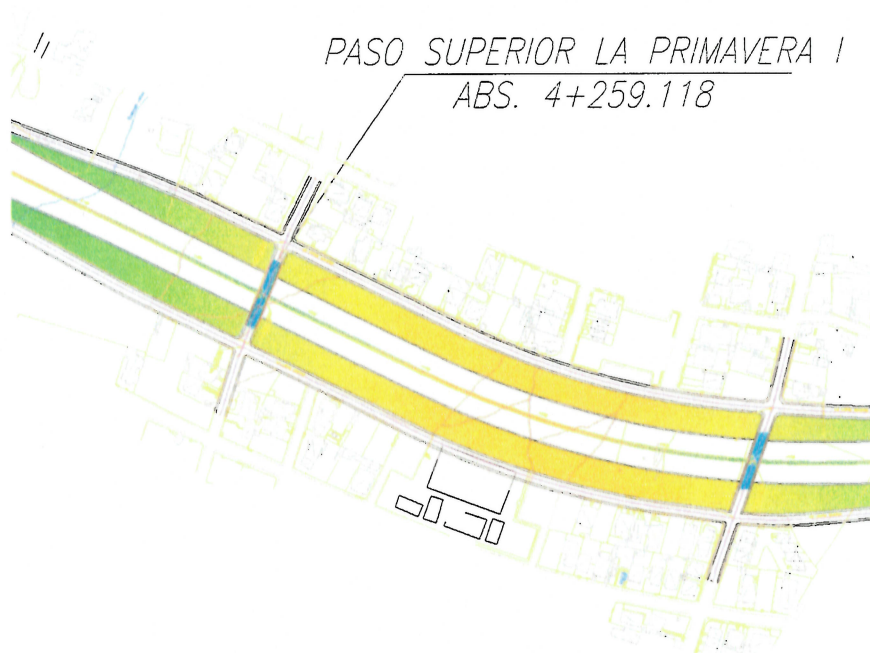
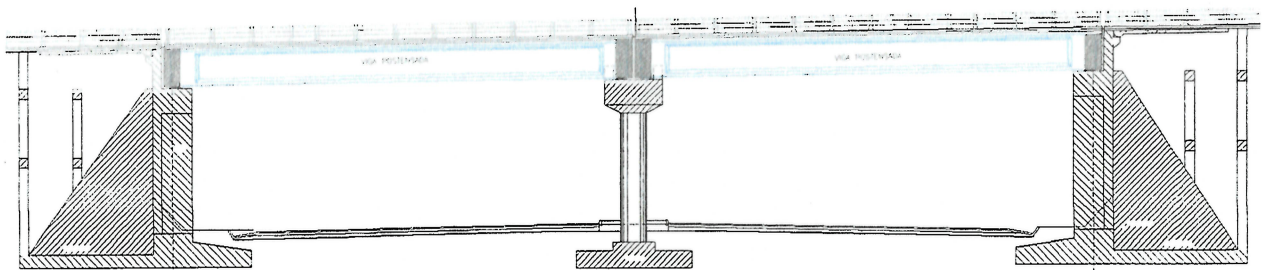


ESTUDIOS DE INGENIERÍA DEFINITIVOS DEL PROYECTO “RUTA SUR – VÍA AEROPUERTO”

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

MEMORIA TÉCNICA

**PASO SUPERIOR 5
LA PRIMAVERA I
ABS. 4+259.118 (PS5)**



ASOCIACIÓN

ÍNDICE

GENERALIDADES	2
SUPERESTRUCTURA	3
Diseño de viga postensada carga vehicular long 22m	4
Diseño losa	17
Diseño neopreno	25
SUB-ESTRUCTURA	28
Estribo 1	29
Pila	63
Modelos Sap 2000	83

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

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 LA PRIMAVERA I, ABCISA 4+259.118 (PS5)

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

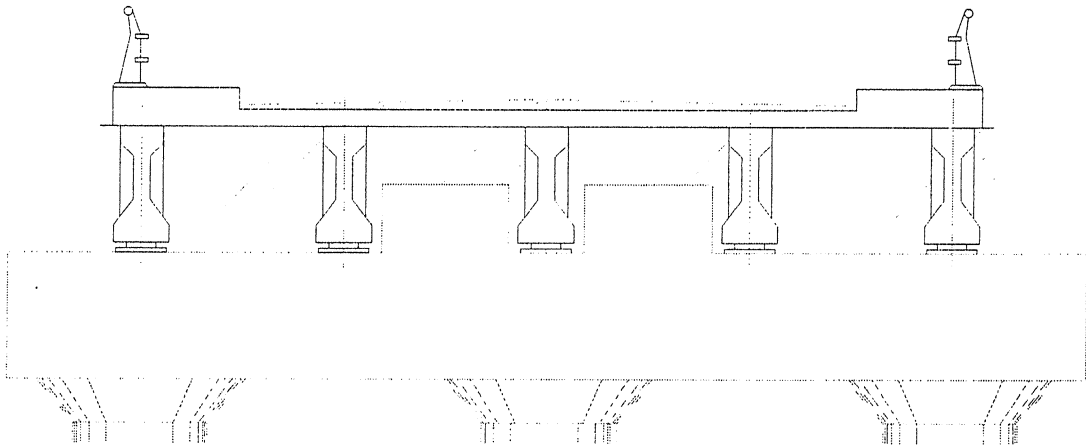
Posee un ángulo de esviajamiento de 4.30° , un bombeo del 2% y una pendiente longitudinal de 1.2%

El paso superior de ferrocarril PS5 está conformado por dos vanos de 22m de longitud y 5 vigas por vano, para lo cual se han diseñado vigas postensadas tipo AASHTO de 1.35m de altura, espaciadas 2.4m y una losa de 20cm de espesor.

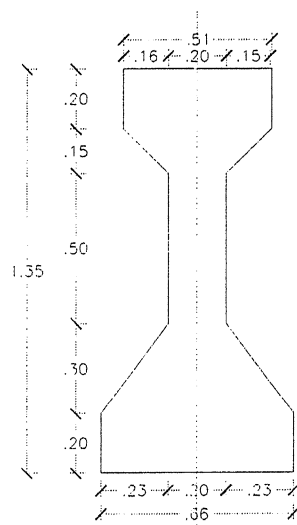
La altura de los estribos es de 9.00m y 9.50m y la altura de la pila es de 7.75. Para el diseño de la cimentación bajo la acción de cargas permanentes se tomo una capacidad portante del suelo de 20 t/m², según los estudios de suelos correspondientes. Los detalles de diseño se pueden encontrar en la memoria técnica

SÚPER-ESTRUCTURA

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

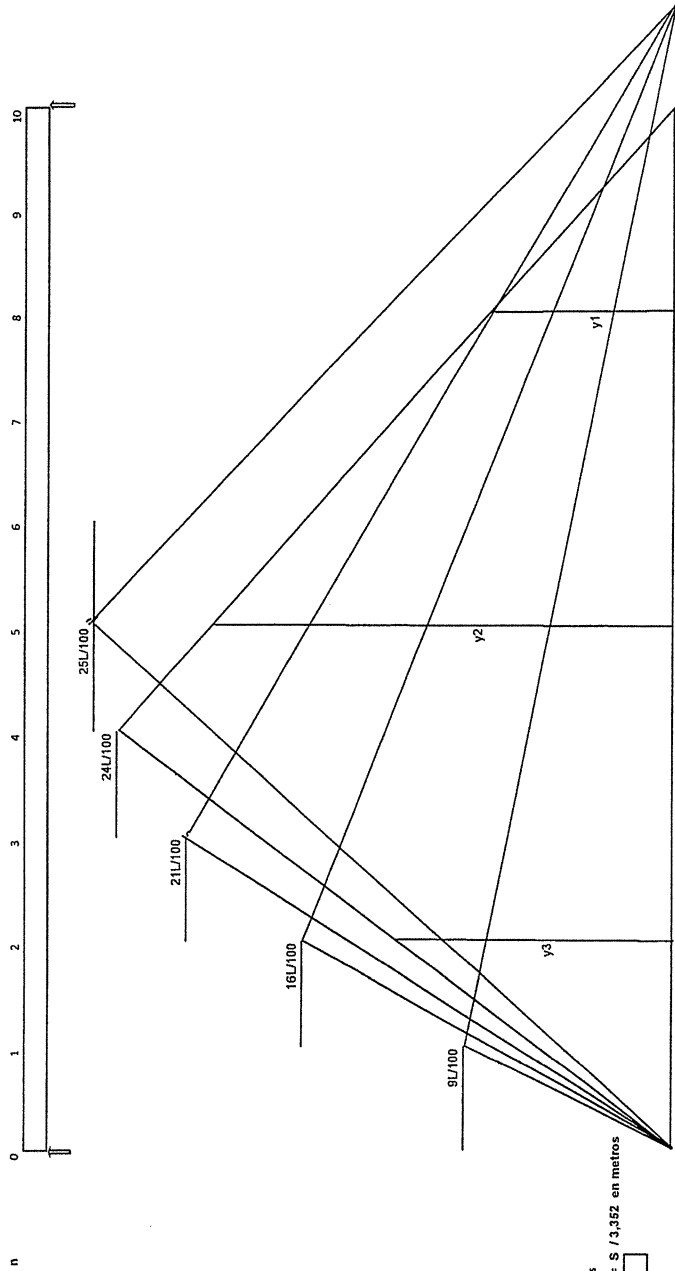


DISEÑO DE VIGAS CARGA VEHICULAR LONG 22m



SECCIÓN

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



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

P=3,64T; w= 0,95 T/ml	por carril
Pfinal 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

w = 0,95 T/ml
wp=0,367/m2 peatonal

a=1,40

P=8000 lb = 3,64 T

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

4a=5,60

a=1,40

2a=2,80

n=0 a 10



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

$y1 = n(10-n)/10 - 4a/10$

$y2 = n(10-n)/10 - a/10$

$y3 = (10-n)(n/10 - 2a)/10$

VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=22m

MOMENTOS MAXIMOS PARA EL CONVOY DE CARGAS CONCENTRADAS

LUZ=22m

	L	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	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	1.4	1.4	1.4	1.4
y1	0	1.42	2.4	2.94	3.04	2.7	1.92	0.7	-0.96	-3.06	-5.6							
y2	0	1.84	3.24	4.2	4.72	4.8	4.44	3.64	2.4	0.72	-1.4							
y3	0	0	1.28	2.66	3.6	4.1	4.16	3.78	2.96	1.7	0							
P	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							
Mmax por viga	0	30.60	71.39	105.89	126.60	133.50	126.60	105.89	71.39	30.60	0							
Pfinal=1.33*0.72*P																		
Mmax=(y1)*P+(y2)*P+(y3)*P																		

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

LUZ=22m

	n	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
L=22m	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0
w	0.68	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	0.0	2.2	4.4	6.6	8.8	11.0	13.2	15.4	17.6	19.8	22.0	22.0
b=(10-n)L/10	22.0	19.8	17.6	15.4	13.2	11.0	8.8	6.6	4.4	2.2	0.0	0.0
M=wbab/2	0.0	14.9	26.5	34.8	39.7	41.4	39.7	34.8	26.5	14.9	0.0	0.0

w=13 por 0.85 + 2.20 por

Para cada viga

ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS DE ACUERDO A AASHTO HL-9:

LUZ=22m

	22	Mmax P	0.0	30.6	71.4	105.9	126.6	133.5	126.6	105.9	71.4	30.6	0.0
Mmax w	0.0	0.0	14.9	26.5	34.8	39.7	41.4	39.7	34.8	26.5	14.9	0.0	0.0
M1 II (b)	0.0	0.0	45.5	97.9	140.7	166.3	174.9	166.3	140.7	97.9	45.5	0.0	0.0

**VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
LÍNEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS DE DISEÑO
PUENTES DE LA RUTA SUR LUZ=22m**

MOMENTOS POR PESO PROPIO Mg
LUZ=22m

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 cu
Distancia entre vigas 2.4 m 3 carriles de 3.60m cu en un ancho de 10.80m

Actuando sobre ultima viga:
Veredas: 1.0577m
Protecc: 0.7277m
Total: 3.7777m
Equivai: 0.5066m

1.2 T/m
1.2 T/m
0.8 T/m

Total por ml de viga: wg
Por viga: Peso diaphragma en el centro 3.5 T

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L=22m	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
b=nl/10	0	2.2	4.4	6.6	8.8	11	13.2	15.4	17.6	19.8	22
b=(10-n)L/10	22	19.8	17.6	15.4	13.2	11	8.8	6.6	4.4	2.2	0
Momento por peso viga	0.0	26.1	46.5	61.0	69.7	72.6	69.7	61.0	46.5	26.1	0.0
Momento por peso losa	0.0	25.1	44.6	58.5	66.9	69.7	66.9	58.5	44.6	25.1	0.0
Momento peso diaphragma	0.00	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	15.21	11.40	7.60	3.80	0.00
Momento peso losa + dia	0.00	28.89	52.21	69.95	82.11	88.70	82.11	69.95	52.21	28.89	0.00
Momento peso asfalto M1 I (a)= M1 I (a) + M1 II (a)= M1 II (a)= (w asf) L	0.0	17.2	30.7	40.2	46.0	47.9	46.0	40.2	30.7	17.2	0.0

MOMENTOS PARA DISEÑO
LUZ=22m

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

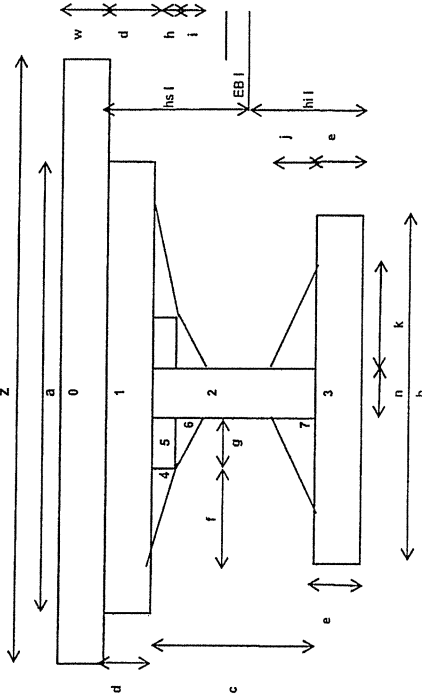
L=22m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Peso viga= Mg I	0.0	26.1	46.5	61.0	69.7	72.6	69.7	61.0	46.5	26.1	0.0
Peso losa + diafragma= M1 I	0.0	28.9	52.2	69.9	82.1	88.7	82.1	69.9	52.2	28.9	0.0
Envol momentos mínimos =0 M2 I = 0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso asfalto y otros= M1 II (a)	0.0	17.2	30.7	40.2	46.0	47.9	46.0	40.2	30.7	17.2	0.0
Lineas de Inf CV mom. maximos= M1 I (b) (L-L)	0.0	45.5	97.9	140.7	166.3	174.9	166.3	140.7	97.9	45.5	0.0
Envolv momen maximos por CV I I (a) + M1 II (b)	0.0	62.8	128.5	180.9	212.3	222.8	212.3	180.9	128.5	62.8	0.0
Envolv momen minimos 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	55.0	98.7	130.9	151.8	161.3	151.8	130.9	98.7	55.0	0.0
Mom maximos segunda etapa Mc2 I = Mg I + M2 I	0.0	26.1	46.5	61.0	69.7	72.6	69.7	61.0	46.5	26.1	0.0
Mom maximos segunda etapa Mc1 II = Mc1 I + M1 II	0.0	117.8	227.2	311.8	356.1	364.1	356.1	311.8	227.2	117.8	0.0
Mom minimos segunda etapa Mc2 II = Mc2 I + M2 II	0.0	55.0	98.7	130.9	151.8	161.3	151.8	130.9	98.7	55.0	0.0

**PUENTES DE LA RUTA SUR
LUZ: 22m
DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO**

fc ad I = 0.55(0.827c)^{1.694}

CARGAS NORMALES AASHTO LRFD /MOP										Eje batiente (eb)										Pesos Vigas										
22-A Tipo IV H=1,45										Eje batiente (eb)										Pesos Vigas										
L = 22	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	n	z	w	Area I	Area II	hi I	hs I	hi II	hs II	leb I	leb II	L	Mc1 I	Mc2 I	fc ad I	fl ad I	Mc1 II	Mc2 II	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	0	0	1680	0	0	0	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	0	1680	0	0	0	
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	55	26	1680	0	118	35
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	99	46	1680	0	227	99
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	131	61	1680	0	312	131
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	152	70	1680	0	364	152
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	161	73	1680	0	384	161
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	152	70	1680	0	364	152
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	131	61	1680	0	312	131
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	99	46	1680	0	227	99
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	55	26	1680	0	118	35
1.45	0.51	0.66	1.04	0.20	0.20	0.00	0.15	0.00	0.15	0.23	0.23	0.20	2.18	0.20	0.52	0.97	0.66	0.78	1.07	0.58	0.125	0.315	22	28	0	0	1680	0	0	0

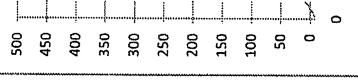
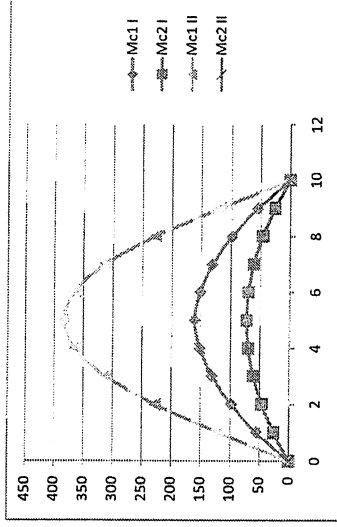
SECCIONES COMPUESTAS



Etapas I: solamente viga pre-fabricada
Etapas II: viga mas losa, 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	55	26	118	55
2	99	46	227	99
3	131	61	312	131
4	152	70	364	152
5	161	73	384	161
6	152	70	364	152
7	131	61	312	131
8	99	46	227	99
9	55	26	118	55
10	0	0	0	0



PARALELO

fc ad II= 1680 = 0,4 f'c

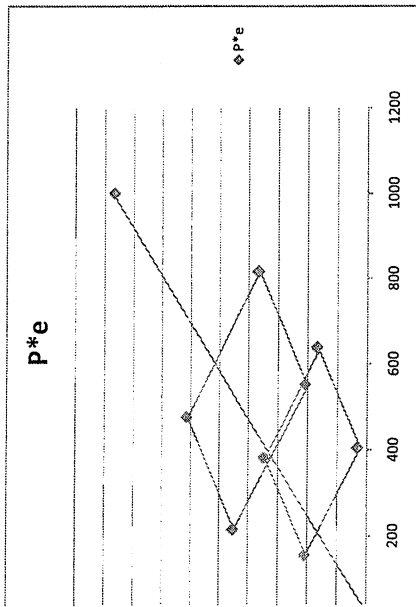
PARALELOGRAMO ETAPA I

VERIF. COND. NECESARIAS (ETAPA I)		(M _{c1} - M _{c2}) * h _{ef} I		(M _{c1} - M _{c2}) * h _{ef} I	
(1,0) II	(2,0) I	<	<	<	<
1680	0	0	1680	0	1680
1680	0	289	1680	181	1680
1680	0	539	1680	326	1680
1680	0	730	1680	437	1680
1680	0	855	1680	513	1680
1680	0	912	1680	555	1680
1680	0	855	1680	513	1680
1680	0	730	1680	437	1680
1680	0	539	1680	326	1680
1680	0	289	1680	181	1680
1680	0	0	1680	0	1680

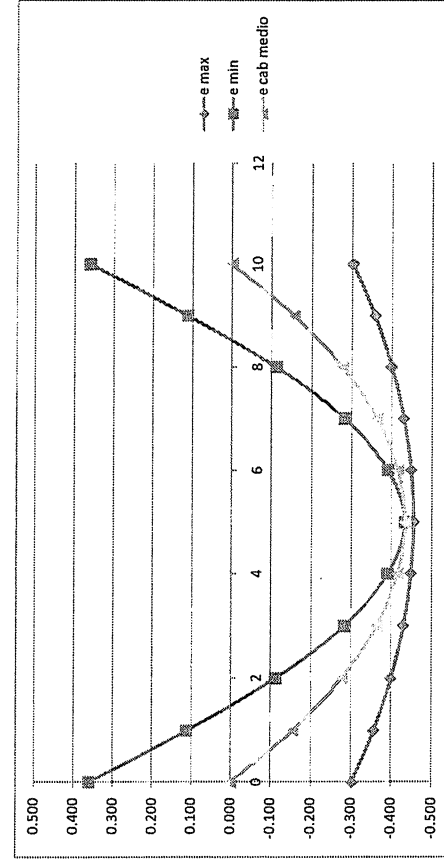
PARAMETROS DE DISEÑO PRIMERA ETAPA			COND PREVIAS (*)		
A I	I I	ft ad I	ft ad	f'c ad	f'c ad
0,52423	0,125	0,66	0,783	0	1680
0,52423	0,125	0,66	0,783	55	26
0,52423	0,125	0,66	0,783	99	46
0,52423	0,125	0,66	0,783	131	61
0,52423	0,125	0,66	0,783	152	70
0,52423	0,125	0,66	0,783	161	73
0,52423	0,125	0,66	0,783	152	70
0,52423	0,125	0,66	0,783	131	61
0,52423	0,125	0,66	0,783	99	46
0,52423	0,125	0,66	0,783	55	26
0,52423	0,125	0,66	0,783	0	0

PARAMETROS DE DISEÑO SEGUNDA ETAPA									
A II	I II	hi II	hs II	hs' II	M _{c1} II	M _{c2} II	fc ad II	ft ad II	fi
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	0,00	0,00	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	117,78	55,03	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	227,21	98,67	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	311,84	130,93	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	384,14	151,81	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	384,14	151,81	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	311,84	130,93	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	227,21	98,67	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	117,78	55,03	1680,00	0,00	0,23
0,97	0,32	1,07	0,58	0,38	0,00	0,00	1680,00	0,00	0,23

IGRAMOS DE LAS CONDICIONES FUNDAMENTALES



EXCENTRICIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS. TRAZADO DEL CABLE MEDIO



P	P*e
404	16
638	85
155	105
382	174
554	104
817	184
215	227
477	307
1000	433

ZONA DE PASO DEL CABLE MEDIO

e lim	P con e lim en Ec (1,0) II		P con e lim en Ec (1,5) II		P	e max	e min
	P Ec (1,0) II	P Ec (1,5) II	P Ec (1,0) II	P Ec (1,5) II			
0.433	0	-2100	383	0.302	0.302	0.302	-0.36
0.433	120	-1576	383	0.357	0.357	0.357	-0.11
0.433	228	-1136	383	0.399	0.399	0.399	0.11
0.433	311	-806	383	0.429	0.429	0.429	0.28
0.433	363	-595	383	0.448	0.448	0.448	0.39
0.433	383	-505	383	0.454	0.454	0.454	0.43
0.433	363	-595	383	0.448	0.448	0.448	0.39
0.433	311	-806	383	0.429	0.429	0.429	0.28
0.433	228	-1136	383	0.399	0.399	0.399	0.11
0.433	120	-1576	383	0.357	0.357	0.357	-0.11
0.433	0	-2100	383	0.302	0.302	0.302	-0.36

e max		e min		e cab medio	
0.302	-0.360	0.000	0.000	0.302	-0.360
0.357	-0.112	0.156	0.156	0.357	-0.112
0.399	0.112	0.277	0.277	0.399	0.112
0.429	0.284	0.364	0.364	0.429	0.284
0.448	0.391	0.416	0.416	0.448	0.391
0.454	0.433	0.433	0.433	0.454	0.433
0.448	0.391	0.416	0.416	0.448	0.391
0.429	0.284	0.364	0.364	0.429	0.284
0.399	0.112	0.277	0.277	0.399	0.112
0.357	-0.112	0.156	0.156	0.357	-0.112
0.302	-0.360	0.000	0.000	0.302	-0.360

e max		e min		e cab medio	
0	-0.302	0.360	0.000	0.000	0.000
1	-0.357	0.112	-0.156	-0.156	-0.156
2	-0.399	-0.112	-0.277	-0.277	-0.277
3	-0.429	-0.284	-0.364	-0.364	-0.364
4	-0.448	-0.391	-0.416	-0.416	-0.416
5	-0.454	-0.433	-0.433	-0.433	-0.433
6	-0.448	-0.391	-0.416	-0.416	-0.416
7	-0.429	-0.284	-0.364	-0.364	-0.364
8	-0.399	-0.112	-0.277	-0.277	-0.277
9	-0.357	0.112	-0.156	-0.156	-0.156
10	-0.302	0.360	0.000	0.000	0.000

Ec= 4700niz f'c 30460MPa=30460007/m2 27805007/m2
 Ec=66%Ec

Ecuacion Cable Medio Carga equiva. pretensado L= 28 A

Ecuacion Cable Medio Carga equiva. pretensado L= 22A
 e lim= 0.456

Ec = 3046000 Esf finales máximas= P/(A·l) + (P·e final)/I c/I (l) + (Mct·l²)/I² c²/I (l)
 Mc1 l= 384 f sup= 593 -708 -511 (Compre(-)
 Mc2 l= 161 f inf= -396 -1091 1303 -183 (Tracción(+)
 w pps= 1.26 w tota= 6.35
 p pre= -2.74 Deformaciones elásticas= 5 w L4 / 384 E I
 wpp+p pre= -1.48 Def(pret+pp)= -0.005 m Def total= 0.029 m

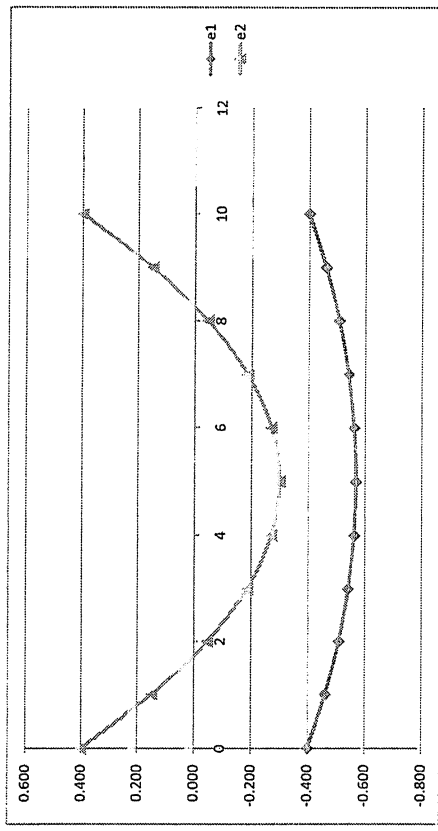
Fl	T	T	0.60Pu	0.74Pu	T	T
					9	177
12	236				9	177
12	236				9	177
	472					531
Perd						0.28

eo= 4fo n/10-4fo n2/100
 eo= 4fo n/10-4fo n2/100
 e1=b+4f n/10-4f n2/100
 e2=-b+4f n/10 -4f n2/100

En centr	a	b	En apoyo	f1	fo	f2
	0.135	0.4	0.168	0.433	0.588	

	a	b	e1	eo	e2
0	0.135	0.4	0.400	0.000	-0.400
1	0.135	0.4	0.460	0.186	-0.149
2	0.135	0.4	0.508	0.277	0.047
3	0.135	0.4	0.541	0.364	0.186
4	0.135	0.4	0.561	0.416	0.270
5	0.135	0.4	0.568	0.433	0.298
6	0.135	0.4	0.561	0.416	0.270
7	0.135	0.4	0.541	0.364	0.186
8	0.135	0.4	0.508	0.277	0.047
9	0.135	0.4	0.460	0.186	-0.149
10	0.135	0.4	0.400	0.000	-0.400

TRAZADO DE CABLES



	e1	eo	e2
0	-0.400	0.000	0.400
1	-0.460	-0.156	0.149
2	-0.508	-0.277	-0.047
3	-0.541	-0.364	-0.186
4	-0.561	-0.416	-0.270
5	-0.568	-0.433	-0.298
6	-0.561	-0.416	-0.270
7	-0.541	-0.364	-0.186
8	-0.508	-0.277	-0.047
9	-0.460	-0.156	0.149
10	-0.400	0.000	0.400

PERDIDAS
AASTHO 2006

DATOS

c8 CENTRO DE LA VIGA

P	57680Kg
e	38.31cm
Mpp	74.98J/m

Aps	37.80cm ²
f's	18900Kg/cm ²
fpi	0.78
fpbt	0.81
Ep	1960000Kg/cm ²

Tendones (N) 27

A	5.163cm ²	I	10.457,183cm ⁴	H	135.00cm	Yt	73.94cm	Yb	61.06cm	St	141.429cm ³	Sb	171.259cm ³
---	----------------------	---	---------------------------	---	----------	----	---------	----	---------	----	------------------------	----	------------------------

fci	420.00cm ²
Eci	245927Kg/cm ²

H % 80%

PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

ES 578Kg/cm²

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

PERDIDAS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

LT 1433Kg/cm²

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

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

0.90 Factor de corrección por humedad relativa

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

0.73 Factor de corrección por esfuerzo del hormigón

PERDIDAS TOTALES

ES	3.92
LT	9.72
Fricción (Aprox)	3.00
Anclajes	6.00

% PERDIDAS Aprox 22.64%

ALTURA cm	AREA cm ²	Yts cm	Ytc cm	Ybc cm	logc cm ⁴	Shasa cm ³	Sltc cm ³	Sltc cm ³	Sltc cm ³
155.00	11.640,28	60.09	40.09	94.91	29319895	487,951,668	731,393,75	308,915,66	

9.1 ESFUERZOS EN DIFERENTES PUNTOS

ESTADOS DE CARGA DE DISEÑO

α	0	hcc/2	hcc	logc	Shasa	Sltc	Sltc	Sltc
x	0.00	0.775	1.55	2.20	4.40	6.60	7.00	11.00
A LA TRANSFERENCIA								
flop	-64.30	-52.78	-67.70	-210.00	<=flop<=	37.42	"2*RAIZ(fb)	"+ TRACCION"
fbottom	88.25	98.62	140.89	-37.42	<=fbottom<=	-25.87	-23.22	-14.52
COMPRESION SERVICE I								
esfuerzo admisible			1.60*RAIZ(fc)	<=flop<=	252.00	0.60*fc	"*COMPRESION"	
flop	52.75	54.86	79.17	91.93	95.77	99.34	101.43	102.94
fbottom	-72.40	-63.83	-78.10	-252.00	<=fbottom<=	32.79	1.60*RAIZ(fc)	"+ TRACCION"
TRACCION SERVICE III								
esfuerzo admisible			1.60*RAIZ(fc)	<=flop<=	252.00	0.60*fc	"*COMPRESION"	
flop	52.75	54.16	77.90	90.19	95.74	95.38	97.09	98.50
fbottom	-72.40	-65.48	-81.68	-252.00	<=fbottom<=	32.79	1.60*RAIZ(fc)	"+ TRACCION"
14	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI

ESTATUS DE LAS SECCIONES

α	0	hcc/2	hcc	logc	Shasa	Sltc	Sltc	Sltc	COMPRE.	TRACCION
x	0.0000	0.7750	1.5500	2.2000	4.4000	6.6000	7.0000	11.0000		
A LA TRANSFERENCIA										
flop	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR
fbottom	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR
CONDICION FINAL										
flop	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR
fbottom	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR

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

CONDICION FINAL		α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.4	0.5
x	esfuerzo admisible	0.00	0.775	1.55	0.1	2.20	4.40	6.60	8.80	11.00
ftop	esfuerzo admisible	52.75	54.00	77.59	0.79*RAIZ(f _c)	-32.79	<=ftop<=	189.00	0.45*fc	*"COMPRESION"
fbottom	esfuerzo admisible	-72.40	-65.87	-82.54	0.45*fc	-189.00	<=ftop<=	93.82	95.64	96.92
								32.79	0.79*RAIZ(f _c)	*" TRACCION"
								-39.92	-32.28	-29.24

ESTATUS DE LAS SECCIONES

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

10. CHEQUEOS POR RESISTENCIA

Fd	1.25	Fs	1.50	F(L+I)	1.75
----	------	----	------	--------	------

α	0	hcc/2	hcc	0.1	0.2	0.30	0.32	0.4	0.5
Muscul	0.0000	0.7750	1.5500	2.2000	4.4000	6.6000	7.0000	8.8000	11.0000
dp	0.00	79.53	152.80	209.44	369.44	477.03	491.35	541.71	560.75
ps	0.00188	99.20	108.70	107.77	118.48	126.13	127.19	130.72	132.25
Fsu	18367.99	18395.87	18439.95	18435.96	18477.91	18506.51	18506.82	18517.43	18521.86
b	8.10	8.12	8.14	8.13	8.15	8.16	8.16	8.17	8.17
Muprov	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
	623.96	661.02	728.79	722.12	798.50	853.07	860.65	885.82	896.74
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

Acero dulce

Asb	10.00	Asl	10.00
-----	-------	-----	-------

AASTHO LRFD
5.7.3.1

k	0.28
---	------

dp	94.00	99.20	108.70	107.77	118.48	126.13	127.19	130.72	132.25
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	18893	18894	18894	18894	18895	18895	18895	18895	18895
Min	870.95	708.11	776.02	769.34	845.85	900.51	908.09	933.30	944.23
	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	hocr	0.1	0.2	0.30	0.32	0.4	0.5
x	0.0000	0.7750	1.5500	2.2000	4.4000	6.6000	7.0000	8.8000	11.0000
$1.2 \cdot M_{cr}$	457156.19	455979.07	450252.25	448115.98	444749.57	440330.27	439580.68	436553.31	433799.85
f_{pa}	72.40	85.49	123.22	123.27	149.88	168.06	170.50	178.32	181.07
M_{cr1}	367.00	402.90	506.33	506.45	579.41	629.24	635.93	657.37	664.91
M_{cr2}	29.37	12.17	23.47	32.28	57.62	76.00	78.59	87.43	91.91
$1.2 \cdot M_{cr}$	405.16	468.88	579.43	569.00	626.15	663.90	668.81	683.93	687.60
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

12. DEFLEXIONES EN EL CENTRO DE LA VIGA

A LA TRANSFERENCIA

P_t =Fuerza en el centro de la viga a la transferencia (considera pérdidas por fricción)
 $q_{eq} = P_t \cdot e^{-\delta} / (e^{\delta} - e^{-\delta})^2$

	T/m	T/m
q_{eq}	-3.45	
q_g	1.24	
Li	22.00	m
δ_{eq}	-4.48	cm
δ_g	1.61	cm
δ_{sh}	1.04	cm

Longitud total de la viga
 $\delta_{eq} = 5 \cdot q_{eq} \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c I^3)$
 $\delta_g = 5 \cdot q_g \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c I^3)$
 $\delta_{sh} = P_t \cdot L^3 / (48 \cdot E_c I^3)$

EN LA CONDICION FINAL

	T/m	T/m
q_{losa}	1.15	
q_s	0.77	
L	21.00	m
δ_{dp}	0.15	cm
δ_{losa}	1.13	cm
δ_g	0.29	cm
δ_{L+1}	1.17	

$\delta_{dp} = 5 \cdot M \cdot \max(L^2 / 48 \cdot E_c I^3)$
 $\delta_{losa} = 5 \cdot q_{losa} \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c I^3)$
 $\delta_s = 5 \cdot q_s \cdot L^4 / 384 \cdot (E_c I^3)$
 $\delta_{L+1} = 5 \cdot M \cdot \max(L^2 / 48 \cdot E_c I^3)$

Def. por dp
 Por peso de losa
 Muerte Superimpuesta
 Viva

SI Cumple

L/800 2.75cm

CAUSA	TRANSFER	FACTOR	MONTAJE (28 DIAS)	FACTOR	FINAL (Años)
Fuerza de Preestruero	-4.48	1.80	-8.07	2.20	-9.86
Peso Propio de viga	1.61	1.85	2.98	2.40	3.86
D. Superimpuesta en viga				2.30	0.34
Peso de losa en viga				2.30	2.61
DS. en Seccion Compuesta				3.00	0.87

Diafragmas

TOTAL	cm	cm	cm	cm	cm
-2.87	1.8	1.86	-5.09	-2.18	-2.18
ACORTAMIENTO sh	1.04	1.86	-5.09	cm	cm

RUTA SUR 20m

PUENTE:

13. DISEÑO A CORTE VERTICAL

AASHTO LRFD
5.6.3.3

x	0.00	0.775	1.55	2.20	4.40	6.60	7.00	8.80	11.00
h	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00	155.00
dv	111.60	111.60	111.60	111.60	118.48	126.13	127.19	130.72	132.25
bv	51.00	51.00	51.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Vp	26070.37	29477.07	26900.71	24887.18	16558.19	12246.19	11116.67	6072.06	0.00
Vu	112.90	107.18	101.44	96.17	79.48	62.77	59.76	46.08	29.35
Vn max	623.69	827.10	624.52	259.35	267.37	277.12	278.22	280.58	277.73
v	17.46	15.74	15.08	36.68	29.44	22.79	21.73	17.26	12.33
v/c	0.042	0.037	0.036	0.087	0.070	0.054	0.052	0.041	0.029
Mu	126.00	119.61	152.80	209.44	368.44	477.03	491.35	541.71	560.75
Ipo	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00	13230.00
Aps	35.28	35.28	35.28	35.28	35.28	37.80	37.80	37.80	37.80
Ac	4152.50	4152.50	4152.50	2590.00	2590.00	2590.00	2590.00	2590.00	2590.00
Ex*1000	-0.121	-0.127	-0.115	-0.094	-0.043	-0.032	-0.029	-0.021	-0.021
β	20.40	20.40	20.40	20.40	21.00	21.00	21.60	21.60	21.60
Vc	146824.49	146824.49	146824.49	57576.23	5762.89	56169.79	51807.43	53844.39	53867.58
Vs	-21374.81	-57213.39	-51008.60	24293.05	16988.43	1328.43	3477.21	-8111.33	-21255.08
Asmin	6.02	6.02	6.02	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
As dis	-1.70	-4.54	-4.84	1.93	1.31	0.10	0.26	-0.59	-1.53
As real	22.60	22.60	15.07	15.07	11.30	11.30	11.30	11.30	11.30
Av	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
Sk	10.00	10.00	15.00	15.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA

25.20

Nota: sillo donde
el aps actua

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 LINEA		
	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 cm²

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**

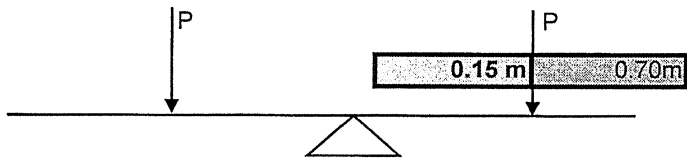
Mu

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 Tn**

$$E = 0.833Xc + 1.140$$

Mcr **1.42 T-m**

Mcr + l **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 cm²** 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 mm²/mm**
As **1.49 cm²**

1φ 10 mm @ 20.00 cm

AS INFERIOR (Distribución)

Porcentaje del acero principal positivo (67%)

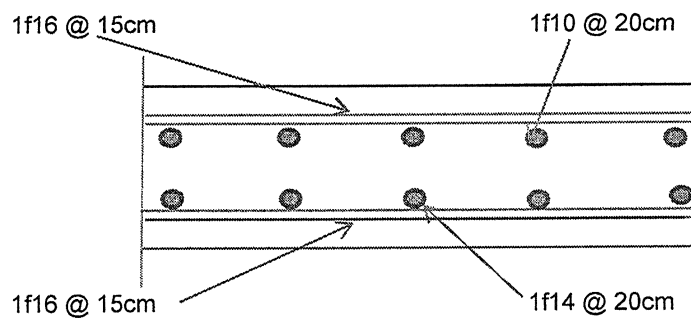
Se **2.108 m**

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

As 67.00% **8.09 cm²**

1φ 14 mm @ 20.00 cm

ESQUEMA DE ARMADO

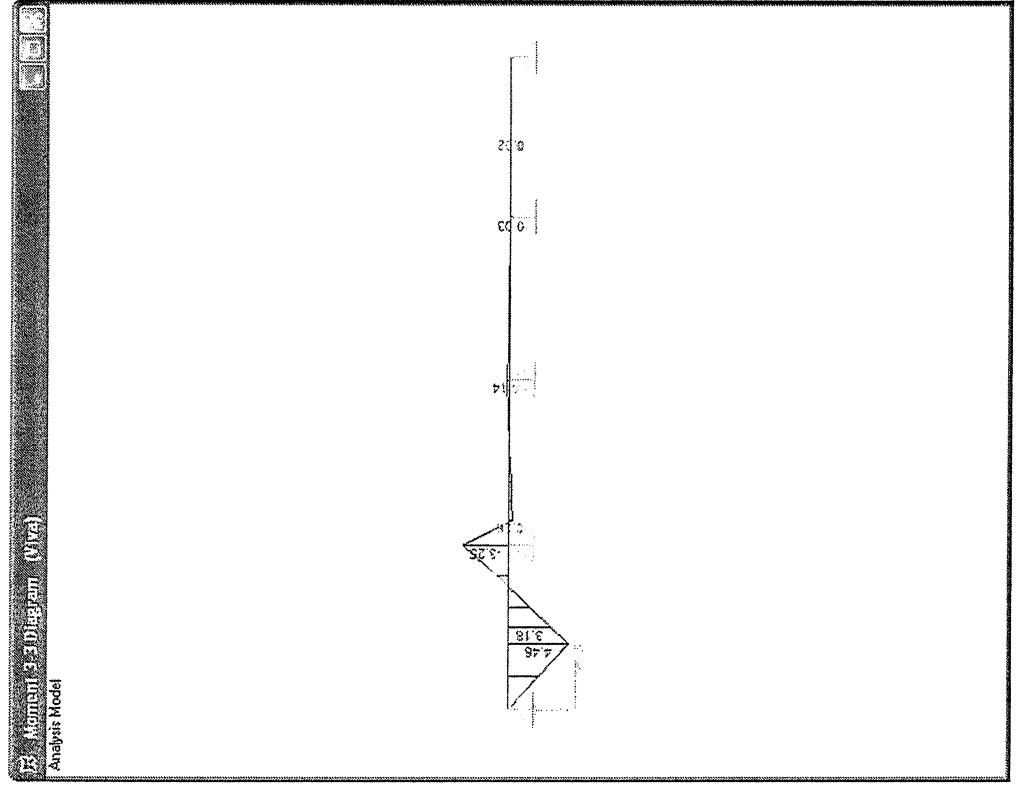
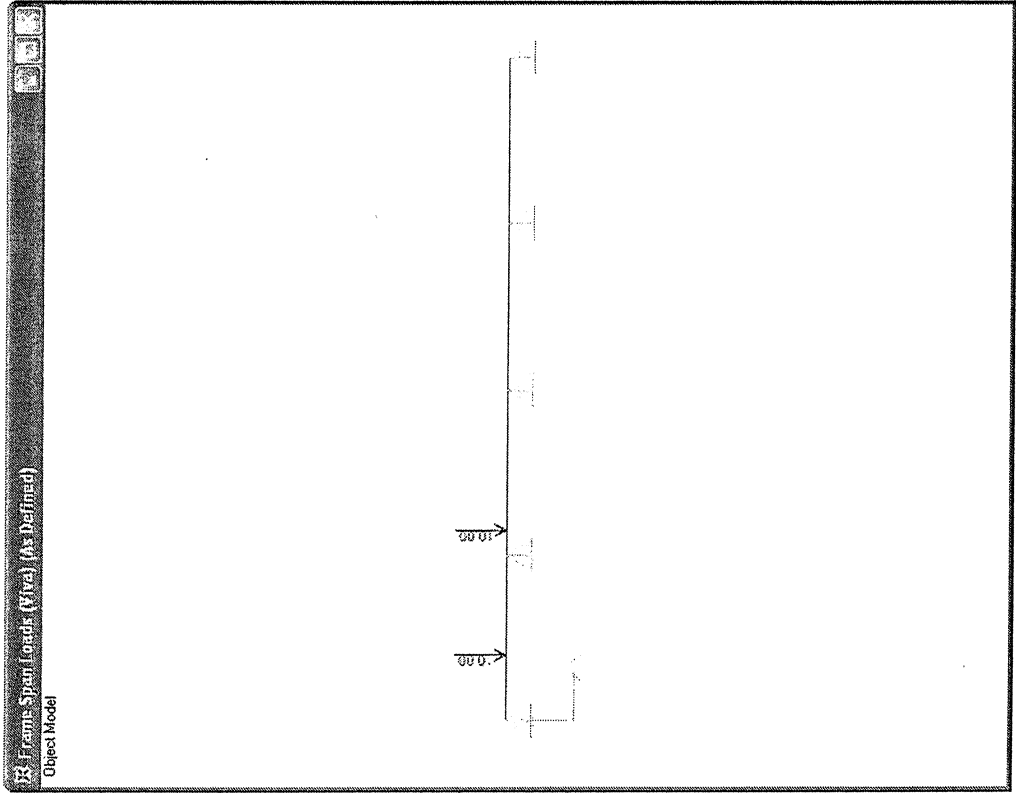


DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

CARGA VIVA MAX M POSITIVO INTERNO

CARGA

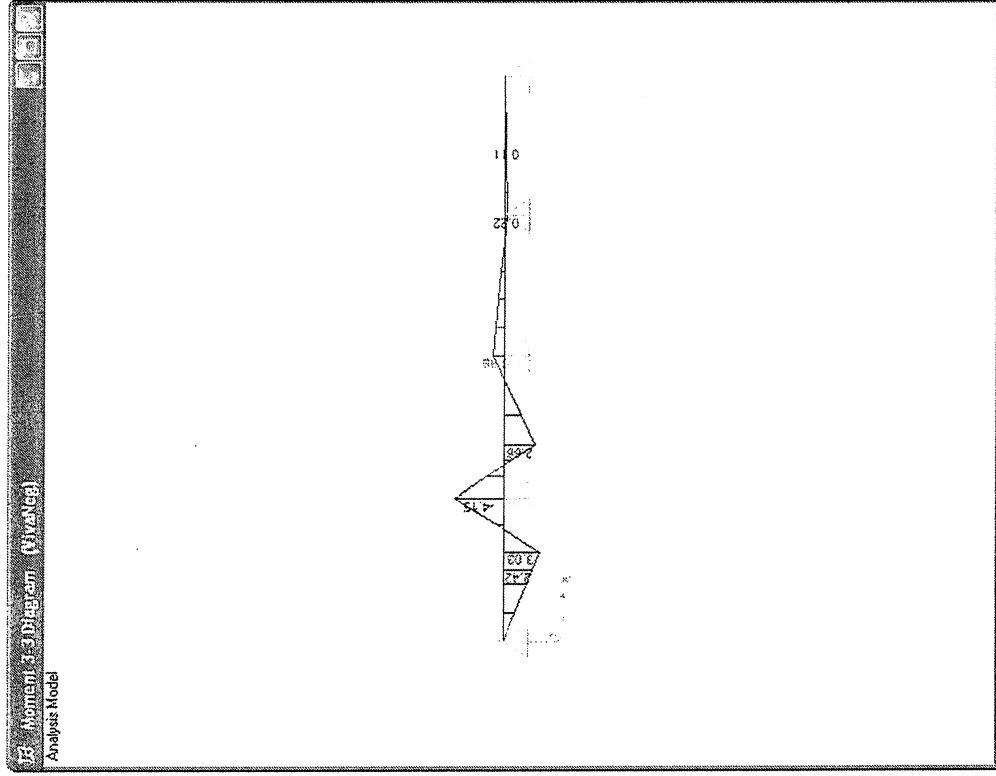
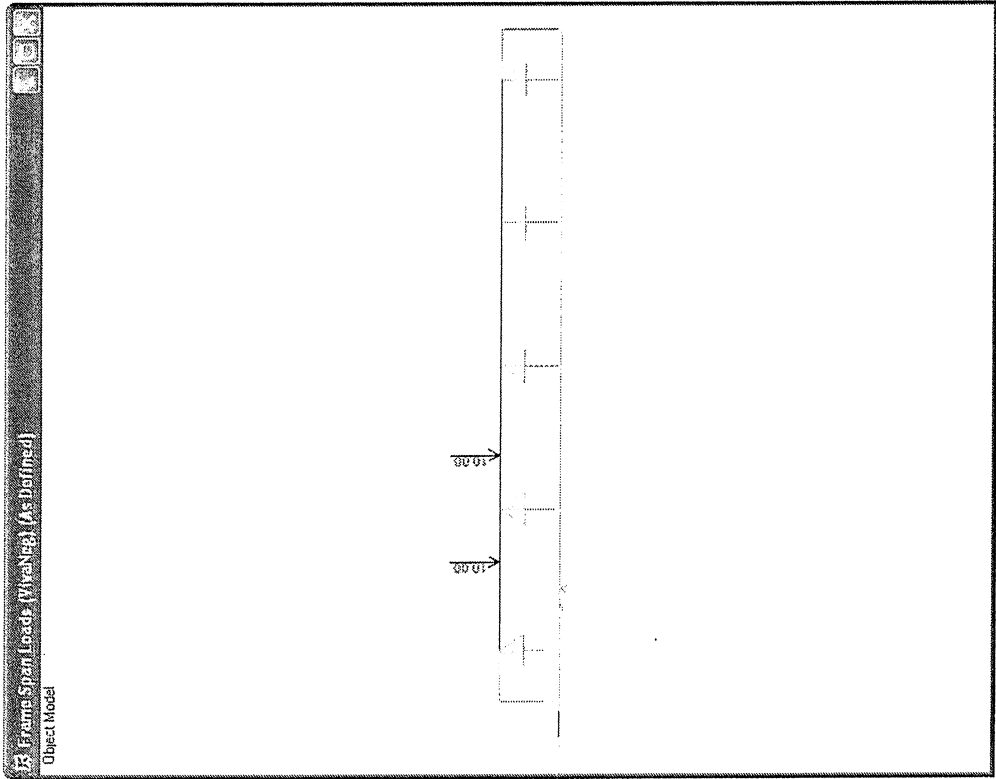
MOMENTO



CARGA VIVA MAX M NEGATIVO INTERNO

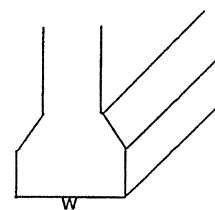
CARGA

MOMENTO



DISEÑO DE NEOPRENO

WD	49.18 Tn	Dim	W	44.00 cm
WL	13.70 Tn		L	35.00 cm
G estatico inf	9.48 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	1.25mm
# Capas Neopreno	3	e	19.00mm
Recubrimiento	4.00mm		

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

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	1.95mm		
ϵ_i	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}	0.0034 Rad		

θ_{dc1} 0.0118 Rad
 θ_{s1} 0.0022 Rad
 θ_{s2} 0.0078 Rad
 θ_s 0.0078 Rad

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

σ_c 40.8 Kg/cm²
 $\sigma_{up\ min}$ 42.9 Kg/cm²

Verificar

Si se soporta deformacion por corte debe cumplir

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

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

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

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

Si L>W
 A 0.1513
 B 0.2849

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 25.0°
 α 1.08E-05 mm/mm°C
 luz 28.000.00

Climas Moderados

Δ temp 3.78mm

SISMO
$$\Delta_{sismica} = \frac{K_h * R_{dl} * e_{goma}}{G_s * w * l}$$

RDL (Reaccion DL) 49.18 Tn

e goma (hrt) 65.00mm

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

K1 (Factor de Importancia) 1 (Esencial)

S (Coef. Suelo) 1.2 (Tipo III)

Ao (aceleracion f(g)) 0.24

Kh 0.24

Δ sismo 34.16mm

Δ total 37.91mm

$$2\Delta_s < hrt$$

Verificar

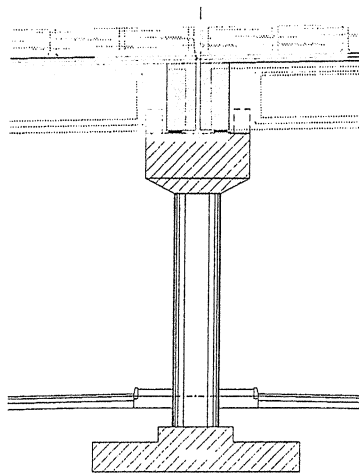
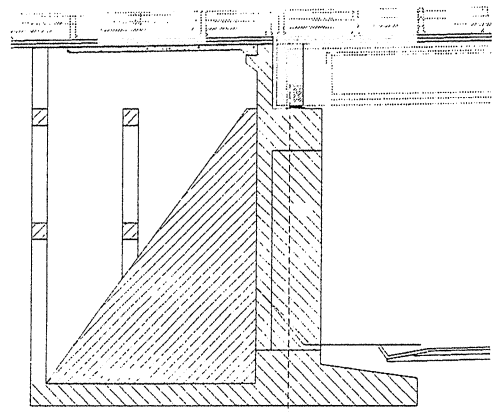
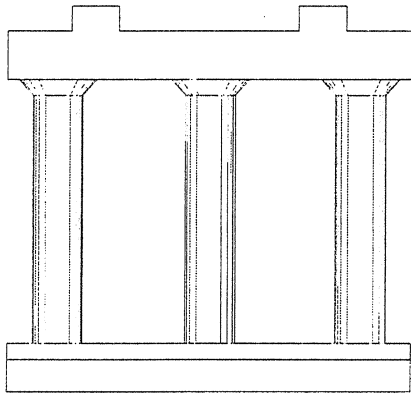
RIGIDEZ
$$K = \frac{G * A}{hrt}$$

A 1540.00cm²

K 3458.6 Kg/cm

SUB-ESTRUCTURA

DISEÑO ESTRIBO
DISEÑO PILA



ESTRIBOS 11.00

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 ESVAJAMIENTOS																													
TOTAL CARGAS VERTICALES										TOTAL CARGAS VERTICALES																			
Reacc. del tablero, sin										Reacc. del tablero, sin																			
H=16.70m										H=12.90m																			
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h.vig	L	L esv	Estruc+habilitad/m	Peso total de estructura+reacción tablero + dslr de tablero	Fv P	MX Fv	Y Fvge	MY Fv	X Fvge	Rellen/m
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	11654	5.4	13606	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	1864	9984	5.4	12168	6.5	270	
16.7	17.45	8.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	12.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	126	1671	8856	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	
TOTAL CARGAS VERTICALES																													
Reacc. del tablero, sin										Reacc. del tablero, sin																			
H=12.90m										H=11.00m																			
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h.vig	L	L esv	Estruc+habilitad/m	Peso total de estructura+reacción tablero + dslr de tablero	Fv P	MX Fv	Y Fvge	MY Fv	X Fvge	Rellen/m
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	7876	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	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	10.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	100	1324	6046	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	
TOTAL CARGAS VERTICALES																													
Reacc. del tablero, sin										Reacc. del tablero, sin																			
H=11.00m										H=8.50m																			
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h.vig	L	L esv	Estruc+habilitad/m	Peso total de estructura+reacción tablero + dslr de tablero	Fv P	MX Fv	Y Fvge	MY Fv	X Fvge	Rellen/m
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	5531	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	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	8.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	83	1097	4358	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	4297	4.0	6854	6.4	99	
TOTAL CARGAS VERTICALES																													
Reacc. del tablero, sin										Reacc. del tablero, sin																			
H=8.50m										H=8.50m																			
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h.vig	L	L esv	Estruc+habilitad/m	Peso total de estructura+reacción tablero + dslr de tablero	Fv P	MX Fv	Y Fvge	MY Fv	X Fvge	Rellen/m
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	68	1033	3824	3.7	7707	7.5	62	
8.5	9.25	3.5	0.8	1.5	2	1	15.6	0.96	1.04	0.5	0.7	1	0.6	0.5	2.5	7.6	0.4	1.2	2	12.8	13.29	71	943	3473	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		Estr + suel + lablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suel+lablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMOS				Fuerzas horiz. Tot. Pres. suelos + sism.					
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	X FvQ	Fv Tot./ml	Fv total	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	V cg	e ycg	x ceg	Mv y cg	H tot	M tot	H tot	M tot	Fh Tot	MFh Tot	FS a volc	Fv Total		
4954					7090,04																		
4954	40970	8.3	24088	4.9	397	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	7090
4164	34434	8.3	20368	4.9	392	44418	7.37	32536	5.40	6.30	-1.07	5.78	0.38	-6451	150.2	1255	8368	444	2959	1699	11327	3.92	6028
3592	29709	8.3	19669	5.5	397	3466	7.32	29982	5.70	6.30	-1.02	5.84	0.15	-5373	58.8	1083	7220	387	2631	1470	9851	3.91	5264
3460	28614	8.27	22144	6.4	398	5087	7.31	32557	6.40	6.30	-1.01	6.40	0.00	-5124	0.0	1043	6954	374	2555	1417	9509	3.91	5087

Peso total relleno		Estr + suel + lablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suel+lablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMOS				Fuerzas horiz. Tot. Pres. suelos + sism.					
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	X FvQ	Fv Tot./ml	Fv total	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	V cg	e ycg	x ceg	Mv y cg	H tot	M tot	H tot	M tot	Fh Tot	MFh Tot	FS a volc	Fv Total		
2998					4659,84																		
2998	21626	7.2	17833	5.9	254	29452	6.32	30973	6.65	5.30	-1.02	7.12	0.47	-4755	120.7	909	4919	375	1775	1234	6695	4.40	4660
2511	18176	7.2	13989	5.6	259	24957	6.27	24195	6.08	5.30	-0.97	6.37	0.28	-3976	73.7	764	4135	279	1563	1042	5698	4.38	3978
2167	15682	7.2	12471	5.8	263	3490	6.22	20876	5.98	5.30	-0.92	6.09	0.11	-3228	28.3	659	3567	245	1409	904	4971	4.37	3490
2087	15104	7.24	13356	6.4	264	3378	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		Estr + suel + lablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suel+lablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMOS				Fuerzas horiz. Tot. Pres. suelos + sism.					
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	X FvQ	Fv Tot./ml	Fv total	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	V cg	e ycg	x ceg	Mv y cg	H tot	M tot	H tot	M tot	Fh Tot	MFh Tot	FS a volc	Fv Total		
1805					3174,95																		
1805	11189	6.2	12322	6.9	173	16720	5.27	24195	7.62	4.30	-0.97	7.56	0.33	-3072	57.9	670	3209	207	1065	877	4274	3.91	3174
1517	9404	6.2	9478	6.2	177	2724	14242	5.23	18298	6.20	-0.93	6.91	0.20	-2527	35.0	563	2697	179	956	742	3653	3.90	2724
1309	8114	6.2	7904	6.0	181	2406	12472	5.18	15019	6.24	-0.88	6.32	0.07	-2128	13.2	486	2327	159	877	645	3204	3.89	2406
1261	7815	6.20	8070	6.4	183	2332	12062	5.17	14923	6.40	-0.87	6.40	0.00	-2035	0.0	468	2241	154	859	622	3100	3.89	2332

Peso total relleno		Estr + suel + lablero/ml				CARGAS VERTICALES TOTALES estructura+suel+lablero				AREA DE CIMENTACIÓN EXCENTRICIDADES				TOTAL SISMOS				Fuerzas horiz. Tot. Pres. suelos + sism.						
FvQ	MX FvQ	Y FvQ	X FvQ	Fv Tot./ml	Fv total	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	V cg	e ycg	x ceg	Mv y cg	H tot	M tot	H tot	M tot	Fh Tot	MFh Tot	FS a volc	Fv Total			
1129					2295,69																			
1129	6361	5.6	8431	7.5	125	2296	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	1982	9170	4.63	13964	7.04	3.40	-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	-0.79	6.42	0.04	-1389	5.5	297	1183	110	539	407	1722	4.70	1762
789	4422	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

Mix final	ey final	My final	ex final	Area	y _{cg}	x _{cg}	y _{cg}	lx _{cg}	ly _{cg}	Wz /jk	Wc /ly	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Efecto Biaxial Esf Itq	Esf der	Fricción 0,45Kfv Tot	FS dest	50% Presión Inicial	Esf Itq	Esf der	adici	Sin stimos Esf Itq	Esf der	
5453	0.759	243	0.034	230.9	6.3	6.2	3055	7425	11.2	0.20		31	42	19	42	19	3191	1.6	16	26	19	11			
4876	0.809	150	0.025	194.1	6.3	5.8	2566	4182	12.0	0.21		31	43	19	43	19	2712	1.6	16	27	20	11			
4427	0.851	59	0.011	167.4	6.3	5.8	2215	2516	12.7	0.14		31	44	19	44	19	2389	1.6	16	28	21	10			
4985	0.862	0	0.000	161.3	6.3	6.4	2134	2202	12.9	0.00		32	44	19	44	19	2289	1.6	16	29	21	10			
Prome.												31	43	19											

M final/P final

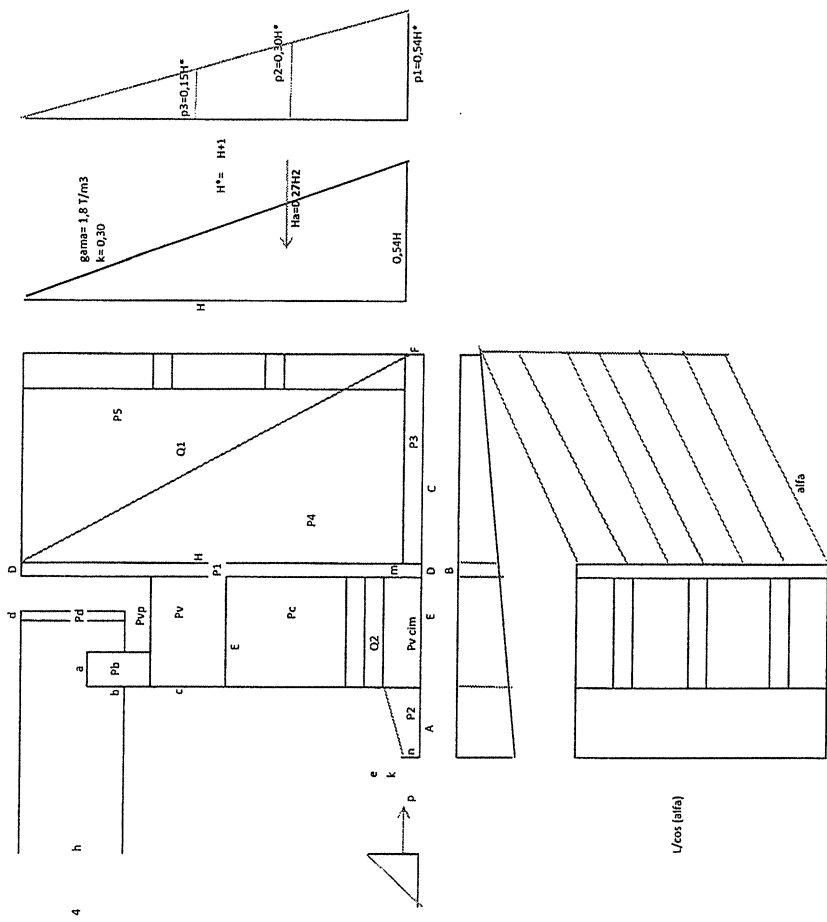
Mix final	ey final	My final	ex final	Area	y _{cg}	x _{cg}	y _{cg}	lx _{cg}	ly _{cg}	Wz /jk	Wc /ly	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial Esf Itq	Esf der	Fricción 0,45Kfv Tot	FS dest	50% Presión Inicial	Esf Itq	Esf der	adici	Sin stimos Esf Itq	Esf der	
1940	0.42	121	0.03	194.3	5.3	7.1	1819.0	5949	5.651	0.144		24	30	18	30	18	2096.9	1.7	12	17	17	6			
1822	0.46	74	0.02	163.3	5.3	6.4	1528.8	3412	6.317	0.138		24	31	18	31	18	1789.9	1.7	12	18	18	6			
1749	0.50	28	0.01	140.9	5.3	6.1	1319.0	2101	7.027	0.082		25	32	18	32	18	1570.7	1.7	12	20	20	5			
1732	0.51	0	0.000	135.7	5.3	6.4	1270.4	1852	7.225	0.000		25	32	18	32	18	1520.0	1.7	12	20	20	5			
Prome.												25	31	18											

M final/P final

Mix final	ey final	My final	ex final	Area	y _{cg}	x _{cg}	y _{cg}	lx _{cg}	ly _{cg}	Wz /jk	Wc /ly	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial Esf Itq	Esf der	Fricción 0,45Kfv Tot	FS dest	50% Presión Inicial	Esf Itq	Esf der	adici	Sin stimos Esf Itq	Esf der	
1202	0.38	58	0.02	157.6	4.3	8.0	971.4	4621	5.320	0.100		20	25	15	26	15	1428.3	1.6	11	15	15	4			
1126	0.41	35	0.01	132.5	4.3	6.9	816.5	2694	5.929	0.090		21	26	15	27	15	1226.0	1.7	11	16	16	4			
1076	0.45	13	0.01	114.3	4.3	6.3	704.4	1693	6.571	0.049		21	28	14	28	14	1082.5	1.7	11	17	17	4			
1065	0.46	0	0.000	110.1	4.3	6.4	678.5	1503	6.750	0.000		21	28	14	28	14	1049.3	1.7	11	17	17	4			
Prome.												21	27	15											

M final/P final

Mix final	ey final	My final	ex final	Area	y _{cg}	x _{cg}	y _{cg}	lx _{cg}	ly _{cg}	Wz /jk	Wc /ly	Fv Tot/Area	Esf Itq	Esf der	Biaxial Esf Itq	Esf der	Fricción 0,45Kfv Tot	FS dest	50% Presión Inicial	Esf Itq	Esf der	adici	Sin stimos Esf Itq	Esf der	
285	0.12	26	0.01	139.3	3.8	8.3	670.4	4010	1.617	0.054		16	18	15	18	15	1033.1	1.9	8	10	10	7			
311	0.16	15	0.01	117.1	3.8	7.2	563.5	2355	2.101	0.047		17	19	15	19	15	892.1	1.9	8	11	11	7			
333	0.19	5	0.000	101.0	3.8	6.6	486.1	1492	2.602	0.024		17	20	15	20	15	795.0	1.9	8	12	12	7			
338	0.20	0	0.000	97.3	3.8	6.4	468.2	1328	2.741	0.000		18	20	15	20	15	770.0	2.0	8	12	12	7			
Prome.												17	19	15											



DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

H = 11.0m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	57,450,000kg-cm
b	170cm
h	200cm
rec	7.5cm
d	193cm

CORTANTE

Vu	388.5Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	431.7Tn
Vc	324.5Tn
Vs	107.2Tn
Av	2.95cm ²

W	117.1Tn
---	---------

V	259.0Tn
Vu	388.5Tn

M	383.0Tn
Mu	574.5Tn

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

Vu > Vc

ρ	0.00246
--------	---------

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

As	80.35
----	-------

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

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

As principal

14	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

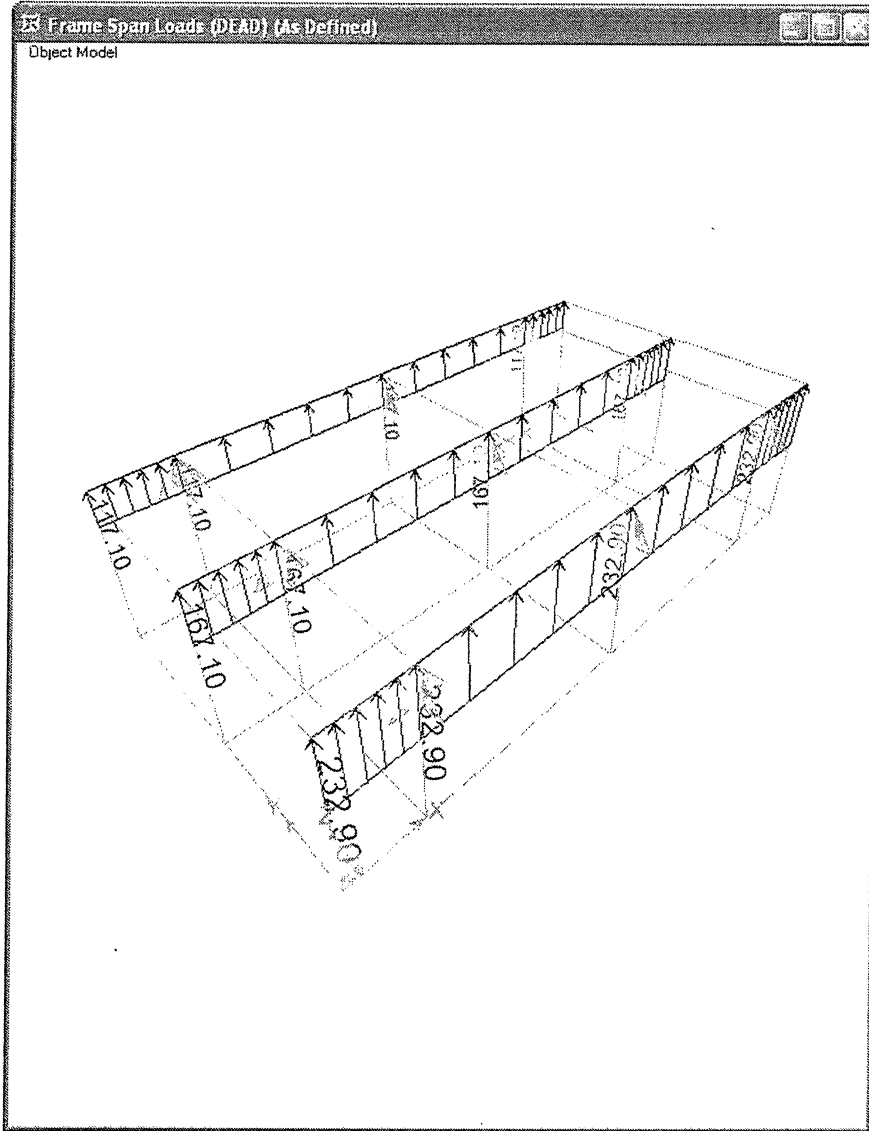


DIAGRAMA DE MOMENTOS



DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO TALON

H 11.00m
LONG. 2.5m

FLEXION

f _c	350
f _y	4200
β ₁	0.8

M _u	4900000 kg-cm
b	100cm
h	80cm
rec	7.5cm
d	73cm

CORTANTE

V _u	29.5Tn
θ	0.9
S	20cm

V _u	32.8Tn
V _c	71.9Tn
V _s	-39.1Tn
As	-2.57cm ²

V_u < V_c

L total	
L Talon	

q ₁	0
q ₂	0

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

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

h total	11
h zapata	1

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

w	20.4
---	------

p	0.00251
---	---------

--	--

2.5 4.91

5 25

As	18.20
----	-------

As min	24.17cm ²
--------	----------------------

As min 1	17.40cm ²
----------	----------------------

As temp	0.040 cm/cm
---------	-------------

1	
---	--

25mm	
------	--

@	20cm
---	------

φ

MODELO TALÓN ASENTADO SOBRE CONTRAFUERTE

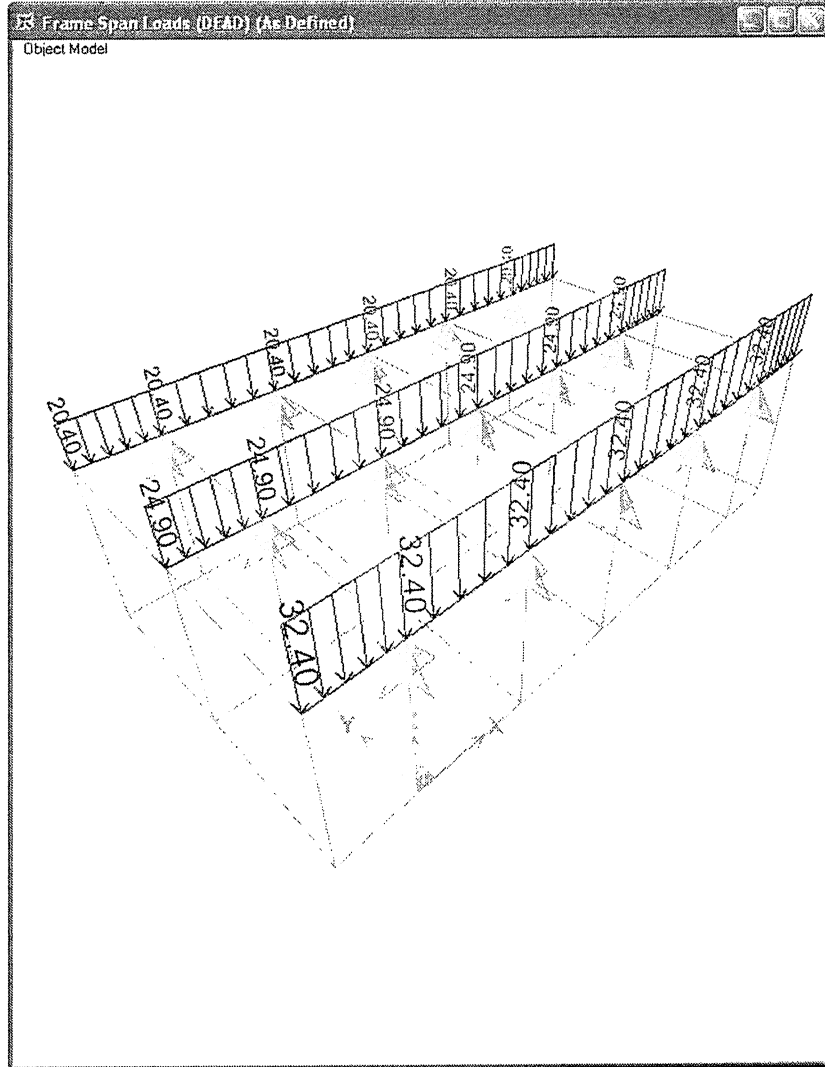


DIAGRAMA DE MOMENTOS

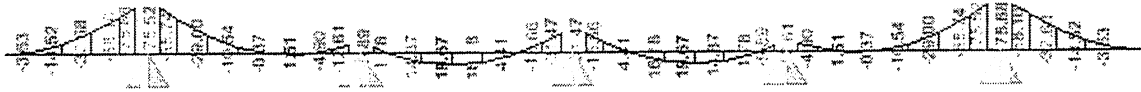
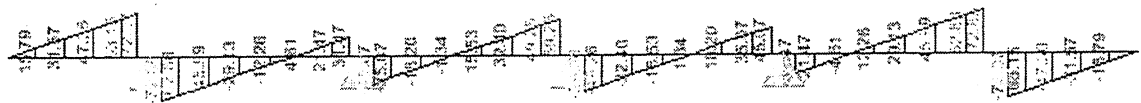


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO DEDO

H 11.00m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	1152900 kg-cm
b	100cm
h	150cm
rec	7.5cm
d	143cm

CORTANTE

Vu	46.5Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	51.7Tn
Vc	141.3Tn
Vs	-89.6Tn
As	-2.99cm ²

Vu < Vc

L total	8.7
L dedo	2.5

q1	41.52
q2	-5.69

X	7.65
---	------

q'	27.95	cara del apoyo del apoyo
q'1	34.91	a d del apoyo
M	115.62	por sismo
V	46.53	Por sismo

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

ρ 0.00152

As 21.64

As temp 0.054 cm/cm

As min 47.50cm²

As min 1 34.20cm²

1

ϕ

25mm

@

15cm

DISEÑO PANTALLA

H 5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8

Mu	1239000 kg-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

$V_u < V_c$

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
----	------

ρ	0.00317
--------	---------

	58.02cm ²
--	----------------------

1.6 2.01

5 10

As	10.32
----	-------

	10.83cm ²
--	----------------------

As min 1

	7.80cm ²
--	---------------------

10

As temp	0.026 cm/cm
---------	-------------

1 ϕ 16mm @ 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

CORTANTE

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
--------	---------

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

As temp	0.026 cm/cm
---------	-------------

	58.02cm ²
--	----------------------

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

As min 1

	7.80cm ²
--	---------------------

1.6 2.01

5 10

10

1

16mm

@

20cm

ϕ

DISEÑO PANTALLA

H 15.5m
LONG. 2.5m

FLEXION

f_c	350
f_y	4200
β_1	0.8

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

CORTANTE

V_u	24.2 Tn
θ	0.9
S	20 cm

V_u	26.9 Tn
V_c	32.2 Tn
V_s	-5.3 Tn
A_s	-0.78 cm ²

V	16.2 Tn
V_u	24.2 Tn

M	20.5 Tn
M_u	30.8 Tn

h_{total}	17.5
h_{Viga}	2

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

q_1	8.37
-------	------

$V_u < V_c$

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

	58.02 cm ²
--	-----------------------

1.8 2.54

10 25

A_s	26.58
-------	-------

	10.83 cm ²
--	-----------------------

As min 1	7.80 cm ²
----------	----------------------

10

A_s_{temp}	0.026 cm/cm
--------------	-------------

1

16 mm

@

20 cm

ϕ

MODELO PANTALLA ASENTADAS SOBRE CONTRAFUERTE

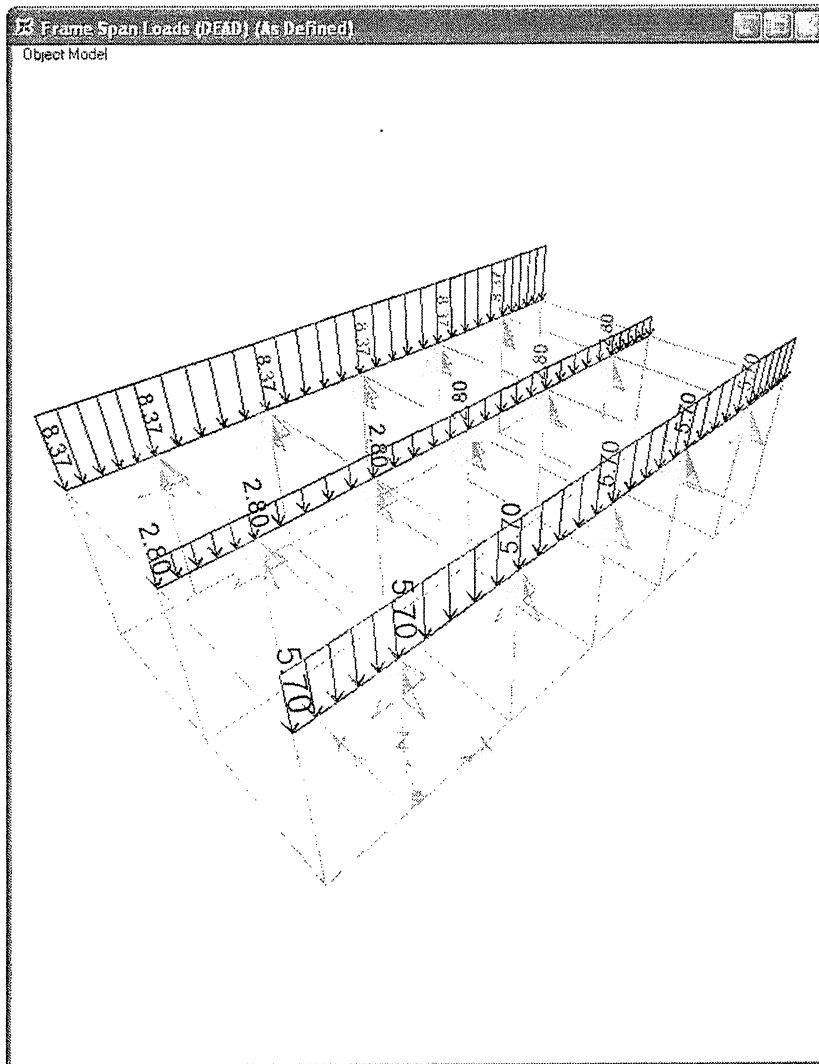


DIAGRAMA DE MOMENTOS

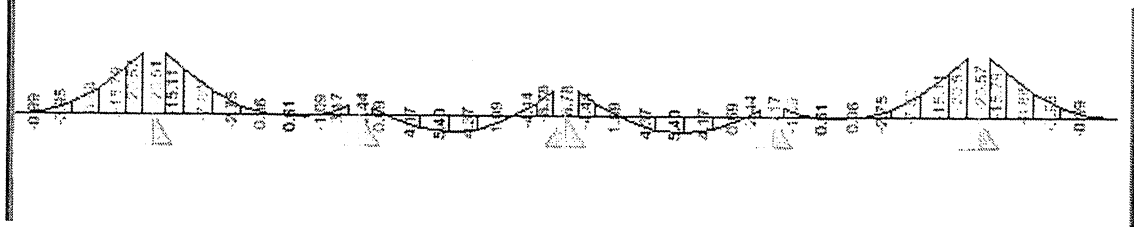
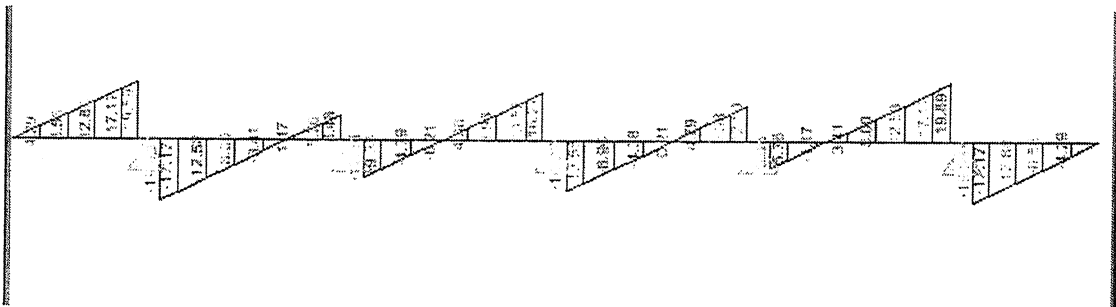


DIAGRAMA DE CORTANTE



DISEÑO PANTALLA SUPERIOR

H 10m
LONG. 2.5m

FLEXION

f'c	350
fy	4200
β_1	0.8
Mu	2494848kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

CORTANTE

Vu	20.3Tn
θ	0.9
S	20cm

Vu	22.6Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-9.6Tn
As	-1.41cm ²

Vu < Vc

ρ 0.00655

As 21.29

As temp 0.026 cm/cm

V	20.3Tn
Vu	20.3Tn

M	24.9Tn
Mu	24.9Tn

As max 58.02cm²

As min 10.83cm²

As min 1 7.80cm²

1 ϕ 16mm

1 ϕ 16mm

@ 20cm

@ 20cm

Refuerzo en la base

H Viga	2.5
H estribo	16.5
suelo	1.8
Talón	8.5

qs1	2.94	Sismo
qs2	2.49	

Vs	6.79
Ms	8.72

q1 1.35 Empuje activo

V1	1.69
M1	1.41

q2 0.3 sobrecarga

V2	0.75
M2	0.94

q3 0.192 Peso propio sismo

V2	0.48
M2	0.60

q4 4.25 Relleno sismo

V2	10.63
M2	13.28

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	50cm
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

V	120.0Tn
V _u	120.0Tn

M	196.0 T-m
M _u	196.0 T-m

Av min = 3.98cm²

V_u < V_c

ρ = 0.00147

As = 36.13

As temp = 0.071 cm/cm

As max = 440.06cm²

As min = 82.17cm²

As principal

14 φ

32mm

@

Estribos

4 φ

16mm

@ 20cm

MODELO CABEZAL ESTRIBO APOYADO SOBRE COLUMNAS

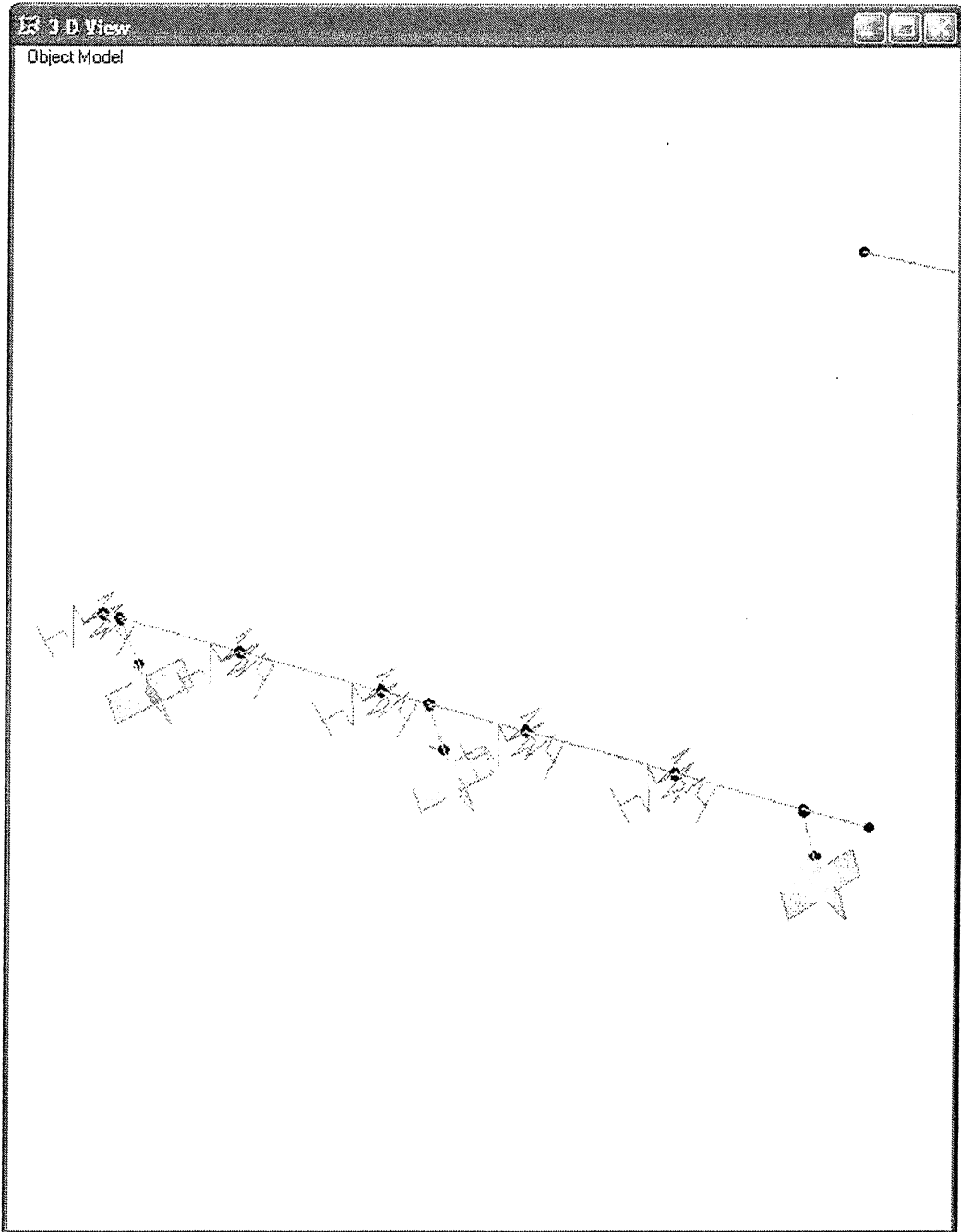
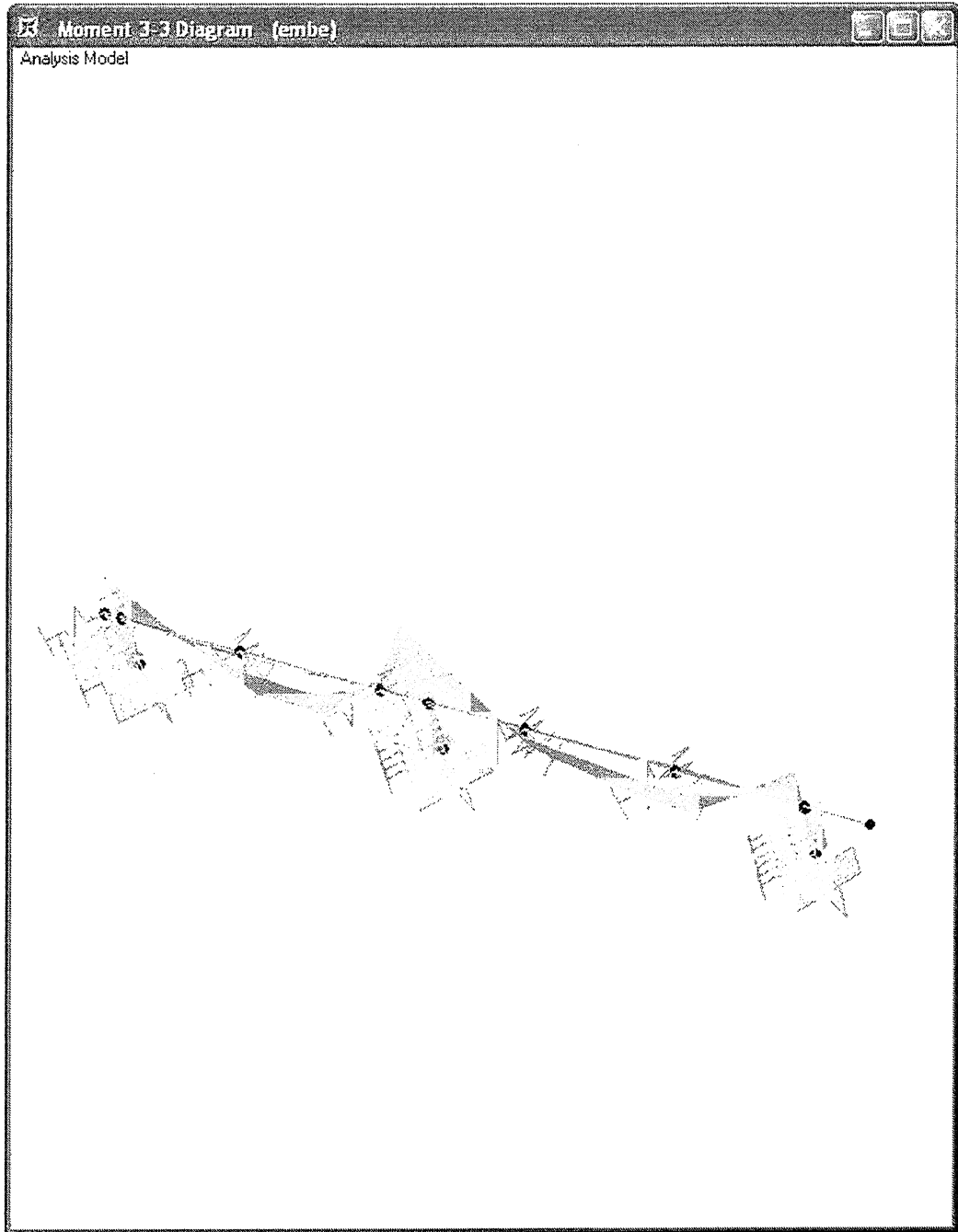


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Calculo de cargas para pantallas laterales

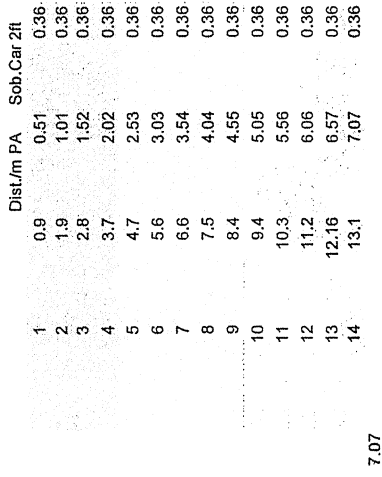
gamma H.A (Y) T/m3 2.40 T/m3
 gamma suelo (Y) T/m3 1.80 T/m3

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

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

Presion activa estatica del suelo t/m

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad 43.03$$



7.07

Calculo de cargas para pantallas laterales

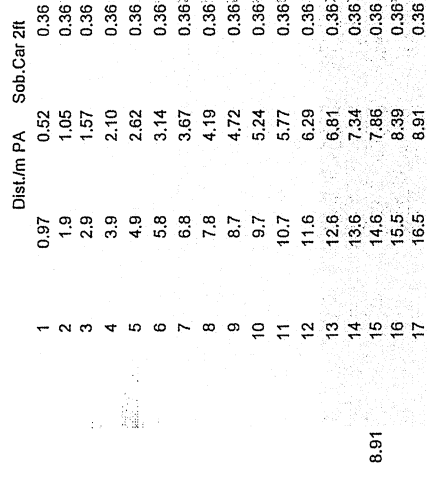
gamma H.A (Y) T/m3 2.40 T/m3
 gamma suelo (Y) T/m3 1.80 T/m3

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

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

Presion activa estatica del suelo t/m

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad 56.21$$



8.91

2.91

DISEÑO DE COLUMNAS 0,4X0,57 m

Columnas de Tensores

Combo STR.I.MAX

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

DC Carga muerta
 DW Carga Sobre Impuesta
 (LL+IM) 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

$$X = \frac{Mu}{f'c * b * l^2}$$

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

Aceró 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

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

A_{s 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	0.00232
A_s	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

Av	3.14
s	40

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

Vc	32225.02
Vs	10715.25

Vt	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	0.00340
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

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

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

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

ρ	0.00136
As	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

A_v	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
---------------	-----------------------

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

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

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	0.00633
As	20.57

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	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
β₁	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

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

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

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

ρ	0.00506
As	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/cm2
fy	4200 kg/cm2
β1	0.8

Av	3.14
s	40

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

Vc	76348.52
Vs	63467.25

Vt	139815.77
----	-----------

ρ max 0.01785
ρ max % 1.78525

As min	25.67 cm2
--------	-----------

As max	137.46 cm2
--------	------------

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

ρ	0.00173
As	13.33

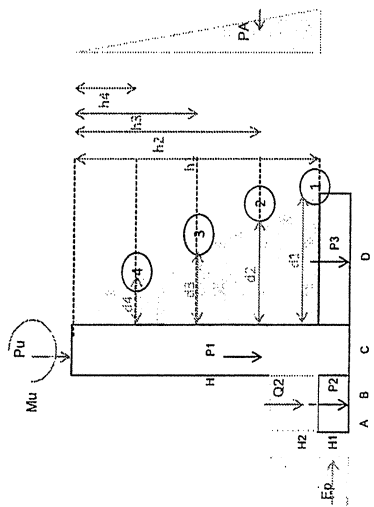
Razón por la que se colocan en el área de flexión

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 cm2	por metro
---------	----------	-----------



$$M_1 = N_{k1} \frac{h_1^2}{2} \cdot \frac{h_1}{3}$$

$$A_s = \frac{M_1}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$\gamma_{s,c}$ 0.0018 kg/cm³
 K_a 0.3
 S 350 m (longitud coprame)
 $A_s = N_{k1} \frac{h_1^2}{2} \cdot \frac{h_1}{3}$

$f'c$ 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	Asmh2	Asmh2
1650	1650	1238	825	412.5	850.0	650.0	450.0	250.0	212252906	89544195	26531613	3316452	67	119	16	63	4	35
1350	1350	1013	675	337.5	650.0	500.0	350.0	200.0	116252719	48044116	14531590	1816449	48	91	11	49	2	28
1100	1100	825	550	275.0	450.0	350.0	250.0	150.0	62889760	26531613	7861219	982652	37	63	8	35	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
φAs Long	0.016 m
f	0.9

Cargas Axiales de Tracción

	P_u	A_s	r_o min	Ag	h	b	Portico	Altura	Pax (T)	ϕ As Tracción	Fy	Ag (60x40)	As cm ²	ρ Calculada	ρ mínima	As min	ρ Máxima
Exterior	14.5	20.61 cm ²	0.01328	4200	40 cm ²	38.80	Exterior	22.78	14.5	0.9	2400	6.03	0.003	0.06	0.01	24	0.06
Exterior	7.25	0.01328	1552.04 cm ²	4200	40 cm ²	38.80	Exterior	100.03	7.25	0.9	2400	26.46	0.011	0.06	0.01	24	0.06
Interior	14.5	0.01328	1552.04 cm ²	4200	40 cm ²	38.80	Interior	70.5	14.5	0.9	2400	18.65	0.008	0.06	0.01	24	0.06
Interior	7.25	0.01328	1552.04 cm ²	4200	40 cm ²	38.80	Interior	218.63	7.25	0.9	2400	57.84	0.024	0.06	0.01	24	0.06
Exterior	10.5	0.01328	1552.04 cm ²	4200	40 cm ²	38.80	Exterior	31.28	10.5	0.9	2400	8.28	0.003	0.06	0.01	24	0.06
Exterior	5.75	0.01328	1552.04 cm ²	4200	40 cm ²	38.80	Exterior	79.18	5.75	0.9	2400	20.95	0.009	0.06	0.01	24	0.06

PILA

CARGAS ZAPATA

Carga Axial			
Muerta	170	220.8	170
Muerta Zapata		199.68	
Sobreimpuesta	24	31	24
Carga distribuida HI-93	16	20.8	16
Carga camion 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 HI-93	0.34	0.64	0.02	0.07	0.34	0.64	0.7	1.35
Carga camion 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

M31+SY 353.52

1279.44 R=1

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

Etapla 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	7,50cm
d	93cm

CORTANTE

Vu	34,4Tn
θ	0.9
S	20cm
Vu	38,2Tn
Vc	91,7Tn
Vs	-53,5Tn
As	-2,76cm ²

$Vu < Vc$

L total	6,5
L dedo	2,35

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
----	------

p	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
β1	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
--------	---------------------

$Vu > Vc$

ρ	0.00277
---	---------

As max 457.92cm²

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

As min 85.50cm²

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

As principal

10	φ
----	---

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

Estribos

4	φ
---	---

16mm	@
20cm	

GEOMETRÍA DE ZAPATA

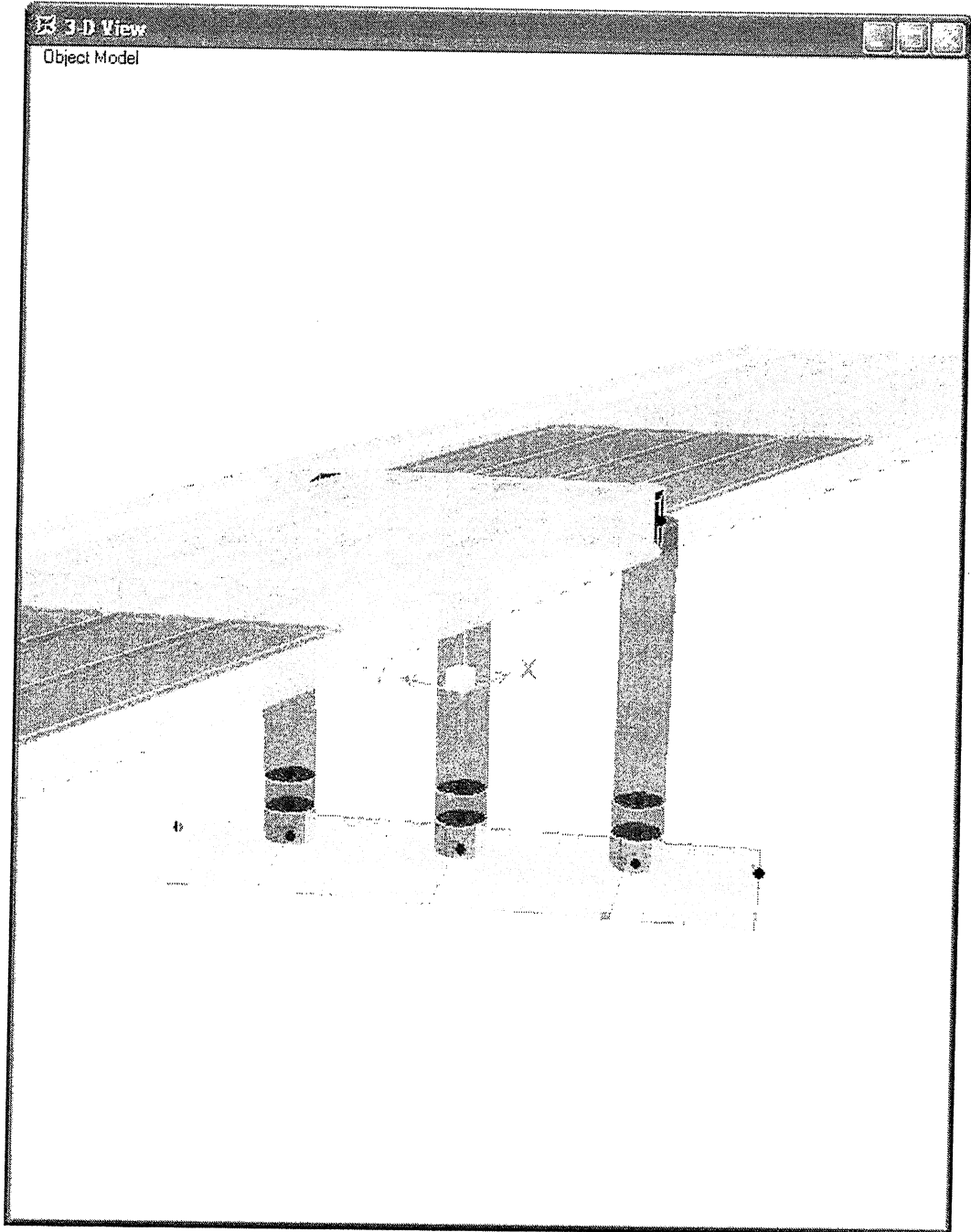
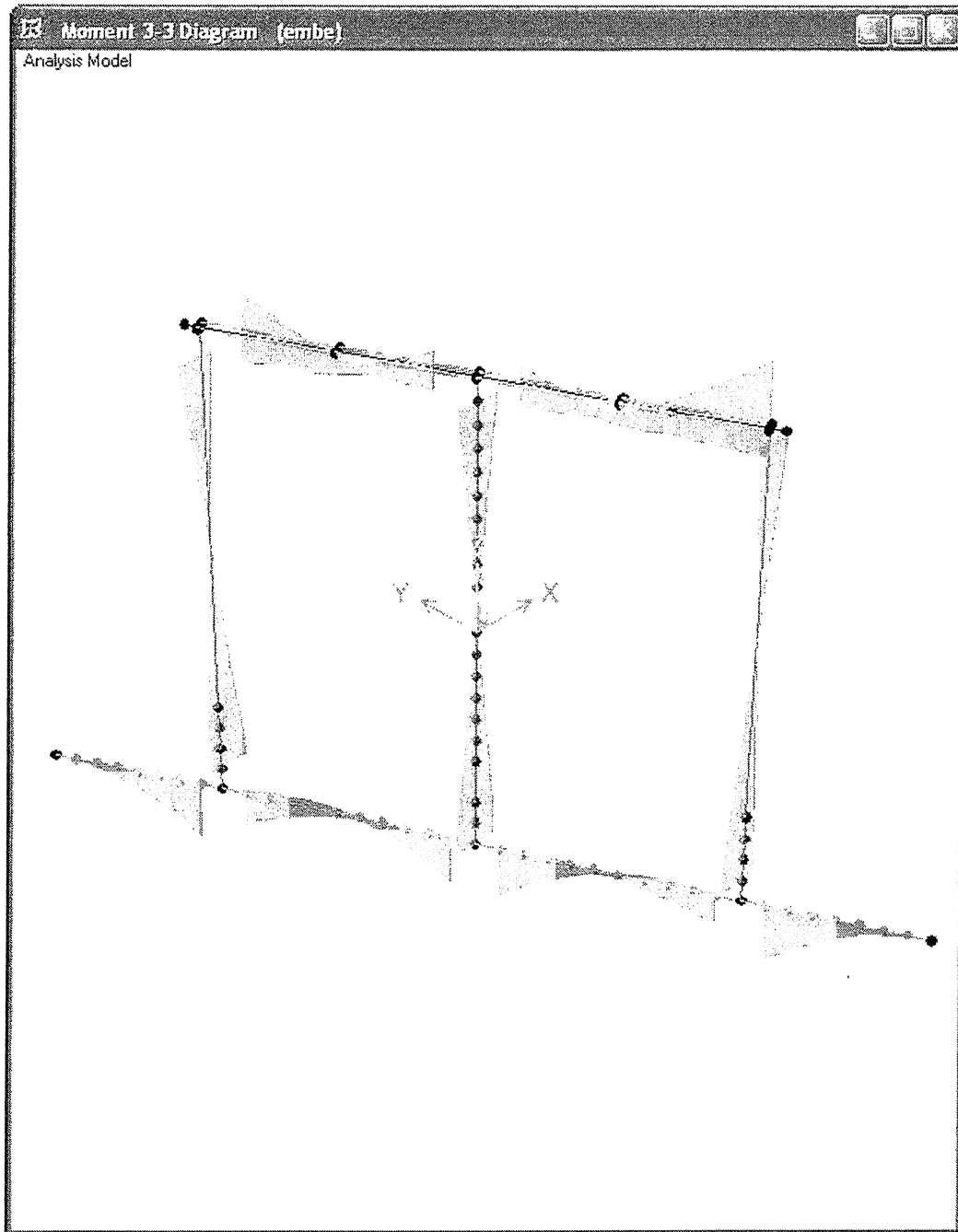
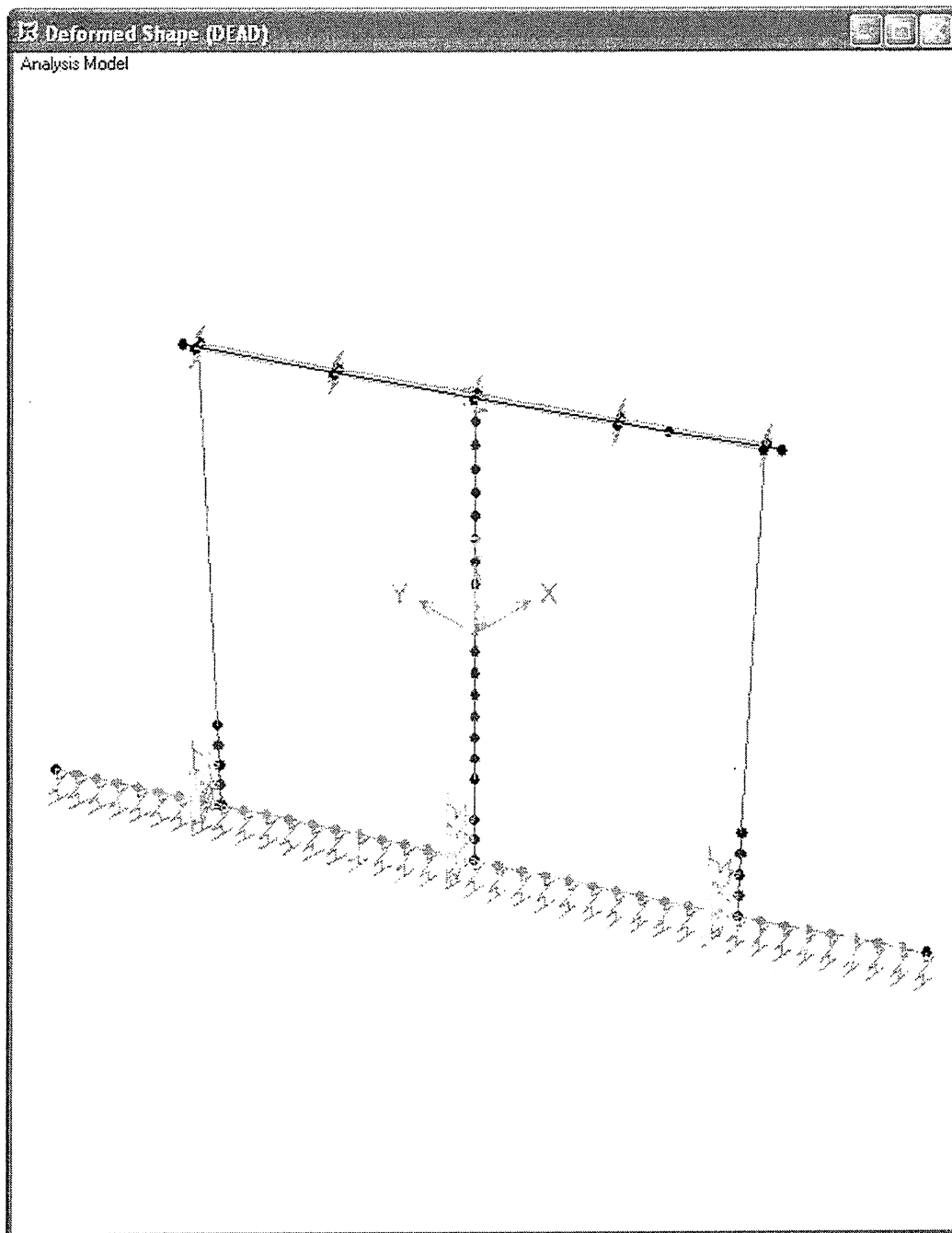


DIAGRAMA DE MOMENTOS



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

f'c	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

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

AASHTO (5-127)
(Pag1)

ϕ	0.786
--------	-------

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

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

Diseño utilizando diagramas de Interacción

Ing. M. Romo

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

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

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

x	0.033
y	0.057

Ingresando al Abaco

ρ cal	0.0025
------------	--------

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

As Longitudinal 201.06 cm²

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
---	-------

$$\frac{K \times l_u}{r} = 22$$

$$24.3 < 22$$

ACERO TRANSVERSAL

ACERO MINIMO

$$A_v = 0.083 \times \sqrt{f'c} \times \frac{b_w \times S}{f_y}$$

bv	1600mm
S	150mm

A _v	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

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

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

Smax
0.60

Smax
0.30

CORTANTE

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

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

Vu 67.0Tn | Tn

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * d_e * d_v$$

Vc 24.3Tn | Tn

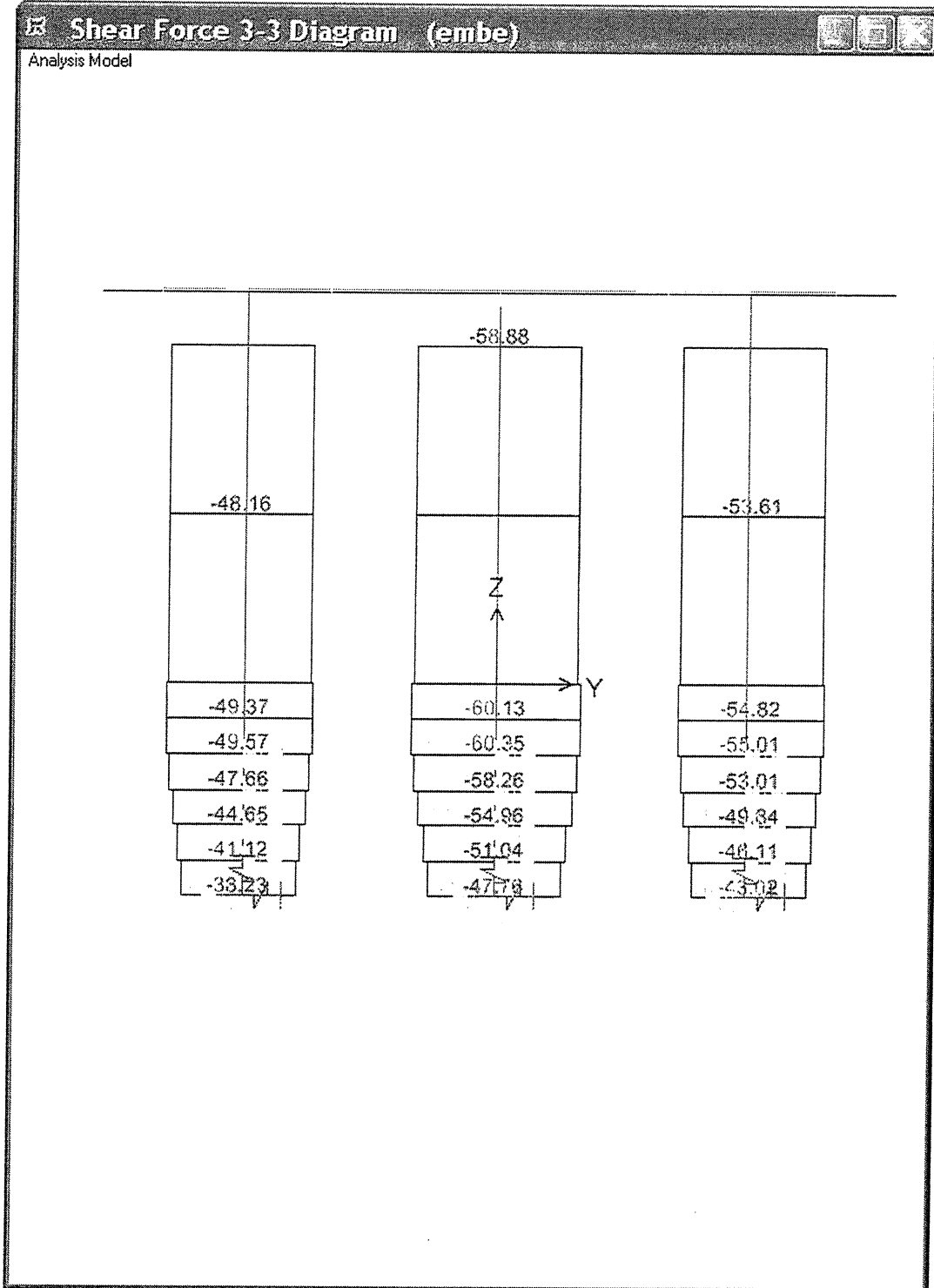
Vs 42.8Tn

Av 1.33cm² @ 15cm

1 Var 14mm @ 15cm

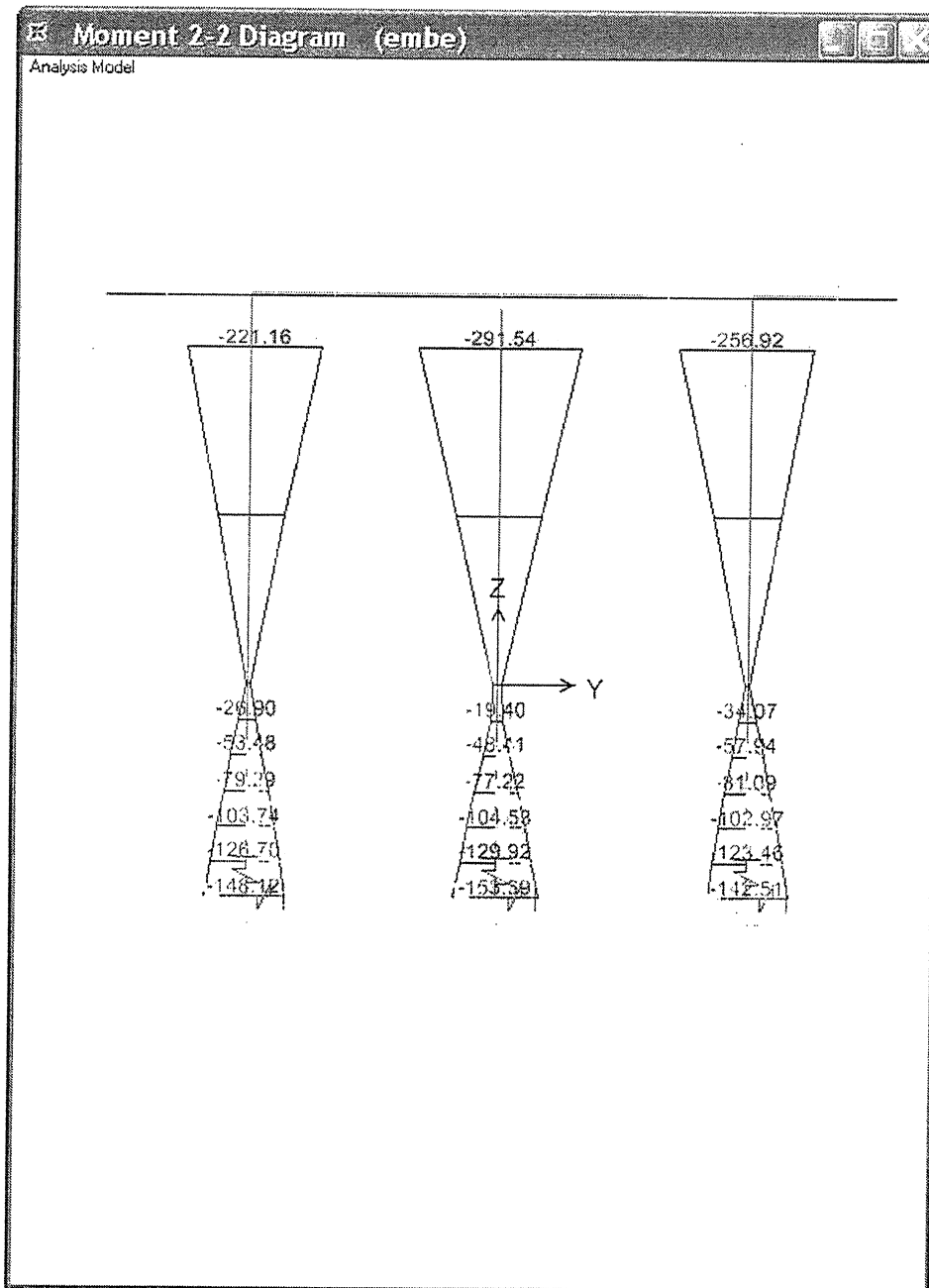
ESFUERZOS COLUMNAS

Cortante Máximo
Columnas



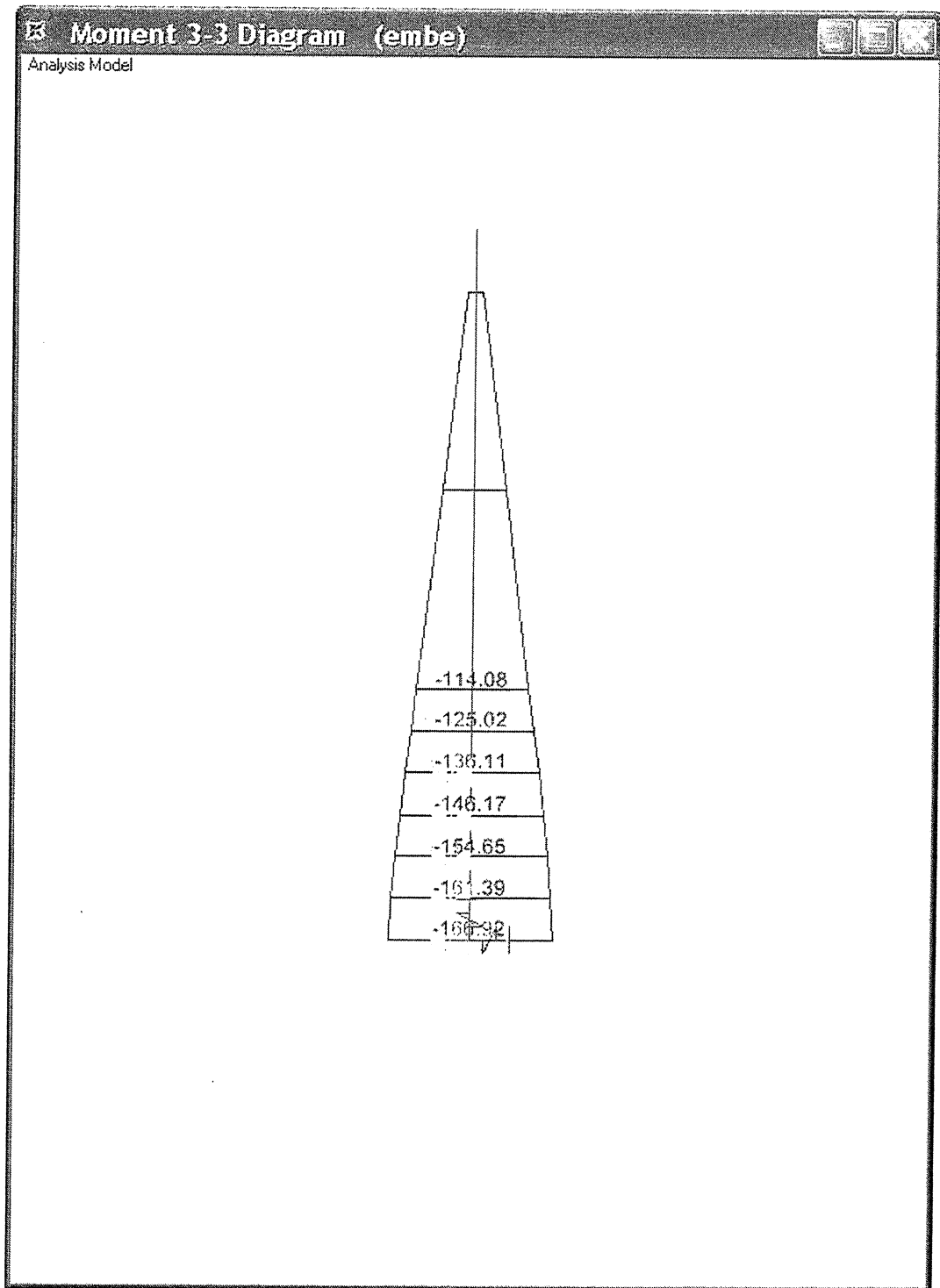
Momento2-2

Columnas



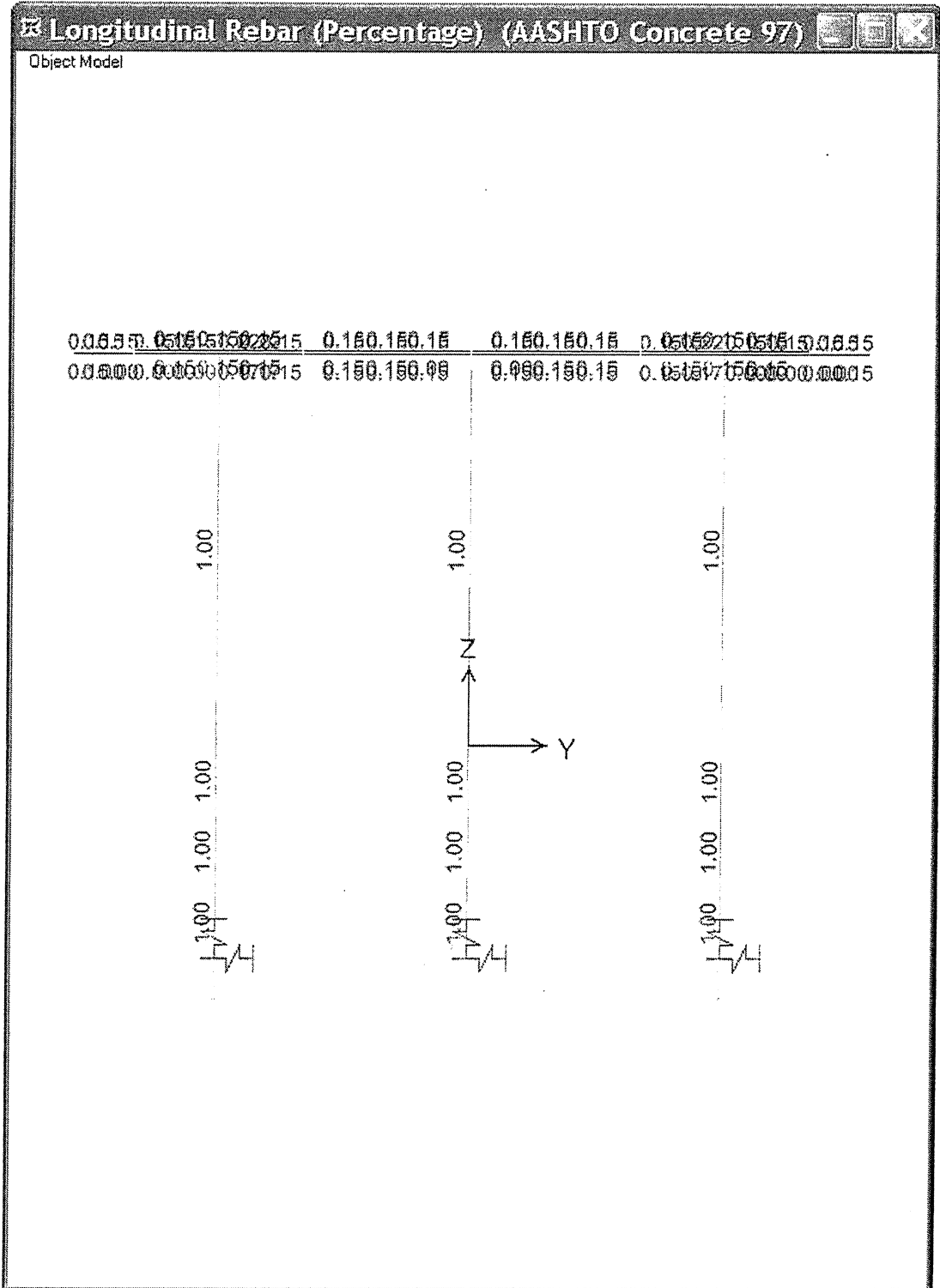
Momento 3-3

Columnas



Diseño SAP 2000

Columnas Cuantía de Acero



DISEÑO VIGA CABEZAL

FLEXION

$f'c$	360
f_y	4200
β_1	0.8

M_u	403.000 kg-cm
b	260cm
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

$A_v \text{ min} = 5.85\text{cm}^2$

$V_u < V_c$

$\rho = 0.00206$

As max = 647.15cm^2

As = 74.61

As min = 120.83cm^2

As temp = 0.084 cm/cm

As principal

14 ϕ

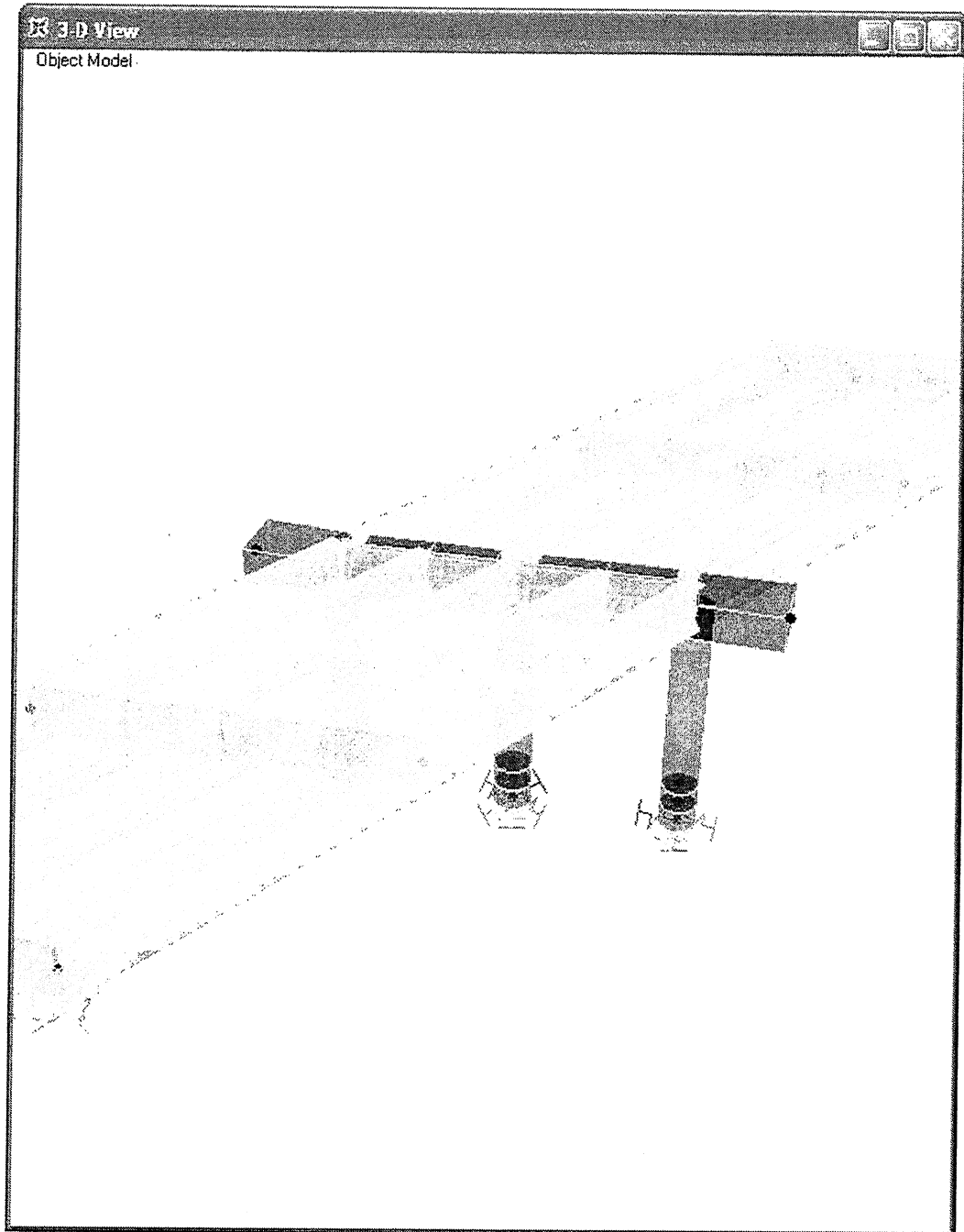
32mm @

Estribos

4 ϕ

16mm @ 20cm

GEOMETRÍA DE CABEZAL



CARGA EQUIVALENTE VIGA TREN

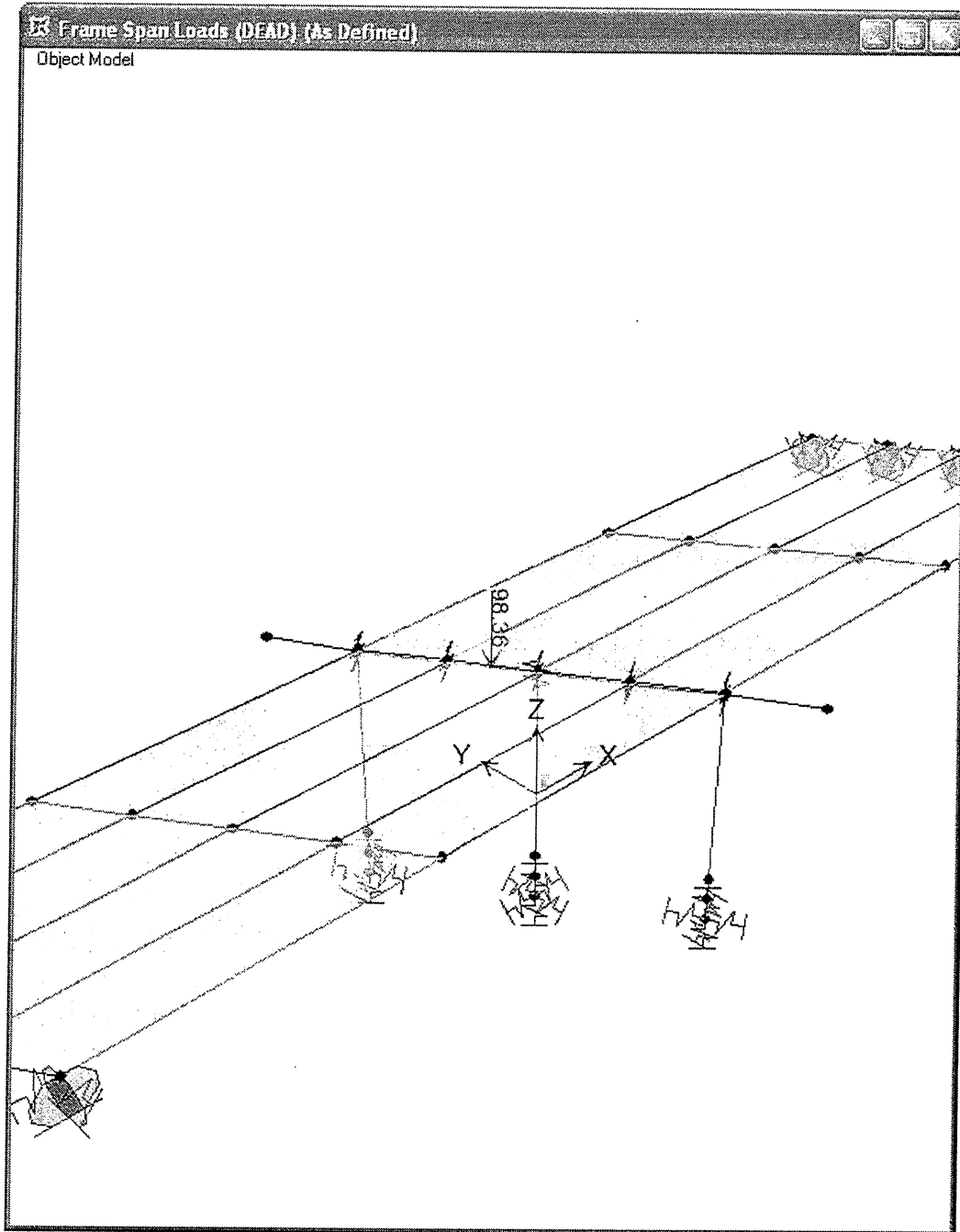


DIAGRAMA DE MOMENTOS

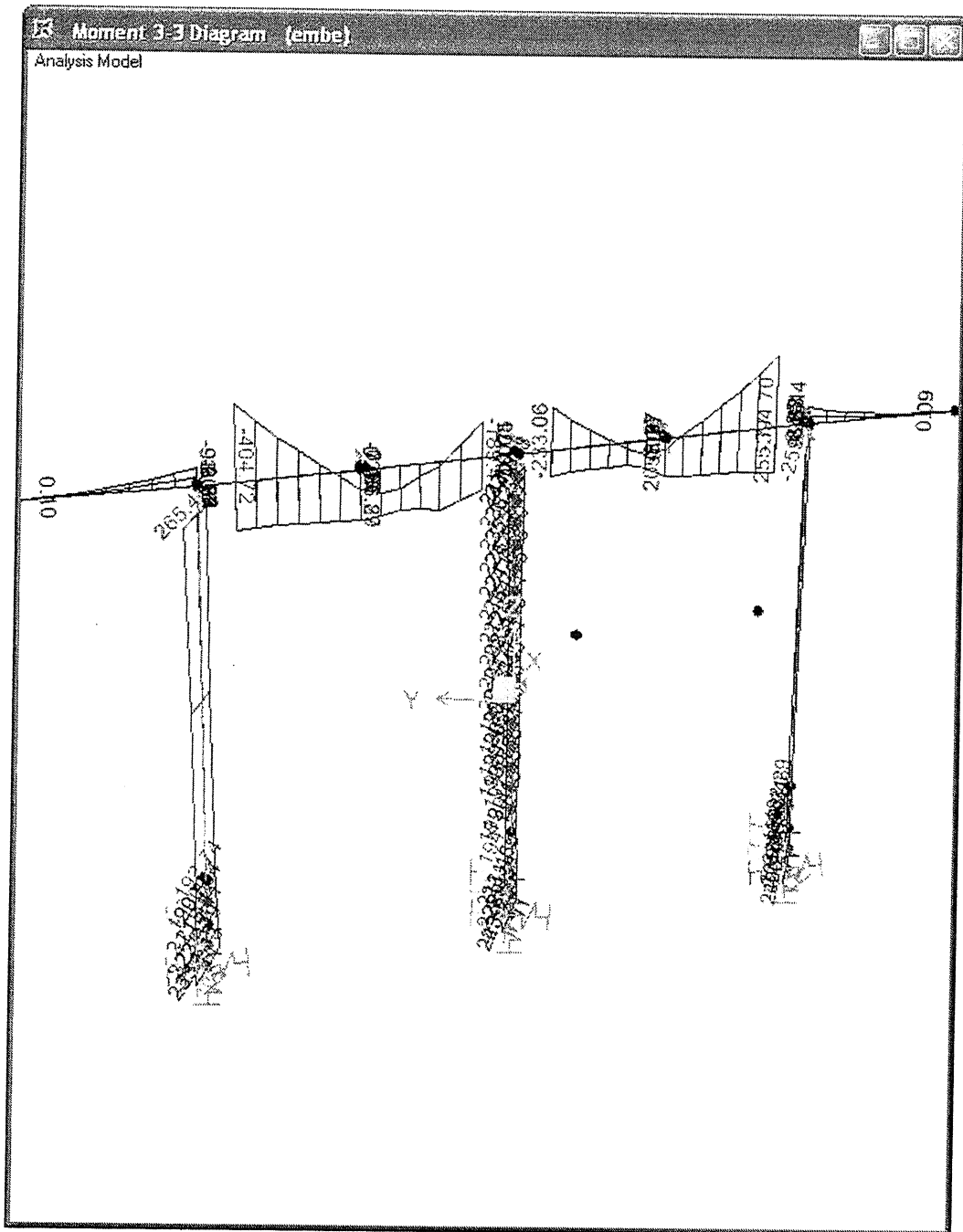
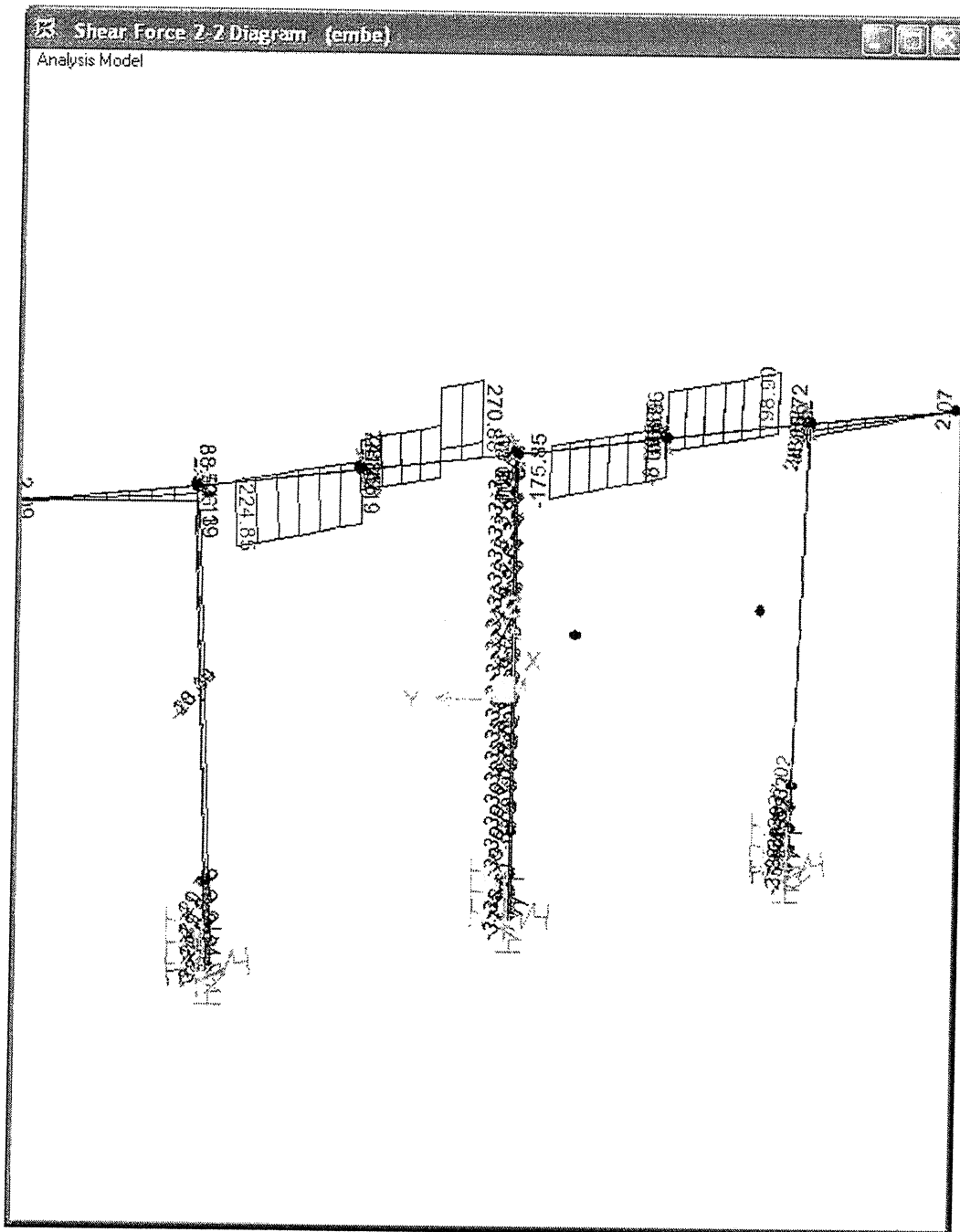
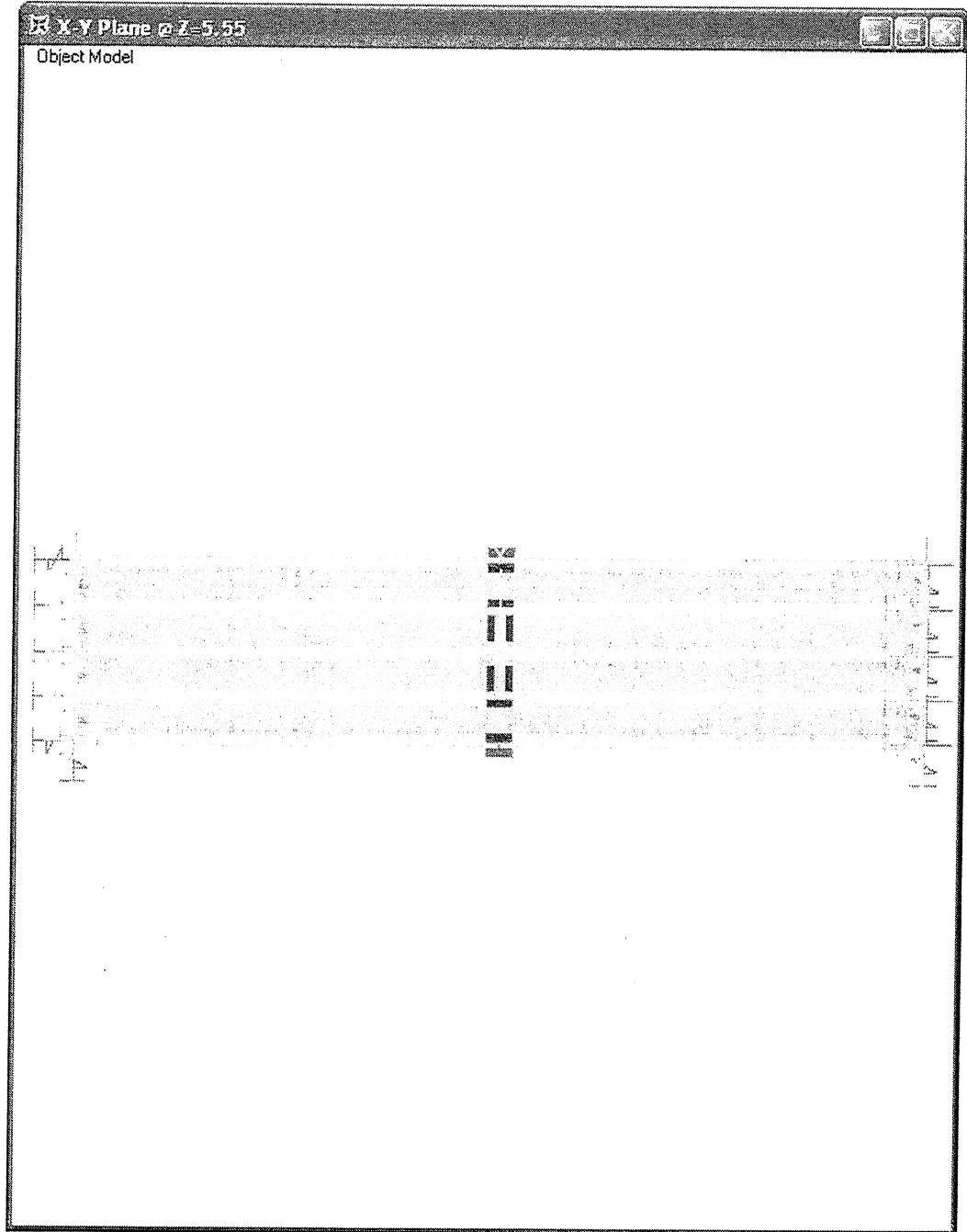


DIAGRAMA DE CORTANTE

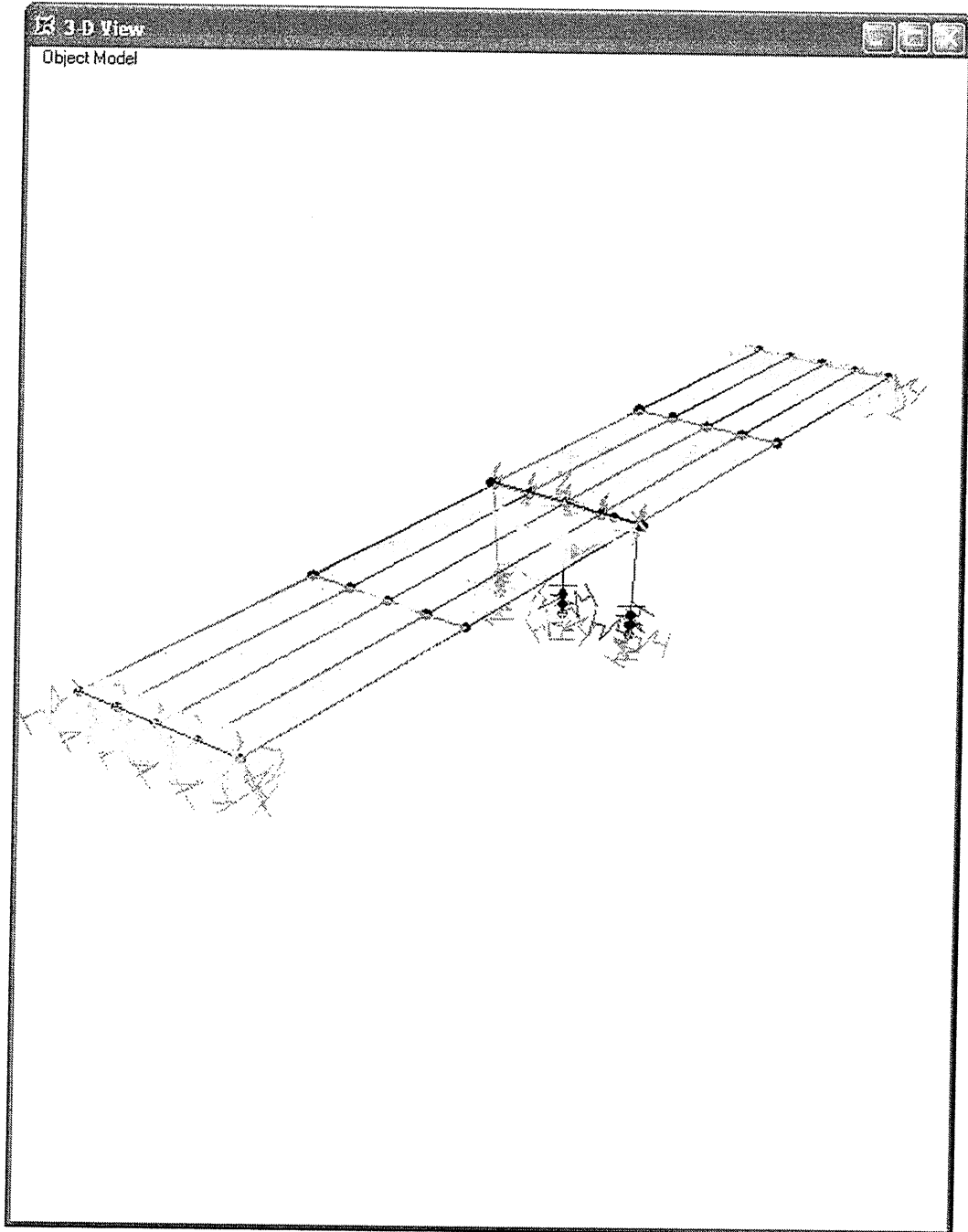


MODELOS SAP 2000

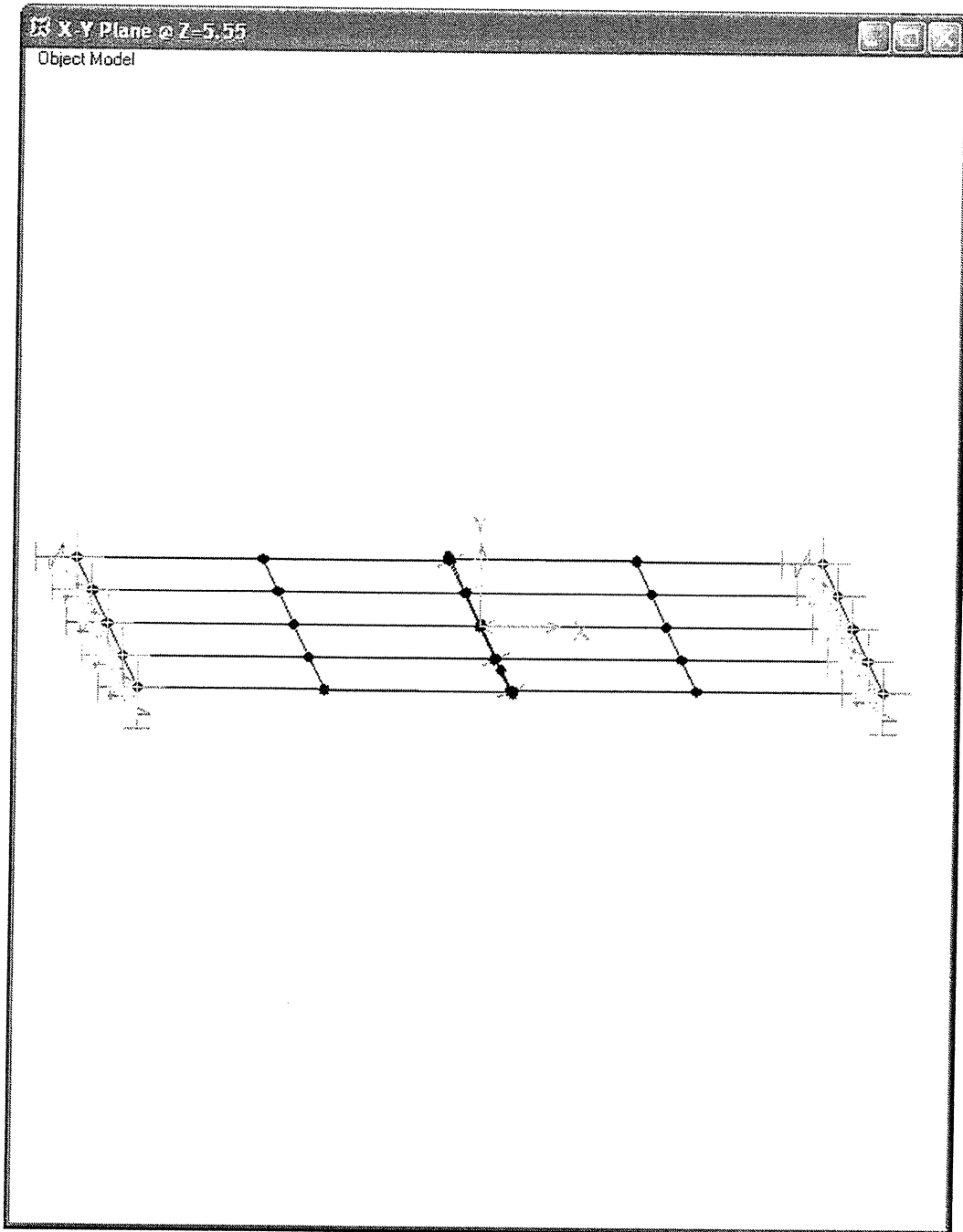
MODELO RECTO



MODELO RECTO



MODELO ESVIAJADO



MODELO ESVIAJADO

