30.43	0.45	21.18	92.25	5200.15	
19720.34	28.96	0.46341	22.46	95.00	5397.70	
17110.13	25.13	0.5	26.13	102.50	4635.44	
13845.41	20.33	0.55	31.58	112.75	3909.00	
10928.69	16.05	0.6	37.55	123.00	3530.55	
8358.93	12.27	0.65	44.02	133.25	3499.07	
7954.64	11.68	0.65854	45.18	135.00	3528.31	
6135.13	9.01	0.7	51.01	143.50	3813.54	
4256.25	6.25	0.75	58.50	153.75	4472.93	
2721.28	4.00	0.8	66.50	164.00	-1705.22	
1529.19	2.25	0.85	75.00	174.25	-2897.31	
978.09	1.44	0.88	80.34	180.40	-3448.41	
678.96	1.00	0.9	84.00	184.50	-3747.54	
169.57	0.25	0.95	93.50	194.75	-4256.93	
0.00	0.00	1	103.50	205.00	-4426.50	

Mmax(-) = 5397.70 Tn/cm

f_s = 1142 Kg/cm²

Z = 48.75 cm

F_t = 34545.28 Tn

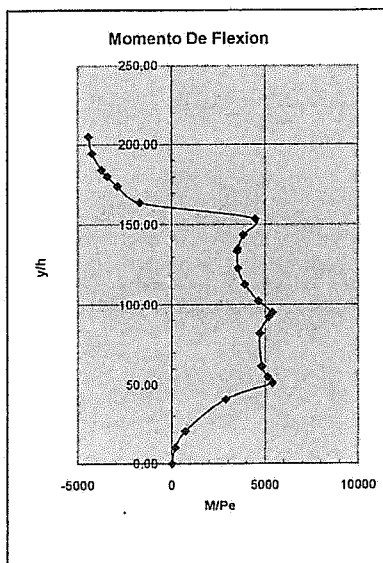
As₁ = 30.24 cm²

h/2 = 102.50 cm

As = 46.97 cm²

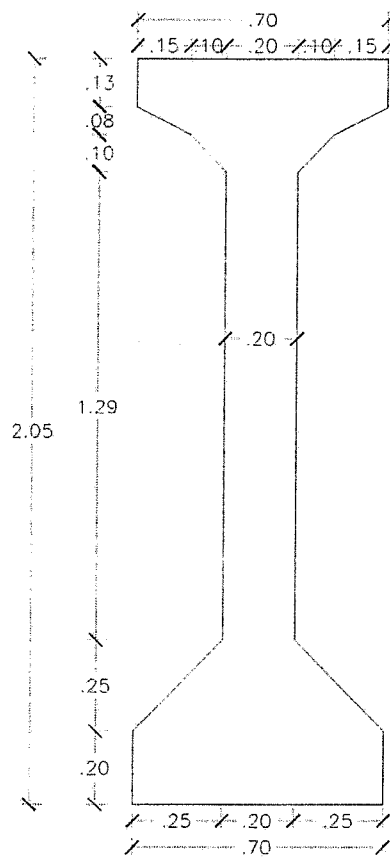
MAX = 5397.70
MIN = -4426.50

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



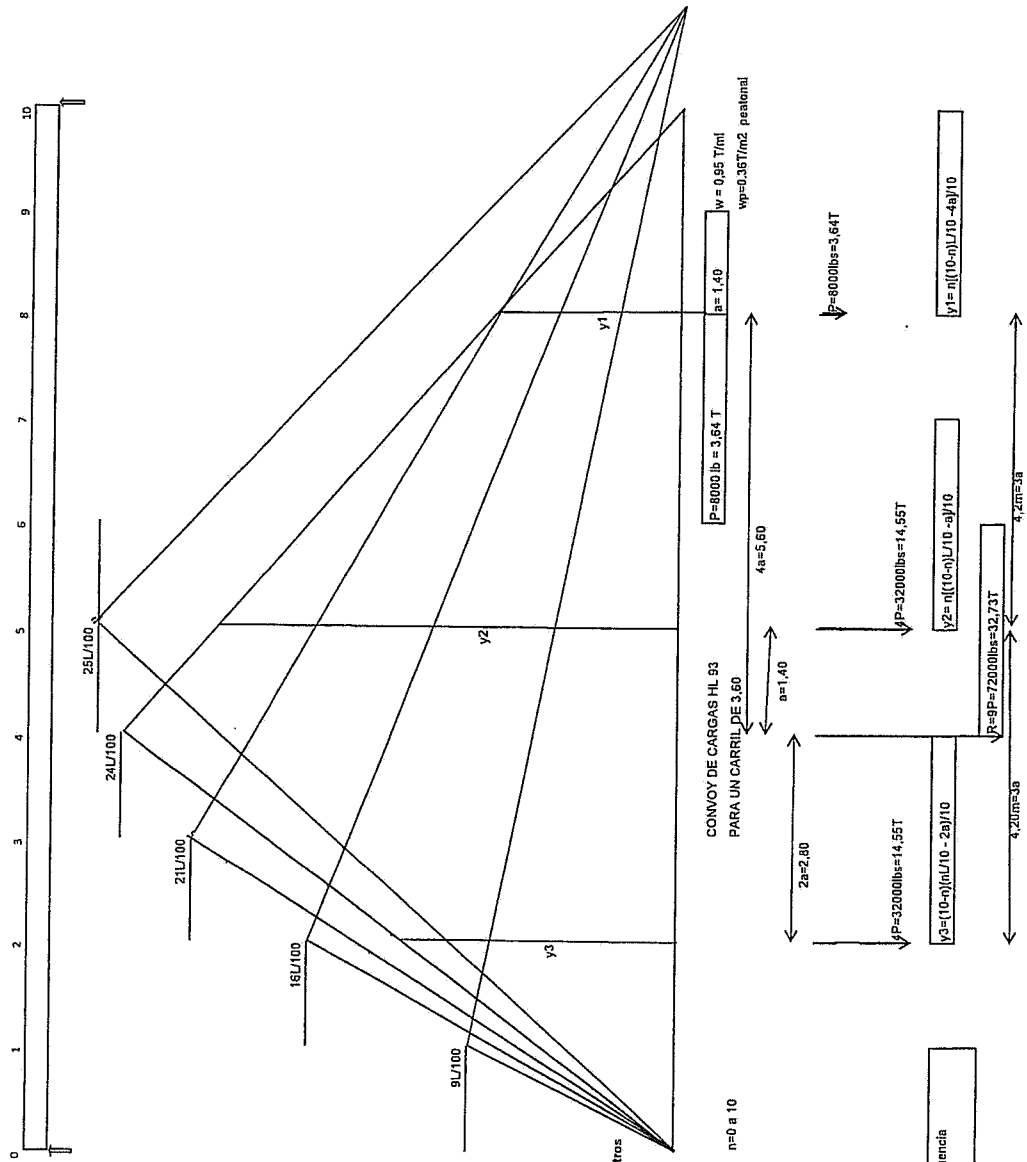
Cumple

DISEÑO DE VIGAS CARGA VEHICULAR LONG 28m TIPO B



SECCIÓN

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS LINEAS DE INFLUENCIA PARA CARGAS CONCENTRADAS PUENTES DE LA RUTA SUR



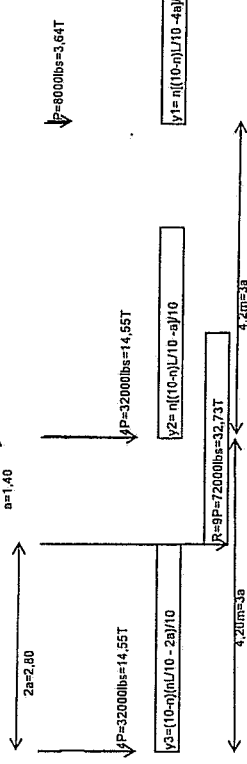
n

5=2,4 m
AASHTO carga en vigas: $S / 5,52$ en pies
 $S / 1,676 \times 2 = S / 3,352$ en metros
Factor de carga en vigas $2,4 / 3,352 = 0,716$

P=3,64T; w=0,95 T/ml	por carril
Pinjal en cada viga = 3,64 x impacto (1,33) x factor de viga	3,486 T
w(0,95) x factor de viga (0,72)	0,684 T/ml

n=0 a 10

CONVOY DE CARGAS HL 93
PARA UN CARRIL DE 3,60
w = 0,95 T/ml
wp = 0,35T/m2 peatonal
a = 1,40
P = 8000 lb = 3,64 T
4a = 5,60



Ordinadas (Y) de la línea de influencia para momento máximo

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=28m

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL CONVOY DE CARGAS CONCENTRADAS
LUZ=28m

L	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10	10	10
a	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
y1	0	1.96	3.36	4.2	4.48	4.2	3.36	1.96	0	0	0	0	0	0
y2	0	2.38	4.2	5.46	6.16	6.3	5.88	4.9	3.36	1.96	0	0	0	0
y3	0	2.8	4.2	5.04	5.6	5.6	5.04	3.92	2.24	1.28	0	0	0	0
P	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
Pifinal	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49
Mmax por viga	0	48.80	101.50	145.42	171.77	180.56	171.77	145.42	101.50	48.80	0	0	0	0
Pifinal=1,33*0,72*P														
Mmax=(y1)*P*(y2)/4*P*(y3)/4*P														

MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL33
 $w_{final} = w(0,95 T)$ por carril x factor de carga en vigas con $S=2,40$ sin impacto es 0,72
 $w_{final} = 0,95 \times 0,72 = 0,684$

MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL33
 $w = 0,95 T/m$ por carril de 3,60m
 Tablero ancho = 13,5m
 3 carriles por 3,65m = 10,95m; peatonal 13,5-10,95=2,55m
 Carga peatonal (0,360 T/m²) por 2,20m }

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA
LUZ=28m

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=28m	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
w	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68
a=nL/10	0	2,8	5,6	8,4	11,2	14	16,8	19,6	22,4	25,2	28
b=(10-n)L/10	28	25,2	22,4	19,6	16,8	14	11,2	8,4	5,6	2,8	0
M=wab/2	0	24,13	42,90	56,31	64,35	67,03	64,35	56,31	42,90	24,13	0

Para cada viga
 $w=0,95 + 2,20 \text{ por } w=0,684$

ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS DE ACUERDO A AASHTO HL 9:
M11 (b) LINEAS DE INFLUENCIA CARGA UNIFORME + CARGAS CONCENTRADAS
LUZ=28m

EN CADA VIGA VALORES DE M1 (ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS)
 MOMENTOS MAXIMOS POR CARGA VIVA CONVOY HL 93
 CARGAS CONCENTRADAS (92,73 T) MAS CARGAS DISTRIBUIDAS (W=0,95/M/L)
 Tres carriles de 3,60m, tablero con 6 vigas, impacto 1,33 solo en cargas concentradas ;S=2,40; factor de carga en vigas $S/0,35=0,72$
 $P=3,49 T$
 $w=0,684$

LuZ	h	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
Mmax P	0,0	48,8	101,5	145,4	171,8	180,6	171,8	145,4	101,5	48,8	0,0	0,0
Mmax w	0,0	24,1	42,9	56,3	64,4	67,0	64,4	56,3	42,9	24,1	0,0	0,0
M11 (b)	0,0	72,0	144,4	207,7	236,1	247,6	236,1	207,7	144,4	72,0	0,0	0,0

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=28m

Tablero de 13m; 6 vigas a 2.40m; diafragmas en el centro y en los apoyos (0.25*12*1.5); volados de 0.50m; dos veredas de 1,10 c/u
 Distancia entre vigas 2,4 m 3 carriles de 3,60m c/u en un ancho de 10,80m

Actuando sobre ultima viga:

Veredas:	1,051(m)
Protecc:	0,727(m)
Total	1,777(m)
Equival:	0,508m

Mg I	wg I	Peso propio de la viga/ml: area x 2,4 (7)	1,50	Trml
M1 I	wf I (e)	Por viga: Peso de la losa 0,20*2,4*2,4	3,2	Trml
M1 II	wf II* + LI	Por viga: peso asfalto 0,15*2,2*2,4	0,8	Trml
	wg I (e)	Total por ml de viga: wg	5,4	Trml
		Por viga: Peso diafragma en el centro	3,5	T

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=28m	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
a=nL/10	0	2,8	5,6	8,4	11,2	14	16,8	19,6	22,4	25,2	28
b=(10-n)L/10	28	25,2	22,4	19,6	16,8	14	11,2	8,4	5,6	2,8	0
Momento por peso viga (Mg I = [wg]ab/2)	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Momento por peso losa (M1 I (e) = wlosI ²)	0,0	40,6	72,3	94,8	108,4	112,9	108,4	94,8	72,3	40,6	0,0
Momento peso diafragma (M1 I (e)=par2)	0,0	4,84	9,68	14,52	19,35	24,19	19,35	14,52	9,68	4,84	0,0
Momento peso losa + dia (M1 I = M1 I (e) + M1 II = M asf +M max L ₁)	0,0	45,48	81,93	109,35	127,73	137,09	127,73	109,35	81,93	45,48	0,0
M1 II = M asf +M max L ₁	0,0	27,9	49,7	65,2	74,5	77,6	74,5	65,2	49,7	27,9	0,0

MOMENTOS PARA DISEÑO

LUZ=28m

Primera Etapa
 Mc1 I = Mg I + M1 I
 Mc2 I = Mg I + M2 I

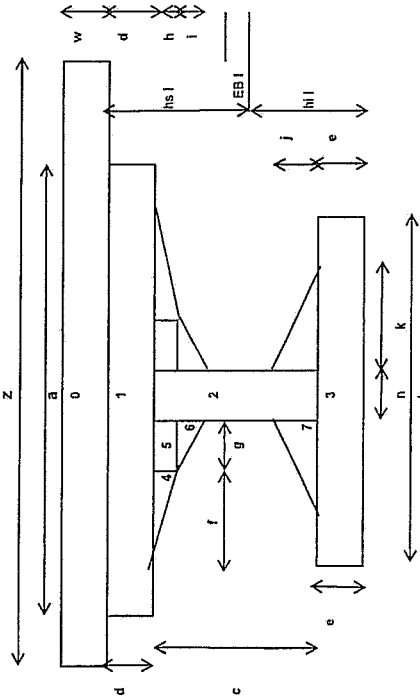
Segunda etapa
 Mc1 I = Mg I + M1 I
 Mc2 I = Mg I + M2 I

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Peso vigas= Mg I	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Peso losa + diafragma= M1 I	0,0	45,5	81,9	109,3	127,7	137,1	127,7	109,3	81,9	45,5	0,0
Envolv momentos mínimos =0 M2 I = 0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
Peso asfalt y otros= M1 II(a) [asfalto]	0,0	27,9	49,7	65,2	74,5	77,6	74,5	65,2	49,7	27,9	0,0
Lineas de Int CV mom. maximos= M1 II (b) (L ₁)	0,0	72,9	144,4	207,1	236,1	247,6	236,1	207,1	144,4	72,9	0,0
Envolv momen maximos per CV 1 II (a) + M1 II (b)	0,0	100,9	194,1	265,9	310,6	325,2	310,6	265,9	194,1	100,9	0,0
Envolv momen mínimos per CV=0 M2 II = 0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
Mom maximos primera etapa (Mc1 I = Mg I + M1 I)	0,0	98,4	176,0	232,8	268,9	284,1	268,9	232,8	176,0	98,4	0,0
Mom mínimos primera etapa (Mc2 I = Mg I + M2 I)	0,0	52,9	94,1	123,5	141,1	147,0	141,1	123,5	94,1	52,9	0,0
Mom maximos segunda etapa (Mc1 II = Mc1 I + M1 II)	0,0	199,3	370,1	499,8	609,3	699,3	609,3	499,8	370,1	199,3	0,0
Mom mínimos segunda etapa (Mc2 II = Mc2 I + M2 II)	0,0	98,4	176,0	232,8	268,9	284,1	268,9	232,8	176,0	98,4	0,0

PUENTES DE LA RUTA SUR
LUZ: 28m; H=2,05 m
DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO

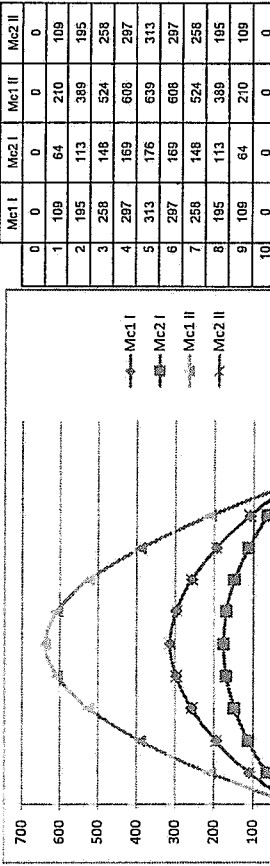
H final	CARGAS NORMALES AASHTO LRFD / MOP										Eje balancístico (eb)										Momentos Inercia (leb)										Peso Vigas	
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	n	z	w	Area I	Area II	h I	h s I	h I II	h s II	leb I	leb II	L	ρ	Mc1 I	Mc2 I	ρ ad I	ρ ad II	Mc1 II	Mc2 II		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.096	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	0	0	1680	0	0	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	109	64	1680	0	210	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	195	113	1680	0	389	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	258	148	1680	0	524	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	297	169	1680	0	608	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	313	176	1680	0	639	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	297	169	1680	0	608	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	258	148	1680	0	524	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	195	113	1680	0	389	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.95	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	109	64	1680	0	210	0		
2.05	0.70	0.70	1.72	0.13	0.20	0.15	0.10	0.08	0.10	0.25	0.25	0.20	2.18	0.20	0.68	1.13	0.85	1.10	1.43	0.83	0.349	0.737	28	46	0	0	1680	0	0	0		

SECCIONES COMPUESTAS



Etapa I: solamente viga pre-fabricada
 Etapa II: viga mas losa, seccion compuesta

MOMENTOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS DOS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

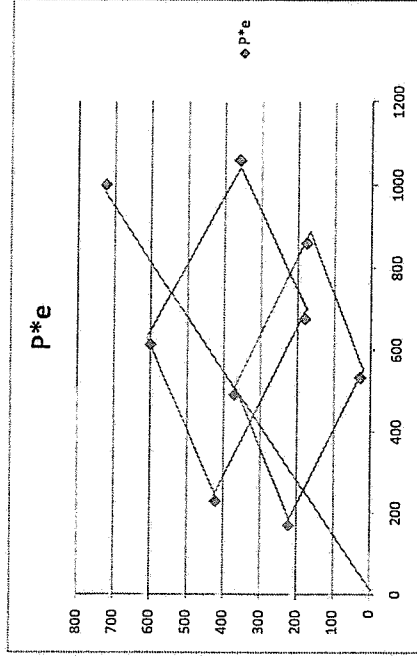


Mc2 II	fe ad II	(2,s)* I (1,s) II	(1,1) II (2,0)* I		<
			<	<	
0	1680	0	1680	0	1344
109	1680	0	268	1680	354
195	1680	0	493	1680	661
258	1680	0	663	1680	898
297	1680	0	771	1680	1043
313	1680	0	817	1680	1100
297	1680	0	771	1680	1043
258	1680	0	663	1680	898
195	1680	0	493	1680	661
109	1680	0	268	1680	354
0	1680	0	1680	0	1344

VERIF. COND. NECESARIAS (ETAPA II)	
(Mc1 - Mc2) / h1 I	(Mc1 - Mc2) / h1 I
0	1680
124	1680
224	1680
269	1680
349	1680
374	1680
349	1680
299	1680
224	1680
124	1680
0	1680

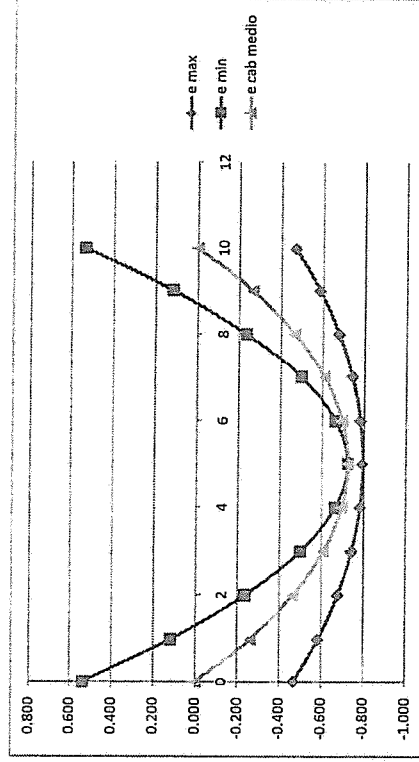
PARAMETROS DE DISEÑO PRIMERA ETAPA											COND. PREVIAS (°)			PARAMETROS DE DISEÑO SEGUNDA ETAPA						
A. I	I	I	h1 I	Mc1 I	Mc2 I	fc ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I	ff ad I
0.6824	0.349	0.95	1.096	0	0	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.6824	0.349	0.95	1.096	109	64	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	210	109	109	109	109
0.6824	0.349	0.95	1.096	195	113	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	389	195	195	195	195
0.6824	0.349	0.95	1.096	258	148	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	524	258	258	258	258
0.6824	0.349	0.95	1.096	297	169	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	608	297	297	297	297
0.6824	0.349	0.95	1.096	313	176	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	639	313	313	313	313
0.6824	0.349	0.95	1.096	297	169	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	608	297	297	297	297
0.6824	0.349	0.95	1.096	258	148	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	524	258	258	258	258
0.6824	0.349	0.95	1.096	195	113	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	389	195	195	195	195
0.6824	0.349	0.95	1.096	109	64	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	210	109	109	109	109
0.6824	0.349	0.95	1.096	0	0	1680	0	1680	0	0.8	1.13	0.74	1.43	0.83	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

PARALELOGRAMOS DE LAS CONDICIONES FUNDAMENTALES



EXCENTRICIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS. TRAZADO DEL CABLE MEDIO

P	P*e
533	27
860	176
172	211
490	370
676	161
1059	360
230	421
613	600
1000	724



ZONA DE PASO DEL CABLE MEDIO

ft ad II	ft ad II	ri	e lim	P con e lim en Ec (1,0) II		P con e lim en Ec (1,5) II		P	e max	x=n L/10		h=	
				P Ec (1,0) II	P Ec (1,5) II	P Ec (1,0) II	P Ec (1,5) II			e min	e max	e min	e max
1680	0	0,23	0,724	0	-2082	432	0,467	-0,537	0	0,467	-0,537	0,000	2,05
1680	0	0,23	0,724	143	-1552	432	0,584	-0,118	1	0,584	-0,118	0,261	L=
1680	0	0,23	0,724	264	-1120	432	0,676	0,234	2	0,676	0,234	0,463	e lim=
1680	0	0,23	0,724	354	-799	432	0,741	0,488	3	0,741	0,488	0,608	e final=
1680	0	0,23	0,724	410	-600	432	0,781	0,662	4	0,781	0,662	0,685	1,20
1680	0	0,23	0,724	432	-520	432	0,794	0,724	5	0,794	0,724	0,724	e cab
1680	0	0,23	0,724	410	-600	432	0,781	0,662	6	0,781	0,662	0,685	
1680	0	0,23	0,724	354	-799	432	0,741	0,488	7	0,741	0,488	0,608	
1680	0	0,23	0,724	264	-1120	432	0,676	0,234	8	0,676	0,234	0,463	
1680	0	0,23	0,724	143	-1552	432	0,584	-0,118	9	0,584	-0,118	0,261	
1680	0	0,23	0,724	0	-2082	432	0,467	-0,537	10	0,467	-0,537	0,000	

	e max	e min	e cab medio
0	-0,467	0,537	0,000
1	-0,584	0,118	-0,261
2	-0,676	-0,234	-0,463
3	-0,741	-0,488	-0,608
4	-0,781	-0,662	-0,685
5	-0,794	-0,724	-0,724
6	-0,781	-0,662	-0,685
7	-0,741	-0,488	-0,608
8	-0,676	-0,234	-0,463
9	-0,584	0,118	-0,261
10	-0,467	0,537	0,000

$E_c = 4700 \text{ N/mm}^2$
 $E_c = 66\% E_c$

$30460 \text{ MPa} = 3046000 \text{ T/m}^2$
 2780500 T/m^2

Ecuación Cable Medio L = 28 A

Ecuación Cable Medio
 $e = (-4x^2 + 4Lx) (e \text{ lim} / L^2)$
 $M = (P \cdot e) / 2L$

Carga equiva. pretensado
 $P = P (G \text{ e } R) / 2$
 $P = P (L \cdot e \text{ e } \text{lim} / L^2)$

$E_c =$	2000000	$P \text{ equiv. pret.} =$	-3.19	$(P \cdot e) =$	-312.4	$(P \cdot e) /$	-516.1
$M_1 (= 639)$		$f \text{ sup.} =$	-383		580		-717
$M_2 (= 313)$		$f \text{ inf.} =$	-383		-988		1236
$w \text{ p.p.} =$	1.64	$w \text{ total} =$	6.52				
$w \text{ p.p.} =$	-3.19	$w \text{ total} =$	-0.008				
$w \text{ p.p.} =$	-1.55	$w \text{ total} =$	0.059				

FI	T	T	FI	T	T
9	177	143	9	177	143
12	236	191	9	177	143
9	177	143	9	177	143
Perd	590	477	Perd	531	429
		0.27			0.19

$e_0 = 4f_0 n^2 / 10 - 4f_0 n^2 / 100$

$e_1 = b \cdot 4f n^2 / 10 - 4f n^2 / 100$

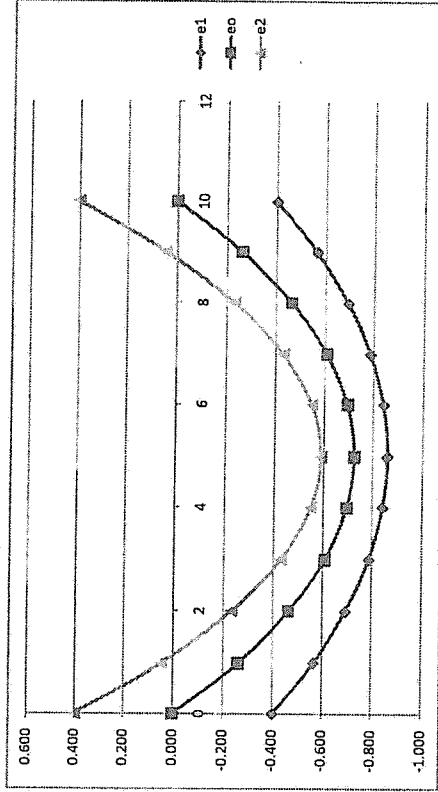
$e_2 = b \cdot 4f n^2 / 10 - 4f n^2 / 100$

$f_1 = e_0 + a - b$

$f_2 = e_0 + a + b$

En centr	a	b	En apoyo	f1	e1	e0	e2
0	0.135	0.4	0.4	0.458	0.724	0.969	
1	0.135	0.4	0.4	0.400	0.000	-0.400	
2	0.135	0.4	0.4	0.565	0.261	-0.044	
3	0.135	0.4	0.4	0.694	0.463	0.233	
4	0.135	0.4	0.4	0.785	0.608	0.431	
5	0.135	0.4	0.4	0.840	0.695	0.549	
6	0.135	0.4	0.4	0.859	0.724	0.589	
7	0.135	0.4	0.4	0.840	0.695	0.549	
8	0.135	0.4	0.4	0.785	0.608	0.431	
9	0.135	0.4	0.4	0.694	0.463	0.233	
10	0.135	0.4	0.4	0.565	0.261	-0.044	
	0.135	0.4	0.4	0.400	0.000	-0.400	

TRAZADO DE CABLES



	e1	e0	e2
0	0.400	0.000	0.400
1	-0.565	-0.261	0.044
2	-0.694	-0.463	-0.233
3	-0.785	-0.608	-0.431
4	-0.840	-0.695	-0.549
5	-0.859	-0.724	-0.589
6	-0.840	-0.695	-0.549
7	-0.785	-0.608	-0.431
8	-0.694	-0.463	-0.233
9	-0.565	-0.261	0.044
10	-0.400	0.000	0.400

PERDIDAS
AASHTO 2006

CENTRO DE LA VIGA

c8	A	I	H	Yt	Yb	St	Sb
	57.92cm ²	28.745.533cm ⁴	205.00cm	115.76cm	89.24cm	248.062cm ³	321.777cm ³

fci	420.00cm ²	H %	80%
Eci	245927Kg/cm ²		

DATOS

P	578680Kg
e	73.16cm
Mpp	158.88Tin-m
Aps	37.80cm ²
f's	18900Kg/cm ²
fpi	0.78
fpbt	0.87
Ep	1960000Kg/cm ²
# Tendones (N)	27

PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

ES 583Kg/cm²

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{A_{ps} * f_{pbt} * (I_g + e_m^2 * A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} * (I_g + e_m^2 * A_g) + \frac{A_g * I_g * E_{ci}}{E_p}}$$

PERDIDAS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

LT 1363Kg/cm²

γ_h 0.90 Factor de corrección por humedad relativa

γ_{st} 0.73 Factor de corrección por esfuerzo del hormigón

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

$$\gamma_{st} = \frac{35}{7 + f'_c}$$

$$\Delta f_{pLT} = 100 * \frac{f_{pi} * A_{ps}}{A_g} * \gamma_h * \gamma_{st} + 83 * \gamma_h * \gamma_{st} + \Delta f_{pr}$$

PERDIDAS TOTALES

ES	3.95
LT	9.24
Fricción (Aprox)	3.00
Anclajes	6.00

% PERDIDAS Aprox 22.20%

ALTURA cm	AREA cm ²	Ys cm	Yic cm	Ybc cm	Igc cm ⁴	Sloosa cm ³	Sic cm ³	Sbc cm ³
225.00	18.731.76	95.18	76.18	128.82	92855259	965.706.40	1.219.228.73	721.067.84

9.1 ESFUERZOS EN DIFERENTES PUNTOS

ESTADOS DE CARGA DE DISEÑO

α	0	hec2	hec	legc	Sloosa	Sic	Sbc
x	0.00	1.126	2.25	2.80	5.60	6.40	10.00
esfuerzo admisible		-0.6*fc					
flop	-31.00	-47.40	-53.87	-53.87	-32.39	-17.34	-11.57
esfuerzo admisible		-2*RAIZ(fc)					
fbottom	46.66	54.30	112.60	106.74	124.70	137.01	141.57
COMPRESION SERVICE I							
esfuerzo admisible		1.60*RAIZ(tc)					
flop	25.47	28.22	61.65	71.96	77.14	81.73	84.06
esfuerzo admisible		0.60*fc					
fbottom	-38.34	-32.47	-58.54	-46.64	-29.66	-16.60	-10.89
TRACCION SERVICE III							
esfuerzo admisible		1.60*RAIZ(tc)					
flop	25.47	27.57	60.36	70.40	74.39	78.18	80.20
esfuerzo admisible		0.60*fc					
fbottom	-38.34	-33.56	-61.49	-50.23	-35.97	-24.75	-19.74
14	No At	No At	No At	No At	No At	No At	No At
"MIN(14,0.8*RAIZ(tc))"	No At	No At	No At	No At	No At	No At	No At

ESTATUS DE LAS SECCIONES

α	0	hec2	hec	legc	Sloosa	Sic	Sbc	COMPRESION	TRACCION
x	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	5.6000	6.4000	10.0000	14.0000	14.0000
flop	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
fbottom	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
flop	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
fbottom	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

CHEQUEO A COMPRESION EN EL ESTADO FINAL SOLO CON CARGAS PERMANENTES.

CONDICION FINAL									
α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.35	0.4	0.5
x	0.00	1.125	2.25	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
esfuerzo admisible			0.79*RAI/2(c)	-32.79	<=flop<=	189.00	0.457c		*COMPRESION*
ftop	25.47	27.27	59.74	69.64	73.01	76.32	78.14	79.46	81.98
esfuerzo admisible			0.457c	-189.00	<=flop<=	32.79	0.79*RAI/2(c)		* TRACCION*
fbottom	-38.34	-34.08	-62.91	-51.97	-38.13	-29.02	-24.47	-21.59	-17.53

ESTATUS DE LAS SECCIONES

CONDICION FINAL									
ftop	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
fbottom	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	COMPRE. COMPRE.
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

10. CHEQUEOS POR RESISTENCIA

Fd	1.25	Fb	1.50	F(L+1)	1.75
α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2
x	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	5.6000
Muscle	0.00	142.18	272.23	351.41	587.74
	Asb	10.00	Asst	10.00	

Acero dulce

AASTHD LRFD
5.7.3.1

dp	129.39	140.63	164.88	155.62	176.02	190.59	196.30	199.34	202.25
c	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
a	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
fps	18895	18896	18896	18896	18896	18897	18897	18897	18897
Mn	923.80	1,004.09	1,177.31	1,111.10	1,266.93	1,361.04	1,401.83	1,423.50	1,444.32
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

11. MINIMA CANTIDAD DE REFUERZO

SI Muprov es mayor que 1.2* Mcr la viga es aceptable bajo este concepto

α	0	hec2	hec	0.1	0.2	0.30	0.35	0.4	0.5
x	0.0000	1.1250	2.2500	2.8000	5.6000	8.4000	10.0000	11.2000	14.0000
1*P1	457858.05	456183.83	447671.93	446700.41	441295.92	435664.87	430388.01	431119.76	427441.19
f _{oa}	38.34	48.66	101.34	98.78	122.40	136.40	144.31	147.28	149.45
M _{cr1}	507.93	560.42	828.51	815.48	935.64	1017.04	1047.14	1062.23	1073.30
M _{cr2}	38.31	17.98	34.55	42.13	75.52	100.16	110.31	116.05	123.20
1.2*M _{cr}	563.54	650.93	852.75	928.02	1032.15	1100.26	1124.20	1135.41	1140.12
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

12. DEFLEXIONES EN EL CENTRO DE LA VIGA

A LA TRANSFERENCIA

P1= Fuerza en el centro de la viga a la transferencia (considera perdidas por fricción)
 $q_{eq} = P1 * e^{-8 * (e1 - e2) / L^2}$

	q _{eq}	T/m
	-4.02	T/m
	1.52	T/m
	28.00	m
	-4.12	cm
	1.66	cm
	1.00	cm

Def. por presfuerzo
 Def. por peso propio

Longitud total de la viga
 $\delta_{eq} = 5 * q_{eq} * L^4 / 384 * (Ec * I_p)$
 $\delta_g = 5 * q_g * L^4 / 384 * (Ec * I_p)$
 $\delta_{sh} = P1 * L / (Ap * Ec)$

EN LA CONDICION FINAL

	q _{osa}	T/m
	1.15	T/m
	0.77	T/m
	27.00	m
	0.31	cm
	0.93	cm
	0.30	cm
	1.03	cm

Def. por dp
 Por peso de losa
 Muerte Superimpuesta
 Viva

$\delta_{cp} = 5 * M_{max} * L^2 / (48 * Ec * I_p)$
 $\delta_{losa} = 5 * q_{losa} * L^4 / 384 * (Ec * I_p)$
 $\delta_s = 5 * q_s * L^4 / 384 * (Ec * I_c)$
 $\delta_{L+1} = 5 * M_{max} * L^2 / (48 * Ec * I_c)$

L/800

SI Cumple

CAUSA	TRANSFER	FACTOR	MONTAJE (28 DIAS)	FACTOR	FINAL (Años)
Fuerza de Presfuerzo	-4.12	1.80	-7.41	2.20	-9.06
Peso Propio de viga	1.66	1.85	3.07	2.40	3.89
D. Superimpuesta en viga				2.30	0.70
Peso de losa en viga	0.31			2.30	2.14
DS. en Seccion Compuesta	0.83			3.00	0.89
	0.30				

Diafragmas

TOTAL	-2.46	cm	1.8	cm	-4.34	cm
ACORTAMIENTO sh	1.00	cm	1.80	cm	-1.34	cm

PUENTE: RUTA SUR 20m

13. DISEÑO A CORTE VERTICAL

AASTHO LRFD
5.8.3.3

X	0.00	1.125	2.25	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
h	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00	225.00
dv	164.00	164.00	164.00	164.00	164.00	164.00	164.00	164.00	164.00
bv	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00
Vp	39078.32	43656.68	39107.57	37196.10	27559.56	18146.92	12878.02	8974.68	18.00
Vu	137.11	128.43	119.78	115.07	93.42	73.00	61.43	52.77	32.49
Vh max	1244.48	1245.07	1250.84	347.16	360.24	378.37	383.89	385.72	382.25
v	9.87	8.63	8.14	30.71	24.06	16.35	15.67	13.84	9.92
v/fc	0.023	0.021	0.019	0.073	0.057	0.044	0.037	0.033	0.024
Mu	224.96	210.62	272.23	331.41	587.74	769.00	840.67	880.21	918.85
Ipo	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00
Aps	41.16	41.16	41.16	41.16	41.16	41.16	41.16	41.16	41.16
Ac	8075.00	8075.00	8075.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00	3115.00
Ex *1000	-0.075	-0.080	-0.072	-0.064	-0.035	-0.010	-0.006	-0.004	-0.003
β	2.110	2.110	2.110	2.110	2.110	2.110	2.110	2.110	2.110
B	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10
Vc	255620.84	255620.84	256985.07	65731.07	47319.34	46578.83	47974.26	48715.58	49427.83
Vs	-103274.50	-155500.82	-163000.84	24928.70	28924.92	16380.10	7408.05	939.51	-1327.02
Asmin	8.26	8.26	8.26	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
As dis	-5.79	-8.77	-9.08	1.42	2.00	1.22	0.54	0.07	-0.94
As rest	15.70	15.70	15.70	10.47	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
AV	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
Sx	10.00	10.00	10.00	15.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA

Aps

Nota sólo donde
el aps actua

BLOQUE DE ANCLAJE (Kachaturian)

f'c	420 Kg/cm ²
f'y	4200 Kg/cm ²
E's	2100000 Kg/cm ²
P	681.00 Tn
# cables	33.00 Tn
tendon	12.00 Tn
tendon	9.00 Tn
tendon	12.00 Tn

# Estr	2
φ As	12 mm
W	0.0127 cm
S	10.0 cm

		Localizacion de cargas				
		e	h	b	y	y/h
tendon	9.00 Tn	1.00 cm	205.0 cm	70 cm	55.00	0.26829
tendon	12.00 Tn				95.00	0.46341
tendon	12.00 Tn				135.00	0.65854

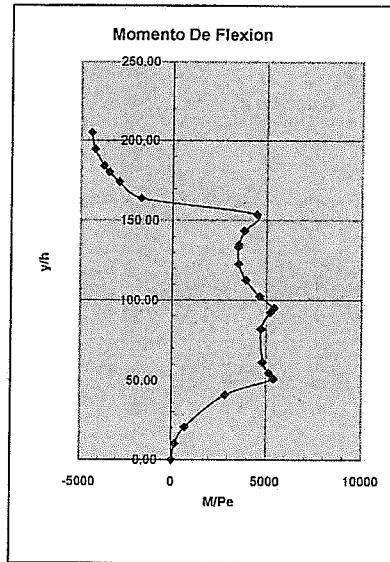
e/h = 0.0049

M	M/Pe	y/h				
69121.50	101.50	0	0.00	0.00	0	0
62320.69	91.51	0.05	0.26	10.25	179.44	
55878.09	82.05	0.1	1.05	20.50	717.09	
44063.42	64.70	0.2	4.20	41.00	2862.92	
38689.31	56.81	0.25	6.56	51.25	5397.70	
36811.98	54.06	0.26829	7.56	55.00	5145.24	
33669.32	49.44	0.3	9.44	61.50	4819.68	
24687.61	36.25	0.4	16.75	82.00	4721.93	
20723.85	30.43	0.45	21.18	92.25	5200.15	
19720.34	28.96	0.46341	22.46	95.00	5388.15	
17110.13	25.13	0.5	26.13	102.50	4635.44	
13845.41	20.33	0.55	31.58	112.75	3909.00	
10928.69	16.05	0.6	37.55	123.00	3530.55	
8358.93	12.27	0.65	44.02	133.25	3499.07	
7954.64	11.68	0.65854	45.18	135.00	3528.31	
6135.13	9.01	0.7	51.01	143.50	3813.54	
4256.25	6.25	0.75	58.50	153.75	4472.93	
2721.28	4.00	0.8	66.50	164.00	-1705.22	
1529.19	2.25	0.85	75.00	174.25	-2897.31	
978.09	1.44	0.88	80.34	180.40	-3448.41	
678.96	1.00	0.9	84.00	184.50	-3747.54	
169.57	0.25	0.95	93.50	194.75	-4256.93	
0.00	0.00	1	103.50	205.00	-4426.50	

Mmax(-) = 5397.70 Tn-cm
 fs = 1142 Kg/cm²
 Z = 48.75 cm
 Ft = 34545.28 Tn
 As1 = 30.24 cm²
 h/2 = 102.50 cm
 As = 46.37 cm²

MAX = 5397.70
 MIN = -4426.50

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



Cumple

DISEÑO DE LOSA

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²

ANÁLISIS DE CARGA

VEHICULAR		
	HS MOP	
	45.00 T	
	EJES	
Delantero	Posterior	Posterior
5.00 T	20.00 T	20.00 T
CARGA EN LÍNEA		
	0.95 T	
	Ancho	3.05m
CARGA MUERTA		
e losa	0.200m	
w/m²	480 kg/m ²	
e carpeta asfáltica	0.10m	
w/m²	220 kg/m ²	
W Protección	50 kg/m ²	
w total	750 kg/m ²	
W barrera	200.00 Kg	(Volado)
Acera (e=20cm)	480.00 Kg	(Volado)
CARGA PEATONAL		
	415.00Kg	

DISEÑO LOSA

Long .	20.00m
Esp (S)	2.40m
Volado	0.85m
b superior	0.406m
Alma	0.178m

$$E_{min} = \frac{S + 3000}{30}$$

emin	180 mm
------	--------

e	0.20m
---	-------

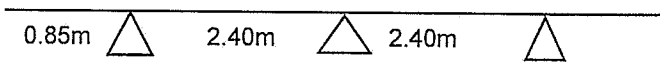
FACTOR DE DISTRIBUCIÓN VIGA EXTERNA

# de vías	2
-----------	---

Simultaneidad 1 vía

1.20

DIMENSIONAMIENTO LOSA



M. POSITIVO

MD Interior	0.25 T-m
-------------	----------

SAP

Recubrimiento

M negativo	3.80 cm
M positivo	3.80 cm

E	1.98m
---	-------

$$E = 660 + .55S$$

ML Interior	4.46 T-m
-------------	----------

SAP

ML Interior	2.25 T-m
-------------	----------

SAP/E

De modo de trabajar con un tramo de losa de 1m

ML Interior (*Simultan)	2.70 T-m
-------------------------	----------

Mu	7.00 T-m
----	----------

Rec

3.8

As	12.07 cm ²
----	-----------------------

1φ 16 mm @ 15.00 cm

M. NEGATIVO INTERNO

EL momento se lo toma a 1/3 del apoyo
o max 380mm

MD Interior **0.27 T-m**

0.36 SAP Momento en el apoyo

E **1.82m**

$$E = 1220 + 0.25S$$

ML Interior **3.13 T-m**

4.15 SAP Momento en el apoyo

ML Interior **1.72 T-m**

SAP/E De modo de trabajar con un tramo de losa de 1m

ML Interior (*Simultan) **2.06 T-m**

Mu **5.47 T-m**

Rec **3.8**

As **9.31 cm²**

1φ 16 mm @ 15.00 cm

M. NEGATIVO VOLADO (pasarela peatonal)

(En curva + critico)

Volado **En el apoyo**

MD Volado **-0.04 T-m**

M Peatones **0.00 T-m**

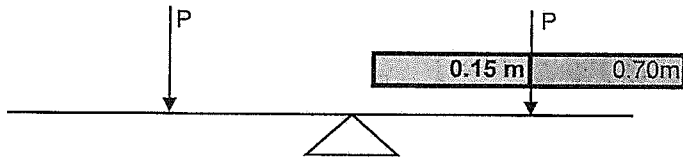
Mu

Rec

As

φ @

M. NEGATIVO VOLADO (paso vehicular)



Volado 0.85 m

MD Volado 0.57 T-m

Predimensionamiento

EL momento se lo toma a 1/3 del apoyo
o max 380mm

MD Volado 0.41 T-m

0.53 SAP Momento en el apoyo

Xc 0.150 m

E 1.265 m

P 10.00 T-m

Mcr 1.42 T-m

$$E = 0.833X_c + 1.140$$

Mcr + I 1.89 T-m

Mu 3.73 T-m

As 6.26 cm²

Rec 3.8

As 1φ 14 mm @ 20.00 cm

AS SUPERIOR (Temperatura)

$$A_{s_{Temp}} = 0.0018 * b * h$$

ACI

AS 3.60 cm^2 En ambas caras e max = 45cm o 3 veces e losa
 1ϕ 10 @ 20.00 cm

$$A_{s_{Temp}} = \frac{0.75 * b * h}{2 * (b + h) * f_y}$$

AASHTO
LRFD

As: Área de refuerzo cada cara mm²/m

f_y 420.00 MPA

Fy en Mega Páscales

As $0.15 \text{ mm}^2/\text{mm}$
 As 1.49 cm^2

1ϕ 10 mm @ 20.00 cm

AS INFERIOR (Distribución)

Porcentaje del acero principal positivo (67%)

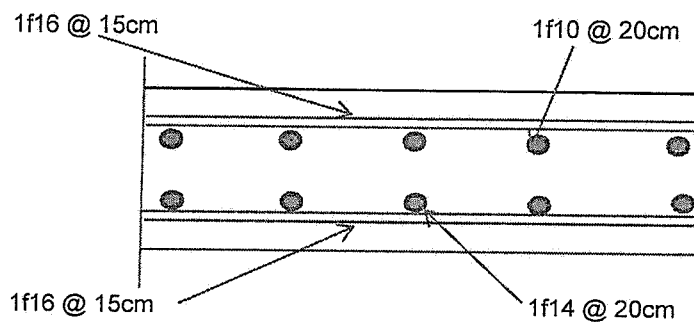
Se 2.108 m

$$A_{s_{DIS}} = \frac{3840}{\sqrt{S_e}} \leq 67\%$$

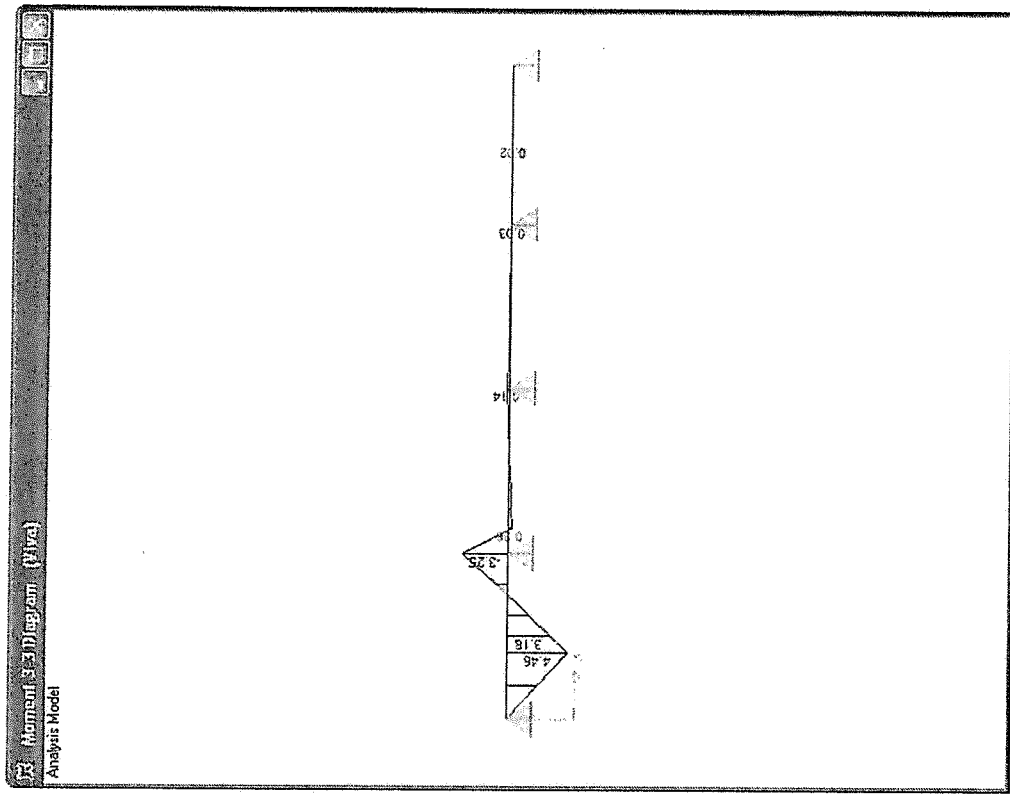
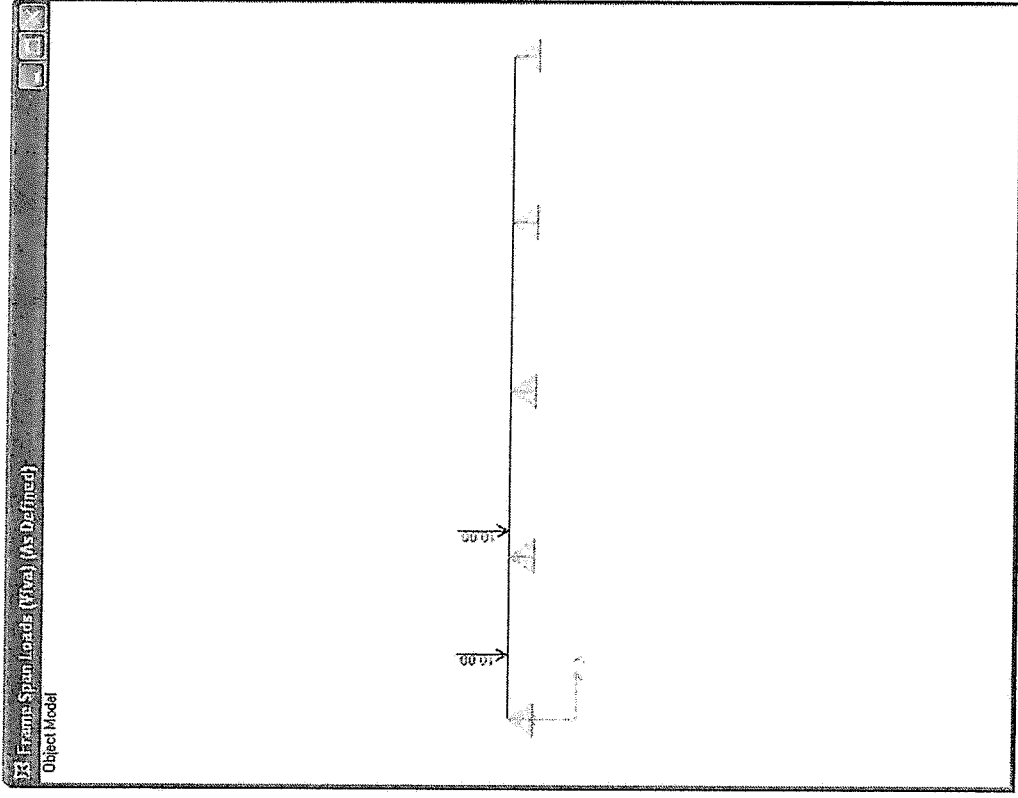
67.00%
 As 8.09 cm^2

1ϕ 14 mm @ 20.00 cm

ESQUEMA DE ARMADO



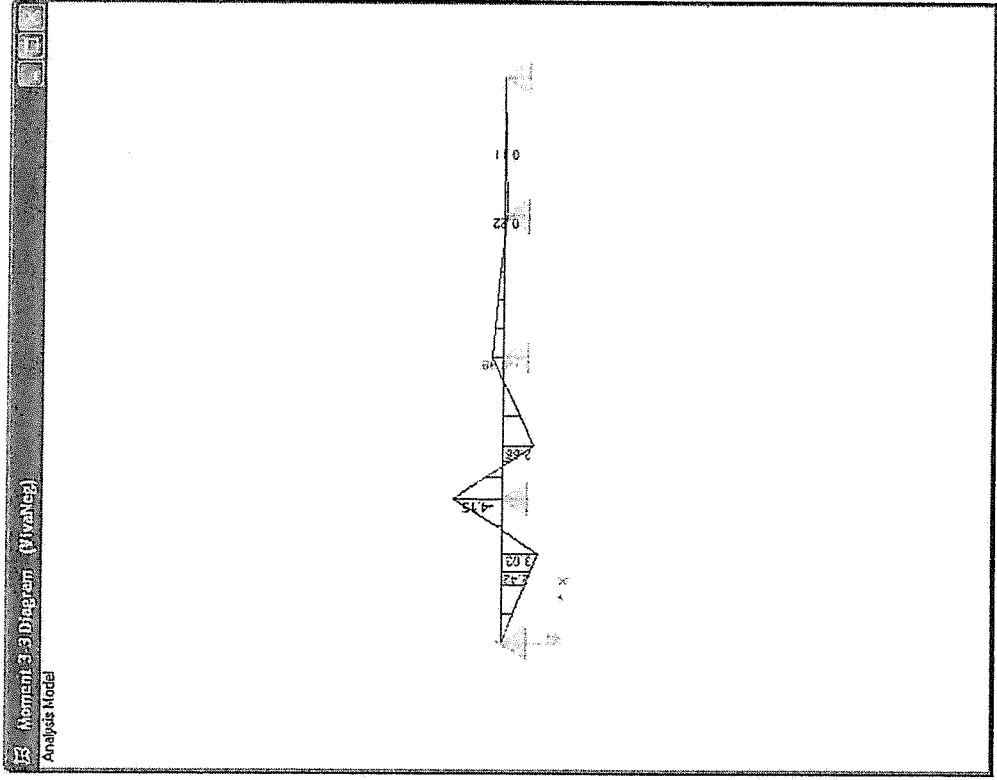
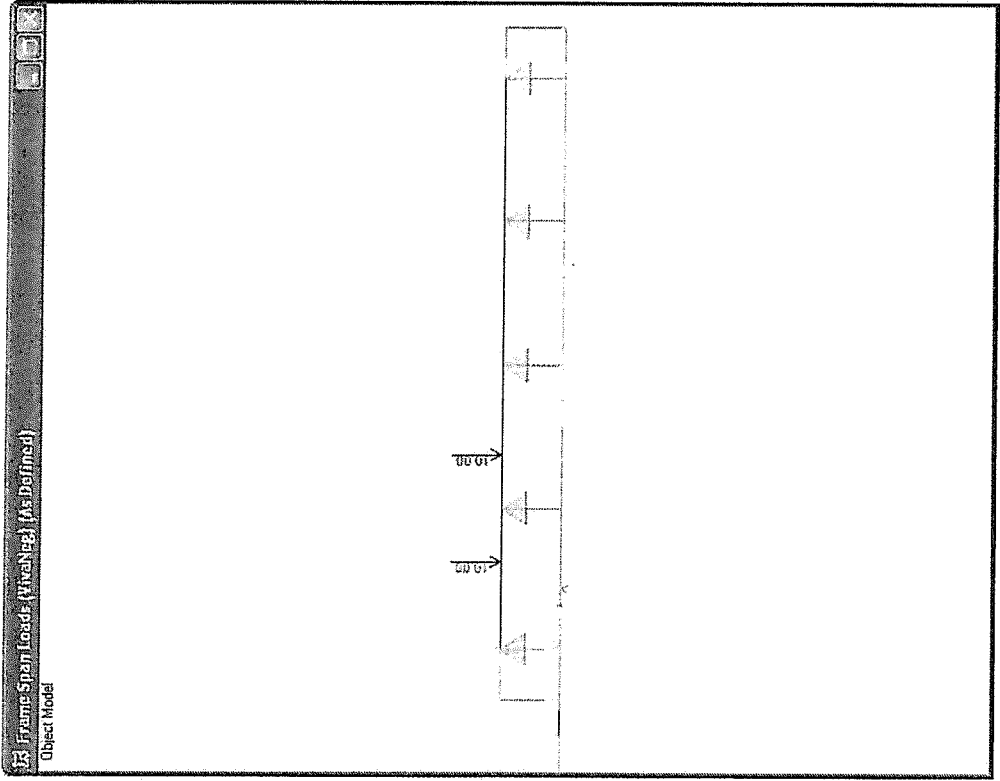
CARGA VIVA MAX M POSITIVO INTERNO	
CARGA	MOMENTO



CARGA VIVA MAX M NEGATIVO INTERNO

CARGA

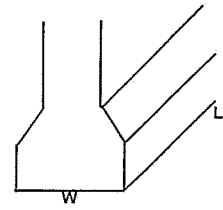
MOMENTO



DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

DISEÑO DE NEOPRENO

WD	49.18 In	Dim	W	44.00 cm
WL	13.70 In		L	35.00 cm
G estatico inf	9.49 Kg/cm ²			
G estatico sup	12.00 Kg/cm ²			
G dinámico	14.60 Kg/cm ²			



Esfuerzo a compresion	
σ_c	40.83 Kg/cm ² < 70.30 Kg/cm ²

CARACTERISTICAS

Neopreno	60°		
#Laminas de Acero	4	e	1.25 mm
# Capas Neopreno	3	e	19.00 mm
Recubrimiento	4.00 mm		

H total	70.00 mm	Hrt	65.00 mm
H Goma (hrt)	65.00 mm		

FACTOR DE FORMA

S	5.13
---	------

Esfuerzo a compresion

σ_c	<	1.66 * G * S	<	112 Kg/cm ²
41 Kg/cm ²		81 Kg/cm ²		

Si Cumple

DEFORMACIONES MAXIMAS VERTICALES

δ_g	48.6 Kg/cm ²	<	70.3 Kg/cm ²
------------	-------------------------	---	-------------------------

Si Cumple

COMPRESION INSTANTANEA FLEXIONANTE

δ	1.95 mm		
si	0.03	Abaco Asstho	

CAPACIDAD A LA ROTACION

θ_{max}	0.0111 Rad		
θ_{dc1}	0.0034 Rad	θ_L	0.0090 Rad
λ	2.47	θ_{unk}	0.0050 Rad
θ_{dc}	0.0094 Rad		

θ_{dc1} = 0.0118 Rad

θ_{s1} = 0.0022 Rad

θ_{s2} = 0.0078 Rad

θ_s = 0.0078 Rad

$$\sigma > \sigma_{p\ min} = 1 * G * S \left(\frac{\theta_s}{n} \right) * \left(\frac{B}{hri} \right)^2$$

σ_c = 40.8 Kg/cm²

$\sigma_{p\ min}$ = 42.9 Kg/cm²

Verificar

Si se soporta deformacion por corte debe cumplir

$$\sigma < 1.875 * G * S \left(1 - 0.2 * \left(\frac{\theta_s}{n} \right) * \left(\frac{B}{hri} \right)^2 \right)$$

σ = 75.1 Kg/cm²

Si Cumple

ESFUERZO DE COMPRESION

σ_c = 40.8 Kg/cm²

$\sigma_c\ max$ = 74.9 Kg/cm²

Si Cumple

ESTABILIDAD

Si W>L

A = 0.2215

B = 0.3124

$$2A < B$$

-0.0908

$$A = \frac{1.92 \frac{hri}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2 * L}{W}}}$$

Si L>W

A = 0.1513

B = 0.2849

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) * \left(1 + \frac{L}{4 * W} \right)}$$

Verificar

Si no pasa el anterior:

Con libertad de desplazamiento

Si w>l

$$\sigma_c < \sigma_{cr} = \frac{GS}{2A - B}$$

σ_c = 40.8 Kg/cm²

σ_{cr} = 372.24 Kg/cm²

Si Cumple

Si l>w

$$\sigma_c < \sigma_{cr} = \frac{GS}{2A - B}$$

σ_c = 40.8 Kg/cm²

σ_{cr} = 2752.50 Kg/cm²

Si Cumple

DESPLAZAMIENTOS

TEMPERATURA

$$\Delta temp = \frac{\alpha * \Delta t * Luz.del.tramo}{2}$$

Δt = 25.00

α = 1.08E-05 mm/mm°C

luz = 28.000000

Climas Moderados

Δ temp 3.78mm

SISMO
$$\Delta_{sismica} = \frac{Kh * Rdl * e_{goma}}{Gs * w * I}$$

RDL (Reaccion DL) 49.18 Tn

e goma (hrt) 35.00mm

$$KH = K1 * S * \frac{Ao}{2g} \geq 0.10$$

K1 (Factor de Importancia) 1 (Esencial)

S (Coef. Suelo) 1.2 (Tipo III)

Ao (aceleracion f(g)) 0.4

Kh 0.24

Δ sismo 34.13mm

Δ total 37.91mm

$$2\Delta s < hrt$$

Verificar

RIGIDEZ

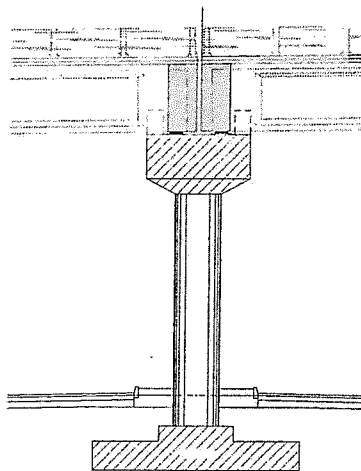
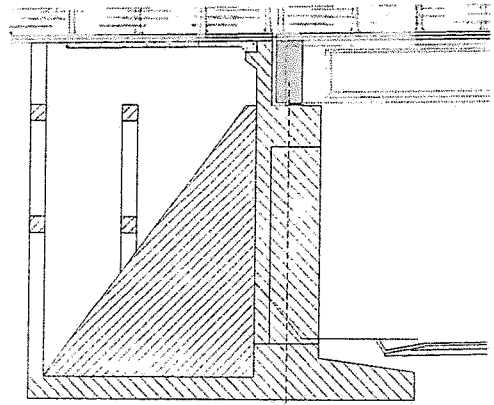
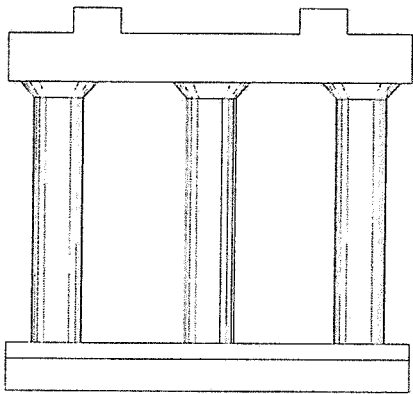
$$K = \frac{G * A}{hrt}$$

A 1540.00cm²

K 3458.6 Kg/cm²

SUB-ESTRUCTURA

DISEÑO ESTRIBO
DISEÑO PILA



ESTRIBOS 13.50

RUTA SUR AL NUEVO AEROPUERTO DE QUITO
MEMORIA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES
VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS
NORMAS AASHTO LRFD 2007

1

DISEÑO DE ESTRIBOS CON DIFERENTES DESVIAMIENTOS																												
TOTAL CARGAS VERTICALES																												
Reacc. del tablero, sin																												
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	β	E	h _{vig}	L	L _{est}	Estruc + habit dial/mi	Peso total de estructura + reacción tablero + dial de tablero Fv P/mi	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Rellen/mi
H = 16.70m																												
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	117	2136	11504	5.4	15806	7.3	270
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	121	1465	9984	5.4	12168	6.5	270
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	126	1671	8826	5.3	10322	6.2	270
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	128	1627	8558	5.3	10413	6.4	270
H = 12.90m																												
Reacc. del tablero, sin																												
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	β	E	h _{vig}	L	L _{est}	Estruc + habit dial/mi	Peso total de estructura + reacción tablero + dial de tablero Fv P/mi	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Rellen/mi
12.9	13.65	6.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	91	1672	7826	4.7	13340	8.0	163
12.9	13.65	6.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	96	1466	6781	4.6	10205	7.0	163
12.9	13.65	6.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	100	1324	6045	4.6	8405	6.3	163
12.9	13.65	6.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	101	1291	5876	4.6	8261	6.4	163
H = 11.00m																												
Reacc. del tablero, sin																												
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	β	E	h _{vig}	L	L _{est}	Estruc + habit dial/mi	Peso total de estructura + reacción tablero + dial de tablero Fv P/mi	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Rellen/mi
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	75	1369	5331	4.0	11674	8.5	99
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	79	1207	4838	4.0	8820	7.3	99
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	83	1097	4368	4.0	7115	6.5	99
11.0	11.75	4.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	84	1071	4247	4.0	6884	6.4	99
H = 8.50m																												
Reacc. del tablero, sin																												
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	β	E	h _{vig}	L	L _{est}	Estruc + habit dial/mi	Peso total de estructura + reacción tablero + dial de tablero Fv P/mi	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Rellen/mi
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	45.7	0.70	1.43	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	18.33	64	1167	4338	3.7	10230	8.8	62
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	33.8	0.83	1.20	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	15.40	66	1033	3824	3.7	7707	7.5	62
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	71	943	3479	3.7	6178	6.5	62
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	0	1.00	1.00	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	12.80	73	923	3392	3.7	5904	6.4	62

Peso total relleno																									
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	X FvQ	MY FvQ	X FvQ	FY FvQ	Fv Tot./ml	CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero						EXCENTRICIDADES			Fuera de horiz. Tot. Pres. suelos + sim.								
								Mv X Tot.	Y cg total	Mv Y Tot.	X cg total	Y cg	e Ycg	X cg	Mv X cg	Mv Y cg	H tot	M tot	M tota sis	Fh Tot	M Fh Tot	Fv Total			
4954							7080,04	4659,84	7,42	39694	5,60	6,30	-1,12	6,23	0,63	-7917	242,6	1494	9957	522	3413	2015	13370	3,93	7050
4854	40970	8,3	24088				387	7090	7,42	39694	5,60	6,30	-1,12	6,23	0,63	-7917	242,6	1494	9957	522	3413	2015	13370	3,93	7050
4164	34434	8,3	20368	4,9	392		6026	44118	7,37	32536	5,40	6,30	-1,07	5,78	0,38	-6451	130,2	1255	8368	444	2959	1699	11327	3,92	6026
3592	29709	8,3	19660	5,5	397		5264	38535	7,32	29922	5,70	6,30	-1,02	5,84	0,15	-5373	58,8	1083	7220	387	2631	1470	9851	3,91	5264
3480	28614	8,27	22144	6,4	398		5087	37172	7,31	32557	6,40	6,30	-1,01	6,40	0,00	-5174	0,0	1043	6954	374	2355	1417	9509	3,91	5087

Peso total relleno																									
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	X FvQ	MY FvQ	X FvQ	FY FvQ	Fv Tot./ml	CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero						EXCENTRICIDADES			Fuera de horiz. Tot. Pres. suelos + sim.								
								Mv X Tot.	Y cg total	Mv Y Tot.	X cg total	Y cg	e Ycg	X cg	Mv X cg	Mv Y cg	H tot	M tot	M tota sis	Fh Tot	M Fh Tot	Fv Total			
2988	21626	7,2	17633	5,9	254		4659,84	29452	6,32	30979	6,65	5,30	-1,02	7,12	0,47	-4755	120,7	909	4919	325	1775	1234	6695	4,40	4660
2511	18176	7,2	13989	5,6	259		3978	24957	6,27	24195	6,08	5,30	-0,97	6,37	0,28	-3876	73,7	764	4135	279	1563	1042	5698	4,38	3978
2167	15682	7,2	12471	5,6	263		3490	21727	6,22	20876	5,98	5,30	-0,92	6,09	0,11	-3228	28,3	659	3567	245	1409	904	4977	4,37	3490
2087	15104	7,24	13356	6,4	264		3378	20979	6,21	21617	6,40	5,30	-0,91	6,40	0,00	-3078	0,0	635	3436	237	1374	872	4810	4,36	3378

Peso total relleno																									
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	X FvQ	MY FvQ	X FvQ	FY FvQ	Fv Tot./ml	CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero						EXCENTRICIDADES			Fuera de horiz. Tot. Pres. suelos + sim.								
								Mv X Tot.	Y cg total	Mv Y Tot.	X cg total	Y cg	e Ycg	X cg	Mv X cg	Mv Y cg	H tot	M tot	M tota sis	Fh Tot	M Fh Tot	Fv Total			
1805	11189	6,2	12522	6,9	173		3173,95	16270	5,27	24195	7,62	4,30	-0,97	7,95	0,35	-3072	57,9	670	3209	207	1055	877	4274	3,91	3174
1517	9404	6,2	9478	6,2	177		2724	14242	5,23	18298	6,72	4,30	-0,93	6,91	0,20	-2527	35,0	563	2697	179	956	743	3653	3,90	2724
1309	8114	6,2	7904	6,0	181		2406	12472	5,18	15019	6,24	4,30	-0,88	6,32	0,07	-2128	13,2	486	2327	159	872	645	3204	3,89	2406
1261	7815	6,20	8070	6,4	183		2332	12062	5,17	14923	6,40	4,30	-0,87	6,40	0,00	-2035	0,0	468	2241	154	859	622	3100	3,89	2332

Peso total relleno																									
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	X FvQ	MY FvQ	X FvQ	FY FvQ	Fv Tot./ml	CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suelo+tablero						EXCENTRICIDADES			Fuera de horiz. Tot. Pres. suelos + sim.								
								Mv X Tot.	Y cg total	Mv Y Tot.	X cg total	Y cg	e Ycg	X cg	Mv X cg	Mv Y cg	H tot	M tot	M tota sis	Fh Tot	M Fh Tot	Fv Total			
1129	6361	5,6	8431	7,5	125		2295,69	10699	4,66	18661	8,13	3,80	-0,86	8,34	0,21	-1976	26,2	410	1631	139	630	549	2261	4,73	2296
949	5346	5,6	6257	6,6	129		1992	9170	4,63	13964	7,04	3,80	-0,83	7,16	0,12	-1637	15,3	345	1371	122	577	467	1948	4,71	1982
819	4612	5,6	5062	6,2	133		1762	8085	4,59	11240	6,38	3,80	-0,78	6,42	0,04	-1389	5,5	297	1163	110	539	407	1722	4,70	1762
789	4442	5,63	5047	6,4	134		1711	7834	4,58	10951	6,40	3,80	-0,78	6,40	0,00	-1332	0,0	286	1139	107	531	394	1670	4,69	1711

M final/P final

Mx final	Fv final	Mv final	Ex final	Area	Vcg	Kcg	Iv cg	lv cg	lv cg	lv cg	lv cg	[Mv]/lv	[Mv]/lv	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	Efecto Biaxial	Fricción	FS dest	50% Est Itq	Est der	Sin sismos	
																	Est Itq	Est der	0.45Kv Tot	Inicio	Fin	Est Itq	Est der
5453	0.769	243	0.024	230.9	6.3	6.2	3055	7425	11.2	0.20	31	42	18	3191	1.6	16	42	19	2086.9	1.7	12	17	6
4876	0.809	150	0.025	194.1	6.3	5.8	2568	4182	12.0	0.21	31	43	19	2712	1.6	16	43	19	1789.9	1.7	12	18	6
4877	0.851	53	0.031	167.4	6.3	5.8	2215	2516	12.7	0.14	31	44	19	2569	1.6	16	44	19	1570.7	1.7	12	20	5
4885	0.882	0	0.000	161.3	6.3	6.4	2134	2022	12.9	0.00	32	44	19	2289	1.6	16	44	19	1520.0	1.7	12	20	5
Promete.											31	43	19			28	3						

M final/P final

Mx final	Fv final	Mv final	Ex final	Area	Vcg	Kcg	Iv cg	lv cg	lv cg	lv cg	lv cg	[Mv]/lv	[Mv]/lv	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	Efecto Biaxial	Fricción	FS dest	50% Est Itq	Est der	Sin sismos	
																	Est Itq	Est der	0.45Kv Tot	Inicio	Fin	Est Itq	Est der
1940	0.42	121	0.03	194.3	5.3	7.1	1819.0	5949	5.651	0.144	24	30	18	2096.9	1.7	12	30	18	2096.9	1.7	12	17	6
1822	0.46	74	0.02	163.3	5.3	6.4	1528.8	3412	6.317	0.138	24	31	18	1789.9	1.7	12	31	18	1789.9	1.7	12	18	6
1748	0.50	28	0.01	140.9	5.3	6.1	1319.0	2101	7.027	0.082	25	32	18	1570.7	1.7	12	32	18	1570.7	1.7	12	20	5
1731	0.51	0	0.00	135.7	5.3	6.4	1270.4	1852	7.225	0.000	25	32	18	1520.0	1.7	12	32	18	1520.0	1.7	12	20	5
Promete.											25	31	18			19	6						

M final/P final

Mx final	Fv final	Mv final	Ex final	Area	Vcg	Kcg	Iv cg	lv cg	lv cg	lv cg	lv cg	[Mv]/lv	[Mv]/lv	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	Efecto Biaxial	Fricción	FS dest	50% Est Itq	Est der	Sin sismos	
																	Est Itq	Est der	0.45Kv Tot	Inicio	Fin	Est Itq	Est der
1102	0.38	58	0.02	157.6	4.3	8.0	971.4	4621	5.320	0.100	20	25	15	1428.3	1.6	11	26	15	1428.3	1.6	11	15	4
1126	0.41	35	0.01	132.5	4.3	6.9	816.5	2694	5.929	0.090	21	26	15	1226.0	1.7	11	27	15	1226.0	1.7	11	16	4
1076	0.45	13	0.01	114.3	4.3	6.3	704.4	1693	6.571	0.049	21	28	14	1082.5	1.7	11	28	14	1082.5	1.7	11	17	4
1065	0.46	0	0.00	110.1	4.3	6.4	678.5	1503	6.750	0.000	21	28	14	1049.3	1.7	11	28	14	1049.3	1.7	11	17	4
Promete.											21	27	15			16	4						

M final/P final

Mx final	Fv final	Mv final	Ex final	Area	Vcg	Kcg	Iv cg	lv cg	lv cg	lv cg	lv cg	[Mv]/lv	[Mv]/lv	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	Efecto Biaxial	Fricción	FS dest	50% Est Itq	Est der	Sin sismos	
																	Est Itq	Est der	0.45Kv Tot	Inicio	Fin	Est Itq	Est der
285	0.12	26	0.01	139.3	3.8	8.3	670.4	4010	1.617	0.054	16	18	15	1033.1	1.9	8	16	15	1033.1	1.9	8	10	7
311	0.16	15	0.01	117.1	3.8	7.2	563.5	2355	2.101	0.047	17	19	15	892.1	1.9	8	19	15	892.1	1.9	8	11	7
333	0.19	5	0.00	101.0	3.8	6.4	485.1	1492	2.602	0.024	17	20	13	793.0	1.9	8	20	13	793.0	1.9	8	12	7
338	0.20	0	0.00	97.3	3.8	6.4	468.2	1328	2.741	0.000	18	20	15	770.0	2.0	8	20	15	770.0	2.0	8	12	7
Promete.											17	19	15			11	7						

DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

H = 13.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	83.850,000 kg-cm
b	170cm
h	200cm
rec	7.5cm
d	193cm

CORTANTE

Vu	567.0Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	630.0Tn
Vc	324.5Tn
Vs	305.5Tn
Av	8.40cm ²

W	167.1Tn
---	---------

Av min	3.98cm ²
--------	---------------------

V	378.0Tn
Vu	567.0Tn

M	559.0Tn
Mu	838.5Tn

$V_u > V_c$

ρ	0.00361
--------	---------

As max	584.22cm ²
--------	-----------------------

As	118.25
----	--------

As min	109.08cm ²
--------	-----------------------

As temp	0.082 cm/cm
---------	-------------

As principal

15	ϕ
----	--------

32mm	@
------	---

--	--

Estribos

4	ϕ
---	--------

16mm	@
------	---

20cm	
------	--

CARGAS VIGAS DE CIMENTACION

H	Talon	Viga	Dedo	Long	A. Cooperante	W total	W
11	4.5	1.7	2.5	8.7	6.45	158	117.1
13.5	6.5	1.7	2.5	10.7	7.45	240	167.1
16.5	8.5	1.7	2.5	12.7	8.45	350	232.9

MODELO VIGA DE CIMENTACIÓN

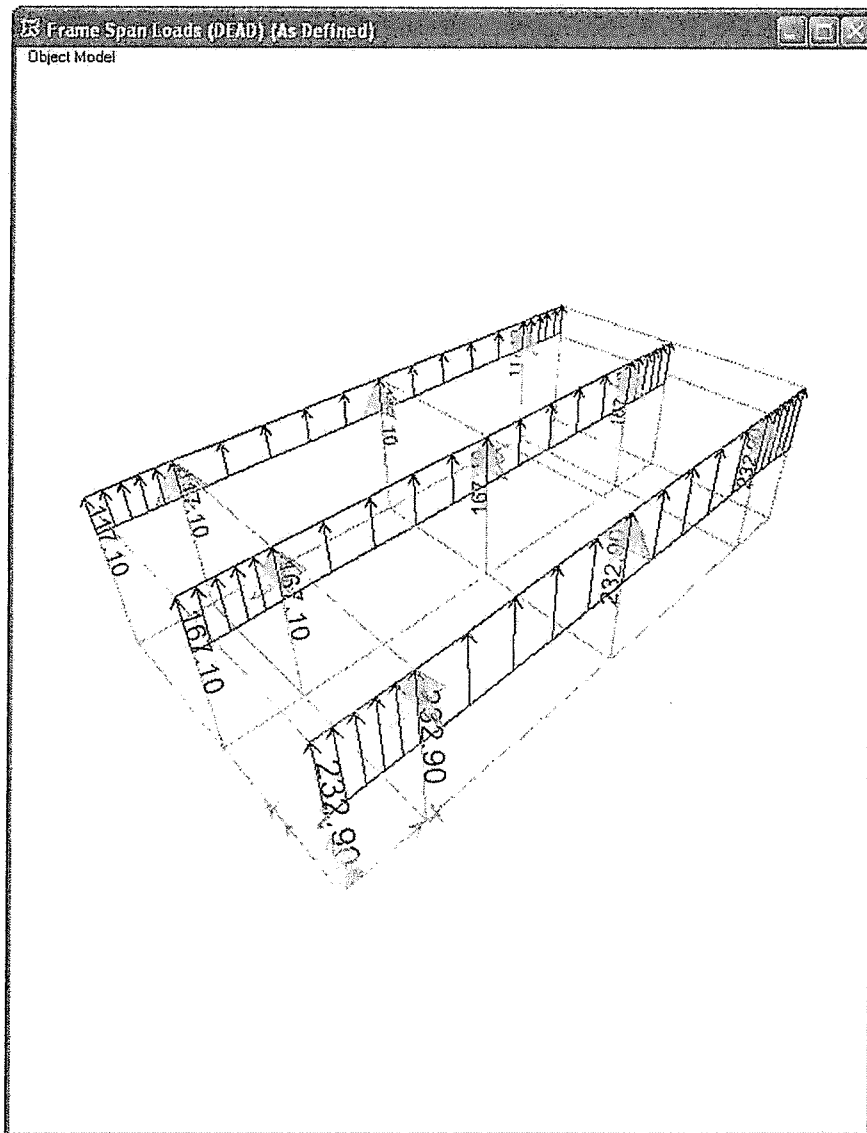


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO TALON

H 13.5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8

M _u	5900000 kg-cm
b	100cm
h	80cm
rec	7.5cm
d	73cm

CORTANTE

V _u	35.5Tn
θ	2
S	20cm

V _u	17.8Tn
V _c	71.9Tn
V _s	-54.1Tn
A _s	-3.56cm ²

$V_u < V_c$

CORTANTE

L total	0
L Talon	0

q ₁	0
q ₂	0

X	#DIV/0!
---	---------

q'	#DIV/0!
M	#DIV/0!
V	#DIV/0!

h total	13.5
h zapata	1

suelo	1.8
-------	-----

w	24.9
---	------

p	0.00303
---	---------

A _s	22.00
----------------	-------

A _{s temp}	0.040 cm/cm
---------------------	-------------

--	--

A _{s min}	24.17cm ²
--------------------	----------------------

A _{s min 1}	17.40cm ²
----------------------	----------------------

2.5 4.91

5 25

1	
---	--

φ

25mm	
------	--

@

20cm	
------	--

MODELO TALÓN ASENTADO SOBRE CONTRAFUERTES

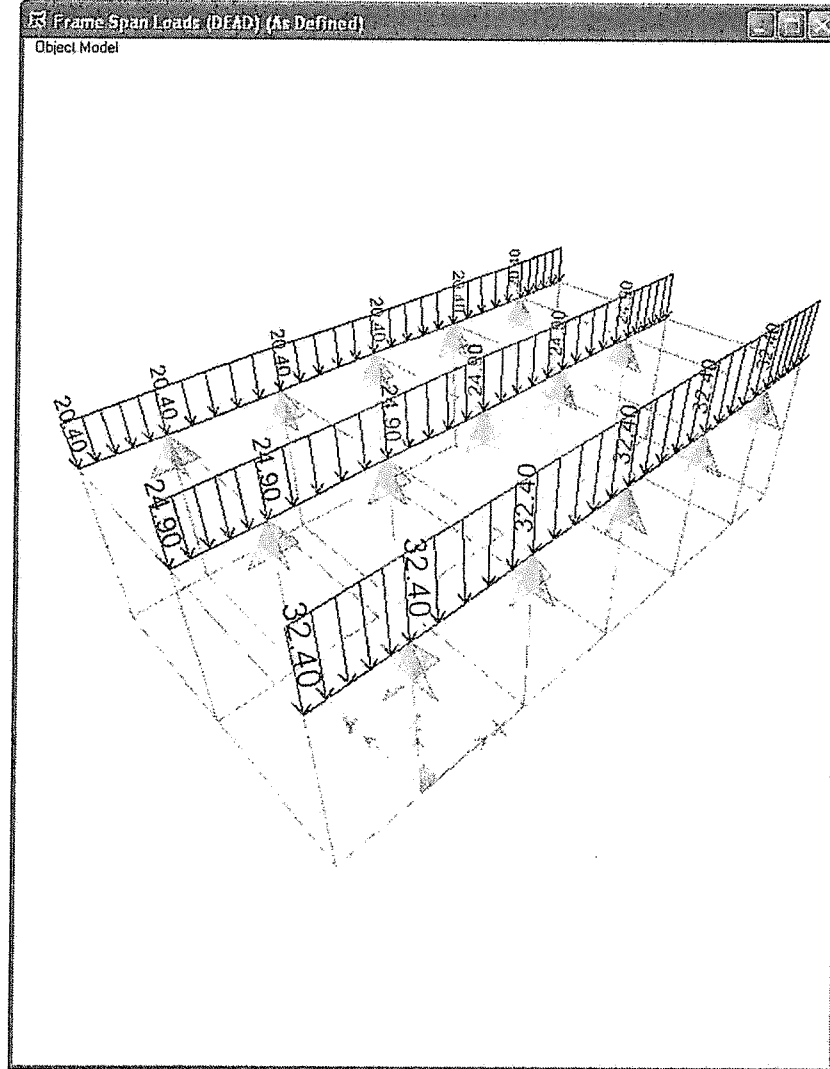
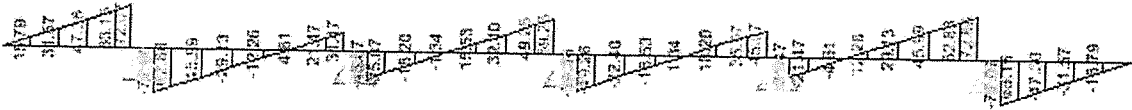


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO DEDO

H 13.50m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	1401800kg-cm
b	100cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

Vu	56.01n
θ	0.9
S	20cm

Vu	62.21n
Vc	141.31n
Vs	-79.11n
As	-2.64cm ²

$V_u < V_c$

L total	10.7
L dedo	2.5

q1	49.07
q2	-5

X	9.71
---	------

q'	36.44	cara del apoyo del apoyo
q'1	42.92	a d del apoyo
M	140.18	por sismo
V	56.00	Por sismo

dv	1.28
----	------

p	0.00185
---	---------

As	26.37
----	-------

As temp	0.054
---------	-------

As min	47.50cm ²
--------	----------------------

As min 1	34.20cm ²
----------	----------------------

1

ϕ

25mm

@

15cm

DISEÑO PANTALLA

H 5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	1239000kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

Vu	9.8Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	10.9Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-21.4Tn
As	-3.13cm ²

Vu < Vc

V	6.5Tn
Vu	9.8Tn

M	8.3Tn
Mu	12.4Tn

h total	17.5
h Viga	12

suelo	1.8
-------	-----

q1	2.97
----	------

1.6 2.01

5 10

ρ 0.00317

58.02cm²

As 10.32

10.83cm²

As min 1 7.80cm²

As temp 0.026 cm/cm

1

ϕ

15mm

@

20cm

DISEÑO PANTALLA

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	2196000kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

Vu	17.3Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	19.2Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-13.0Tn
As	-1.91cm ²

Vu < Vc

V	11.5Tn
Vu	17.3Tn

M	14.6Tn
Mu	22.0Tn

h total	17.5
h Viga	7.5

suelo	1.8
-------	-----

q1	5.4
----	-----

ρ	0.00573
--------	---------

1.6

2.01

58.02cm²

5

10

As	18.63
----	-------

As min

10.83cm²

As min 1

7.80cm²

10

As temp	0.026
---------	-------

cm/cm

1 ϕ 16mm @ 20cm

DISEÑO PANTALLA

H 15.5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8

M _u	3076500kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

V _u	24.2Tn
θ	0.9
S	20cm

V _u	26.9Tn
V _c	32.2Tn
V _s	-5.3Tn
A _s	-0.78cm ²

V	16.2Tn
V _u	24.2Tn

M	20.5Tn
M _u	30.8Tn

h total	17.5
h Viga	2

suelo	1.8
-------	-----

q ₁	8.37
----------------	------

V_u < V_c

p	0.00818
---	---------

	58.02cm ²
--	----------------------

1.8 2.54
10 25

A _s	26.58
----------------	-------

A _s min	10.83cm ²
--------------------	----------------------

A _s min 1	7.80cm ²
----------------------	---------------------

A _s temp	0.026 cm/cm
---------------------	-------------

1

φ

16mm

@

20cm

MODELO PANTALLA ASENTADAS SOBRE CONTRAFUERTE

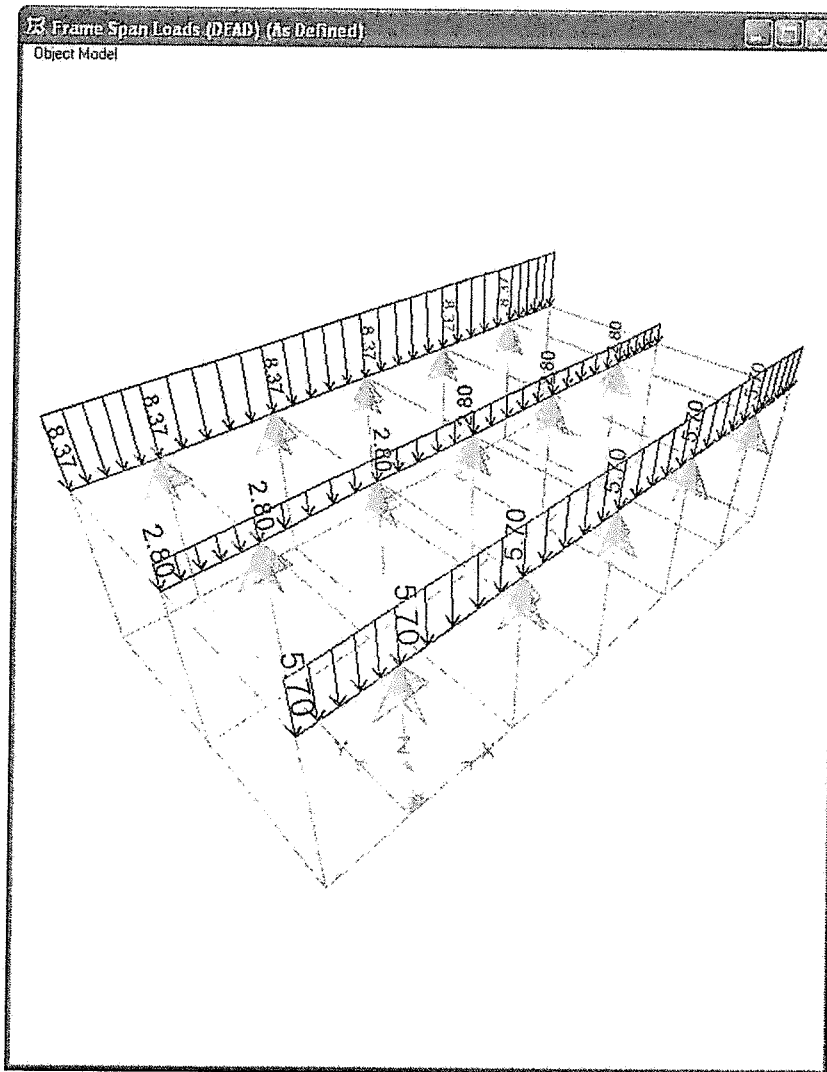


DIAGRAMA DE MOMENTOS

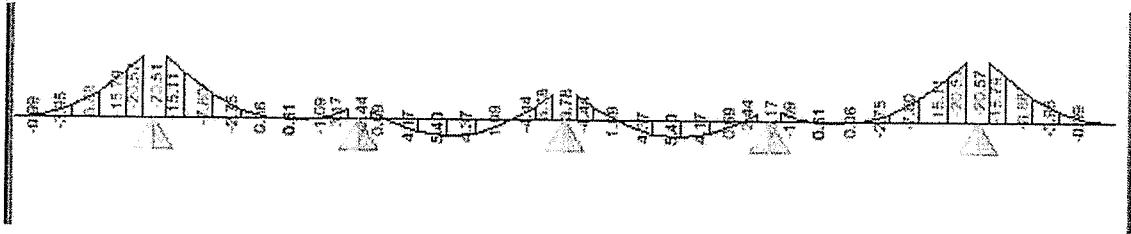
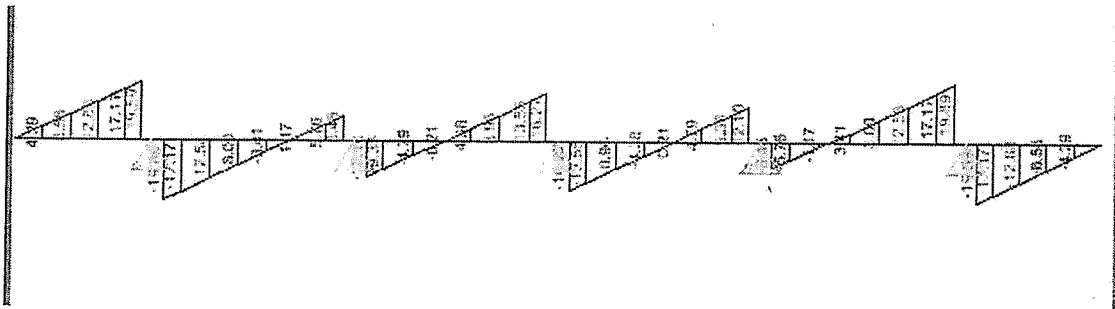


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO PANTALLA SUPERIOR

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f_c	350
f_y	4200
β_1	0.8
M_u	249.48 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	32.5 cm

CORTANTE

V_u	20.3 Tn
θ	0.9
S	20 cm

V_u	22.6 Tn
V_c	32.2 Tn
V_s	-9.6 Tn
A_s	-1.41 cm ²

$$V_u < V_c$$

$$p = 0.00655$$

$$A_s = 21.29$$

$$A_s \text{ temp} = 0.026 \text{ cm/cm}$$

V	20.3 Tn
V_u	20.3 Tn

M	24.9 Tn
M_u	24.9 Tn

H Viga	2.5
H estribo	16.5
suelo	1.8
Talón	8.5

q_{s1}	2.94	Sismo
q_{s2}	2.49	

V_s	6.79
M_s	8.72

q_1	1.35	Empuje activo
-------	------	---------------

V_1	1.69
M_1	1.41

q_2	0.3	sobrecarga
-------	-----	------------

V_2	0.75
M_2	0.94

q_3	0.192	Peso propio sismo
-------	-------	-------------------

V_2	0.48
M_2	0.60

q_4	4.25	Relleno sismo
-------	------	---------------

V_2	10.63
M_2	13.28

A_s min 1	7.80 cm ²
-------------	----------------------

ϕ	16 mm	@	20 cm
ϕ	16 mm	@	20 cm

Refuerzo en la base

DISEÑO VIGA CABEZAL ESTRIBO

FLEXION

f_c	350
f_y	4200
β_1	0.8

M_u	19,600,000 kg-cm
b	170cm
h	150cm
rec	5.0cm
d	145cm

CORTANTE

V_u	120.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

V_u	133.3Tn
V_c	244.4Tn
V_s	-111.1Tn
Av	-4.05cm ²

$Av \text{ min} = 3.98\text{cm}^2$

$V_u < V_c$

$\rho = 0.00147$

$As = 36.13$

$As \text{ temp} = 0.071 \text{ cm/cm}$

$As \text{ max} = 440.06\text{cm}^2$

$As \text{ min} = 82.17\text{cm}^2$

$As \text{ principal}$

14 ϕ @ 32mm

$As \text{ Estribos}$

4 ϕ @ 16mm @ 20cm

V	120.0Tn
V_u	120.0Tn

M	196.0 T-m
M_u	196.0 T-m

MODELO CABEZAL ESTRIBO APOYADO SOBRE COLUMNAS

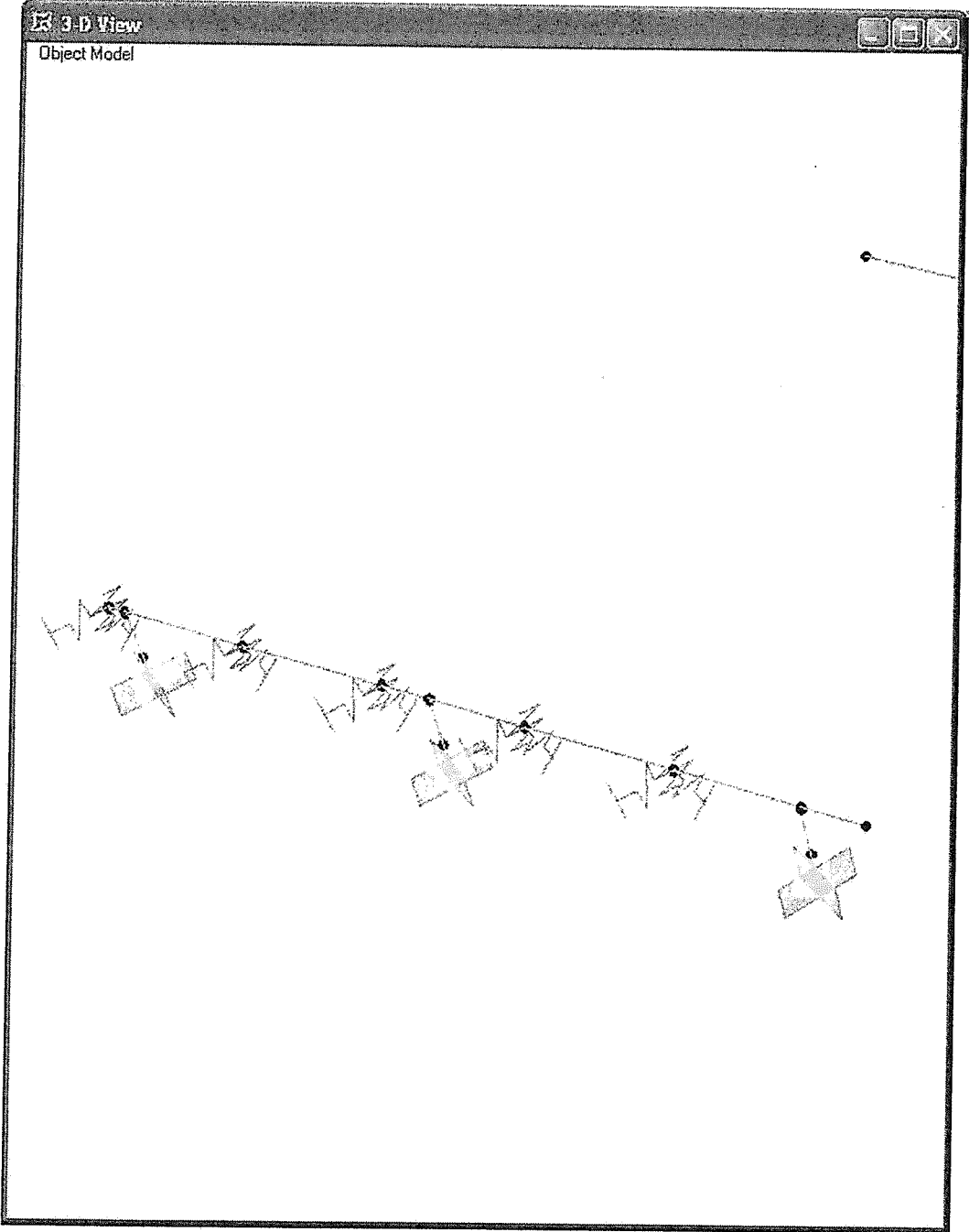
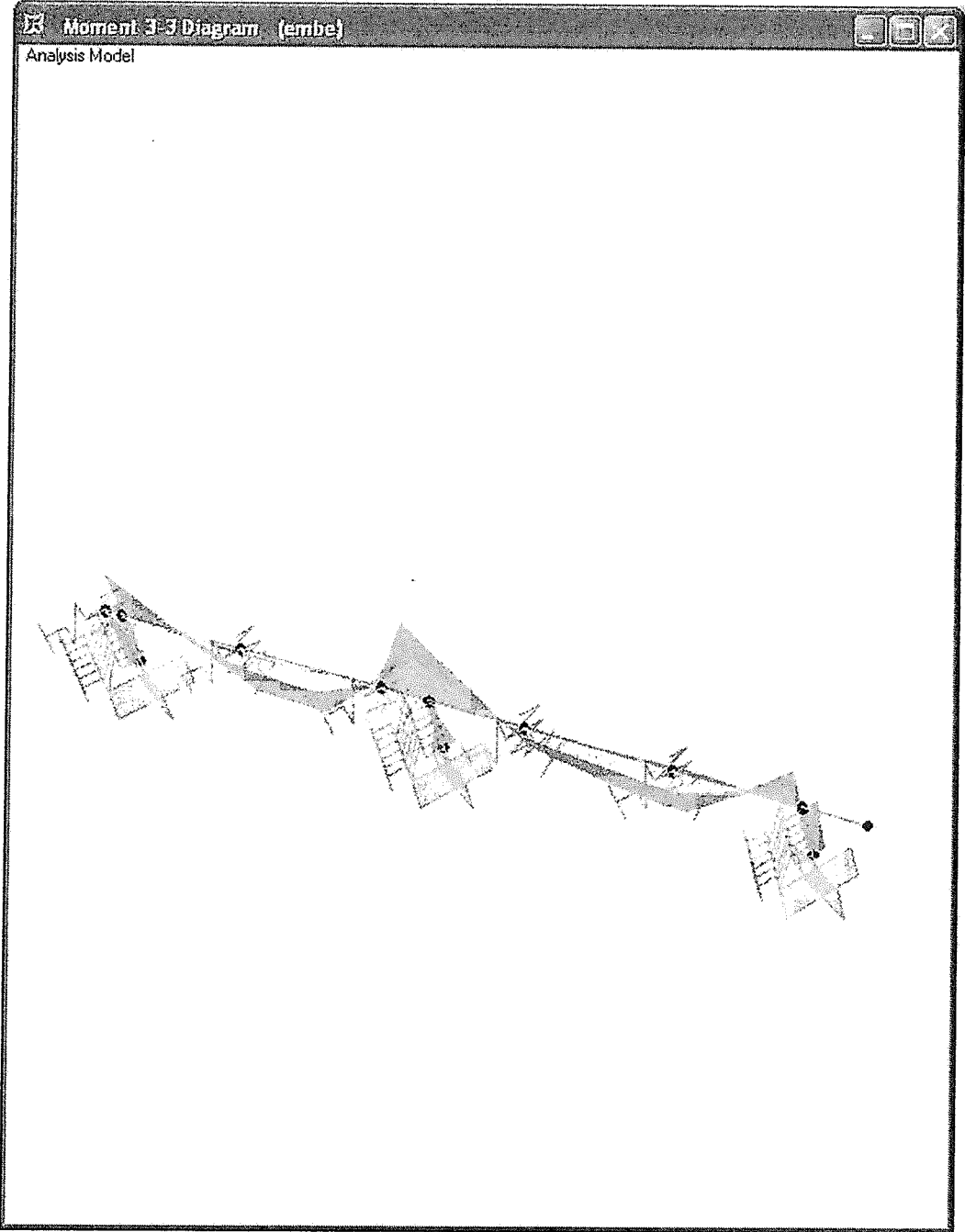


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Calculo de cargas para pantallas laterales

gamma H-A (γ) T/m³ 2.40 T/m³
 gamma suelo (γ) T/m³ 1.80 T/m³

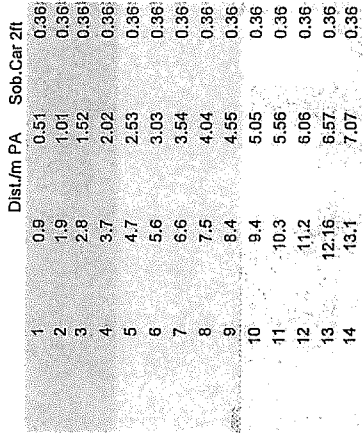
PA Calculo de la presión activa estática
 por sismo 0,45 gamma suelo (γ) T/ 1.80 T/m³
 por sismo 0,45 K_A 0.30
 h en la base (m) 13.10 m
 K_p 3.33 m

(PAE por 1m en la base)
7.07 T/m

Presion activa estática del suelo t/ml

43.03

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$



7.07

Calculo de cargas para pantallas laterales

gamma H-A (γ) T/m³ 2.40 T/m³
 gamma suelo (γ) T/m³ 1.80 T/m³

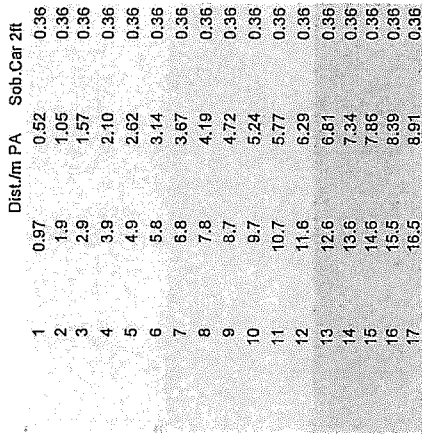
PA Calculo de la presión activa estática
 por sismo 0,45 gamma suelo (γ) T/ 1.80 T/m³
 por sismo 0,45 K_A 0.30
 h en la base (m) 16.50 m
 K_p 3.33 m

(PAE por 1m en la base)
8.91 T/m

Presion activa estática del suelo t/ml

56.21

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$



8.91

2.91

DISEÑO DE COLUMNAS 0,4X0,57 m

Columnas de Tensores

Combo STR.I MAX

DC
DW
(LL+IM)

$$1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)$$

Carga muerta
Carga Sobre Impuesta
Carga viva más Impacto

Pu	9.28 Tn
Mu2	0.00 T-m
Mu3	2.90 T-m

f'c	350 Kg/cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
b	0.40 m
t	0.57 m
Ag	0.23 m ²
rec	0.075 m
φ As Long	0.016 m
g	0.71 m ²

$$Mu = \sqrt{Mu_2^2 + Mu_3^2}$$

Mu	2.90 T-m
----	----------

Factor de mayoracion φ

$$\phi = 0.9 - \frac{2 * Pu}{f'c * Ag}$$

AASHTO (5-127)
(Pag1)

φ	0.877
---	-------

Pu	10.58 Tn
----	----------

Mu	3.31 T-m
----	----------

$$Pu = \frac{Pu}{\phi}$$

$$Mu = \frac{Mu}{\phi}$$

Diseño utilizando diagramas de Interacción

$$X = \frac{Mu}{f'c * b * t^2}$$

Marcelo Romo Proaño Msc.
(Grafico 12)

$$Y = \frac{Pu}{f'c * b * t}$$

X	0.0073
Y	0.0133

Ingresando al Abaco

Marcelo Romo Proaño Msc.
(Grafico 11)

ρ Calculada	0
ρ Mínima	0.01
ρ Máxima	0.06

Verificacion

As Longitudinal	0.00 cm ²
	18 φ 32 mm

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO SUPERIOR

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	912000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	32.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	10.83 cm ²
---------------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
---------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{uc}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00232
As	7.55

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

As -

Capacidad por corte

f _c	350 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
β ₁	0.8

A _v	3.14
s	40

M _u	1324000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

V _c	32225.02
V _s	10715.25

V _t	42940.27
----------------	----------

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

As min	10.83 cm ²
--------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
--------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

ρ	0.00340
As	11.04

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
---------	--------------------------------

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO MEDIO

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	7537475 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	192.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

A_s min	25.67 cm ²
--------------------------	-----------------------

A_s max	137.46 cm ²
--------------------------	------------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{uL}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00136
A_s	10.46

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	76348.52
V_s	63467.25

V_t	139815.77
----------------------	-----------

As -

Capacidad por corte

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

Av	3.14
s	40

M_u	3073000 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

ρ max 0.01785
 ρ max % 1.78525

As min	10.83 cm ²
---------------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
---------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{F_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \right)} \right]$$

ρ	0.00817
As	26.54

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
			+	
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
----------------	--------------------------------

DISEÑO DE LOSA DE MURO LATERAL 16,50m TERCIO INFERIOR

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

M_u	2414399 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	32.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

A_{s min}	10.83 cm ²
--------------------------	-----------------------

A_{s max}	58.02 cm ²
--------------------------	-----------------------

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{uL}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00633
A_s	20.57

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
---	---	-------	---	----

As -

Capacidad por corte

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β₁	0.8

A_v	3.14
s	40

M_u	4283865 kg-cm
b	100 cm
h	40 cm
rec	7.5 cm
d	33 cm

V_c	32225.02
V_s	10715.25

V_t	42940.27
----------------------	----------

ρ max 0.01785
 ρ max % 1.78525

As min	10.83 cm ²
---------------	-----------------------

As max	58.02 cm ²
---------------	-----------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.01169
As	38.01

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
			+	
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
----------------	--------------------------------

COLUMNA CENTRAL PANTALLA 16,50m TERCIO INFERIOR

Acero Positivo

f_c	350 kg/cm ²
f_y	4200 kg/cm ²
β_1	0.8

M_u	27343916 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	192.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

A_s min	25.67 cm ²
-----------	-----------------------

A_s max	137.46 cm ²
-----------	------------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ux}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00506
A_s	38.97

Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	ϕ	16 mm	@	20
---	--------	-------	---	----

Capacidad por corte

A_v	3.14
s	40

V_c	76348.52
V_s	63467.25

V_t	139815.77
-------	-----------

As -

Capacidad por corte

f _c	350 kg/cm ²
f _y	4200 kg/cm ²
β ₁	0.8

A _v	3.14
s	40

M _u	9582000 kg-cm
b	40 cm
h	200 cm
rec	7.5 cm
d	193 cm

V _c	76348.52
V _s	63467.25

V _t	139815.77
----------------	-----------

ρ max 0.01785
 ρ max % 1.78525

As min	25.67 cm ²
--------	-----------------------

As max	137.46 cm ²
--------	------------------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00173
As	13.33

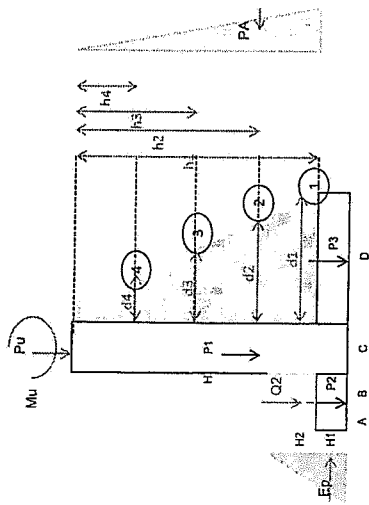
Razón por la que se colocan en el área de flexión

1	φ	16 mm	@	20
+				
1	φ	10 mm	@	20

As de temperatura

ρ temp	0.0018 cm
b	100 cm
h	30 cm
rec	6 cm
d	24 cm

As temp	4.32 cm ² por metro
---------	--------------------------------



$$M_1 = \frac{h_1^2}{2} \cdot \gamma_{\text{beton}} \cdot \frac{h_1}{3}$$

$$A_s = \frac{M_1}{f_y \cdot s \cdot d}$$

γ_{beton} 0.0018 kg/cm³

k_a 0.3

S 350 m (longitud copernante)

$$M_1 = \frac{h_1^2}{2} \cdot \gamma_{\text{beton}} \cdot \frac{h_1}{3}$$

f_c 350 kg/cm²

f_y 4200 kg/cm²

J 0.892

e muro 40

H	h1	h2	h3	h4	d1	d2	d3	d4	M1	M2	M3	M4	As1	As2	As3	As4	Asmin2	Asmin2	
1650	1650	1238	825	412.5	850.0	650.0	450.0	250.0	212252906	88544195	26531613	3316452	67	119	37	91	63	4	35
1350	1350	1013	675	337.5	650.0	500.0	350.0	200.0	116252719	49044116	14531590	1816449	48	91	26	70	49	2	28
1100	1100	825	550	275.0	450.0	350.0	250.0	150.0	62889750	26531613	7861219	962652	37	63	20	49	8	2	21

TENSORES PASOS SUPERIORES

Diseño de Tensores

Pax	77.91 Tn
f'c	350 Kg/cm ²
f'y	4200 Kg/cm ²
b	0.40 m
t	0.40 m
Ag	0.16 m ²
rec	0.075 m
φ As Long	0.016 m
f	0.9

Cargas Axiales de Tracción

Pu	As	ro min	Ag	h	b	Portico	Altura	Pax (T)	φ As Tracción	Fy	Ag (60x40)	As cm ²	ρ Calculada	ρ mínima	As min	ρ m Máxima
	20.61 cm ²	0.01328	1552.04 cm ²	40 cm		Exterior	14.5	22.78	0.9	0.9	4200	2400	6.03	0.003	0.01	0.06
						Exterior	7.25	100.03	0.9	0.9	4200	2400	26.46	0.011	0.01	0.06
						Interior	14.5	70.5	0.9	0.9	4200	2400	18.65	0.008	0.01	0.06
						Interior	7.25	218.63	0.9	0.9	4200	2400	57.84	0.024	0.01	0.06
						Exterior	10.5	31.28	0.9	0.9	4200	2400	8.28	0.003	0.01	0.06
						Exterior	5.75	79.18	0.9	0.9	4200	2400	20.95	0.009	0.01	0.06

PILA

CARGAS ZAPATA

Carga Axial			
Muerta	170	220.8	170
Muerta Zapata		199.68	
Sobreimpuesta	24	31	24
Carga distribuida HL-93	16	20.8	16
Carga camión HL-93	26.5	34.27	26.5

560.8
199.68
79
52.8
87.27

q adm	20
Largo	12.8
Ancho	6.5
Espesor	1
W	199.68

qu	26.6
----	------

W total 979.55

q 11.77

	Momentos							
	COL1		COL2		COL3		TOTAL	
	M3	M2	M3	M2	M3	M2	M3	M2
Muerta	3.4	6.42	0.2	0.74	3.4	6.42	7	13.58
Sobreimpuesta	0.52	0.98	0.03	0.11	0.52	0.98	1.07	2.07
Carga distribuida HL-93	0.34	0.64	0.02	0.07	0.34	0.64	0.7	1.35
Carga camión HL-93	0.49	1.135	-0.03	0.19	0.49	1.135	0.95	2.46
Sismo X	208	121	214	127	208	121	630	369
Sismo Y	115.9	234	112	252	115.9	234	343.8	720

M31 9.72

M21 19.46

M31+SX 639.72 1279.44 R=1

M31+SY 353.52

M21+SX 388.46

M21+SY 739.46 1478.92 R=1

ESFUERZOS ZAPATA

Sismo X

Sentido corto

F1	25.97
F2	-2.42

Sismo Y

Sentido corto

F1	20.11
F2	3.44

Cargas permanentes

Sentido corto

F1	11.88
F2	11.67

Cargas permanentes

Sentido corto

F1	11.88
F2	11.66

Etapa constructiva

Peso superestructura 245

Excentricidad 0.6

Momento 147

F1	13.40
F2	10.14

DISEÑO ZAPATA

LONG. 6,50m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	622600kg-cm
b	100cm
h	100cm
rec	7.5cm
d	93cm

CORTANTE

Vu	34.4Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	38.2Tn
Vc	91.7Tn
Vs	-53.5Tn
As	-2.76cm ²

$V_u < V_c$

L total	6.5
L dedo	2.85

q1	25.97
q2	-2.42

X	5.95
---	------

q'	15.71	cara del apoyo del apoyo
q'1	19.34	a d del apoyo
M	62.26	por sismo
V	34.38	Por sismo

dv	0.83
----	------

ρ	0.00195
--------	---------

As	18.06
----	-------

As temp	0.045 cm/cm
---------	-------------

--	--

As min	30.83cm ²
--------	----------------------

As min 1	22.20cm ²
----------	----------------------

1	
---	--

ϕ	25mm
--------	------

@	15cm
---	------

DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

8

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	37,500,000 kg-cm
b	180cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

Vu	362.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

Vu	402.2Tn
Vc	254.3Tn
Vs	147.9Tn
AV	5.49cm ²

W	
---	--

V	362.0Tn
Vu	362.0Tn

M	375.0Tn
Mu	375.0Tn

Av min	4.21cm ²
--------	---------------------

$V_u > V_c$

ρ	0.00277
--------	---------

As max	457.92cm ²
--------	-----------------------

As	71.01
----	-------

As min	85.50cm ²
--------	----------------------

As temp	0.073 cm/cm
---------	-------------

As principal

10	ϕ	32mm	@
----	--------	------	---

Estribos

4	ϕ	16mm	@	20cm
---	--------	------	---	------

GEOMETRÍA DE ZAPATA

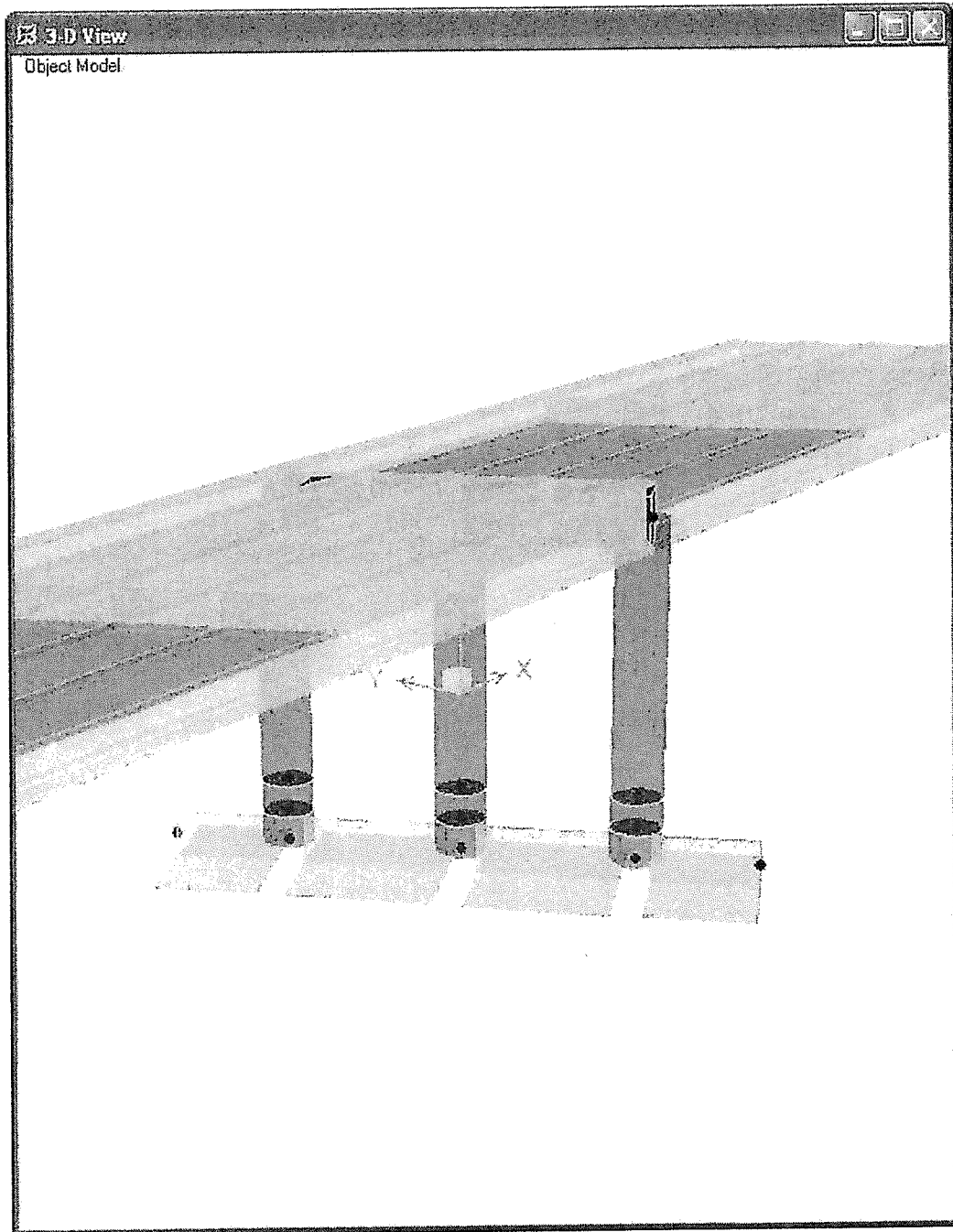
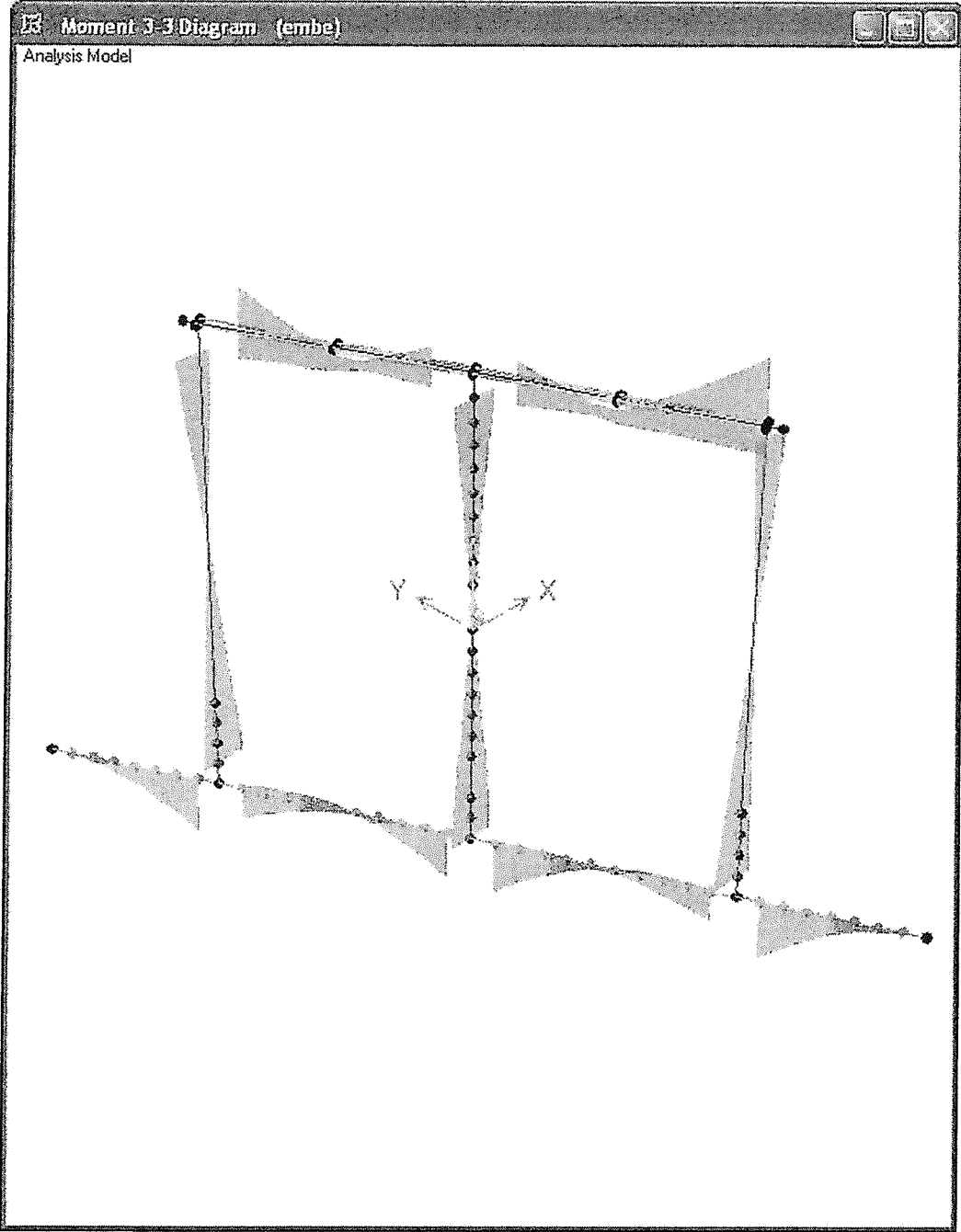
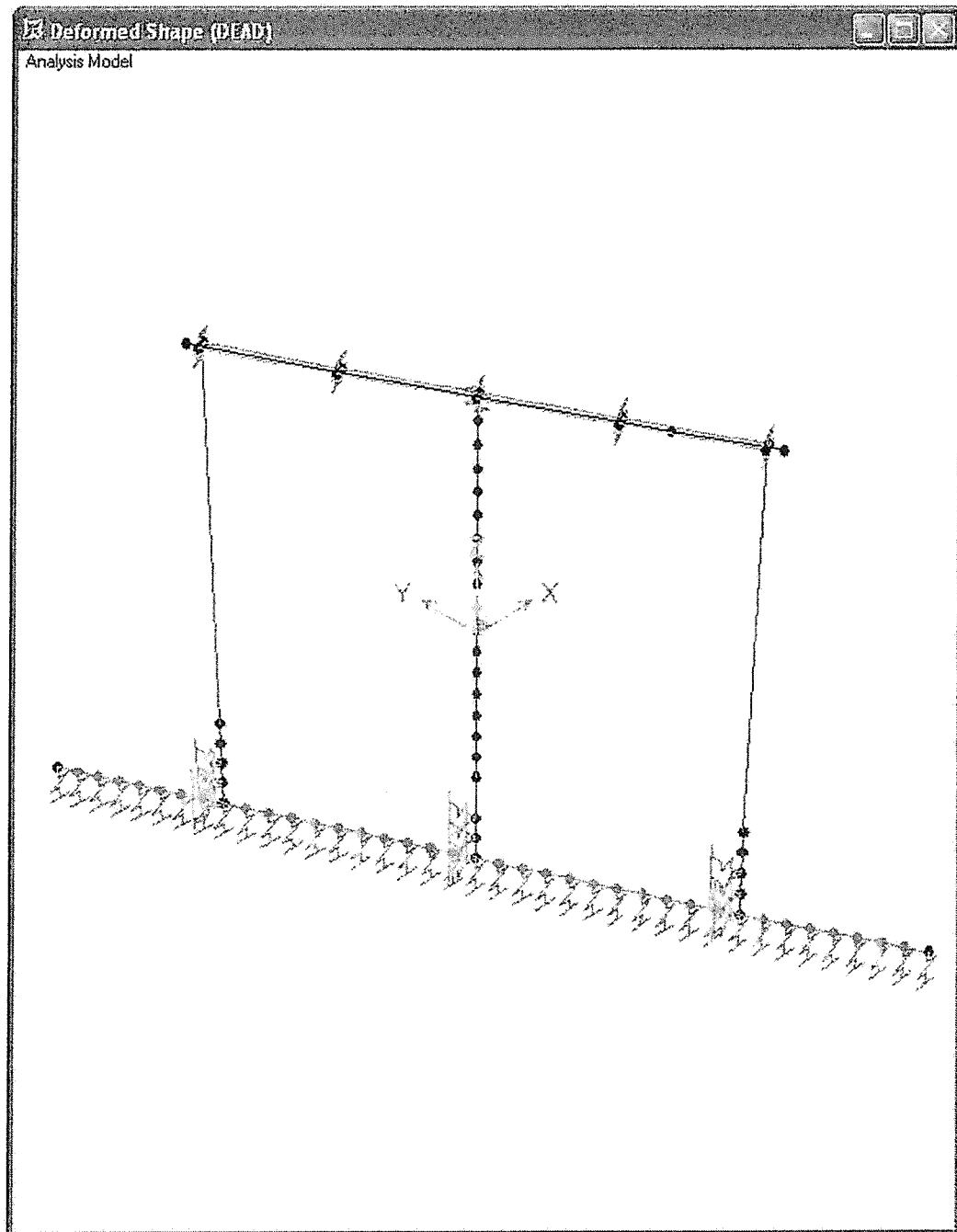


DIAGRAMA DE MOMENTOS



MODELO CON CIMENTACIÓN FLEXIBLE



DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION

PILA CENTRAL

Combo EXTMAX_Y

Pu	402.00 Tn
Mu2	333.00 T-m
Mu3	169.00 T-m

Fc	350 Kg/cm ²
fy	4200 Kg/cm ²

$$Mu = \sqrt{Mu_2^2 + Mu_3^2}$$

Diametro	1.60 m
----------	--------

Mu	373.43 T-m
----	------------

Ag	2.01 m ²
----	---------------------

Factor de mayoracion ϕ

$$\phi = 0.9 - \frac{2 * Pu}{f_c * A_g}$$

AASHTO (5-127)
(Pag1)

ϕ	0.786
--------	-------

Pu	402.00 Tn
----	-----------

Mu	373.43 T-m
----	------------

Diseño utilizando diagramas de Interacción

Ing. M. Romo

$$x = \frac{Mu}{f_c * A_g * D}$$

$$y = \frac{Pu}{f_c * A_g}$$

$$f'_c = 0.85 * f_c$$

x	0.033
y	0.057

Ingresando al Abaco

ρ_{cal}	0.0025
--------------	--------

ρ_{final}	0.0100
----------------	--------

As Longitudinal

201.06 cm ²

26	ϕ	32 mm
----	--------	-------

DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESION

PILA LATERAL

Combo EXTMAX_Y

Pu	359.00 Tn
Mu2	153.00 T-m
Mu3	304.00 T-m

f'c	350 Kg/cm ²
fy	4200 Kg/cm ²

$$Mu = \sqrt{Mu_2^2 + Mu_3^2}$$

Diametro	1.60 m
----------	--------

Mu	340.33 T-m
----	------------

Ag	2.01 m ²
----	---------------------

Factor de mayoracion ϕ

$$\phi = 0.9 - \frac{2 * Pu}{f'c * Ag}$$

AASHTO (5-127)
(Pag1)

ϕ	0.798
--------	-------

Pu	359.00 Tn
----	-----------

Mu	340.33 T-m
----	------------

Diseño utilizando diagramas de Interacción

Ing. M. Romo

$$x = \frac{Mu}{f'c * Ag * D}$$

$$y = \frac{Pu}{f'c * Ag}$$

$$f'c = 0.85 * f'c$$

x	0.030
y	0.051

Ingresando al Abacc

ρ cal	0.0020
------------	--------

ρ final	0.0100
--------------	--------

As Longitudina 201.06 cm²

26	ϕ	32 mm
----	--------	-------

DISEÑO DE PILAS

K	1.2
lu	8.10m
Diametro	1.60m
f'c	35MPa
fy	420MPa
Rec.	0.05m

K	24.30
---	-------

$$\frac{E_c \times I_{col}}{r} \geq 22$$

$$24.3 < 22$$

ACERO TRANSVERSAL

ACERO MINIMO

$$A_{tr} = 0.003 \times \sqrt{f'c} \times \frac{b_{tr} \times S}{f_y}$$

bv	1600mm
S	150mm

Av	281mm ²
----	--------------------

1	14mm	@	15cm
---	------	---	------

ACERO POR CONFINAMIENTO EN COLUMNA

$$\rho_s \geq 0.45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f'c}{f_y}$$

A _g	20106cm ²
A _c	18337cm ²

ρ _s	0.0036
----------------	--------

A _s	6633cm ³
----------------	---------------------

Var 16mm	33m
----------	-----

Esp	0.14m
-----	-------

Se asume 15cm y se adicionan vinchas de 16mm

ACERO POR CONFINAMIENTO ROTULA PLASTICA

$$\rho_s \geq 0.12 \times \frac{f'c}{f_y}$$

ps 0.0100

As 18337cm³

Var 20mm 58m

Esp 0.08m

Se asume 10cm y se adicionan
vinchas de 16mm

ESPACIAMIENTO MAXIMO

$V_u < 0.125 f'c$
 $S_{max} = 0.8d_v \leq 600mm$

$V_u \geq 0.125 f'c$
 $S_{max} = 0.4d_v \leq 300mm$

Smax
0.60

Smax
0.30

CORTANTE

$$V_u = \frac{|V_u|}{\phi * d_v * d_v}$$

Vu	60.3Tn
θ	0.9
s	15cm
de	1.27m
dv	1.15m
Pu	93

Vu 67.0Tn Tn

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_w * d_v$$

Vc 24.3Tn Tn

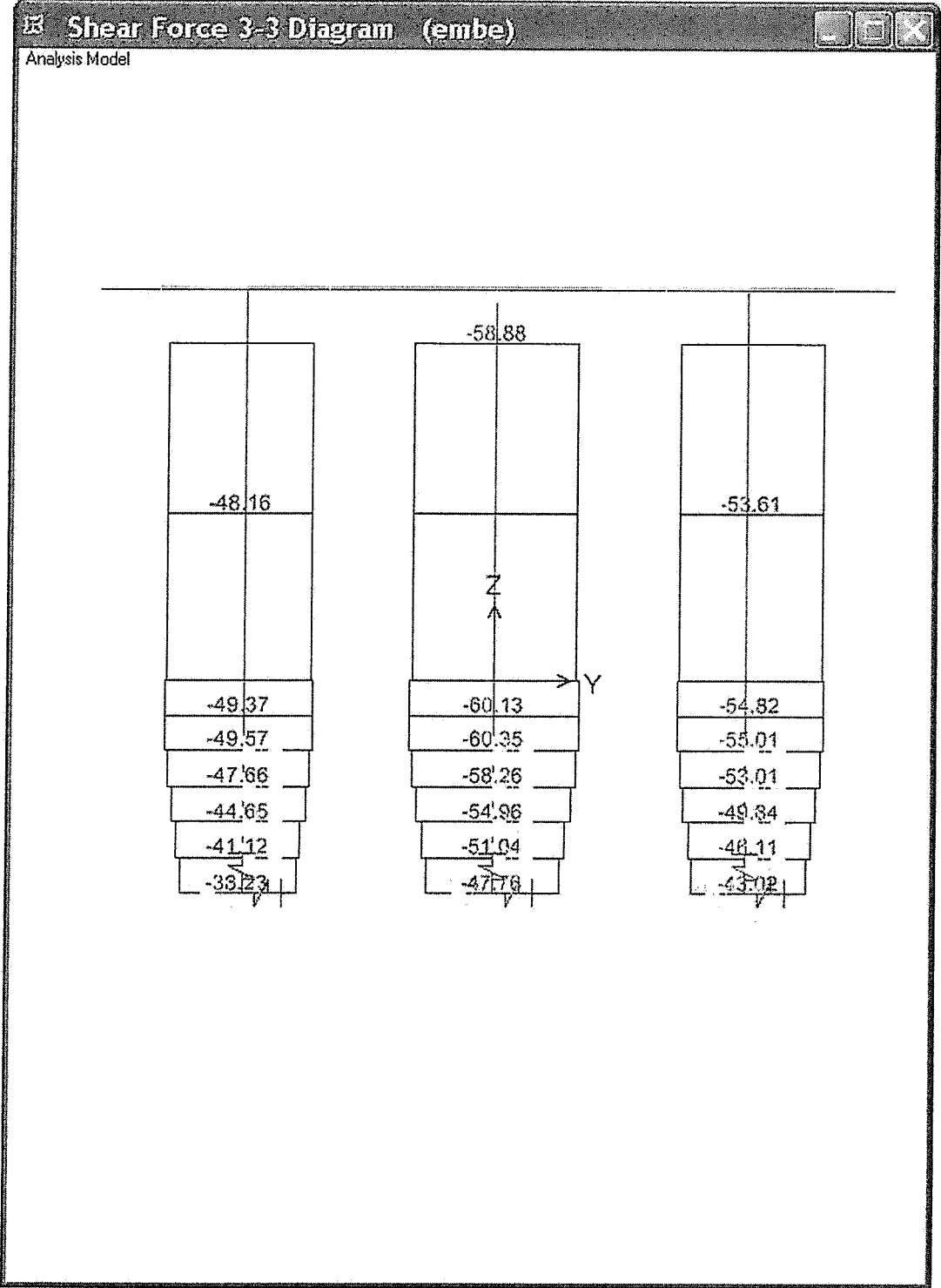
Vs 42.8Tn

Av 1.33cm² @ 15cm

1 Var 14mm @ 15cm

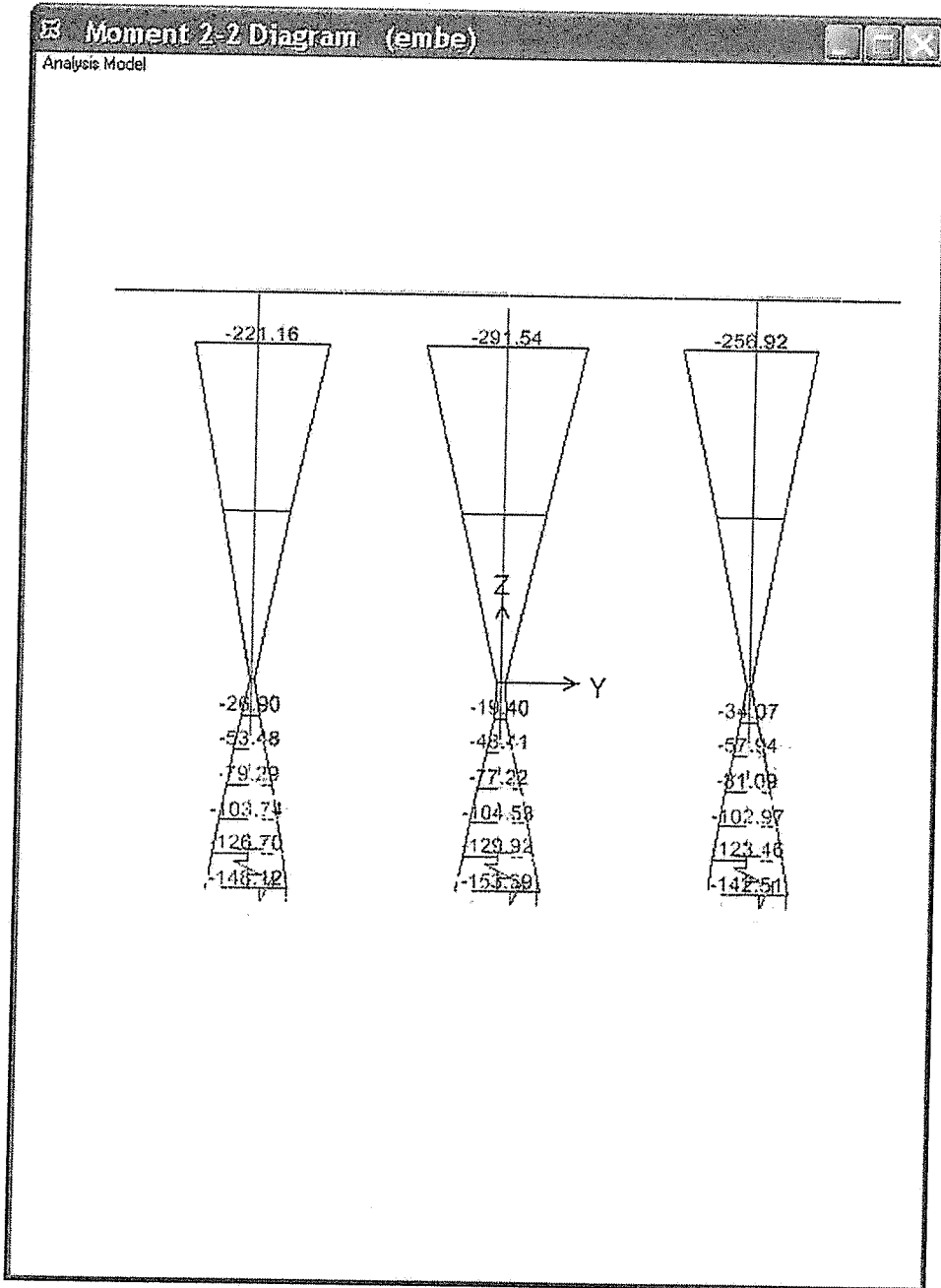
ESFUERZOS COLUMNAS

Cortante Máximo
Columnas



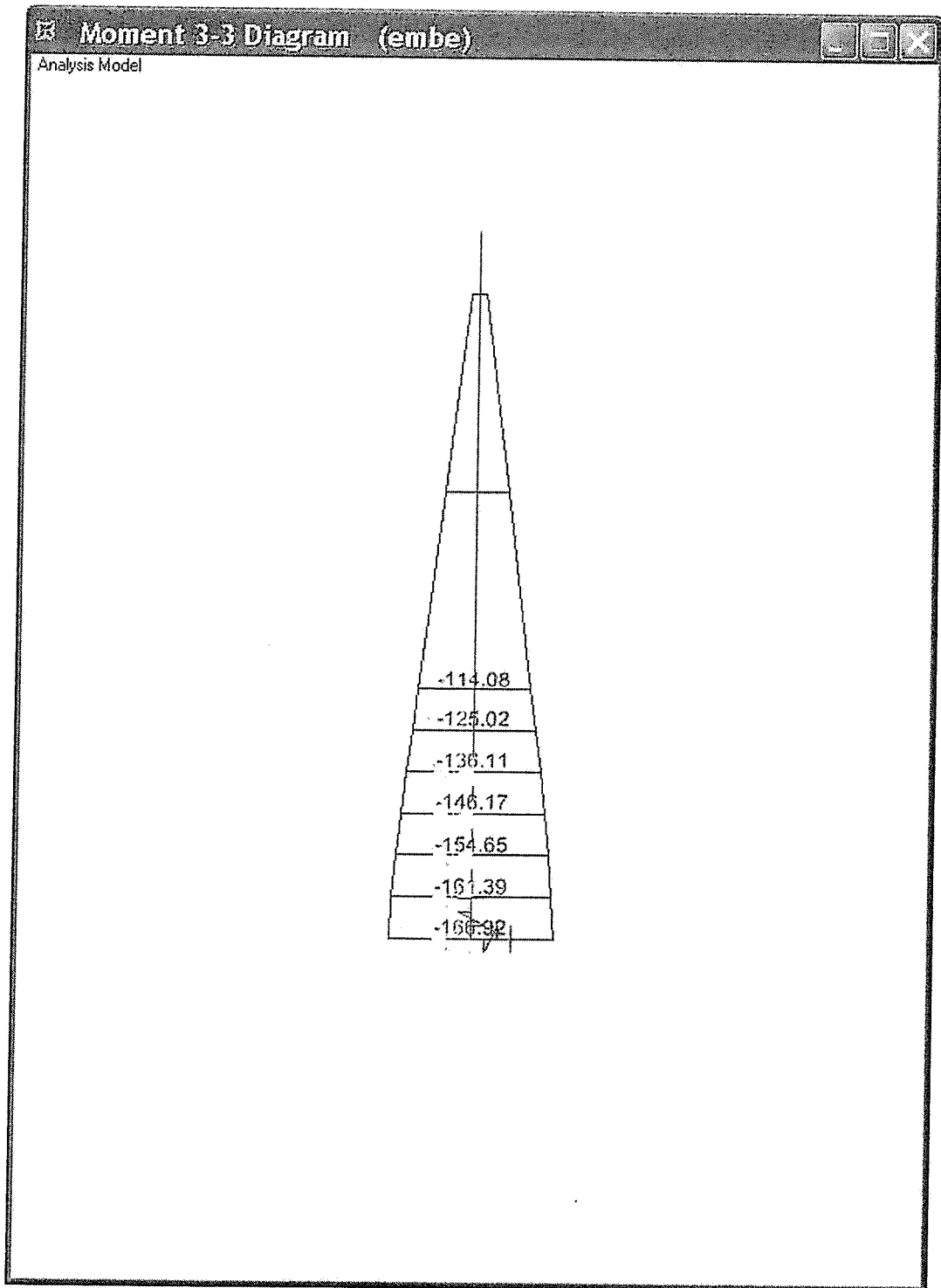
Momento2-2

Columnas



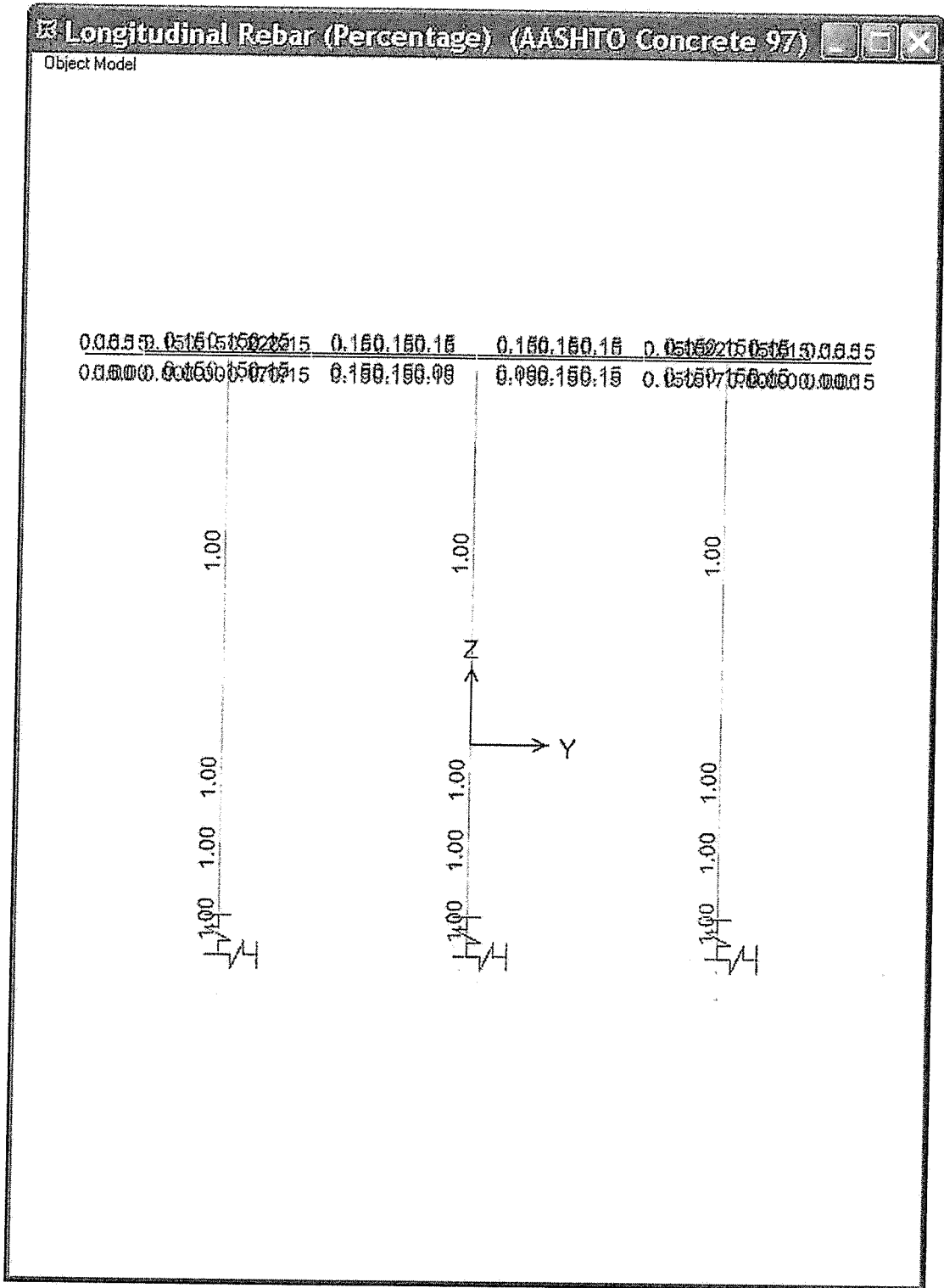
Momento 3-3

Columnas



Diseño SAP 2000

Columnas Cuantía de Acero



DISEÑO VIGA CABEZAL

FLEXION

$f'c$	350
f_y	4200
β_1	0.8

M_u	40,300,000 kg-cm
b	250cm
h	150cm
rec	5.0cm
d	145cm

CORTANTE

V_u	273.0Tn
θ	0.9
S	20.0cm

V_u	303.3Tn
V_c	359.4Tn
V_s	-56.1Tn
A_v	-2.05cm ²

V	273.0Tn
V_u	273.0Tn

M	403.0 T-m
M_u	403.0 T-m

$A_v \text{ min}$ 5.85cm²

$V_u < V_c$

ρ 0.00206

A_s 74.61

$A_s \text{ temp}$ 0.084 cm/cm

$A_s \text{ max}$ 647.15cm²

$A_s \text{ min}$ 120.83cm²

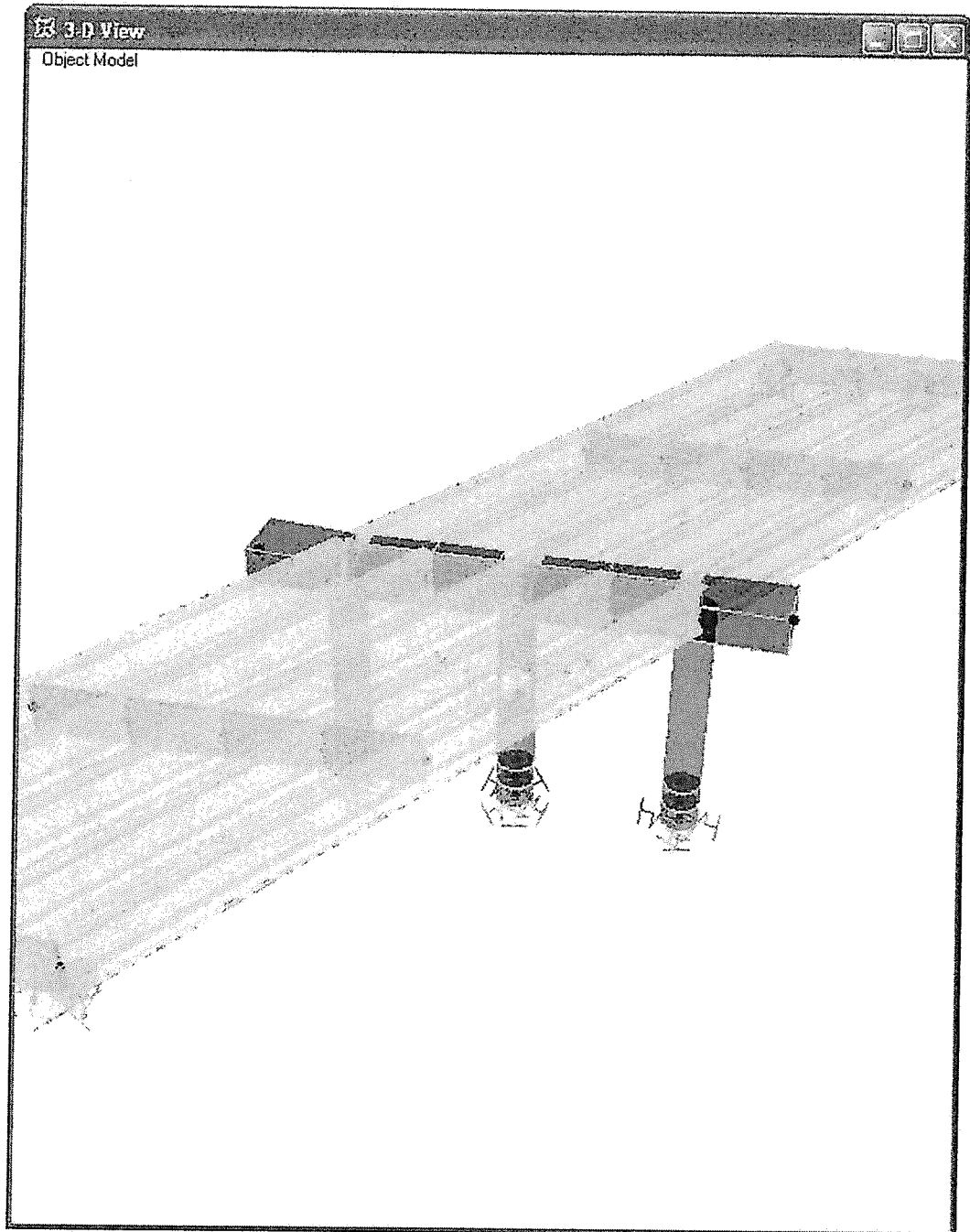
$A_s \text{ principal}$

Estribos

14	ϕ	32mm	@
4	ϕ	16mm	@

20cm

GEOMETRÍA DE CABEZAL



CARGA EQUIVALENTE VIGA TREN

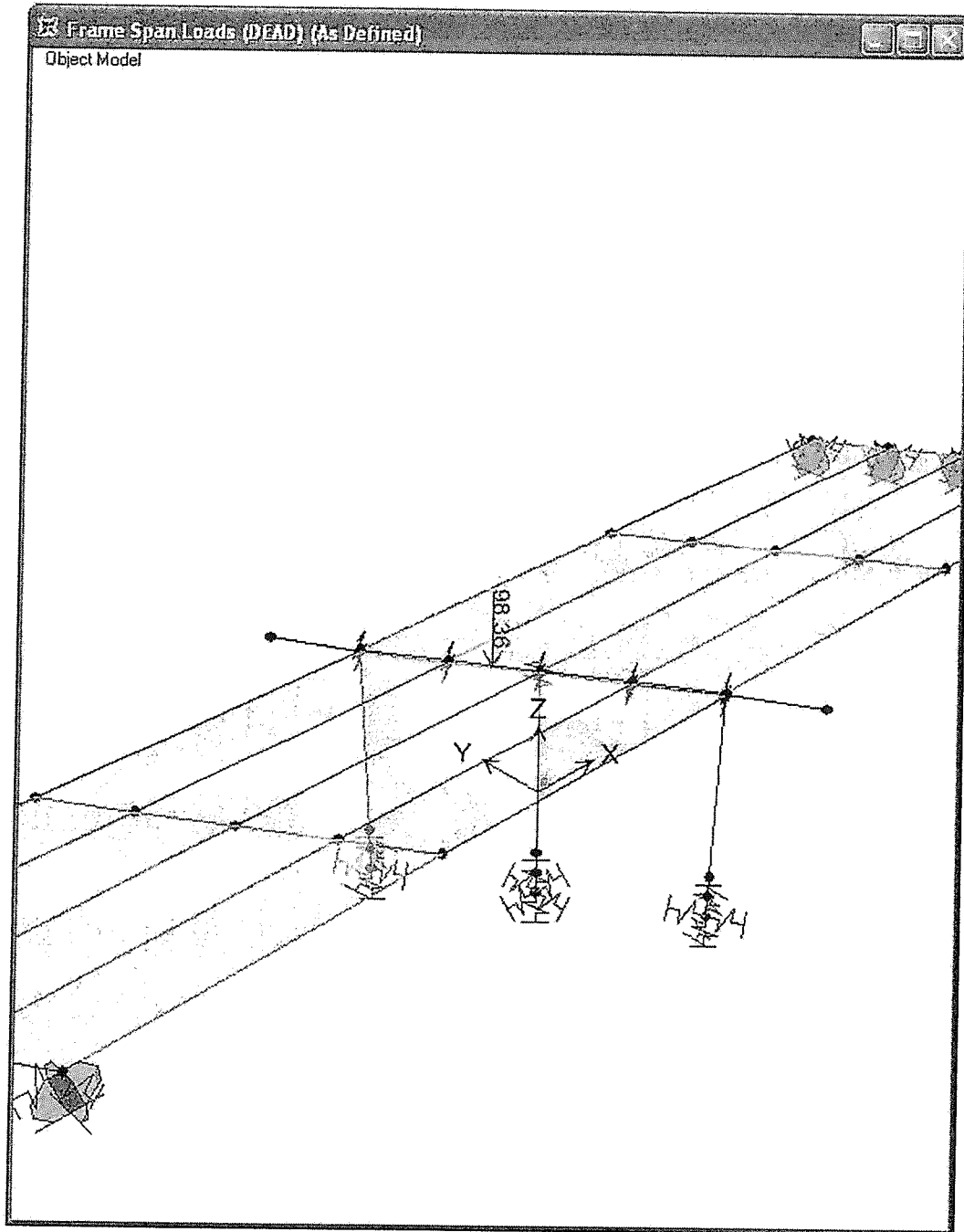
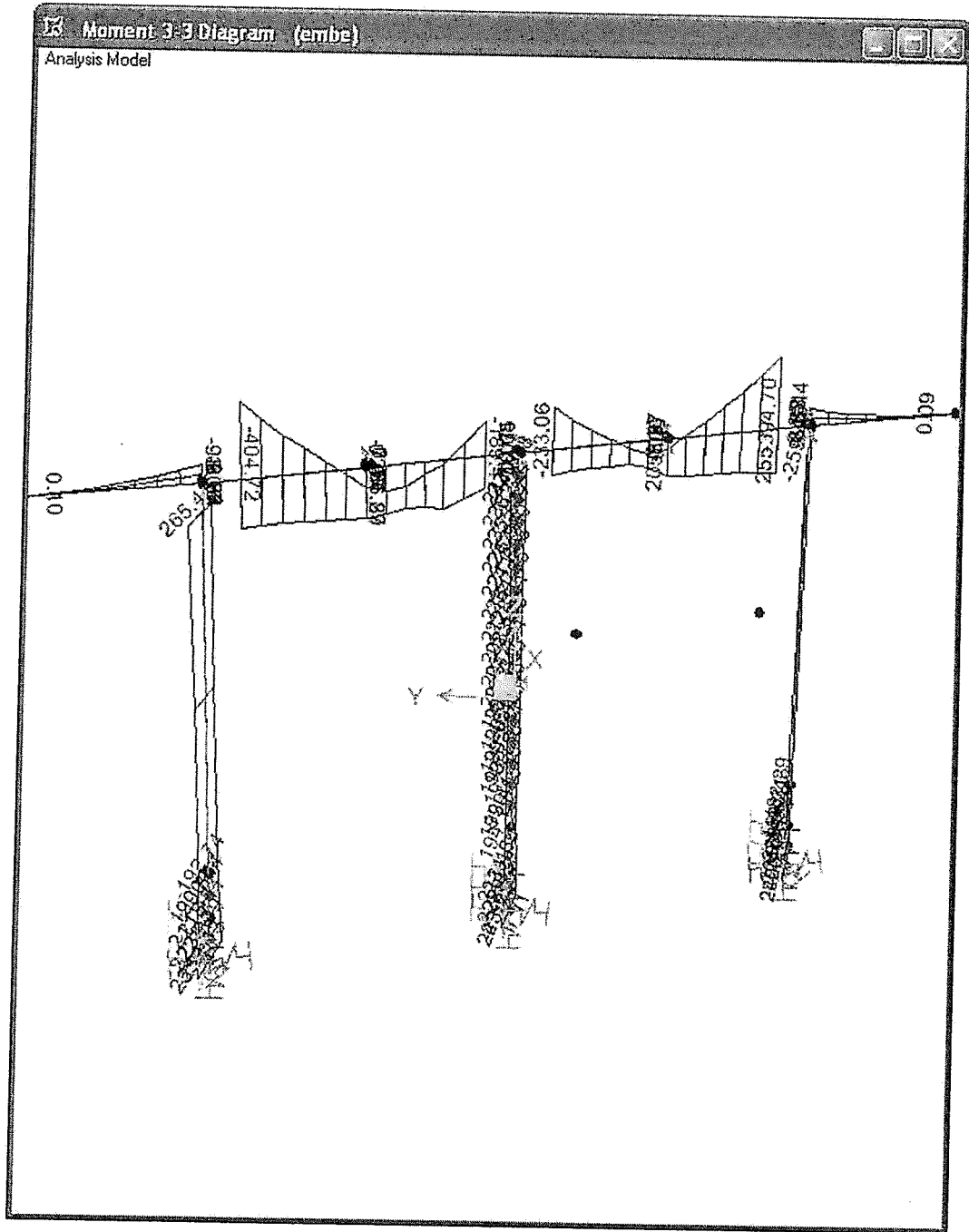
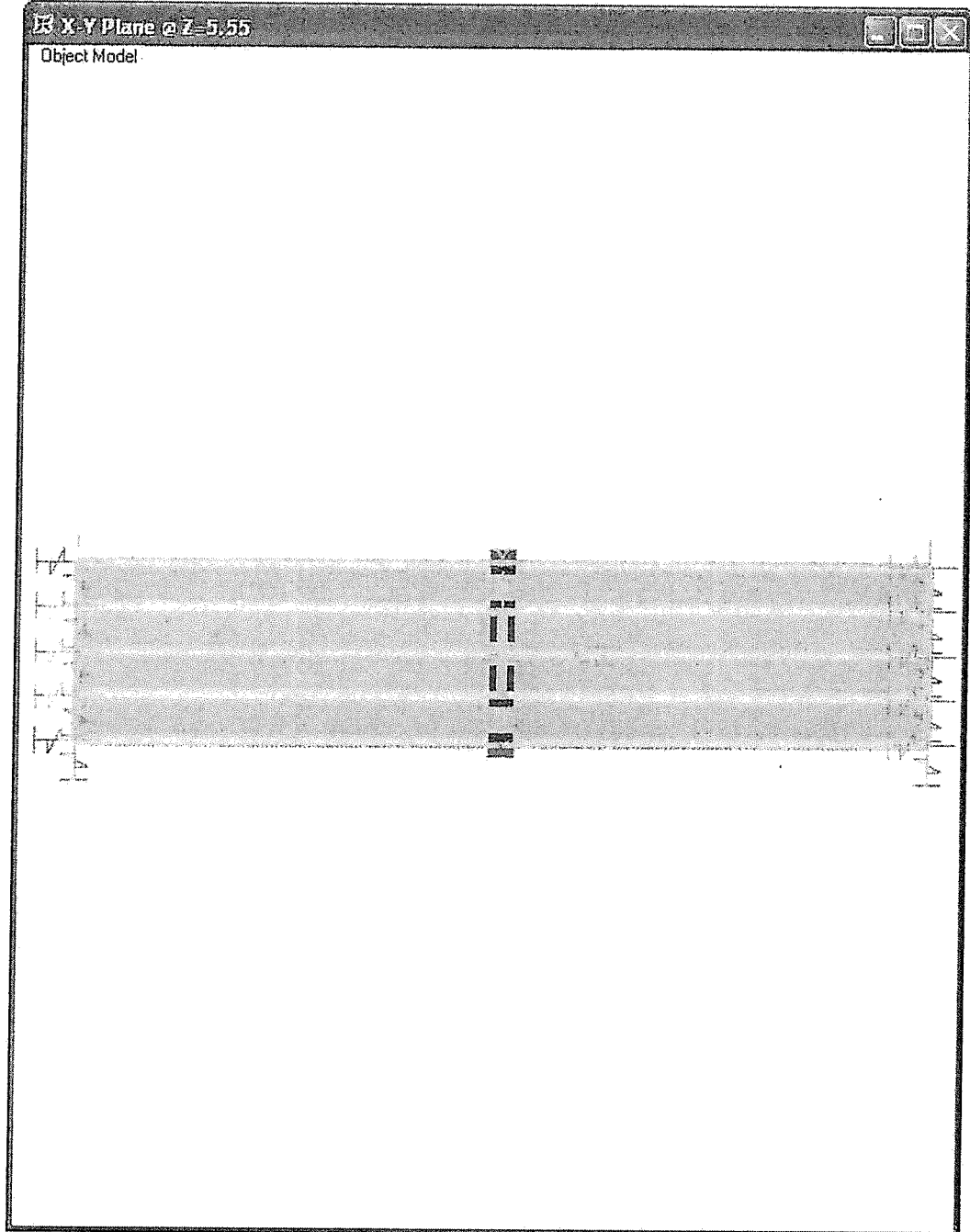


DIAGRAMA DE MOMENTOS

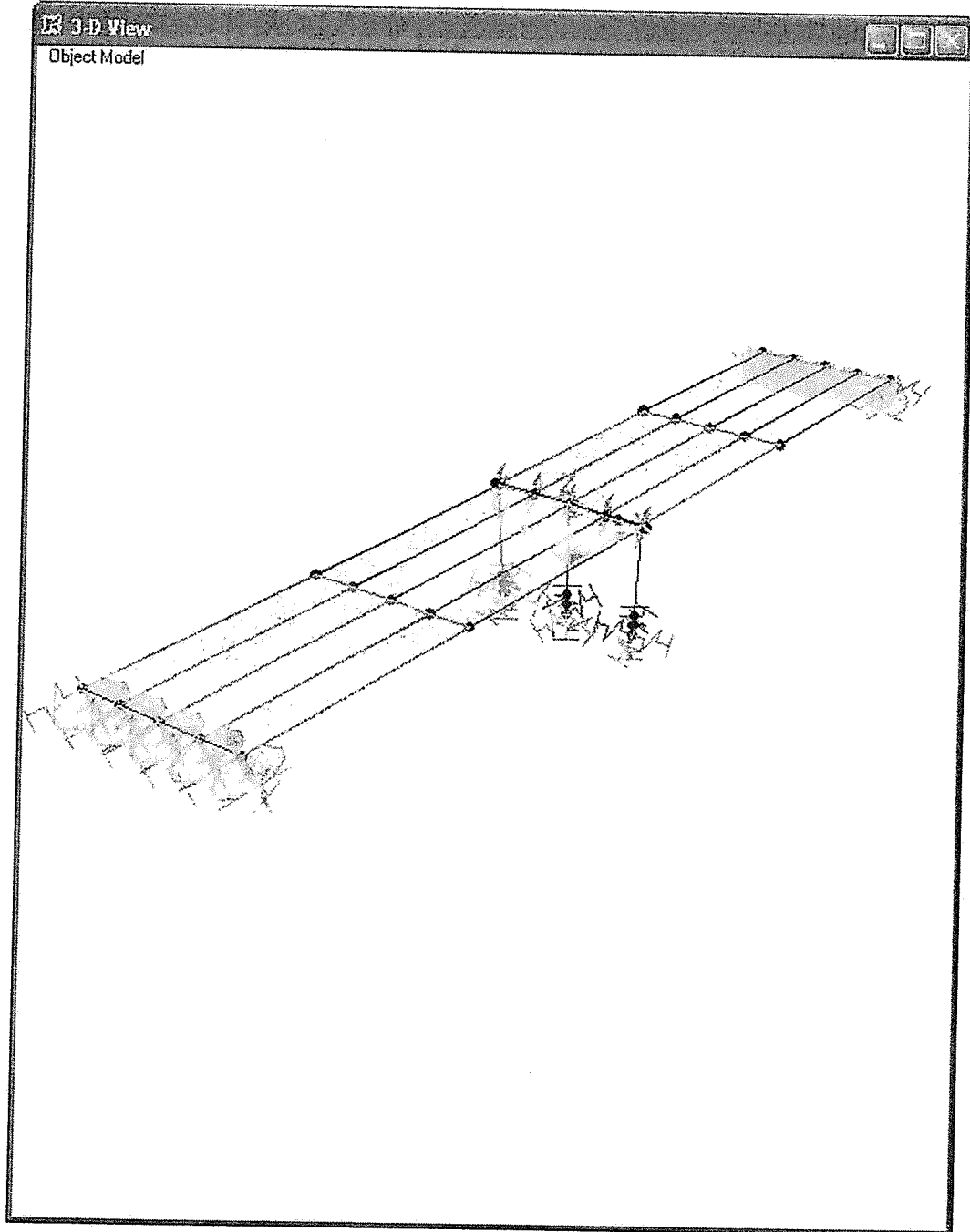


MODELOS SAP 2000

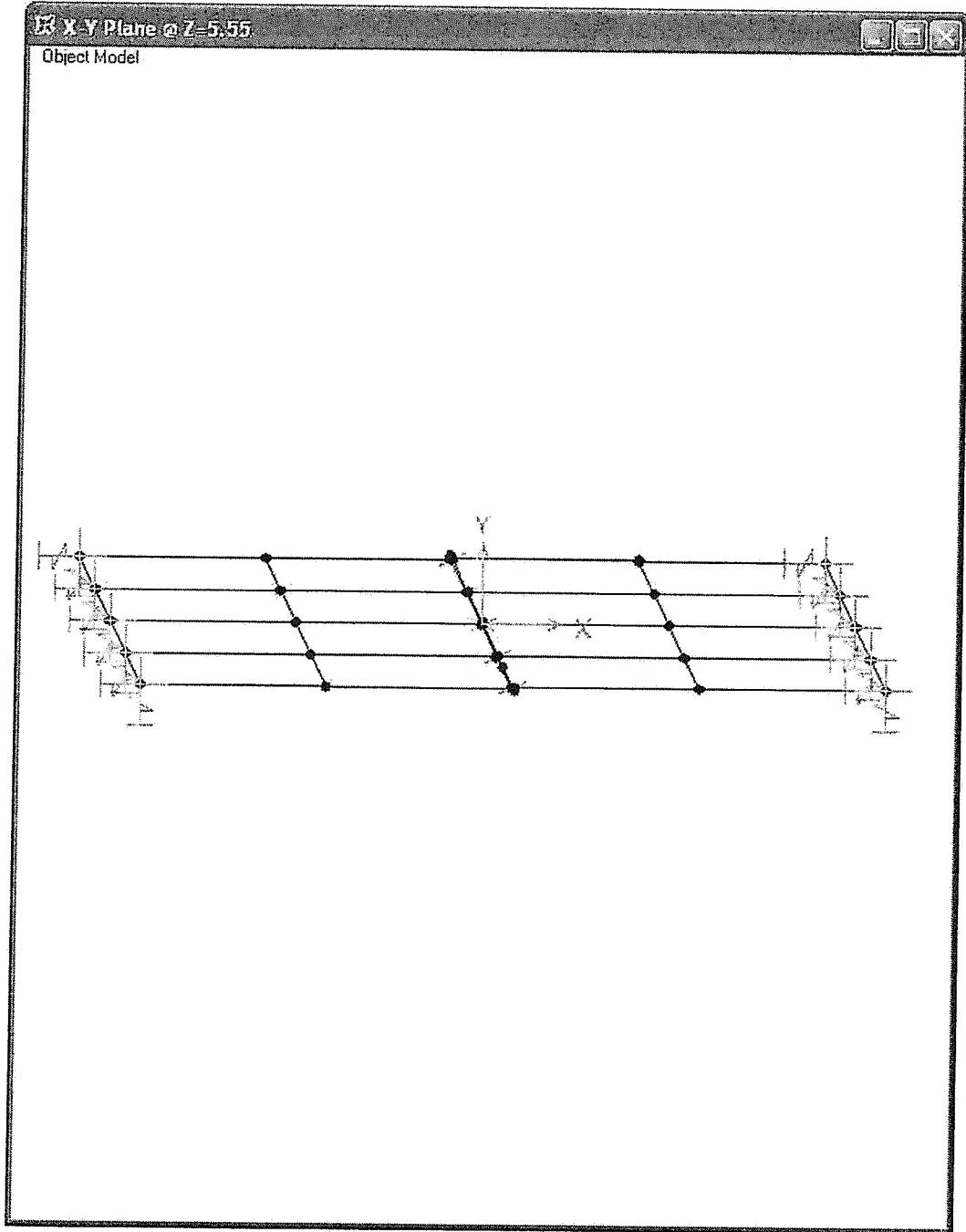
MODELO RECTO



MODELO RECTO



MODELO ESVAJADO



MODELO ESVIAJADO

