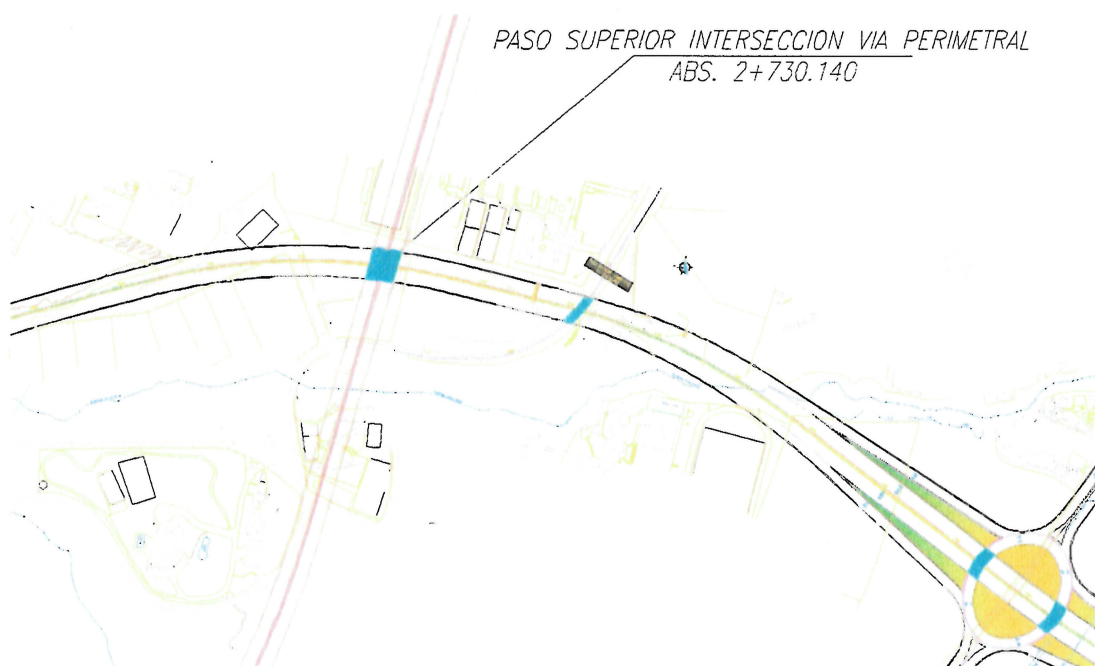
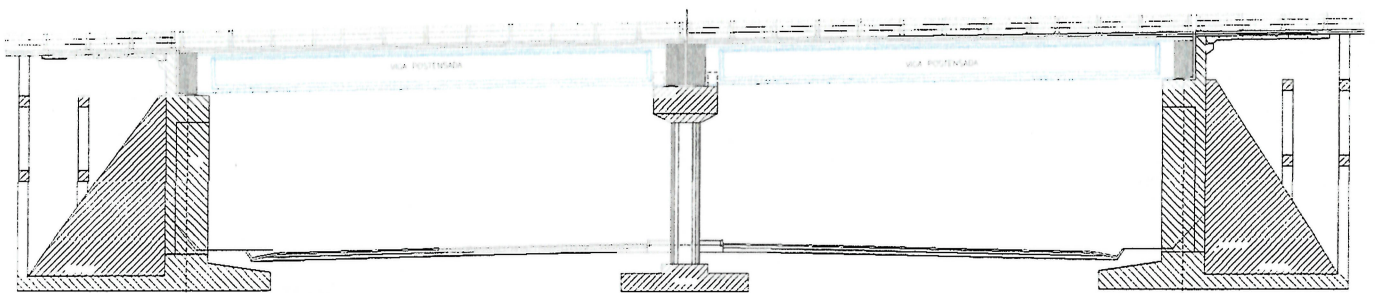


# ESTUDIOS DE INGENIERÍA DEFINITIVOS DEL PROYECTO “RUTA SUR – VÍA AEROPUERTO”

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

## MEMORIA TÉCNICA

**PASO SUPERIOR 4  
INTERSECCIÓN VÍA PERIMETRAL DE QUITO  
ABS. 2+730.140 (PS4)**



ASOCIACIÓN

## ÍNDICE

<b>GENERALIDADES</b>	<b>2</b>
<b>SUPERESTRUCTURA</b>	<b>3</b>
<b>Diseño de viga postensada carga ferrocarril tipo C long 28m</b>	<b>4</b>
<b>Diseño losa</b>	<b>18</b>
<b>Diseño neopreno</b>	<b>26</b>
<b>SUB-ESTRUCTURA</b>	<b>29</b>
<b>Estribo 1</b>	<b>30</b>
<b>Pila</b>	<b>64</b>
<b>Modelos Sap 2000</b>	<b>84</b>

## **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 INTERSECCIÓN VÍA PERIMETRAL DE QUITO, ABCISA 2+730.140 (PS4)**

Corresponde al paso de la Ruta Sur sobre la vía Perimetral de Quito en la abscisa 2+730, tiene un ancho de 37.36, tres carriles y un espaldón por lado, y veredas de 1.5m.

Posee un ángulo de esviajamiento de  $8.45^\circ$ , una pendiente transversal de  $7.3^\circ$  y una pendiente longitudinal de 7% a 4.3%

El paso sobre la vía Perimetral está conformado por dos vanos de 28m, para lo cual se han diseñado vigas postensadas tipo AASHTO VI de 1.70m de altura, y 20cm de alma espaciadas 2.4m y una losa de 20cm de espesor.

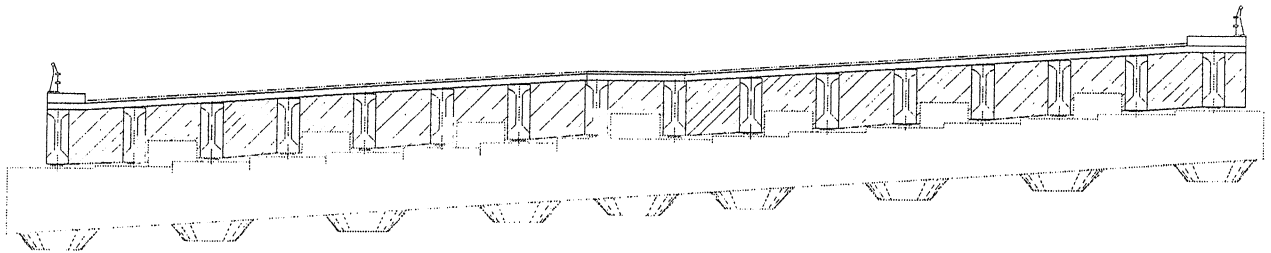
El tablero está conformado por 16 vigas por cada vano, diseñadas para carga vehicular normal.

La altura de los estribos es de 12.5 y la altura de la pila es de 11.01.

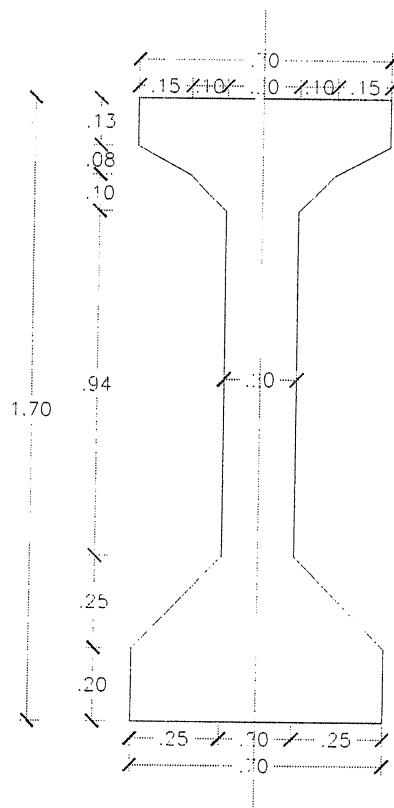
Para el diseño de la cimentación bajo la acción de cargas permanentes se tomo una capacidad portante del suelo de 20 t/m<sup>2</sup>, según los estudios de suelos correspondientes. Los detalles de diseño se pueden encontrar en la memoria técnica

# SÚPER-ESTRUCTURA

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

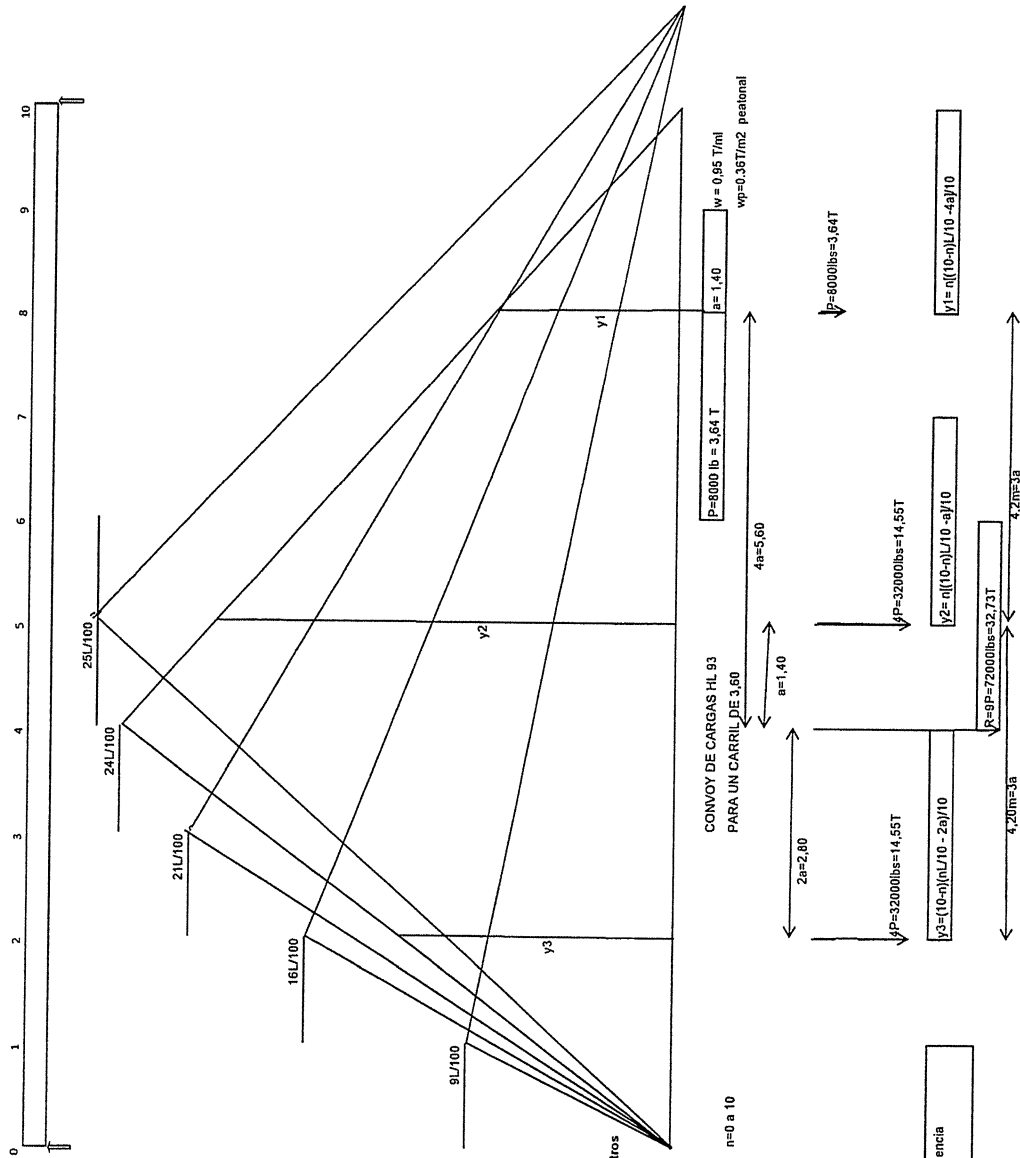


# DISEÑO DE VIGAS CARGA VEHICULAR LONG 28m TIPO C



SECCIÓN

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



$n$

$S=2,4$  m

AASHITO carga en vigas:  $S / 5,5 \times 2$  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 = $3,64 \times$ impacto $(1,33) \times$ factor de viga $d$	3,486 T
$w (0,95) \times$ factor de viga $(0,72) =$	0,684 T/ml

$n=0$  a  $10$

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

$P=6000$  lb = 3,64 T  
 $w = 0,95$  T/ml  
 $w_p=0,35$ T/m2 peatonal

$2a=2,80$   
 $a=1,40$   
 $4a=5,60$

$P=32000$  lbs = 14,55 T  
 $y_3 = (10-n)(nL/10 - 2a)/10$   
 $y_2 = n[(10-n)L/10 - a]/10$   
 $y_1 = n[(10-n)L/10 - a]/10$

$P=8000$  lbs = 3,64 T  
 $P=32000$  lbs = 14,55 T  
 $P=9P=72000$  lbs = 32,73 T

$4,20m=3a$   
 $4,20m=3a$

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**

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	1.26	0	0	0	0
y3	0	0	2.24	3.92	5.04	5.6	5.6	5.04	3.92	2.24	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 por viga	0	48.80	101.50	145.42	171.77	180.55	171.77	145.42	101.50	48.80	0.00	0.00	0.00	0.00

$P_{final} = 1,33 \cdot 0,72 \cdot P$

$M_{max} = (y1) \cdot P + (y2) \cdot 4P + (y3) \cdot 4P$

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

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

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

**MOMENTOS MAXIMOS PARA CONVOY HL 93**

$w = 0,95 \cdot T/m$  por carril de 3,60m  
 $w_{final} = w(0,95 \cdot T)$  por carril x factor de carga en vigas con  $S=2,40$  sin impacto es 0,72

$w_{final} = 0,95 \cdot 0,72 \cdot 0,684$

Tablero ancho = 13,5m  
3 carriles por 3,65m = 10,95m; peatonal 13,5-10,95=2,55m  
Carga peatonal (0,360 T/m<sup>2</sup>) 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

**ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS DE ACUERDO A AASHTO HL 93**

LUZ=28m

EN CADA VIGA VALORES DE M1 (ENVOLVENTE DE MOMENTOS MAXIMOS)  
MOMENTOS MAXIMOS POR CARGA VIVA CONVOY HL 93  
CARGAS CONCENTRADAS (3273 lb) MAS CARGAS DISTRIBUIDAS (W=0,95IM/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  $S/3,35=0,72$   
 $P=3,49 \cdot T$   
 $W=0,684$

LuZ	n	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
Mmax w	0,0	24,1	42,9	56,3	64,4	67,0	64,4	56,3	42,9	24,1	0,0
M1 II (b)	0,0	72,9	144,4	201,7	236,1	247,6	236,1	201,7	144,4	72,9	0,0

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

**MOMENTOS POR PESO PROPIO Mg**

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

Mg I	wg I	Peso propio de la viga/ml: $area \times 2.4 (T)$	1.50 T/ml
M1 I	w1 I (a)	Per viga: $Peso \text{ de la losa } 0.20 \times 2.4 \times 2.4$	1.2 T/ml
M1 II	w1 II* + LI	Per asfalto $0.15 \times 2.2 \times 2.4$	0.8 T/ml
	wg I (b)	Per viga: $Peso \text{ diafragma en el centro}$	3.4 T/ml
			3.5 T

Actuando sobre ultima viga:

Veredas:	1.05 T/ml
Protecc:	0.72 T/ml
Total	1.77 T/ml
Equival:	0.506 m

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 I]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] a^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) = PaZ)	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 + diaf (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
M1 II = M asf + M max L.I	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  
 $Mc1 I = Mg I + M1 I$   
 $Mc2 I = Mg I + M2 I$

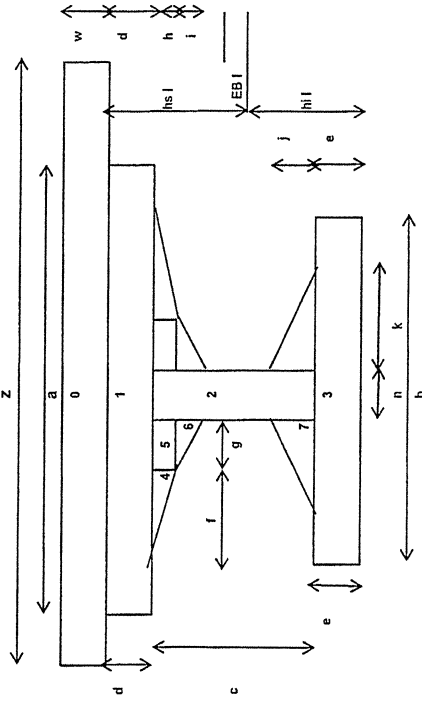
n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Peso viga= Mg I	0.0	52.9	94.1	123.5	141.1	147.0	141.1	123.5	94.1	52.9	0.0
Peso losa + diafragma= M1 I	0.0	45.5	81.9	109.3	127.7	137.1	127.7	109.3	81.9	45.5	0.0
Envol momentos mínimos =0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso asfalt y otros= M1 II (a) (asfalto)	0.0	27.9	49.7	65.2	74.5	77.6	74.5	65.2	49.7	27.9	0.0
Lineas de Int CV mom. maximos= M1 II (b) (L.I.)	0.0	72.9	144.4	201.7	236.1	247.6	236.1	201.7	144.4	72.9	0.0
Envolv moment maximos por CV I II (a) + M1 II (b)	0.0	100.9	194.1	265.9	310.6	325.2	310.6	266.9	194.1	100.9	0.0
Envolv moment minimos por CV=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 minimos 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 + 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 minimos segunda etapa (Mc2 II = Mc2 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; H=1,70 m**  
**DISÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN POSTENSADO**

L=28	CARGAS NORMALES AASHTO LRFD / MOP										Elos/Evi										Eje baticántico (eb)										Momentos flexia (feb)										Peso (T)									
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	n	z	w	Area I	Area II	hi I	hi II	hs I	hs II	leb I	leb II	L	m	Mc1 I	Mc2 I	fc ad I	ft ad I	Mc1 II	Mc2 II																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	0	0	1800	0	0	0																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	98	53	1800	0	199	98																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	176	94	1800	0	370	176																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	233	123	1800	0	500	233																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	269	141	1800	0	579	269																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	284	147	1800	0	609	284																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	269	141	1800	0	579	269																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	233	123	1800	0	500	233																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	176	94	1800	0	370	176																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	98	53	1800	0	199	98																				
1,70	0,70	0,70	1,37	0,13	0,20	0,15	0,10	0,08	0,10	0,25	0,25	0,20	2,18	0,20	0,61	1,06	0,79	0,91	1,22	0,69	0,21	0,48	28	41	0	0	1800	0	0	0																				

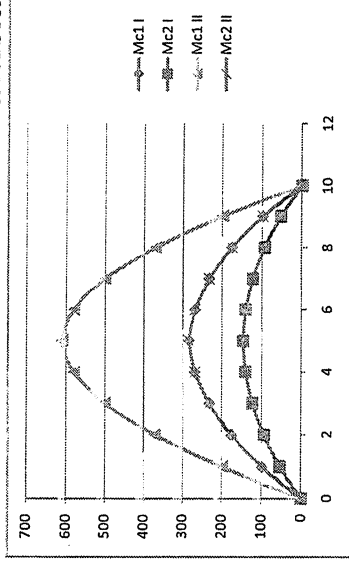
**SECCIONES COMPUESTAS**



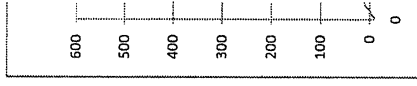
Etapa I: solamente viga pre-fabricada  
 Etapa II: viga mas losa, seccion compuesta

**MOMENTOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS DOS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN**

	Mc1 I	Mc2 I	Mc1 II	Mc2 II
0	0	0	0	0
1	98	53	199	98
2	176	94	370	176
3	233	123	500	233
4	269	141	579	269
5	284	147	609	284
6	269	141	579	269
7	233	123	500	233
8	176	94	370	176
9	98	53	199	98
10	0	0	0	0



PARALELO

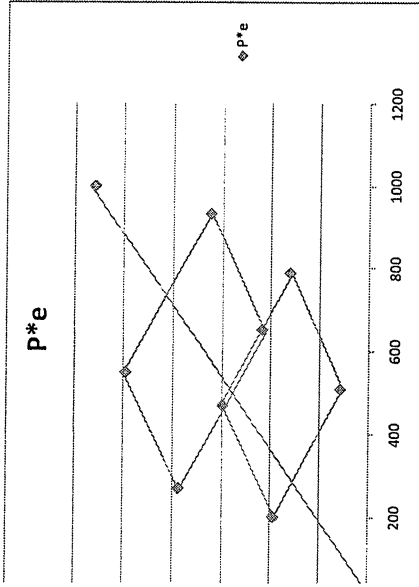


VERIF. COND. NECESARIAS (ETAPA I)		(Mc1 - Mc2) * h1a I		(Mc1 - Mc2) * h1s I	
ft ad II	(2.s)* I	(1.I) II	<	<	<
	(1.s) II	(2.0)* I			
1680	0	0	1680	0	1800
1680	0	340	1680	462	1440
1680	0	625	1680	863	1440
1680	0	977	1680	1361	1440
1680	0	1037	1680	1437	1440
1680	0	977	1680	1361	1440
1680	0	840	1680	1170	1440
1680	0	625	1680	863	1440
1680	0	340	1680	462	1440
1680	0	0	1680	0	1440

PARAMETROS DE DISEÑO PRIMERA ETAPA										COND. PREVIAS (*)										
A I	I I	h1 I	Mc1 I	Mc2 I	fc ad I	ft ad I	lc* ad	lt* ad	p = P/P*	A II	I II	h1 II	hs II	Mc1 II	Mc2 II	fc ad II	ft ad II	if		
0.611	0.214	0.79	0.911	0	0	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	0	0	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	98	53	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	199	98	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	176	94	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	370	176	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	233	123	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	500	233	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	269	141	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	579	269	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	284	147	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	609	284	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	299	141	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	579	299	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	233	123	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	500	233	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	176	94	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	370	176	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	98	53	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	199	98	1680	0	0.23
0.611	0.214	0.79	0.911	0	0	1800	0	1800	0	0.8	1.06	0.48	1.22	0.69	0.49	0	0	1680	0	0.23

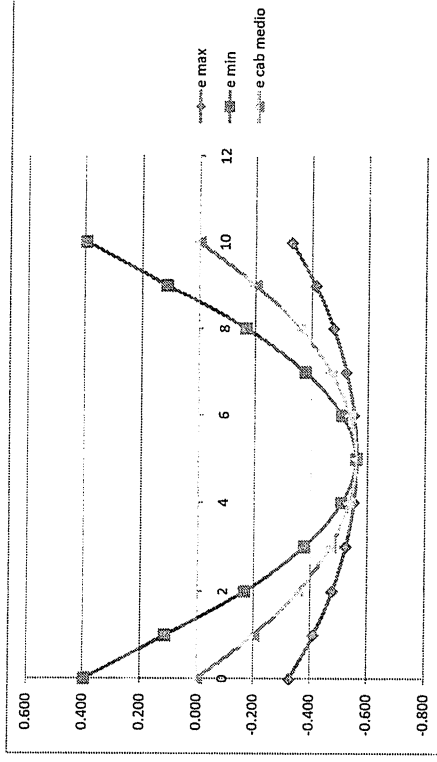
PARAMETROS DE DISEÑO SEGUNDA ETAPA									
A II	I II	h1 II	hs II	Mc1 II	Mc2 II	fc ad II	ft ad II	if	if
1.06	0.48	1.22	0.69	0	0	0	0	0	0.23
1.06	0.48	1.22	0.69	199	98	176	1680	0	0.23
1.06	0.48	1.22	0.69	370	176	1680	0	0.23	
1.06	0.48	1.22	0.69	500	233	1680	0	0.23	
1.06	0.48	1.22	0.69	579	269	1680	0	0.23	
1.06	0.48	1.22	0.69	609	284	1680	0	0.23	
1.06	0.48	1.22	0.69	579	269	1680	0	0.23	
1.06	0.48	1.22	0.69	500	233	1680	0	0.23	
1.06	0.48	1.22	0.69	370	176	1680	0	0.23	
1.06	0.48	1.22	0.69	199	98	1680	0	0.23	
1.06	0.48	1.22	0.69	0	0	0	0	0.23	

IGRAMOS DE LAS CONDICIONES FUNDAMENTALES



EXCENTRICIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS. TRAZADO DEL CABLE MEDIO

P	P*e
511	57
789	161
201	195
472	299
653	218
934	326
270	388
550	496
1000	559



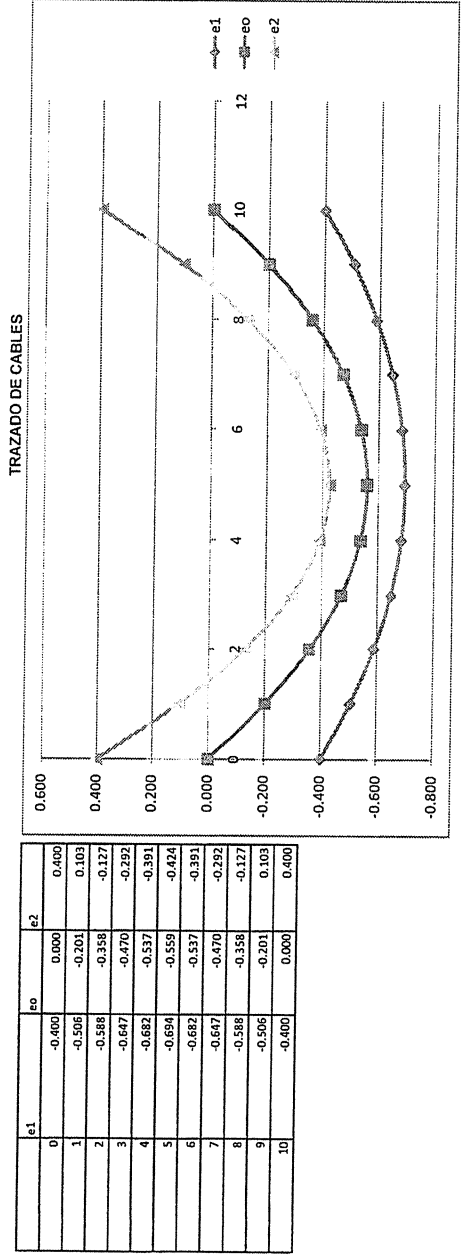
ZONA DE PASO DEL CABLE MEDIO

e lim	P con e lim en Ec (1.s) II		P	e min		e max	e min		e max	e min	e max	e final II = 0.99	L = 28	h = 1.70
	P Ec (1.s) II	P Ec (1.s) II		e min	e max		e min	e max						
0.559	0	-2266	506	0.328	-0.40	0	0.328	-0.396	0.000	0	0.328	-0.396	0.000	
0.559	167	-1565	506	0.412	-0.11	1	0.412	-0.113	0.201	1	0.412	-0.113	0.201	
0.559	309	-993	506	0.477	0.17	2	0.477	0.167	0.358	2	0.477	0.167	0.358	
0.559	415	-567	506	0.524	0.38	3	0.524	0.379	0.470	3	0.524	0.379	0.470	
0.559	481	-301	506	0.551	0.51	4	0.551	0.509	0.537	4	0.551	0.509	0.537	
0.559	506	-183	506	0.561	0.56	5	0.561	0.559	0.559	5	0.561	0.559	0.559	
0.559	481	-301	506	0.551	0.51	6	0.551	0.509	0.537	6	0.551	0.509	0.537	
0.559	415	-567	506	0.524	0.38	7	0.524	0.379	0.470	7	0.524	0.379	0.470	
0.559	309	-993	506	0.477	0.17	8	0.477	0.167	0.358	8	0.477	0.167	0.358	
0.559	167	-1565	506	0.412	-0.11	9	0.412	-0.113	0.201	9	0.412	-0.113	0.201	
0.559	0	-2266	506	0.328	-0.40	10	0.328	-0.396	0.000	10	0.328	-0.396	0.000	

	e max	e min	e cab medio
0	-0.328	0.396	0.000
1	-0.412	0.113	-0.201
2	-0.477	-0.167	-0.358
3	-0.524	-0.379	-0.470
4	-0.551	-0.509	-0.537
5	-0.561	-0.559	-0.559
6	-0.551	-0.509	-0.537
7	-0.524	-0.379	-0.470
8	-0.477	-0.167	-0.358
9	-0.412	0.113	-0.201
10	-0.328	0.396	0.000

Ec = 4700raiz f'c		30460MPa=3046000T/m2		2786500T/m2	
Ep=66%Ec					
Ecuacion Cable Medio					
e = (-4x2+4Lx) (e lim / L2)					
M = (p eq. pret) L2/8					
p equiv. pret = -2.89					
Esf finales máximas = P/(A II) + (P*a final II) / c(I) + (McI.2) II' / z(I) II					
Mc1 II = 609	f sup =	716	-875	-639	Complet
Mc2 II = 284	f inf =	-480	-1263	-139	Trecadent
w pdp =	w total =	6.22			
Deformaciones elasticas = 5 w L4 / 384 E I					
wpp-pp me = -1.42 Def (pret+pp) = -0.012 m					
Fl	T	0.74Pu	T	0.60Pu	0.076 m
12	236		9	177	143
12	236		12	236	191
12	236		12	236	191
	708			649	525
Perdid				Perdid 0.22	

L = 28 A		e lim = 0.559	
Carga equivalente de pretensado			
p = P (a2a/ba2)			
p = P (-c a e lim / L2)			
x = n L / 10			
Ecuacion Cable Medio			
e = (-4x2+4Lx) (e lim / L2)			
M = (p eq. pret) L2/8			
p equiv. pret = -2.89			
Esf finales máximas = P/(A II) + (P*a final II) / c(I) + (McI.2) II' / z(I) II			
Mc1 II = 609	f sup =	716	-875
Mc2 II = 284	f inf =	-480	-1263
w pdp =	w total =	6.22	
Deformaciones elasticas = 5 w L4 / 384 E I			
wpp-pp me = -1.42 Def (pret+pp) = -0.012 m			
Fl	T	0.74Pu	T
12	236		9
12	236		12
12	236		12
	708		649
Perdid		Perdid 0.22	



**PERDIDAS**  
AASTHO 2006

DATOS

c8 CENTRO DE LA VIGA

P	707276Kg
e	56.61cm
Mpp	142.41Tm
Aps	46.20cm <sup>2</sup>
f's	18900Kg/cm <sup>2</sup>
fpi	0.78
fpbt	0.81
E <sub>p</sub>	196000Kg/cm <sup>2</sup>
# Tendones (N)	33

A	I	H	Yt	Yb	St	Sb
6,055cm <sup>2</sup>	21,384,180cm <sup>4</sup>	170.00cm	90.64cm	79.36cm	235,935cm <sup>3</sup>	269,444cm <sup>3</sup>

fci	420.00cm <sup>2</sup>
Eci	245927Kg/cm <sup>2</sup>

H % 80%

PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

ES 641Kg/cm<sup>2</sup>

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

PERDIDAS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

LT 1462Kg/cm<sup>2</sup>

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

$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$  Factor de corrección por humedad relativa

$\gamma_h = 0.90$

$\gamma_{st} = \frac{35}{7 + f_{ci}}$  Factor de corrección por esfuerzo del hormigón

$\gamma_{st} = 0.73$

**PERDIDAS TOTALES**

ES	4.35
LT	9.92
Friccion (Aprox)	3.00
Anclajes	6.00

% PERDIDAS Aprox 23.27%

ALTURA cm	AREA cm <sup>2</sup>	Yts cm	Ybc cm	Iytc cm <sup>4</sup>	Slysa cm <sup>4</sup>	Slyc cm <sup>4</sup>	Sbcs cm <sup>4</sup>
190.00	16,281.78	79.43	59.43	577,082,224	728,497,871	970,972,331	521,931,981

9.1 ESFUERZOS EN DIFERENTES PUNTOS

ESTADOS DE CARGA DE DISEÑO

α	D	hcc2	hcc	Iytc	Slysa	Slyc	Sbcs
x	0.00	0.950	1.90	2.80	5.60	8.40	10.00
esfuerzo admisible							
flop	-47.13	-37.45	-71.31	-252.00	<=ftop<=	2*TRAZ(fcc)	*+ TRACCION*
esfuerzo admisible							
fbottom	67.33	76.82	147.80	-40.99	<=fbottom<=	*-0.6*fc	*+COMPRESION*
CONDICION SERVICE I							
esfuerzo admisible							
flop	38.91	41.04	82.26	96.59	<=ftop<=	0.60*fc	*+COMPRESION*
esfuerzo admisible							
fbottom	-55.58	-49.34	-84.25	-252.00	<=fbottom<=	1.60*TRAZ(fcc)	*+ TRACCION*
CONDICION SERVICE III							
esfuerzo admisible							
flop	38.91	40.35	80.94	94.72	<=ftop<=	0.60*fc	*+COMPRESION*
esfuerzo admisible							
fbottom	-55.58	-50.62	-87.55	-252.00	<=fbottom<=	1.60*TRAZ(fcc)	*+ TRACCION*
*MIN(14.0.8*TRAZ(fcc))							
14	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI	No AI

ESTATUS DE LAS SECCIONES

α	D	hccr2	hcc	Iytc	Slysa	Slyc	Sbcs	COMPRESION	TRACCION
x	0.0000	0.9500	1.9000	2.8000	5.6000	8.4000	10.0000	11.2000	14.0000
A LA TRANSFERENCIA									
flop	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
fbottom	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR
CONDICION FINAL									
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.

$\alpha$	0	hec/2	hec	0.1	0.2	0.30	0.36	0.4	0.5
x	0.00	0.950	1.90	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
esfuerzo admisible	38.91	0.79*RAIZ( $f_c$ )		-32.79	<=fop<=	189.00	0.45*f <sub>c</sub>	*1 COMPRESION*	
f <sub>top</sub>	38.91	40.03	80.31	93.82	95.30	97.10	98.22	99.09	100.68
esfuerzo admisible	-55.58	0.45*f <sub>c</sub>		-180.00	<=fop<=	32.79	0.79*RAIZ( $f_c$ )	*+ TRACCION*	
f <sub>bottom</sub>	-55.58	-51.23	-89.15	-72.26	-57.42	-45.99	-41.00	-37.83	-34.15

CONDICION FINAL

ESTATUS DE LAS SECCIONES

CONDICION FINAL	f <sub>top</sub>	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	COMPRESION	COMPRESION
		ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR	ACCEPTAR

10. CHEQUEOS POR RESISTENCIA

Fd	1.25	F <sub>b</sub>	3.50	F(L-1)	1.75
$\alpha$	0	hec/2	hec	0.1	0.2
x	0.0000	0.9500	1.9000	2.8000	5.6000
Muealc	0.00	116.64	224.83	319.53	565.64

Acero dulce

Acb 10.00 Ast 0.00

Acb 0.25 Ast 0.00

AASTHO LRFD 5.7.3.1

dp	110.00	117.51	135.53	130.61	146.64	158.09	162.58	164.96	167.25
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
f <sub>ps</sub>	18893	18894	18894	18894	18894	18895	18895	18895	18895
Mn	969.61	1,026.16	1,182.97	1,199.68	1,279.65	1,379.62	1,415.70	1,439.51	1,459.61

### 11. MINIMA CANTIDAD DE REFUERZO

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

$\alpha$	D	hcc/Z	hcc	0.1	0.2	0.30	0.36	0.4	0.5
x	0.0000	0.9500	1.9000	2.8000	5.6000	8.4000	10.0000	11.2000	14.0000
1*PI	562188.73	560623.76	549657.50	547685.52	541575.84	535177.73	531890.26	529595.80	526684.25
f <sub>pc</sub>	55.58	67.91	130.53	131.10	161.81	182.64	190.38	194.28	197.27
M <sub>cr1</sub>	455.06	502.97	746.40	748.63	868.01	948.99	979.05	994.22	1005.66
M <sub>cr2</sub>	36.35	15.32	29.60	42.16	75.29	99.37	109.06	114.40	120.40
1.2*M <sub>cr</sub>	500.04	585.18	860.16	847.76	951.27	1019.55	1043.99	1055.78	1062.56
	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR	ACEPTAR

### 12. DEFLEXIONES EN EL CENTRO DE LA VIGA

#### A LA TRANSFERENCIA

Pl=Fuera en el centro de la viga a la transferencia (considera perdidas por fricción)

$$q_{eq} = P \cdot l^2 / e = S \cdot (e d - e c) / l^2$$

q <sub>eq</sub>	-3.88	T/m
q <sub>g</sub>	1.45	T/m
L <sub>1</sub>	28.00	m
δ <sub>eq</sub>	-5.90	cm
δ <sub>g</sub>	2.21	cm
δ <sub>sh</sub>	1.25	cm

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

#### EN LA CONDICION FINAL

q <sub>losa</sub>	1.15	T/m
q <sub>s</sub>	0.77	T/m
L	27.00	m
δ <sub>op</sub>	0.24	cm
δ <sub>losa</sub>	1.52	cm
δ <sub>s</sub>	0.46	cm
δ <sub>u-1</sub>	1.58	cm

Def. por dp  
 Por peso de losa  
 Muerta Superimpuesta  
 Viva

3.50cm

SI Cumple

CAUSA	TRANSFER	FACTOR	MONTAJE (28 DIAS)	FACTOR	FINAL (Años)
Fuerza de Presfuerzo	-5.90	1.80	-10.62	2.20	-12.99
Peso Propio de viga	2.21	1.85	4.09	2.40	5.31
D. Superimpuesta en viga		0.24		2.30	0.55
Peso de losa en viga		1.52		2.30	3.49
D.S. en Sección Compuesta		0.46		3.00	1.37
<b>TOTAL</b>	<b>-3.69</b>	<b>cm</b>	<b>-6.53</b>	<b>cm</b>	<b>-2.27</b>
<b>ACORTAMIENTO sh</b>	<b>1.25</b>	<b>cm</b>	<b>2.25</b>	<b>cm</b>	<b></b>



PUENTE: RUTA SUR 20m

13. DISEÑO A CORTE VERTICAL

AASTHO LRFD  
5.8.3.3

X	0.00	0.950	1.90	2.80	5.60	8.40	10.00	11.20	14.00
h	190.00	190.00	190.00	190.00	190.00	190.00	190.00	190.00	190.00
dv	136.80	136.80	136.80	136.80	146.64	158.09	162.58	164.96	167.25
bv	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00
Vp	37702.79	42739.70	38853.21	35847.37	28575.90	17507.96	12428.86	8664.38	0.00
Vu	132.58	125.44	118.33	111.12	90.06	70.22	59.00	50.58	30.90
Vn max	1043.18	1048.22	1044.33	323.13	334.52	349.50	353.84	355.08	351.23
v	11.45	10.09	9.67	32.03	25.06	19.14	16.34	14.41	10.26
v/fc	0.027	0.024	0.023	0.076	0.060	0.046	0.039	0.034	0.024
Mu	181.36	171.60	224.83	319.53	565.64	738.32	805.81	842.58	875.93
fpo	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	6850.00	6850.00	6850.00	2940.00	2940.00	2940.00	2940.00	2940.00	2940.00
Ex *1000	-0.089	-0.094	-0.094	-0.066	-0.027	-0.028	-0.019	-0.016	-0.016
B	20.40	20.40	20.40	20.40	21.80	21.80	21.80	21.80	21.80
Bs	4.75	4.75	4.75	4.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Vc	247029.19	247029.19	247029.19	70579.77	59728.86	64392.63	66220.07	67190.90	68123.85
Vs	-99722.00	-150391.67	-154403.06	17042.92	13766.56	-3873.90	-13094.43	-19651.33	-33795.33
Asmin	8.26	8.26	8.26	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
As dis	-6.45	-8.73	-9.99	1.10	0.89	-0.23	-0.77	-1.13	-1.92
As real	15.70	15.70	10.47	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	15.00	15.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA	PASA

Aps 28.40

Nota sitio donde el aps actua

### BLOQUE DE ANCLAJE (Kachaturian)

f <sub>c</sub>	420 Kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub>	210000 Kg/cm <sup>2</sup>
P	681.00 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	205.0 cm	7.0 cm	55.00	0.26829
tendon				95.00	0.46341
tendon				135.00	0.65854

e/h = 0.0049

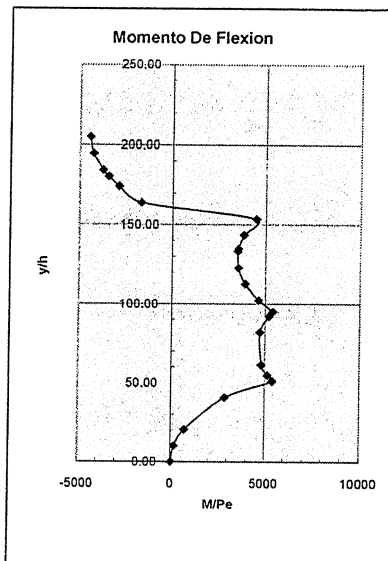
M	M/Pe	y/h	
69121.50	101.50	0	0.00
62320.69	91.51	0.05	0.26
55878.09	82.05	0.1	1.05
44063.42	64.70	0.2	4.20
38689.31	56.81	0.25	6.56
36811.98	54.06	0.26829	7.56
33669.32	49.44	0.3	9.44
24687.61	36.25	0.4	16.75
20723.85	30.43	0.45	21.18
19720.34	28.96	0.46341	22.46
17110.13	25.13	0.5	26.13
13845.41	20.33	0.55	31.58
10928.69	16.05	0.6	37.55
8358.93	12.27	0.65	44.02
7954.64	11.68	0.65854	45.18
6135.13	9.01	0.7	51.01
4256.25	6.25	0.75	58.50
2721.28	4.00	0.8	66.50
1529.19	2.25	0.85	75.00
978.09	1.44	0.88	80.34
678.96	1.00	0.9	84.00
169.57	0.25	0.95	93.50
0.00	0.00	1	103.50

0.00	0
10.25	179.44
20.50	717.09
41.00	2862.92
51.25	5397.70
55.00	5145.24
61.50	4819.68
82.00	4721.93
92.25	5200.15
95.00	5388.15
102.50	4635.44
112.75	3909.00
123.00	3530.55
133.25	3499.07
135.00	3528.31
143.50	3813.54
153.75	4472.93
164.00	-1705.22
174.25	-2897.31
180.40	-3448.41
184.50	-3747.54
194.75	-4256.93
205.00	-4426.50

Mmax(-)	5397.70 Tn-cm
f <sub>s</sub>	1142 Kg/cm <sup>2</sup>
Z	48.75 cm
F <sub>t</sub>	34545.28 Tn
As <sub>1</sub>	30.24 cm <sup>2</sup>
h/2	102.50 cm
As	46.87 cm <sup>2</sup>

MAX 5397.70  
MIN -4426.50

DIAGRAMA DE ESFUERZOS



Cumple

# DISEÑO DE LOSA

## PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

<b>f<sub>c</sub></b>	350 kg/cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>

## ANÁLISIS DE CARGA

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

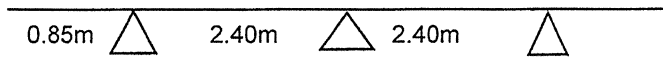
e	0.20m
---	-------

## 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 <sup>2</sup>
----	-----------------------

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 cm<sup>2</sup>**

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**

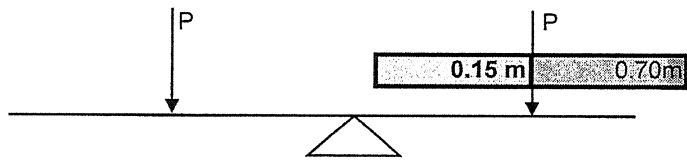
Mu

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 cm<sup>2</sup>**

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<sup>2</sup>** En ambas caras e max = 45cm o 3 veces e losa

1φ                      10                      @                      20.00 cm

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

AASTHO  
LRFD

As: Área de refuerzo cada cara mm<sup>2</sup>/m  
f<sub>y</sub> **420.00 MPa**

F<sub>y</sub> en Mega Páscales

As **0.15 mm<sup>2</sup>/mm**  
As **1.49 cm<sup>2</sup>**

1φ                      10 mm                      @                      20.00 cm

### AS INFERIOR (Distribución)

Porcentaje del acero principal positivo (67%)

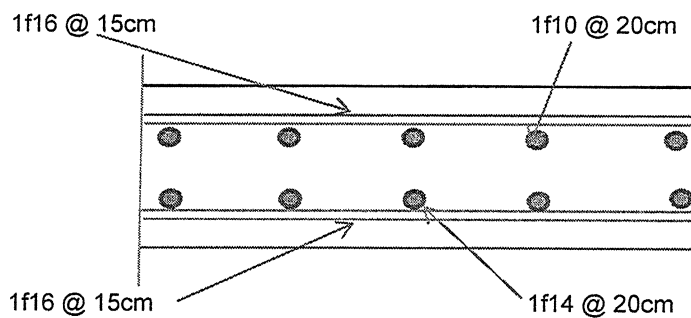
Se **2.108 m**

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

As 67.00% **8.09 cm<sup>2</sup>**

1φ                      14 mm                      @                      20.00 cm

### ESQUEMA DE ARMADO



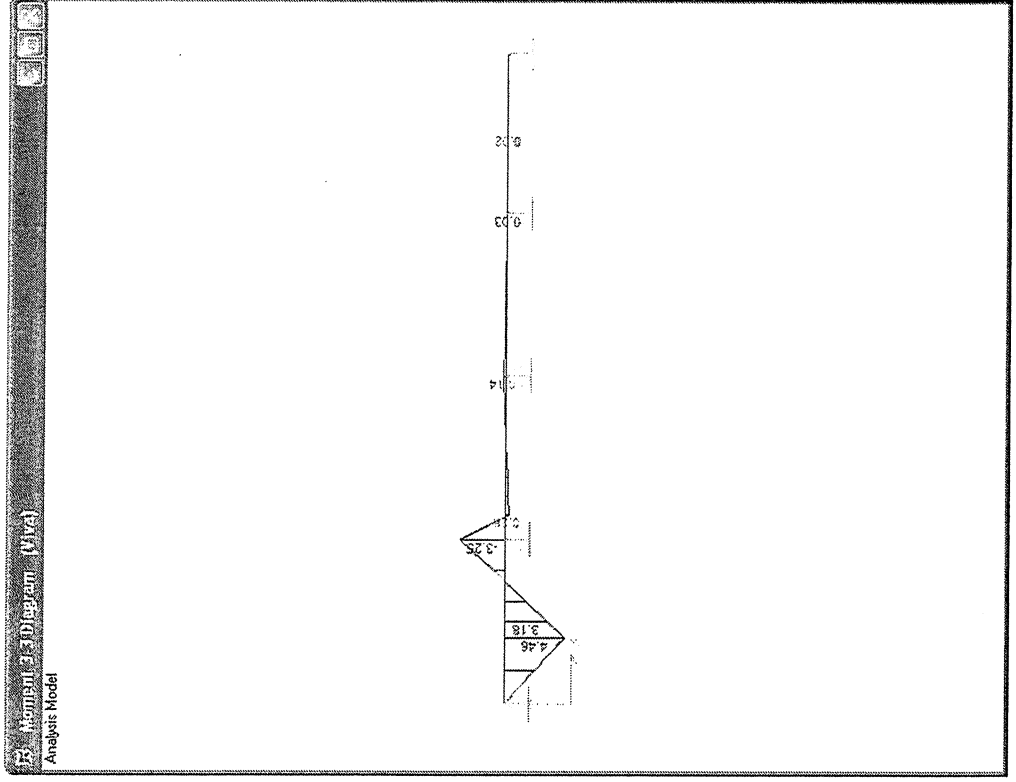
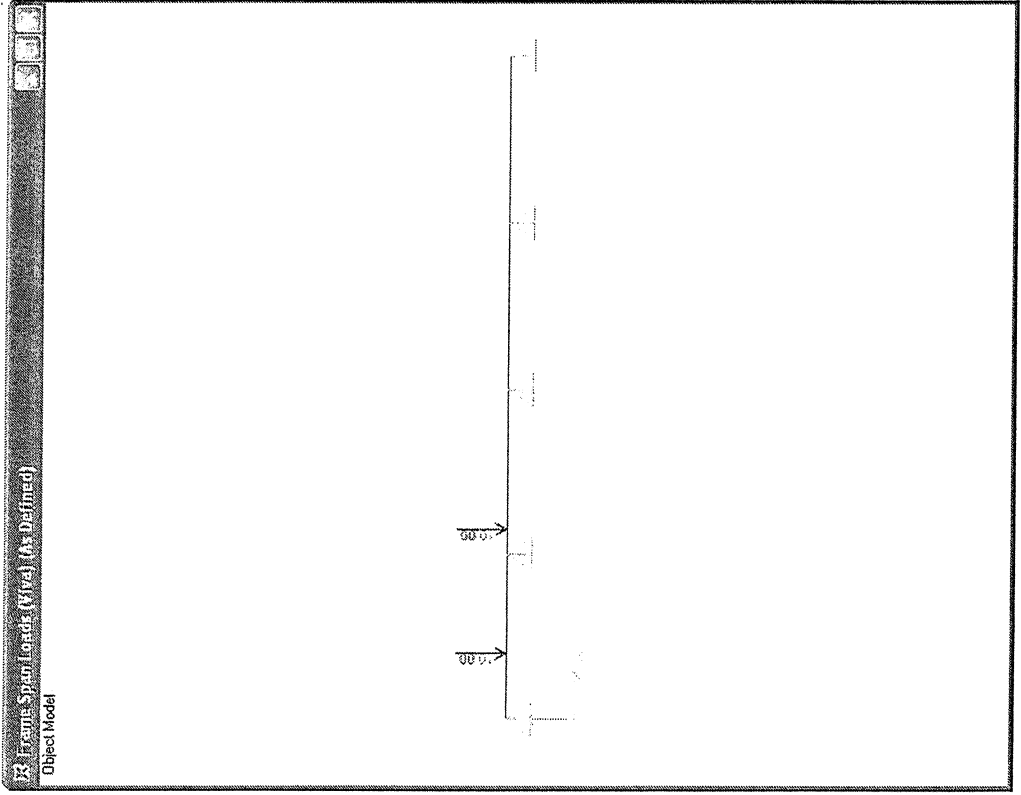
# DIAGRAMAS DE ESFUERZOS



CARGA VIVA MAX M POSITIVO INTERNO

CARGA

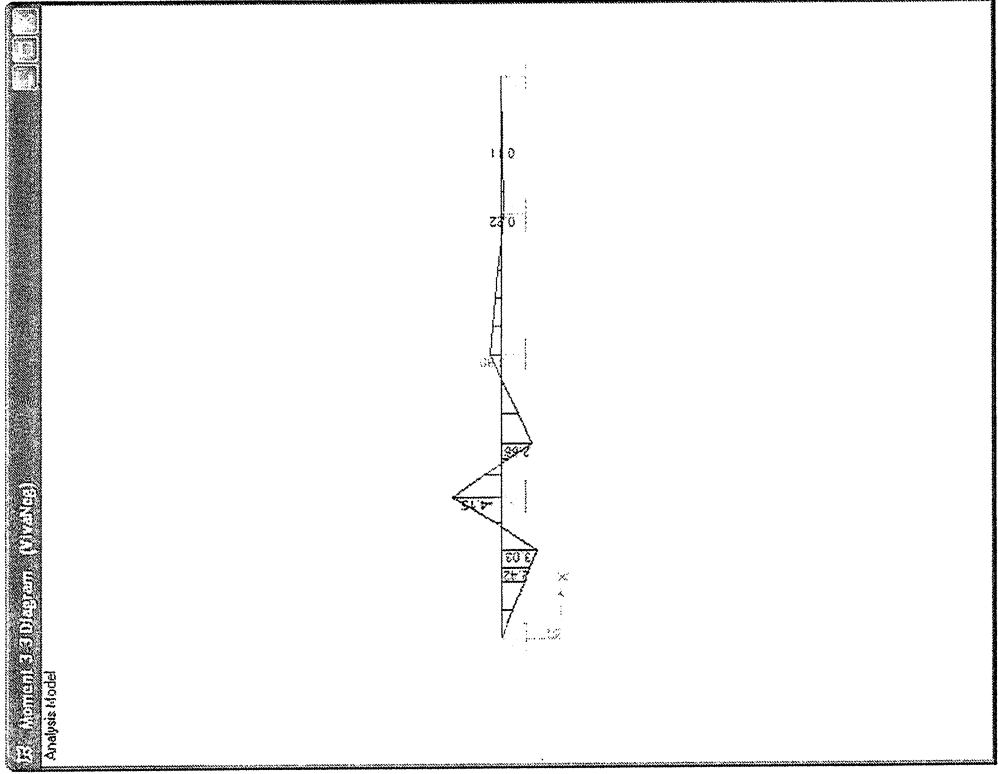
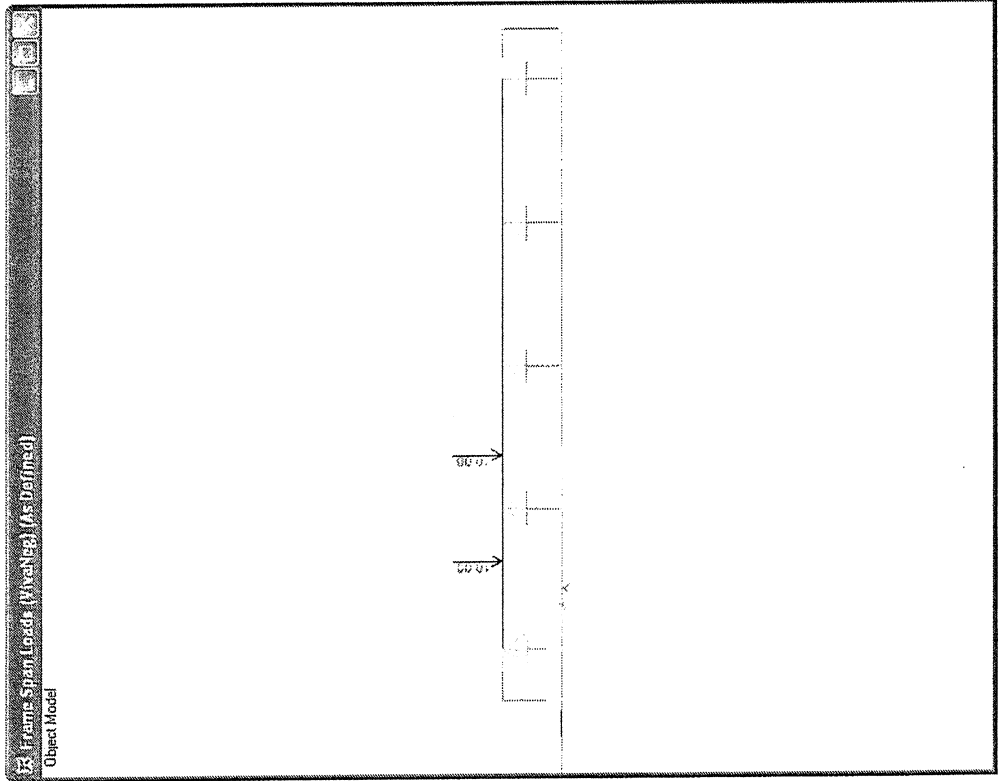
MOMENTO



CARGA VIVA MAX M NEGATIVO INTERNO

CARGA

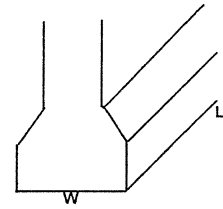
MOMENTO



## DISEÑO DE NEOPRENO

WD	49,18 In	Dim	W	44,00 cm
WL	13,70 In		L	35,00 cm

G estatico inf	9,48 Kg/cm <sup>2</sup>
G estatico sup	12,00 Kg/cm <sup>2</sup>
G dinámico	14,60 Kg/cm <sup>2</sup>



### Esfuerzo a compresion

σc	40,83 Kg/cm <sup>2</sup>	<	70,80 Kg/cm <sup>2</sup>
----	--------------------------	---	--------------------------

### CARACTERISTICAS

Neopreno	80°			
#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

σc	<	1,66 * G * S	<	112 Kg/cm <sup>2</sup>
41 Kg/cm <sup>2</sup>		81 Kg/cm <sup>2</sup>		

Si Cumple

### DEFORMACIONES MAXIMAS VERTICALES

δg	48,6 Kg/cm <sup>2</sup>	<	70,8 Kg/cm <sup>2</sup>
----	-------------------------	---	-------------------------

Si Cumple

### COMPRESION INSTANTANEA FLEXIONANTE

δ	1,95mm
---	--------

εi	0,03	Abaco Asstho
----	------	--------------

### CAPACIDAD A LA ROTACION

θmax	0,0111 Rad
------	------------

θdc1	0,0034 Rad	θL	0,0090 Rad
------	------------	----	------------

λ	2,47
---	------

θdc	0,0034 Rad	θunk	0,0050 Rad
-----	------------	------	------------

$\theta_{dc1}$  -0.0118 Rad

$\theta_{s1}$  0.0022 Rad

$\theta_{s2}$  -0.0078 Rad

$\theta_s$  0.0078 Rad

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

$\sigma_c$  40.8 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_{up\ min}$  42.9 Kg/cm<sup>2</sup>

Verificar

Si se soporta deformacion por corte debe cumplir

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

$\sigma$  75.1 Kg/cm<sup>2</sup>

Si Cumple

ESFUERZO DE COMPRESION

$\sigma_c$  40.8 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_c\ max$  74.9 Kg/cm<sup>2</sup>

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  $w > l$

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

$\sigma_c$  40.8 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_{cr}$  372.24 Kg/cm<sup>2</sup>

Si Cumple

Si  $l > w$

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

$\sigma_c$  40.8 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_{cr}$  2752.50 Kg/cm<sup>2</sup>

Si Cumple

### DESPLAZAMIENTOS

TEMPERATURA

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

$\Delta t$  25.0°

$\alpha$  1.08E-05 mm/mm°C

luz 25.000.00

Climas Moderados

$\Delta$  temp 3.78mm

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

RDL (Reaccion DL) 49.18 Tn

e goma (hrt) 65.00mm

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

K1 (Factor de Importancia) (Esencial)

S (Coef. Suelo) 1.2 (Tipo III)

Ao (aceleracion f(g)) 0.4

Kh 0.24

$\Delta$  sismo 34.13mm

$\Delta$  total 37.91mm

$$2\Delta s < hrt$$

Verificar

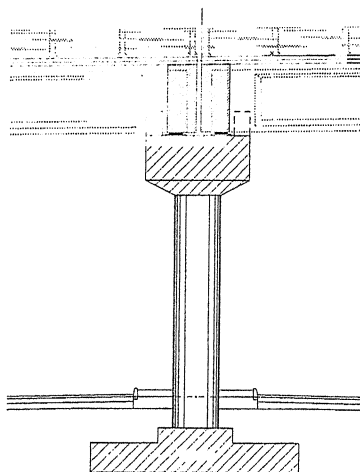
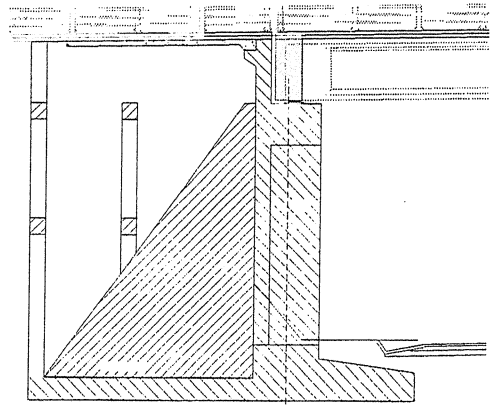
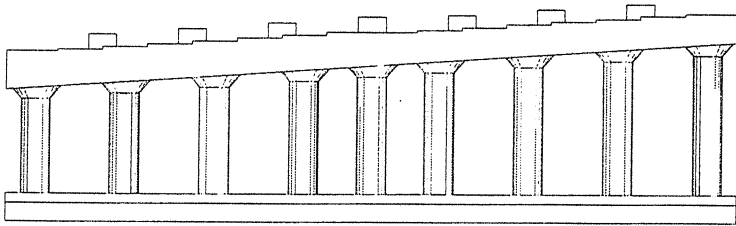
RIGIDEZ 
$$K = \frac{G * A}{hrt}$$

A 1540.00cm<sup>2</sup>

K 3458.6 Kg/cm

# 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 ESVIAJAMIENTOS

H=H* +0.75		TOTAL CARGAS VERTICALES												Reacc. del tablero, sin				Reacc. del tablero, sin				TOTAL CARGAS VERTICALES				Peso total de estructura + reacción tablero + diafr. de tablero				Rellen/ml			
H*	H	C	F	k	m	n	alfa	cos	1/cos	a	b	c	d	e	A	B	D	E	h vig	L	Lesv	Fv P/ml	MX Fv	Y Fv cg	MY Fv	X Fv cg	Fv Q/ml						
<b>H = 16.70m</b>		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	11.7	2136	1124	5.4	15606	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	1863	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	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					
<b>H = 12.90m</b>		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	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	1231	5876	4.6	8261	6.4	163					
<b>H = 11.00m</b>		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	86	1071	4247	4.0	6884	6.4	99					
<b>H = 8.50m</b>		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	CARGAS VERTICALES TOTALES										AREA DE CIMENTACIÓN										Fuercas horiz. Tot's			
	Estr + suel + tablero/ml					estructura+suelo+tablero					EXCENTRICIDADES					TOTAL SISMIOS					Pres. suelos + sim.			
	FvQ	MX FvQ	Y FvQ	MY FvQ	X FvQ	Fv Tot	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	e Ycg	e Xcg	Mv Y cg	Mv X cg	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	Mfh Tot	Fv Tot	Fv Total		
4954						7090.04																		
4954	40970	8.3	24088	4.9	387	7090	52584	7.42	39694	5.60	6.30	-1.12	6.33	0.63	-7917	242.6	1494	9957	522	3413	2015	13370	3.93	7090
4164	34434	8.3	20368	4.9	392	6026	44438	7.37	32536	5.40	6.30	-1.07	5.78	0.38	-6451	150.2	1255	8368	444	2959	1699	11327	3.92	6026
3592	29709	8.3	19660	5.5	397	5264	38535	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	37172	7.31	32557	6.40	6.30	-1.01	6.40	0.00	-5124	0.0	1043	6954	374	2555	1417	9909	3.91	5087

Peso total relleno	CARGAS VERTICALES TOTALES										AREA DE CIMENTACIÓN										Fuercas horiz. Tot's			
	Estr + suel + tablero/ml					estructura+suelo+tablero					EXCENTRICIDADES					TOTAL SISMIOS					Pres. suelos + sim.			
	FvQ	MX FvQ	Y FvQ	MY FvQ	X FvQ	Fv Tot	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	e Ycg	e Xcg	Mv Y cg	Mv X cg	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	Mfh Tot	Fv Tot	Fv Total		
2988						4659.84																		
2988	21626	7.2	17633	5.9	254	4660	29452	6.22	30973	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	5.8	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	CARGAS VERTICALES TOTALES										AREA DE CIMENTACIÓN										Fuercas horiz. Tot's			
	Estr + suel + tablero/ml					estructura+suelo+tablero					EXCENTRICIDADES					TOTAL SISMIOS					Pres. suelos + sim.			
	FvQ	MX FvQ	Y FvQ	MY FvQ	X FvQ	Fv Tot	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	e Ycg	e Xcg	Mv Y cg	Mv X cg	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	Mfh Tot	Fv Tot	Fv Total		
1805						3173.95																		
1805	11189	6.2	12522	6.9	173	3174	16720	5.27	24195	7.62	4.30	-0.97	7.96	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	6.72	4.30	-0.93	6.51	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	4.30	-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	4.30	-0.87	6.40	0.00	-2033	0.0	468	2241	154	859	622	3100	3.89	2332

Peso total relleno	CARGAS VERTICALES TOTALES										AREA DE CIMENTACIÓN										Fuercas horiz. Tot's			
	Estr + suel + tablero/ml					estructura+suelo+tablero					EXCENTRICIDADES					TOTAL SISMIOS					Pres. suelos + sim.			
	FvQ	MX FvQ	Y FvQ	MY FvQ	X FvQ	Fv Tot	Mv X Tot	Y cg total	Mv Y Tot	X cg total	e Ycg	e Xcg	Mv Y cg	Mv X cg	H tot	M tot	H tota sis	M tota sis	Fh Tot	Mfh Tot	Fv Tot	Fv Total		
1129						2295.69																		
1129	6361	5.6	8431	7.5	125	2296	10699	4.66	18661	8.13	3.80	-0.85	8.34	0.21	-1976	26.2	410	1631	139	650	549	2261	4.73	2296
949	5346	5.6	6257	6.6	129	1982	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	-0.79	6.42	0.04	-1389	5.5	297	1183	110	599	407	1722	4.70	1762
789	4442	5.63	5047	6.4	134	1711	7834	4.38	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	My final	Mz final	Area	lycg	lycg	lycg	lycg	[Mx]/ly	[My]/ly	[Mz]/ly	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	50% Est Itq	50% Est Itq	Est Itq	Est der	Sin sismos			
ly final	ly final	ly final	ex final	Area	lycg	lycg	lycg	[Mx]/lx	[My]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	inicial	adicl	Est Itq	Est der	Est Itq	Est der		
5453	0.769	243	0.034	230.9	6.3	6.2	3055	7425	11.2	0.20	0.20	31	42	19	1.6	16	26	35	26	19	11
4876	0.809	150	0.025	194.1	6.3	5.8	2588	4182	12.0	0.21	0.21	31	43	19	1.6	16	27	36	26	20	11
4477	0.851	59	0.011	167.4	6.3	5.8	2215	2516	12.7	0.14	0.14	31	44	19	1.6	16	28	37	26	21	10
4385	0.862	0	0.000	161.3	6.3	6.4	2134	2202	12.9	0.00	0.00	32	44	19	1.6	16	29	37	26	21	10
Promete.											31	43	19	28	3						

M final/P final

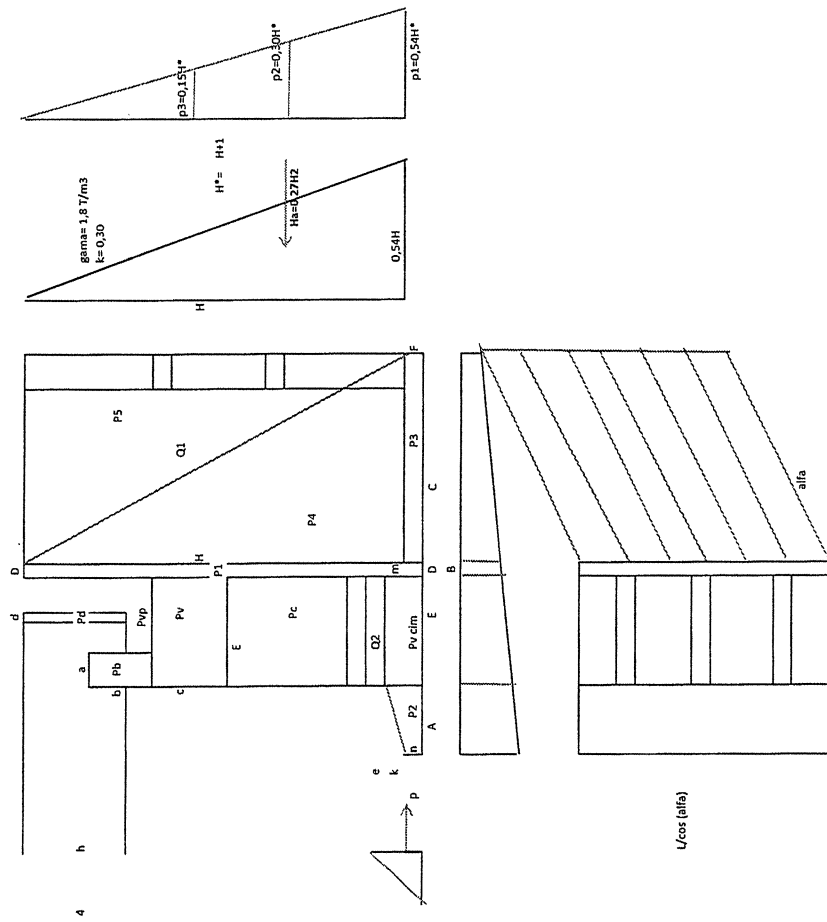
Mx final	My final	Mz final	Area	lycg	lycg	lycg	lycg	[Mx]/lx	[My]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	50% Est Itq	50% Est Itq	Est Itq	Est der	Sin sismos			
ly final	ly final	ly final	ex final	Area	lycg	lycg	lycg	[Mx]/lx	[My]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	inicial	adicl	Est Itq	Est der	Est Itq	Est der		
1940	0.42	121	0.03	194.3	5.3	7.1	1819.0	5949	6.651	0.144	0.144	24	30	18	1.7	12	17	24	24	12	11
1822	0.46	74	0.02	163.3	5.3	6.4	1528.8	3412	6.317	0.138	0.138	24	31	18	1.7	12	18	25	23	13	11
1749	0.50	28	0.01	140.9	5.3	6.1	1319.0	2101	7.027	0.082	0.082	25	32	18	1.7	12	20	26	23	14	11
1732	0.51	0	0.00	135.7	5.3	6.4	1270.4	1852	7.225	0.000	0.000	25	32	18	1.7	12	20	26	23	14	11
Promete.											25	31	18	19	6						

M final/P final

Mx final	My final	Mz final	Area	lycg	lycg	lycg	lycg	[Mx]/lx	[My]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	50% Est Itq	50% Est Itq	Est Itq	Est der	Sin sismos			
ly final	ly final	ly final	ex final	Area	lycg	lycg	lycg	[Mx]/lx	[My]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	inicial	adicl	Est Itq	Est der	Est Itq	Est der		
1202	0.38	58	0.02	157.6	4.3	8.0	971.4	4621	5.320	0.100	0.100	20	25	15	1.6	11	15	21	20	10	9
1126	0.41	35	0.01	132.5	4.3	6.9	816.5	2694	5.929	0.090	0.090	21	26	15	1.7	11	16	21	20	11	9
1076	0.45	13	0.01	114.3	4.3	6.3	704.4	1688	6.571	0.049	0.049	21	28	14	1.7	11	17	22	20	12	9
1065	0.46	0	0.00	110.1	4.3	6.4	678.5	1503	6.750	0.000	0.000	21	28	14	1.7	11	17	22	20	12	9
Promete.											21	27	15	16	4						

M final/P final

Mx final	My final	Mz final	Area	lycg	lycg	lycg	lycg	[Mx]/lx	[My]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	50% Est Itq	50% Est Itq	Est Itq	Est der	Sin sismos			
ly final	ly final	ly final	ex final	Area	lycg	lycg	lycg	[Mx]/lx	[My]/ly	[Mz]/lx	Fv Tot/Area	Est Itq	Est der	inicial	adicl	Est Itq	Est der	Est Itq	Est der		
285	0.12	26	0.01	139.3	3.8	8.3	670.4	4010	1.617	0.054	0.054	16	18	15	1.9	8	10	15	18	6	10
311	0.16	15	0.01	117.1	3.8	7.2	563.5	2555	2.101	0.047	0.047	17	19	15	1.9	8	11	15	19	7	10
333	0.19	5	0.00	101.0	3.8	6.4	485.1	1492	2.602	0.024	0.024	17	20	15	2.0	8	12	16	19	8	11
328	0.20	0	0.00	97.3	3.8	6.4	468.2	1328	2.741	0.000	0.000	18	20	15	2.0	8	12	16	19	8	11
Promete.											17	19	15	11	7						



$\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$   
 $k = 0.30$

# DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

H = 13.5m

## FLEXION

f'c	350
fy	4200
$\beta_1$	0.8

Mu	83,850,000 kg-cm
b	170cm
h	200cm
rec	75cm
d	193cm

## CORTANTE

Vu	567.0Tn
$\theta$	0.9
S	20cm

Vu	630.0Tn
Vc	324.5Tn
Vs	305.5Tn
Av	8.40cm <sup>2</sup>

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

V	378.0Tn
Vu	567.0Tn

M	559.0Tn
Mu	838.5Tn

Av min	3.98cm <sup>2</sup>
--------	---------------------

Vu > Vc

$\rho$	0.00361
--------	---------

As max	584.22cm <sup>2</sup>
--------	-----------------------

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

As min	109.08cm <sup>2</sup>
--------	-----------------------

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

As principal

15	$\phi$
----	--------

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

Estribos

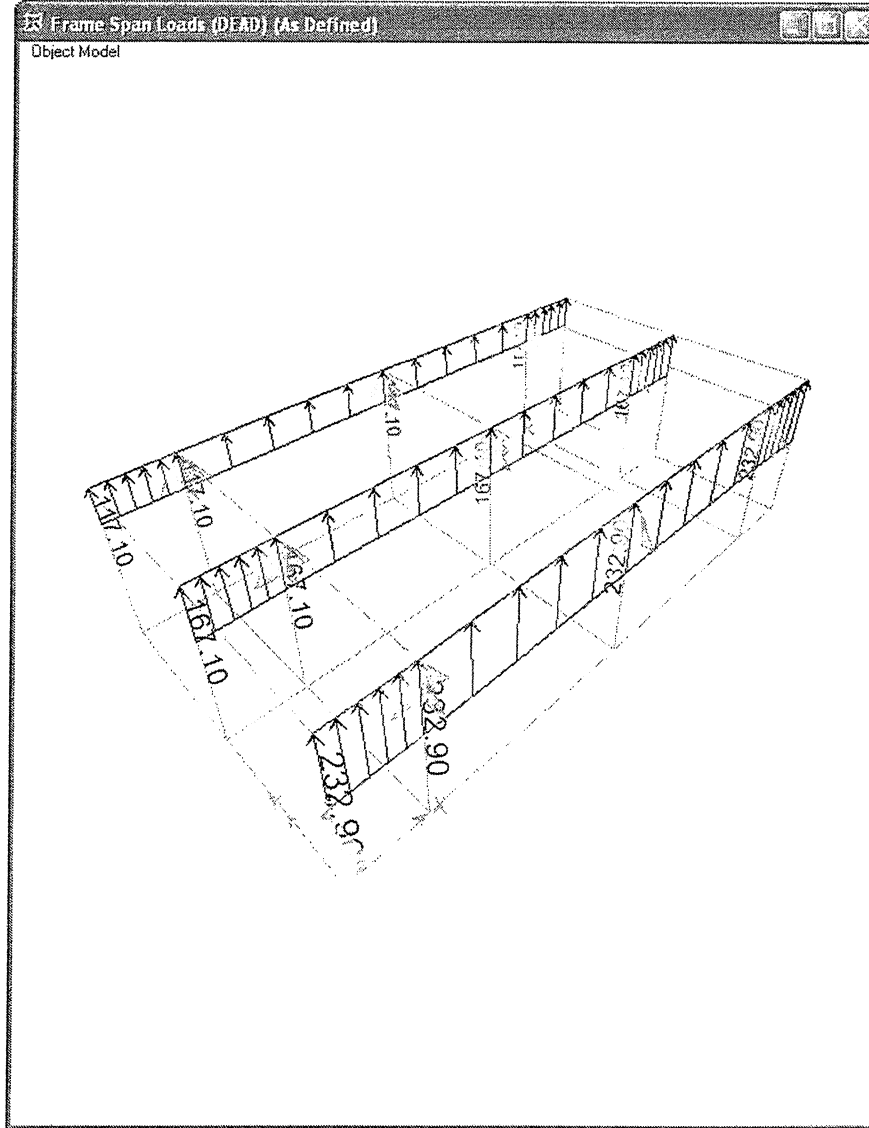
4	$\phi$
---	--------

16mm	@
20cm	

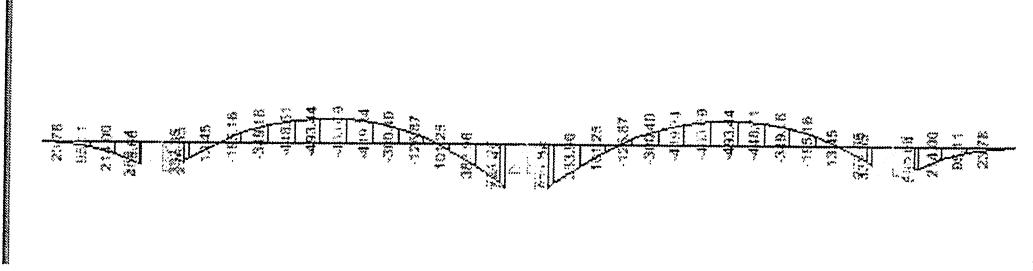
### CARGAS VIGAS DE CIMENTACION

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

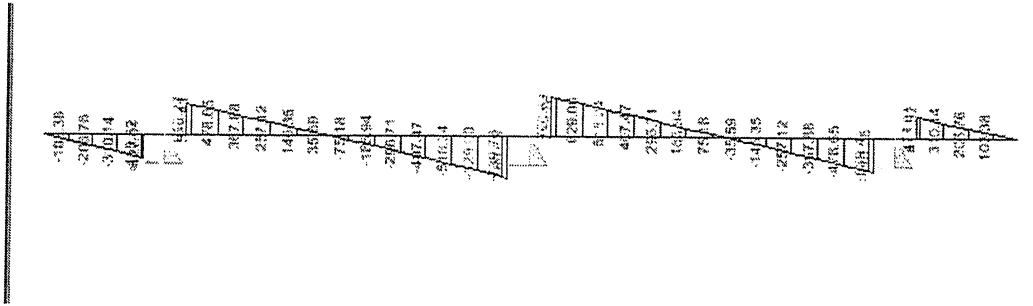
# MODELO VIGA DE CIMENTACIÓN



## DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DIAGRAMA DE CORTANTE



# DISEÑO TALON

H 13.5m  
LONG. 2.5m

## FLEXION

f'c	350
fy	4200
$\beta_1$	0.8

Mu	59000.00kg-cm
b	100cm
h	80cm
rec	7.5cm
d	73cm

## CORTANTE

Vu	36.5Tn
$\theta$	2
S	20cm

Vu	17.8Tn
Vc	71.9Tn
Vs	-54.1Tn
As	-3.56cm <sup>2</sup>

Vu < Vc

## CORTANTE

L total	0
L Talon	0

q1	0
q2	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
---	------

2.5      4.91

5      25

$\rho$       0.00303

As      22.00

As temp      0.040 cm/cm

As min      24.17cm<sup>2</sup>

As min 1      17.40cm<sup>2</sup>

1

$\phi$

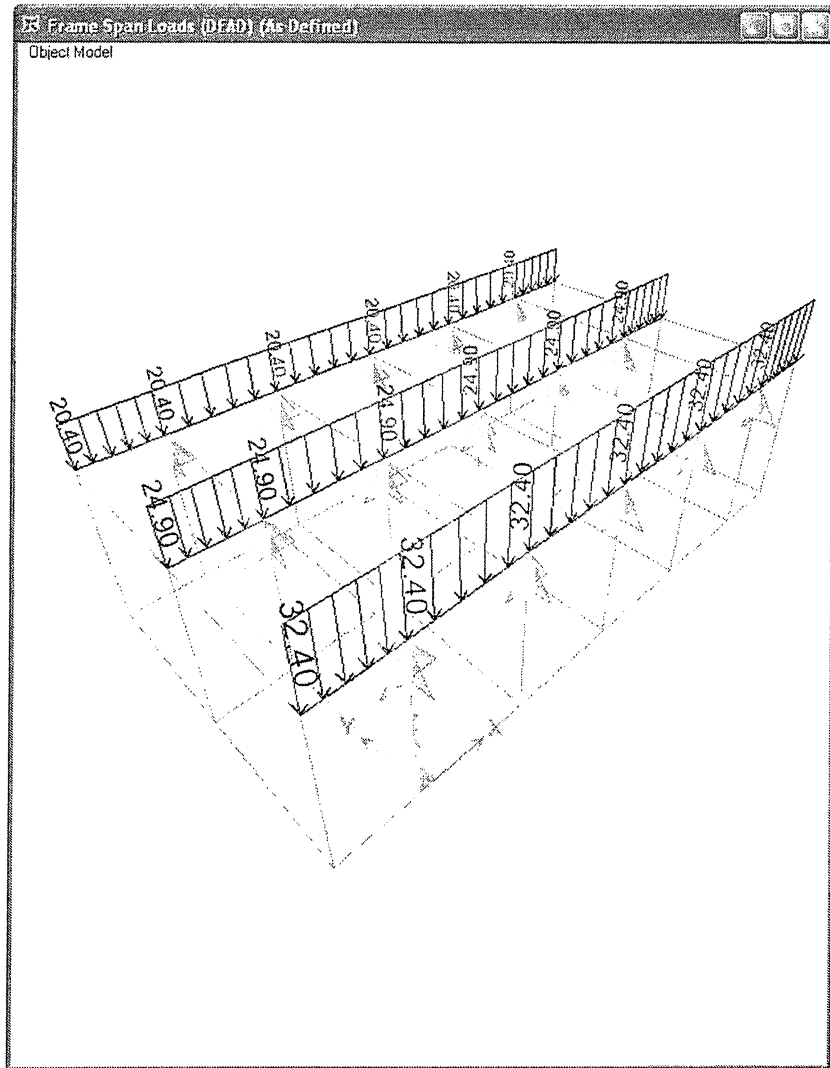
25mm

@

20cm



# MODELO TALÓN ASENTADO SOBRE CONTRAFUERTE





# DISEÑO DEDO

H 13.50m

LONG. 2.5m

## FLEXION

f'c	350
fy	4200
$\beta_1$	0.8

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

## CORTANTE

Vu	56.0 Tn
$\theta$	0.9
S	20cm

Vu	62.2 Tn
Vc	141.3 Tn
Vs	-79.1 Tn
As	-2.64cm <sup>2</sup>

$V_u < V_c$

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
----	------

$\rho$	0.00185
--------	---------

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

As temp	0.054 cm/cm
---------	-------------

--

As min	47.50cm <sup>2</sup>
--------	----------------------

As min 1	34.20cm <sup>2</sup>
----------	----------------------

1
---

$\phi$	25mm
--------	------

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

# DISEÑO PANTALLA

H 5m  
LONG: 2.5m

## FLEXION

f'c	350
fy	4200
$\beta_1$	0.8

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

## CORTANTE

Vu	9.8 Tn
$\theta$	0.9
S	20 cm

Vu	10.9 Tn
Vc	32.2 Tn
Vs	-21.4 Tn
As	-3.13 cm <sup>2</sup>

$V_u < V_c$

V	6.5 Tn
Vu	9.8 Tn

M	8.3 Tn
Mu	12.4 Tn

h total	17.5
h Viga	12

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

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

$\rho$	0.00317
--------	---------

	58.02 cm <sup>2</sup>
--	-----------------------

1.6      2.01

	5
--	---

As min	10.83 cm <sup>2</sup>
As min 1	7.80 cm <sup>2</sup>

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

	10.83 cm <sup>2</sup>
--	-----------------------

	10
--	----

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

1       $\phi$       16 mm      @      20 cm

# DISEÑO PANTALLA

H 10m  
LONG. 2.5m

## FLEXION

f'c	350
fy	4200
$\beta_1$	0.8

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

## CORTANTE

Vu	17.3Tn
$\theta$	0.9
S	20cm

Vu	19.2Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-13.0Tn
As	-1.91cm <sup>2</sup>

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
----	-----

## Vu < Vc

$\rho$	0.00573
--------	---------

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

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

	58.02cm <sup>2</sup>
--	----------------------

As min	10.83cm <sup>2</sup>
--------	----------------------

As min 1

	7.80cm <sup>2</sup>
--	---------------------

1.6 2.01

5 10

10

1

16mm

@ 20cm

$\phi$

# DISEÑO PANTALLA

H 15.5m  
LONG. 2.5m

## FLEXION

f'c	350
fy	4200
$\beta_1$	0.8

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

## CORTANTE

Vu	24.2Tn
$\theta$	0.9
S	20cm

Vu	26.9Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-5.3Tn
As	-0.78cm <sup>2</sup>

V	16.2Tn
Vu	24.2Tn

M	20.5Tn
Mu	30.8Tn

h total	17.5
h Viga	2

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

q1	8.37
----	------

Vu < Vc

$\rho$	0.00818
--------	---------

	58.02cm <sup>2</sup>
--	----------------------

As	26.58
----	-------

As min	10.83cm <sup>2</sup>
--------	----------------------

As min 1	7.80cm <sup>2</sup>
----------	---------------------

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

1

$\phi$

16mm

@

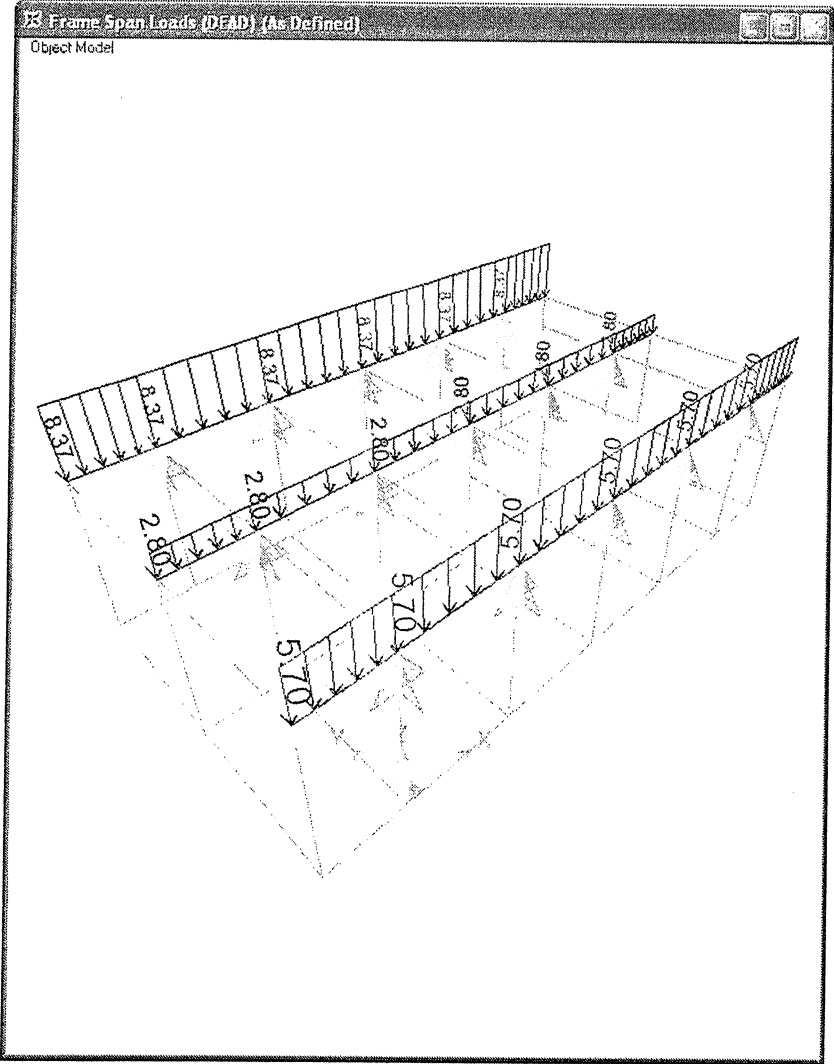
20cm

1.8 2.54

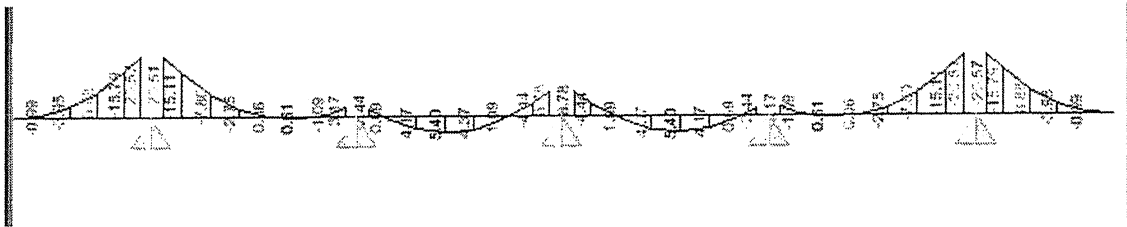
10 25

10

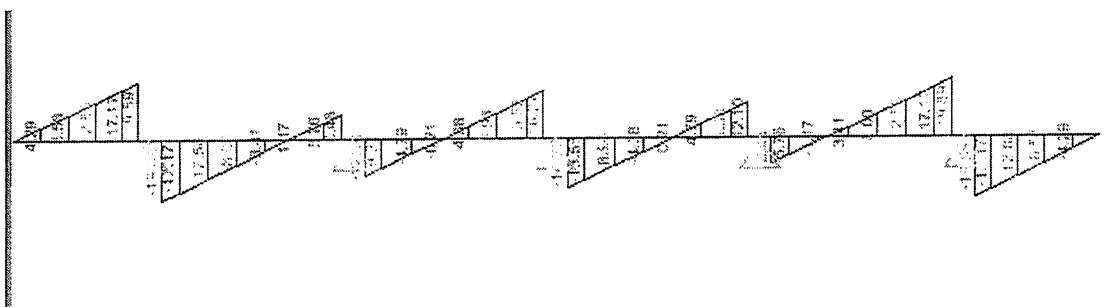
# MODELO PANTALLA ASENTADAS SOBRE CONTRAFUERTES



## DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DIAGRAMA DE CORTANTE





# DISEÑO PANTALLA SUPERIOR

H 10m  
LONG. 2.5m

## FLEXION

f'c	350
fy	4200
$\beta_1$	0.8

Mu	2494648kg-cm
b	100cm
h	40cm
rec	7.5cm
d	32.5cm

Vu	20.3Tn
$\theta$	0.9
S	20cm

Vu	22.6Tn
Vc	32.2Tn
Vs	-9.6Tn
As	-1.41cm <sup>2</sup>

$$Vu < Vc$$

$\rho$	0.00655
--------	---------

As	21.29
----	-------

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

Refuerzo en la base

V	20.3Tn
Vu	20.3Tn

M	24.9Tn
Mu	24.9Tn

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

$\phi$	16mm	@	20cm
--------	------	---	------

$\phi$	16mm	@	20cm
--------	------	---	------

As min 1	7.80cm <sup>2</sup>
----------	---------------------

As max	58.02cm <sup>2</sup>
--------	----------------------

As min	10.83cm <sup>2</sup>
--------	----------------------

## DISEÑO VIGA CABEZAL ESTRIBO

### FLEXION

$f'c$	350
$f_y$	4200
$\beta_1$	0.8

$M_u$	19.600,000 kg-cm
$b$	170cm
$h$	150cm
$rec$	5.0cm
$d$	145cm

### CORTANTE

$V_u$	120.0Tn
$\theta$	0.9
$S$	20.0cm

$V_u$	133.3Tn
$V_c$	244.4Tn
$V_s$	-111.1Tn
$AV$	-4.05cm <sup>2</sup>

$V$	120.0Tn
$V_u$	120.0Tn

$M$	196.0 T-m
$M_u$	196.0 T-m

$AV_{min}$  = 3.98cm<sup>2</sup>

$V_u < V_c$

$\rho$  = 0.00147

$A_s_{max}$  = 440.06cm<sup>2</sup>

$A_s$  = 36.13

$A_s_{min}$  = 82.17cm<sup>2</sup>

$A_{s_{temp}}$  = 0.071 cm/cm

$A_s$  principal

14  $\phi$

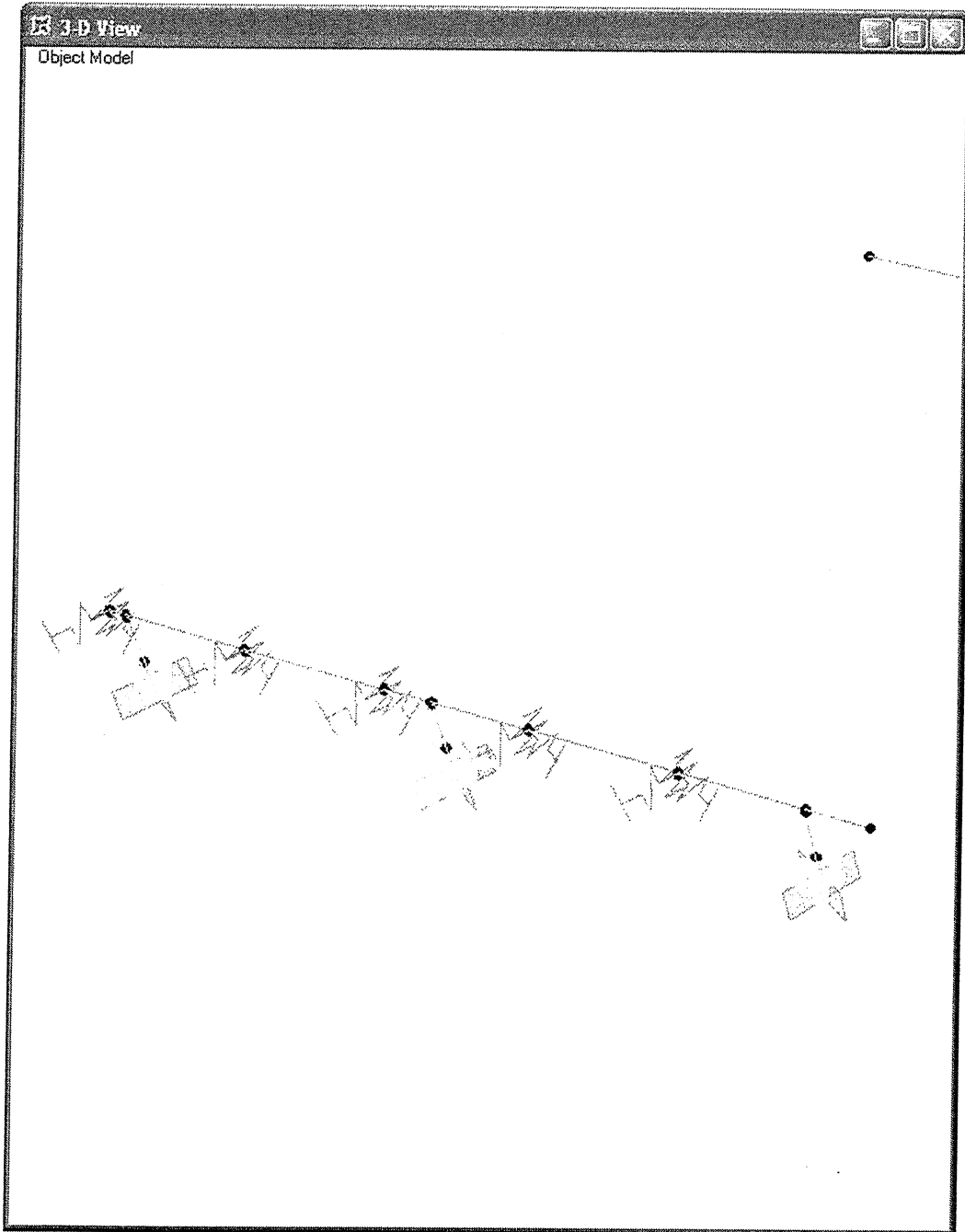
32mm @

Estribos

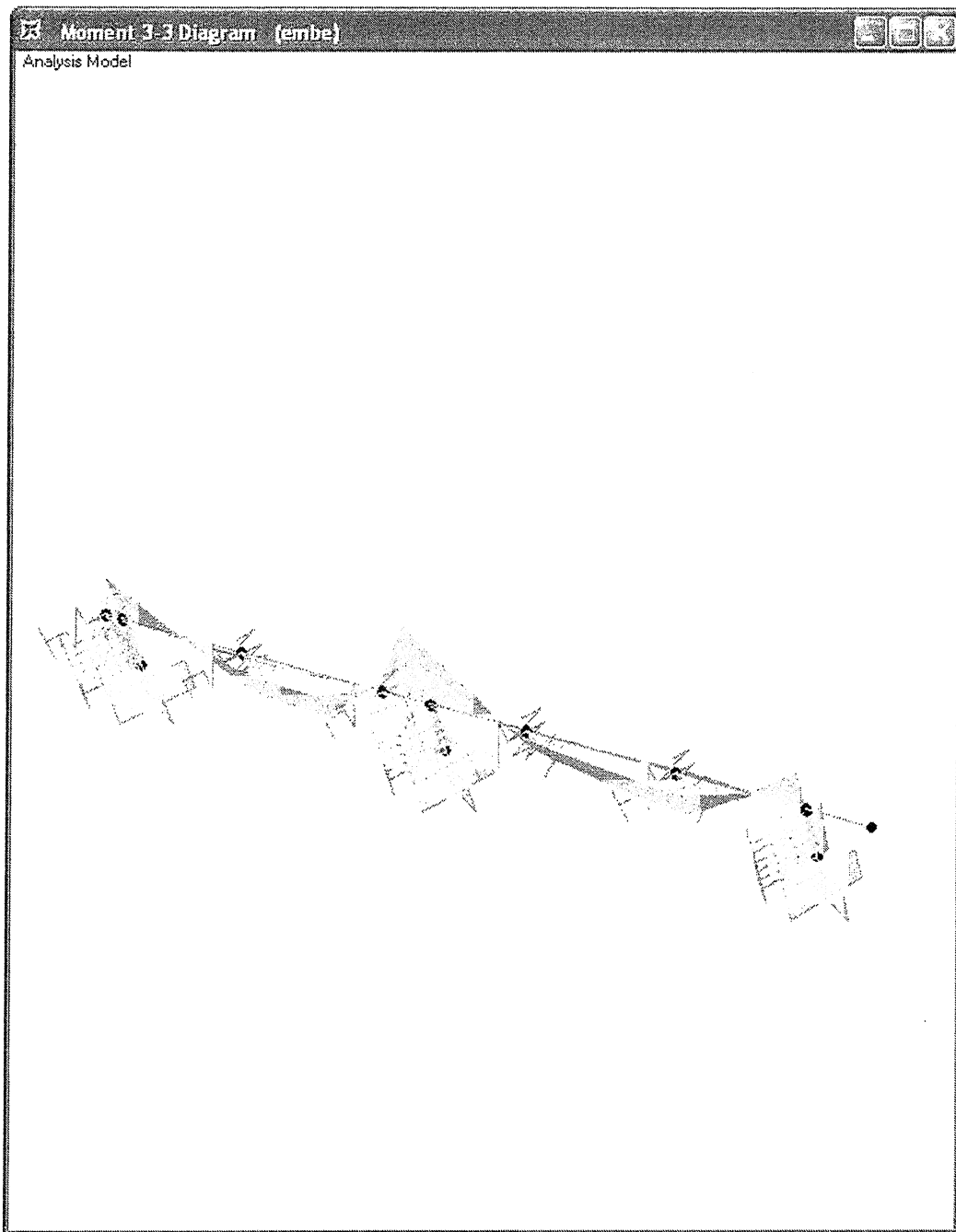
4  $\phi$

16mm @ 20cm

## MODELO CABEZAL ESTRIBO APOYADO SOBRE COLUMNAS



# DIAGRAMA DE MOMENTOS



Calculo de cargas para pantallas laterales

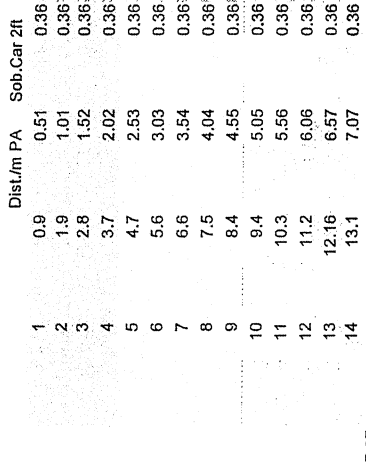
gamma H-A (Y) T/m3 2.40 T/m3  
 gamma suelo (Y) T/m3 1.80 T/m3

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/m

Presion activa estatica del suelo t/m

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



Calculo de cargas para pantallas laterales

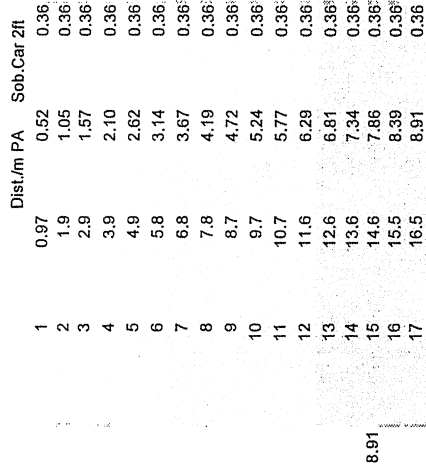
gamma H-A (Y) T/m3 2.40 T/m3  
 gamma suelo (Y) T/m3 1.80 T/m3

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/m

Presion activa estatica del suelo t/m

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



## 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

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

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

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

Factor de mayoración 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

Verificación

As Longitudinal

0.00 cm <sup>2</sup>	18	φ	32 mm
----------------------	----	---	-------

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

### Acero Positivo

<b>f<sub>c</sub></b>	350 kg/cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>β<sub>1</sub></b>	0.8

<b>M<sub>u</sub></b>	912000 kg-cm
<b>b</b>	100 cm
<b>h</b>	40 cm
<b>rec</b>	7.5 cm
<b>d</b>	32.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

<b>A<sub>s</sub> min</b>	<b>10.83 cm<sup>2</sup></b>
--------------------------	-----------------------------

<b>A<sub>s</sub> max</b>	<b>58.02 cm<sup>2</sup></b>
--------------------------	-----------------------------

### Capacidad por corte

<b>A<sub>v</sub></b>	3.14
<b>s</b>	40

<b>V<sub>c</sub></b>	32225.02
<b>V<sub>s</sub></b>	10715.25

<b>V<sub>t</sub></b>	42940.27
----------------------	----------

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

<b>ρ</b>	0.00232
<b>A<sub>s</sub></b>	7.55

Razón por la que se colocan en el área de flexión

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

As -

Capacidad por corte

<b>f<sub>c</sub></b>	350 kg/cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>β<sub>1</sub></b>	0.8

<b>Av</b>	3.14
<b>s</b>	40

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

<b>Vc</b>	32225.02
<b>Vs</b>	10715.25

<b>Vt</b>	42940.27
-----------	----------

ρ max                      0.01785  
 ρ max %                    1.78525

<b>As min</b>	10.83 cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------

<b>As max</b>	58.02 cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------

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

<b>ρ</b>	0.00340
<b>As</b>	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

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

<b>As temp</b>	4.32 cm <sup>2</sup> por metro
----------------	--------------------------------



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

### Acero Positivo

<b>f<sub>c</sub></b>	350 kg/cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>β<sub>1</sub></b>	0.8

<b>M<sub>u</sub></b>	7537475 kg-cm
<b>b</b>	40 cm
<b>h</b>	200 cm
<b>rec</b>	7.5 cm
<b>d</b>	192.5 cm

<b>ρ max</b>	0.01785
<b>ρ max %</b>	1.78525

<b>A<sub>s min</sub></b>	25.67 cm <sup>2</sup>
--------------------------	-----------------------

<b>A<sub>s max</sub></b>	137.46 cm <sup>2</sup>
--------------------------	------------------------

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

<b>ρ</b>	0.00136
<b>A<sub>s</sub></b>	10.46

Razón por la que se colocan en el área de flexión

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

### Capacidad por corte

<b>A<sub>v</sub></b>	3.14
<b>s</b>	40

<b>V<sub>c</sub></b>	76348.52
<b>V<sub>s</sub></b>	63467.25

<b>V<sub>t</sub></b>	139815.77
----------------------	-----------

As -

Capacidad por corte

<b>f<sub>c</sub></b>	350 kg/cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>β<sub>1</sub></b>	0.8

<b>Av</b>	3.14
<b>s</b>	40

<b>Mu</b>	3073000 kg-cm
<b>b</b>	100 cm
<b>h</b>	40 cm
<b>rec</b>	7.5 cm
<b>d</b>	33 cm

<b>Vc</b>	32225.02
<b>Vs</b>	10715.25

<b>Vt</b>	42940.27
-----------	----------

<b>ρ max</b>	0.01785
<b>ρ max %</b>	1.78525

<b>As min</b>	10.83 cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------

<b>As max</b>	58.02 cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------

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

<b>ρ</b>	0.00817
<b>As</b>	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

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

<b>As temp</b>	4.32 cm <sup>2</sup> por metro
----------------	--------------------------------

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

### Acero Positivo

<b>f<sub>c</sub></b>	350 kg/cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>β<sub>1</sub></b>	0.8

<b>M<sub>u</sub></b>	2414399 kg-cm
<b>b</b>	100 cm
<b>h</b>	40 cm
<b>rec</b>	7.5 cm
<b>d</b>	32.5 cm

ρ max	0.01785
ρ max %	1.78525

<b>As min</b>	<b>10.83 cm<sup>2</sup></b>
---------------	-----------------------------

<b>As max</b>	<b>58.02 cm<sup>2</sup></b>
---------------	-----------------------------

### Capacidad por corte

<b>A<sub>v</sub></b>	3.14
<b>s</b>	40

<b>V<sub>c</sub></b>	32225.02
<b>V<sub>s</sub></b>	10715.25

<b>V<sub>t</sub></b>	42940.27
----------------------	----------

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

<b>ρ</b>	0.00633
<b>As</b>	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 <sup>2</sup>
fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
β1	0.8

Av	3.14
s	40

Mu	4283865 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 <sup>2</sup>
--------	-----------------------

As max	58.02 cm <sup>2</sup>
--------	-----------------------

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

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 <sup>2</sup> por metro
---------	--------------------------------

## COLUMNA CENTRAL PANTALLA 16,50m TERCIO INFERIOR

### Acero Positivo

<b>f<sub>c</sub></b>	350 kg/cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>β<sub>1</sub></b>	0.8

<b>M<sub>u</sub></b>	27343916 kg-cm
<b>b</b>	40 cm
<b>h</b>	200 cm
<b>rec</b>	7.5 cm
<b>d</b>	192.5 cm

<b>ρ max</b>	0.01785
<b>ρ max %</b>	1.78525

<b>As min</b>	25.67 cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------

<b>As max</b>	137.46 cm <sup>2</sup>
---------------	------------------------

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

<b>ρ</b>	0.00506
<b>As</b>	38.97

Razón por la que se colocan en el área de flexión

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

### Capacidad por corte

<b>Av</b>	3.14
<b>s</b>	40

<b>V<sub>c</sub></b>	76348.52
<b>V<sub>s</sub></b>	63467.25

<b>V<sub>t</sub></b>	139815.77
----------------------	-----------

As -

Capacidad por corte

f'c	350 kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
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 cm <sup>2</sup>
--------	-----------------------

As max	137.46 cm <sup>2</sup>
--------	------------------------

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

ρ	0.00173
As	13.33

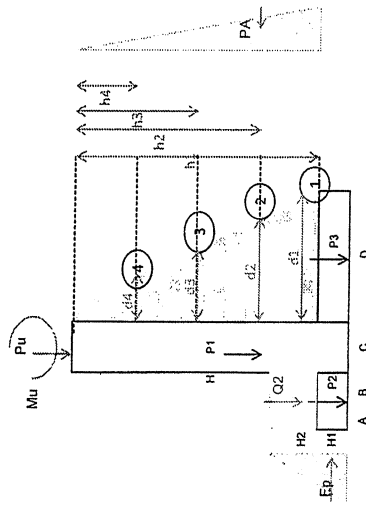
Razón por la que se colocan en el área de flexión

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 cm <sup>2</sup> por metro
---------	--------------------------------



$$M_1 = \frac{M_2^2}{f_{s,1} \cdot d} \cdot \frac{h_1}{2} \cdot \frac{S_1}{S_2}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{f_{s,1} \cdot d}$$

$\gamma_{steel}$  0.0018 kg/cm<sup>3</sup>

$k_a$  0.3

$S$  350 m (longitud coperante)

$$M_{A_i} = N_{A_i} \cdot f_{s,i} \cdot \frac{h_i}{2} \cdot \frac{S_i}{S_j}$$

$f_c$  350 kg/cm<sup>2</sup>

$f_y$  4200 kg/cm<sup>2</sup>

$J$  0.892

$e$  muro 40

H	h1	h2	h3	h4	d1	d2	d3	d4	M1	M2	M3	M4	AS1	AS2	AS3	AS4	Aemin2	Aemin2	Aemin2
1650	1650	1238	825	412.5	850.0	650.0	450.0	250.0	212252906	89544195	26531613	3316452	67	37	16	63	91	4	35
1350	1350	1013	675	337.5	650.0	500.0	350.0	200.0	116252719	49044116	14531590	1816449	48	26	11	49	70	2	28
1100	1100	825	550	275.0	450.0	350.0	250.0	150.0	62889750	26531613	7861219	982652	37	20	8	35	49	2	21

# TENSORES PASOS SUPERIORES

Pax	77.91 Tn
f'c	350 Kg/cm2
fy	4200 Kg/cm2
b	0.40 m
t	0.40 m
Ag	0.16 m2
rec	0.075 m
φ As Long	0.016 m
f	0.9

Diseño de Tensores

Cargas Axiales de Tracción

Pu	As	ro min	Ag	h	b	Portico	Altura	Pax (T)	φ As Traccion	Fy	Ag (60x40)	As cm2	ρ Calculada	ρ minima	As min	ρ m Máxima	ρ m Mínima
38.80	20.61	0.01328	1552.04	40	0.40	Exterior	14.5	22.78	0.9	4200	2400	6.03	0.003	0.01	24	0.06	0.011
15	7.25	0.01328	1552.04	40	0.40	Exterior	14.5	100.03	0.9	4200	2400	26.46	0.011	0.01	24	0.06	0.011
15	7.25	0.01328	1552.04	40	0.40	Interior	14.5	70.5	0.9	4200	2400	18.65	0.008	0.01	24	0.06	0.011
15	7.25	0.01328	1552.04	40	0.40	Interior	14.5	218.63	0.9	4200	2400	57.84	0.024	0.01	24	0.06	0.024
15	7.25	0.01328	1552.04	40	0.40	Exterior	10.5	31.28	0.9	4200	2400	8.28	0.003	0.01	24	0.06	0.011
15	7.25	0.01328	1552.04	40	0.40	Exterior	5.75	79.18	0.9	4200	2400	20.95	0.009	0.01	24	0.06	0.011



**PILA**

### CARGAS ZAPATA

Carga Axial				
Muerta	170	220.8	170	560.8
Muerta Zapata		199.68		199.68
Sobreimpuesta	24	31	24	79
Carga distribuida HL-93	16	20.8	16	52.8
Carga camion HL-93	26.5	34.27	26.5	87.27
W total				979.55
q				11.77

q adm	20
Largo	12.8
Ancho	6.5
Espesor	1
W	199.68

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

	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 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	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
$\beta_1$	0.8

Mu	6226000 kg-cm
b	100 cm
h	100 cm
rec	7.5 cm
d	93 cm

## CORTANTE

Vu	34.4 Tn
$\theta$	0.9
S	20 cm

Vu	38.2 Tn
Vc	91.7 Tn
Vs	-53.5 Tn
As	-2.76 cm <sup>2</sup>

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
q'1	19.34	al d del apoyo
M	62.26	por sismo
V	34.38	Por sismo

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

$\rho$	0.00195
--------	---------

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

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

--	--

As min	30.83 cm <sup>2</sup>
--------	-----------------------

As min 1	22.20 cm <sup>2</sup>
----------	-----------------------

1	
---	--

$\phi$

25 mm	
-------	--

@

15 cm	
-------	--

# DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

8

## FLEXION

$f_c$	350
$f_y$	4200
$\beta_1$	0.8

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

## CORTANTE

$V_u$	362.0Tn
$\theta$	0.9
$S$	20.0cm

$V_u$	402.2Tn
$V_c$	254.3Tn
$V_s$	147.9Tn
$A_v$	5.49cm <sup>2</sup>

$W$	
-----	--

$V$	362.0Tn
$V_u$	362.0Tn

$M$	375.0Tn
$M_u$	375.0Tn

$A_v$ min	4.21cm <sup>2</sup>
-----------	---------------------

$V_u > V_c$

$\rho$	0.00277
--------	---------

As max	457.92cm <sup>2</sup>
--------	-----------------------

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

As min	85.50cm <sup>2</sup>
--------	----------------------

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

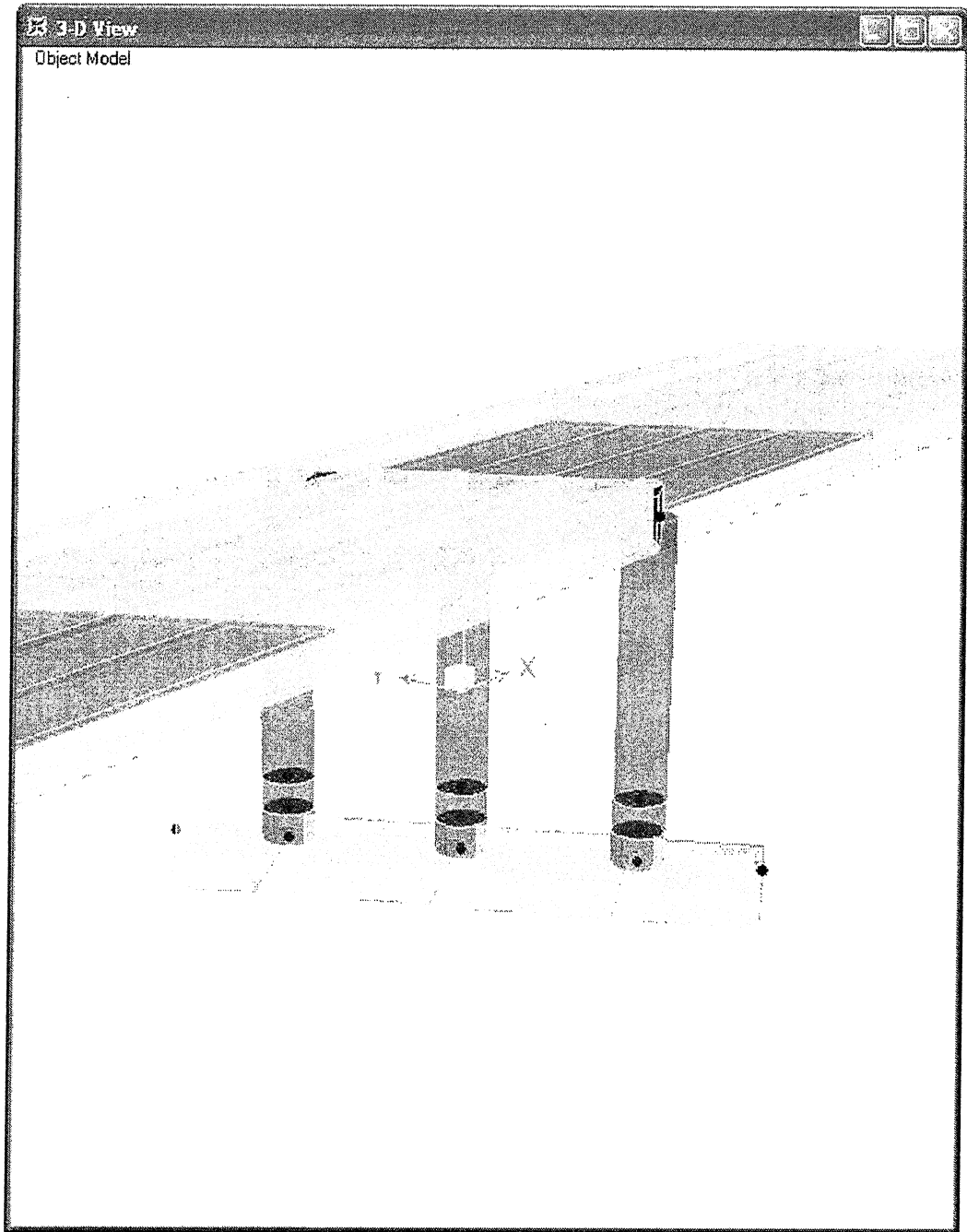
As principal

10	$\phi$	32mm	@
----	--------	------	---

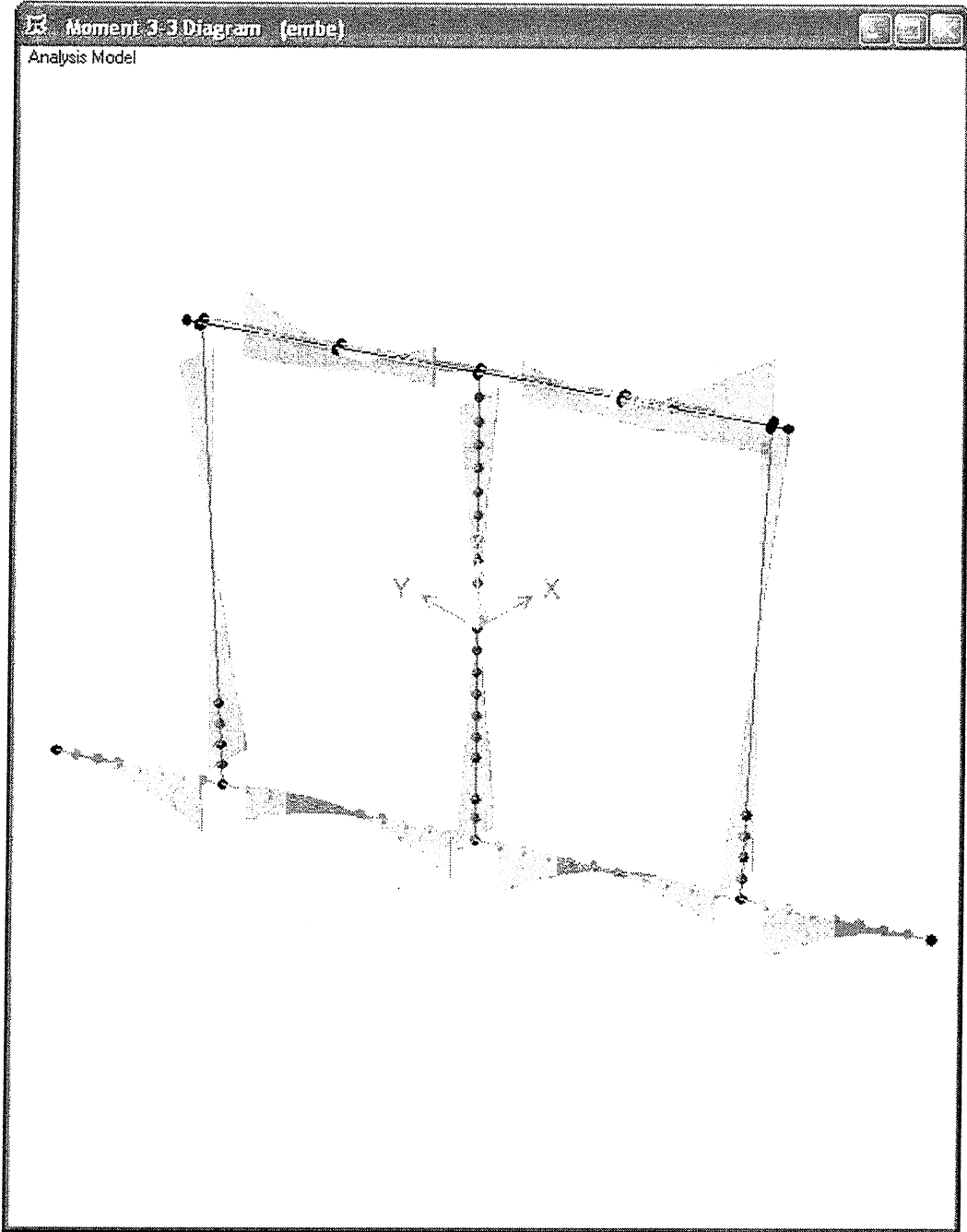
Estribos

4	$\phi$	16mm	@	20cm
---	--------	------	---	------

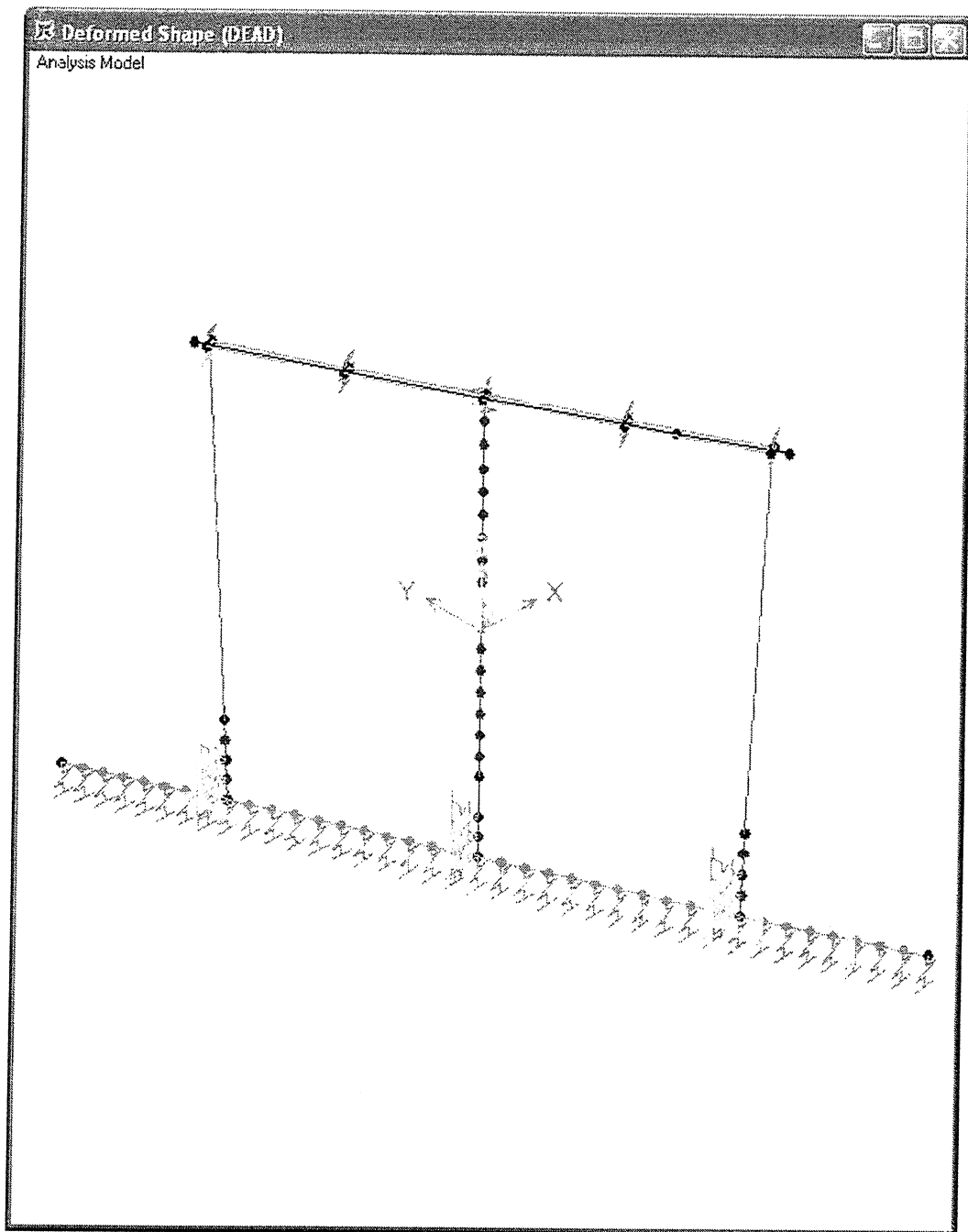
# GEOMETRÍA DE ZAPATA



# 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 <sup>2</sup>
fy	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

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

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

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

Ag	2.01 m <sup>2</sup>
----	---------------------

Factor de mayoracion  $\phi$

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

AASHTO (5-127)  
(Pag1)

$\phi$	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

$\rho$ cal	0.0025
------------	--------

$\rho$ final	0.0100
--------------	--------

As Longitudinal 201.06 cm<sup>2</sup>

26	$\phi$	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 <sup>2</sup>
fy	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

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

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

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

Ag	2.01 m <sup>2</sup>
----	---------------------

Factor de mayoracion  $\phi$

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

AASHTO (5-127)  
(Pag1)

$\phi$	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

$\rho$ cal	0.0020
------------	--------

$\rho$ final	0.0100
--------------	--------

As Longitudina 201.06 cm<sup>2</sup>

26	$\phi$	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
---	-------

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

$$24.3 < 22$$

## ACERO TRANSVERSAL

### ACERO MINIMO

$$A_{tr} = 0.008 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_v \cdot S}{f_y}$$

bv	1600mm
S	150mm

Av	281mm <sup>2</sup>
----	--------------------

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

### ACERO POR CONFINAMIENTO EN COLUMNA

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

Ag	20106cm <sup>2</sup>
Ac	18337cm <sup>2</sup>

ps	0.0036
----	--------

As	6633cm <sup>3</sup>
----	---------------------

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

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

Se asume 15cm y se adicionan vinchas de 16mm

### ACERO POR CONFINAMIENTO ROTULA PLASTICA

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

ps 0.0100

As 18337cm<sup>3</sup>

Var 20mm 58m

Esp 0.08m

Se asume 10cm y se adicionan vinchas de 16mm

### ESPACIAMIENTO MAXIMO

$Vu < 0.125 f'c$   
 $S \max = 0.8dv \leq 600mm$

$Vu \geq 0.125 f'c$   
 $S \max = 0.4dv \leq 300mm$

Smax  
0.60

Smax  
0.30

### CORTANTE

$$Vc = \frac{|Vu|}{\phi * bw * dv}$$

Vu	60.3Tn
$\theta$	0.9
s	15cm
de	1.27m
dv	1.15m
Pu	93

Vu 67.0Tn Tn

$$Vc = 0.063 * \beta * \sqrt{f'c} * bw * dv$$

Vc 24.3Tn Tn

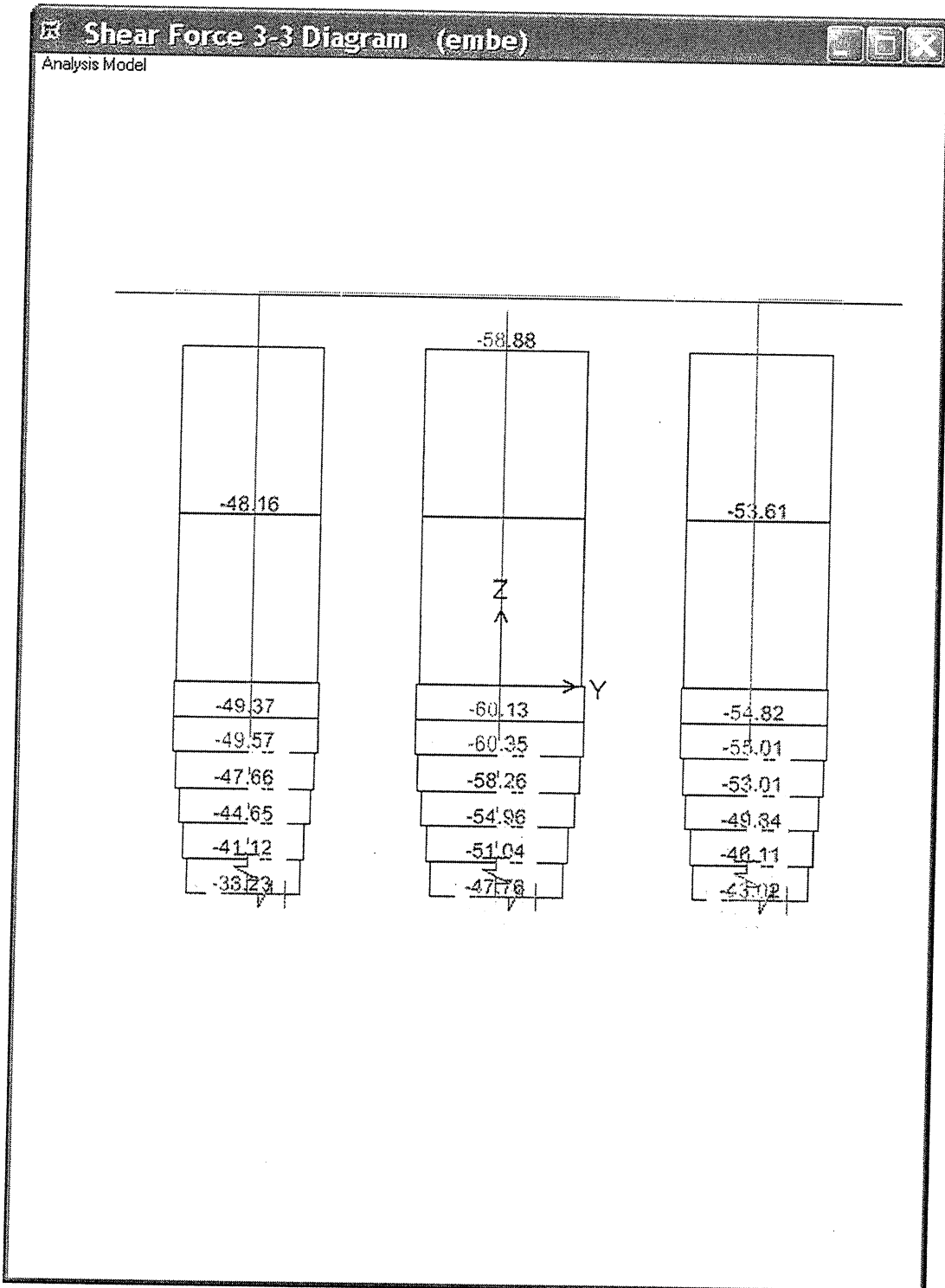
Vs 42.8Tn

Av 1.33cm<sup>2</sup> @ 15cm

1 Var 14mm @ 15cm

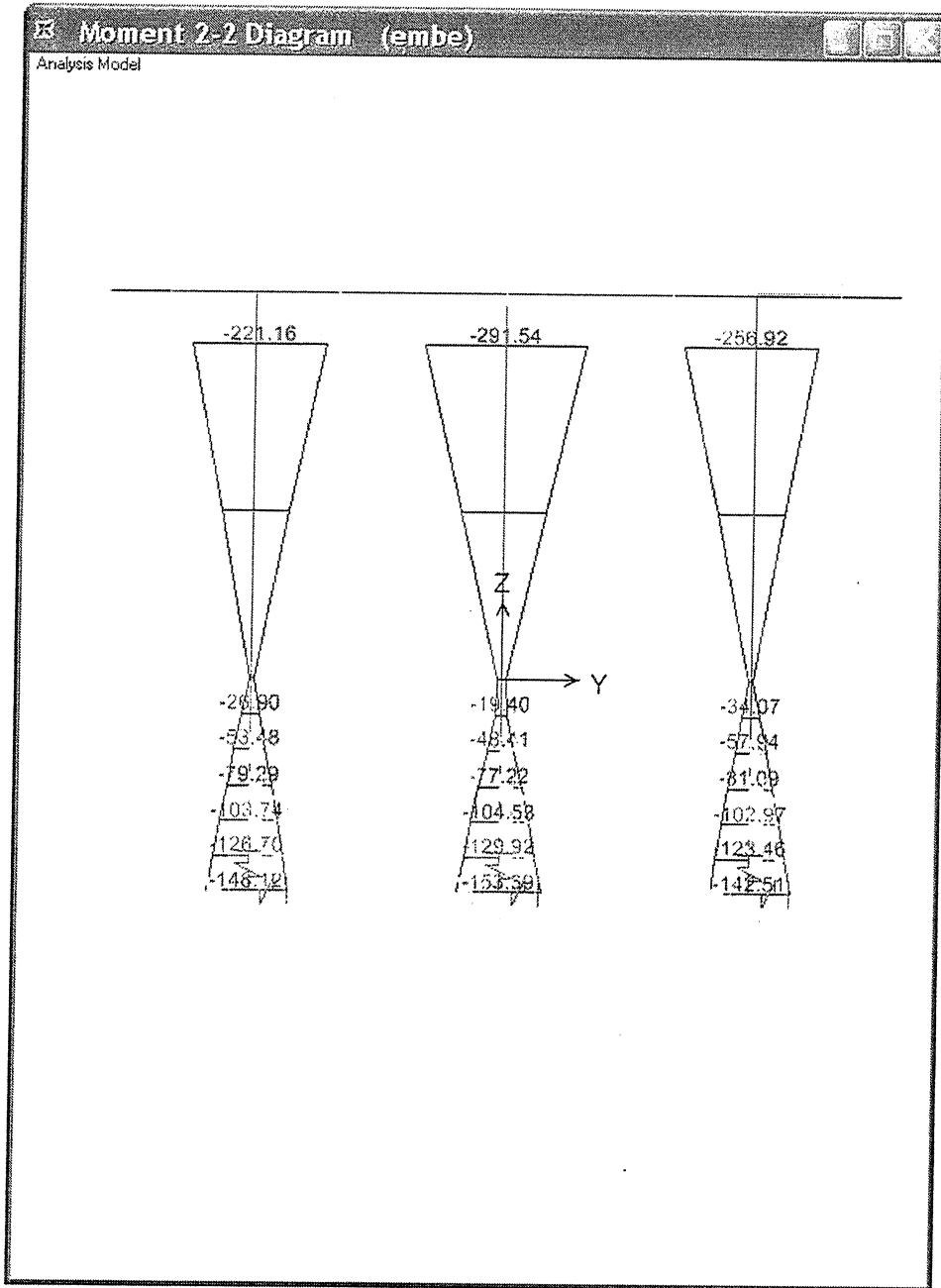
# ESFUERZOS COLUMNAS

Cortante Máximo  
Columnas



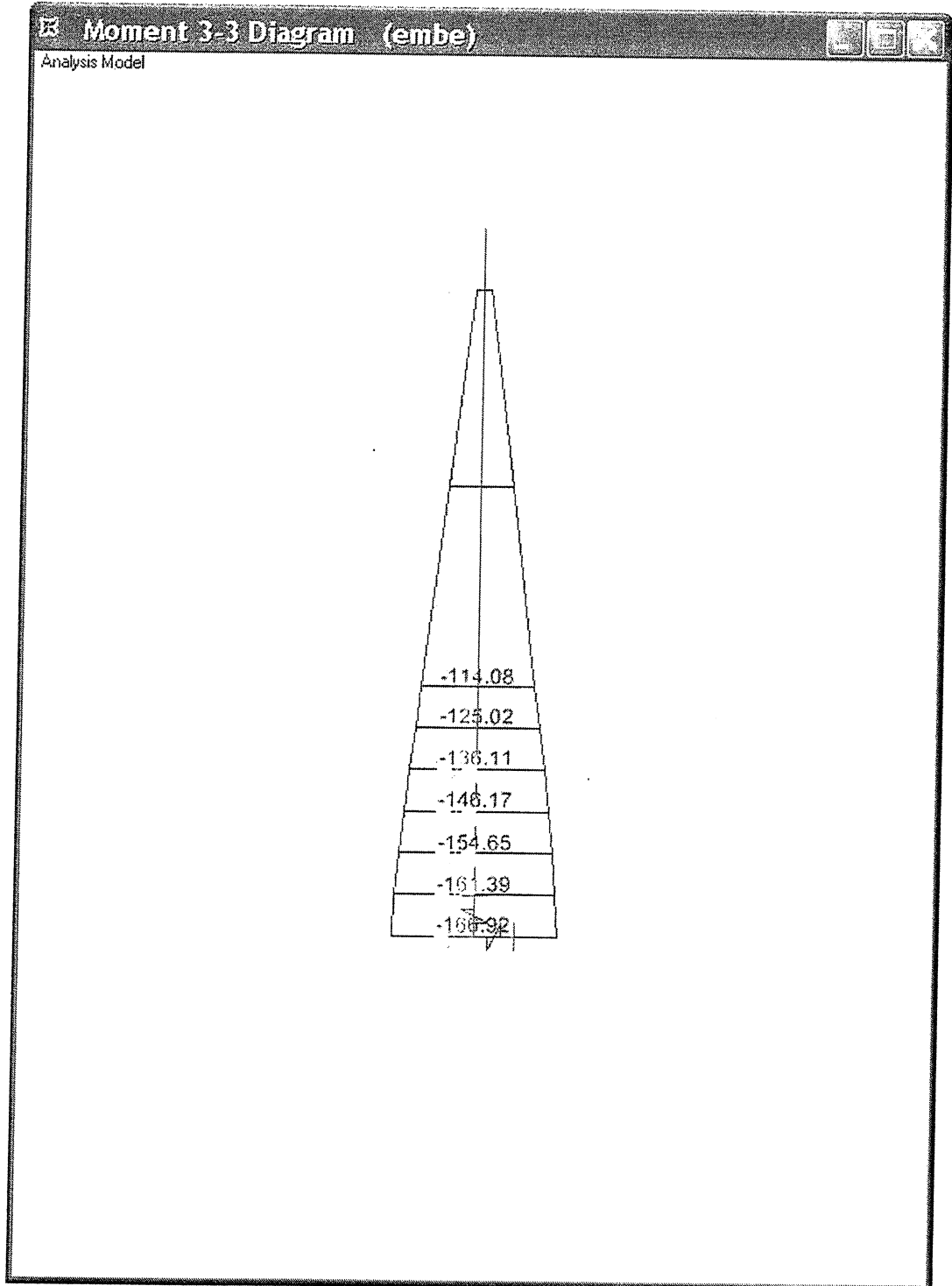
Momento2-2

# Columnas



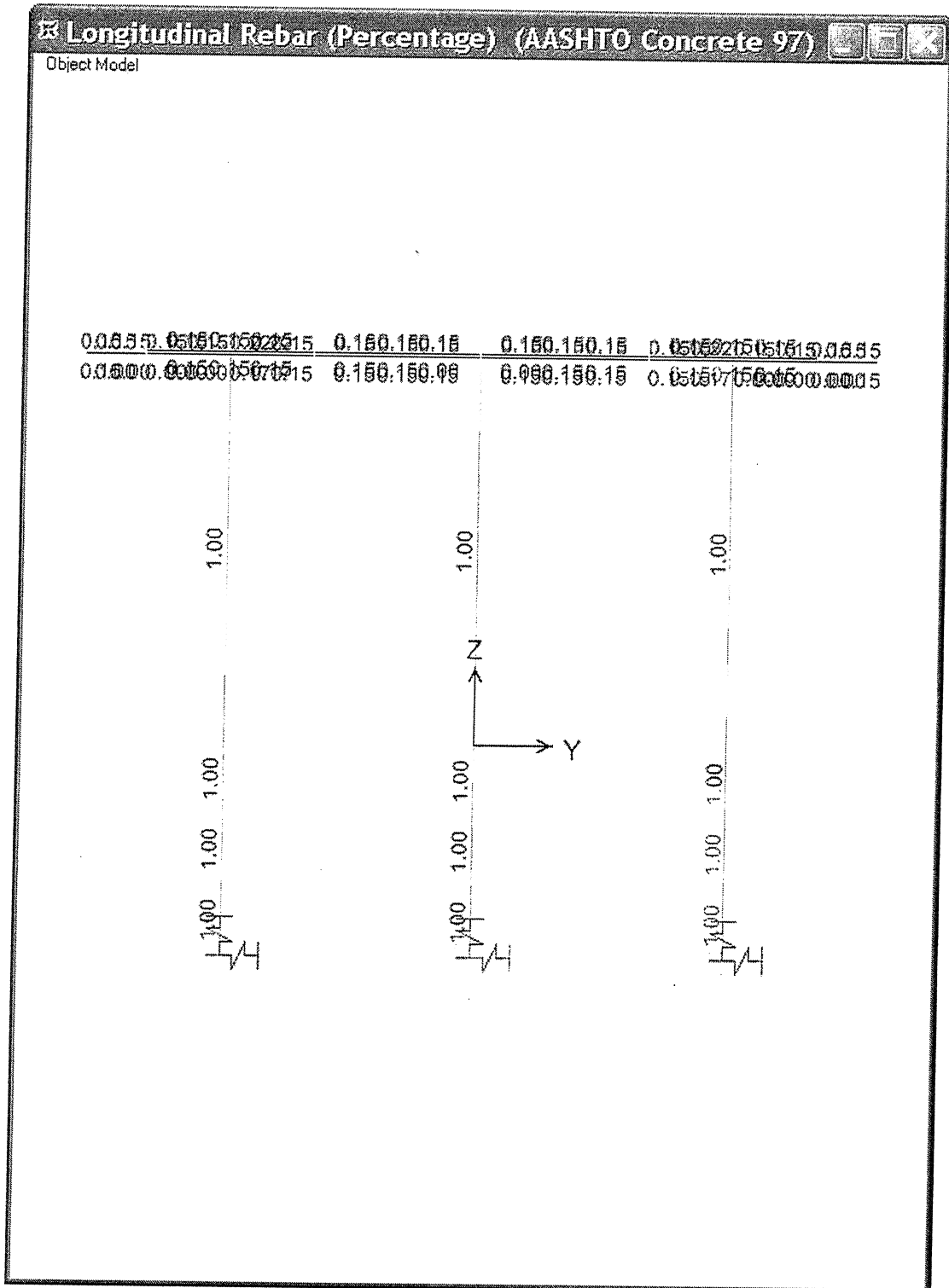
## Momento 3-3

# Columnas



Diseño SAP 2000

Columnas  
Cuantía de Acero



## DISEÑO VIGA CABEZAL

### FLEXION

$f_c$	350
$f_y$	4200
$\beta_1$	0.8

$M_u$	403.0 T-m
$b$	260 cm
$h$	150 cm
$rec$	50 cm
$d$	145 cm

### CORTANTE

$V_u$	273.0 Tn
$\theta$	0.9
$S$	20.0 cm

$V_u$	303.3 Tn
$V_c$	359.4 Tn
$V_s$	-56.1 Tn
$A_v$	-2.05 cm <sup>2</sup>

$V$	273.0 Tn
$V_u$	273.0 Tn

$M$	403.0 T-m
$M_u$	403.0 T-m

$A_v \text{ min}$  5.85 cm<sup>2</sup>

$V_u < V_c$

$\rho$  0.00206

$A_s$  74.61

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

$A_s \text{ max}$  647.15 cm<sup>2</sup>

$A_s \text{ min}$  120.83 cm<sup>2</sup>

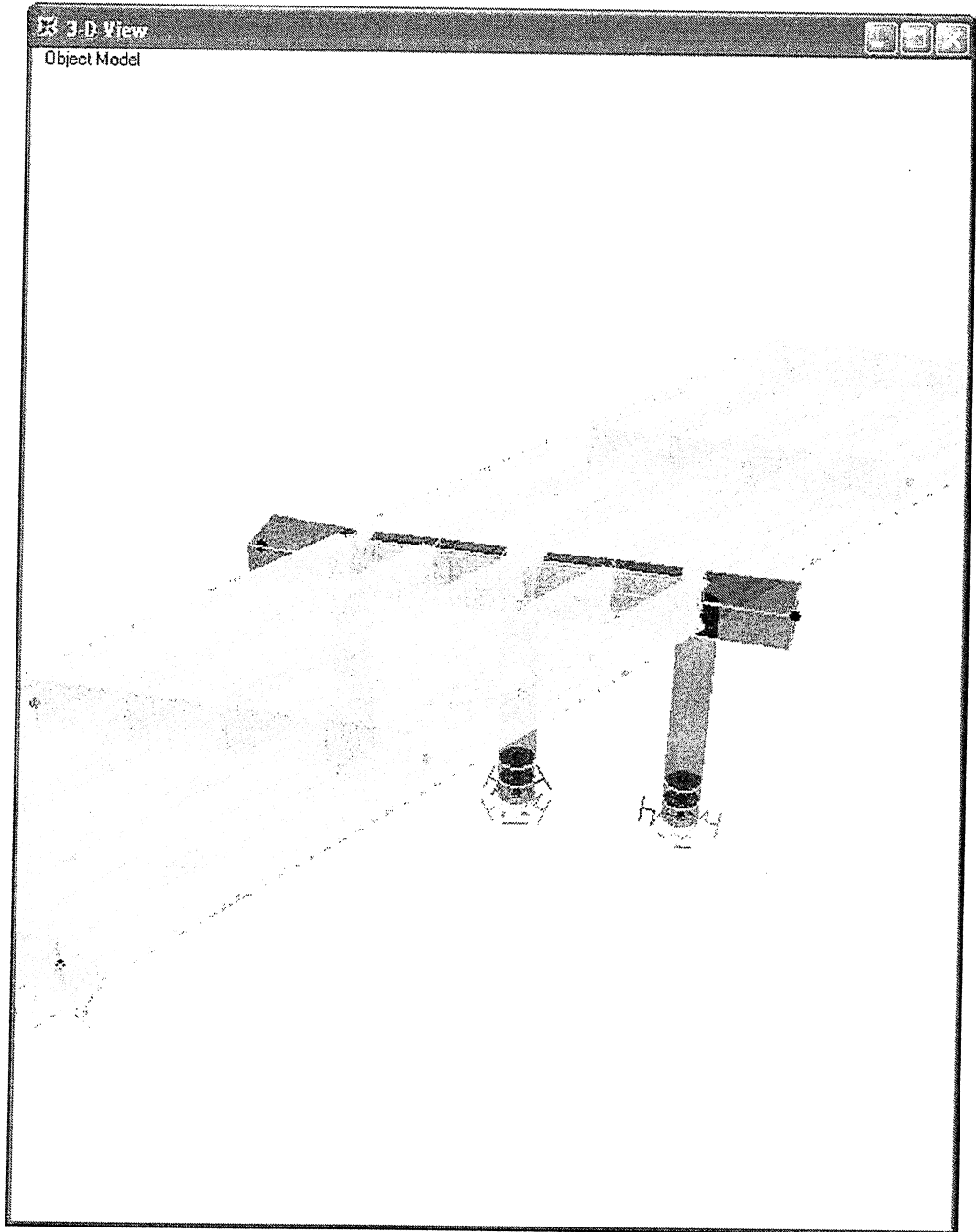
$A_s \text{ principal}$

Estribos

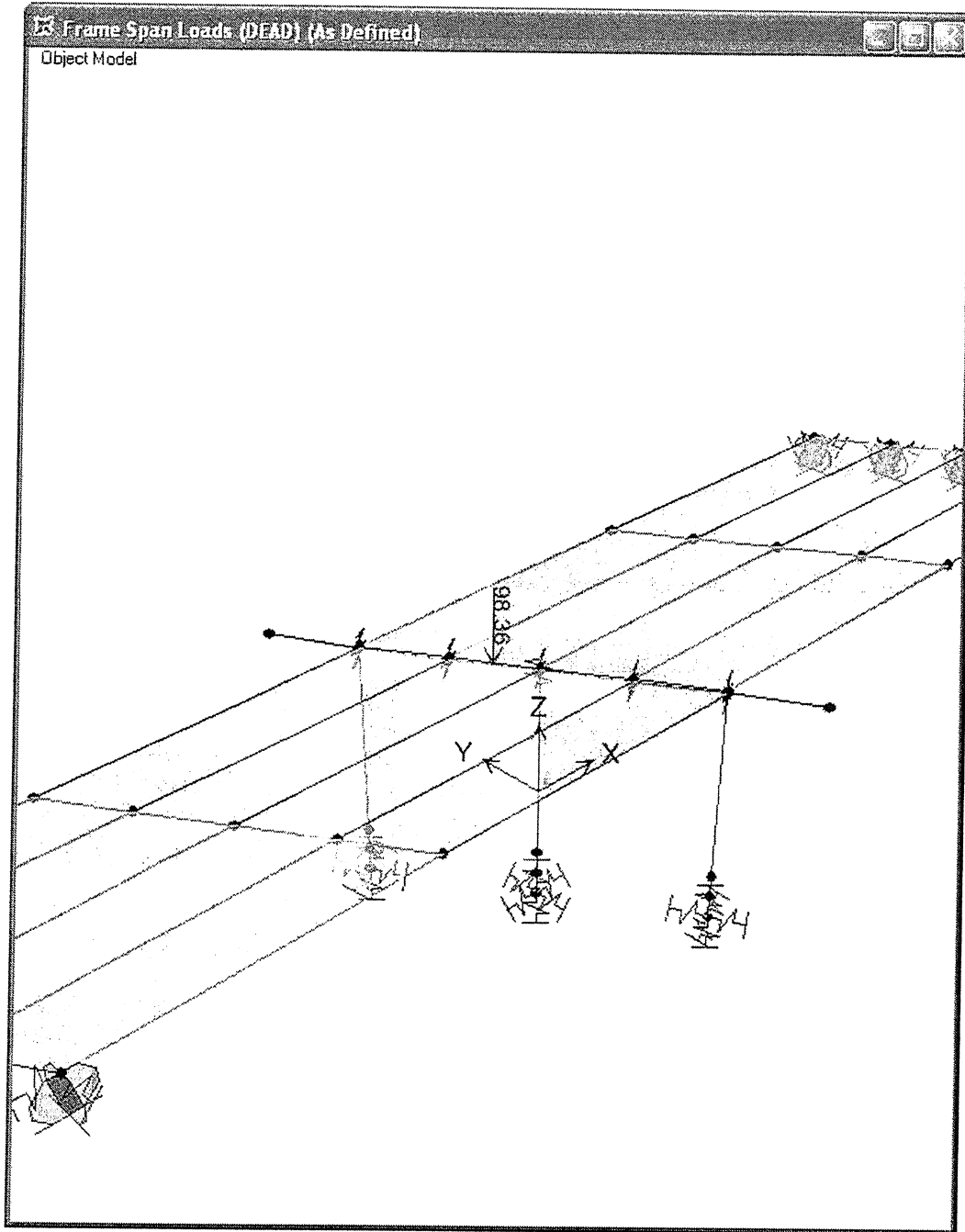
14	$\phi$	32 mm	@
4	$\phi$	16 mm	@



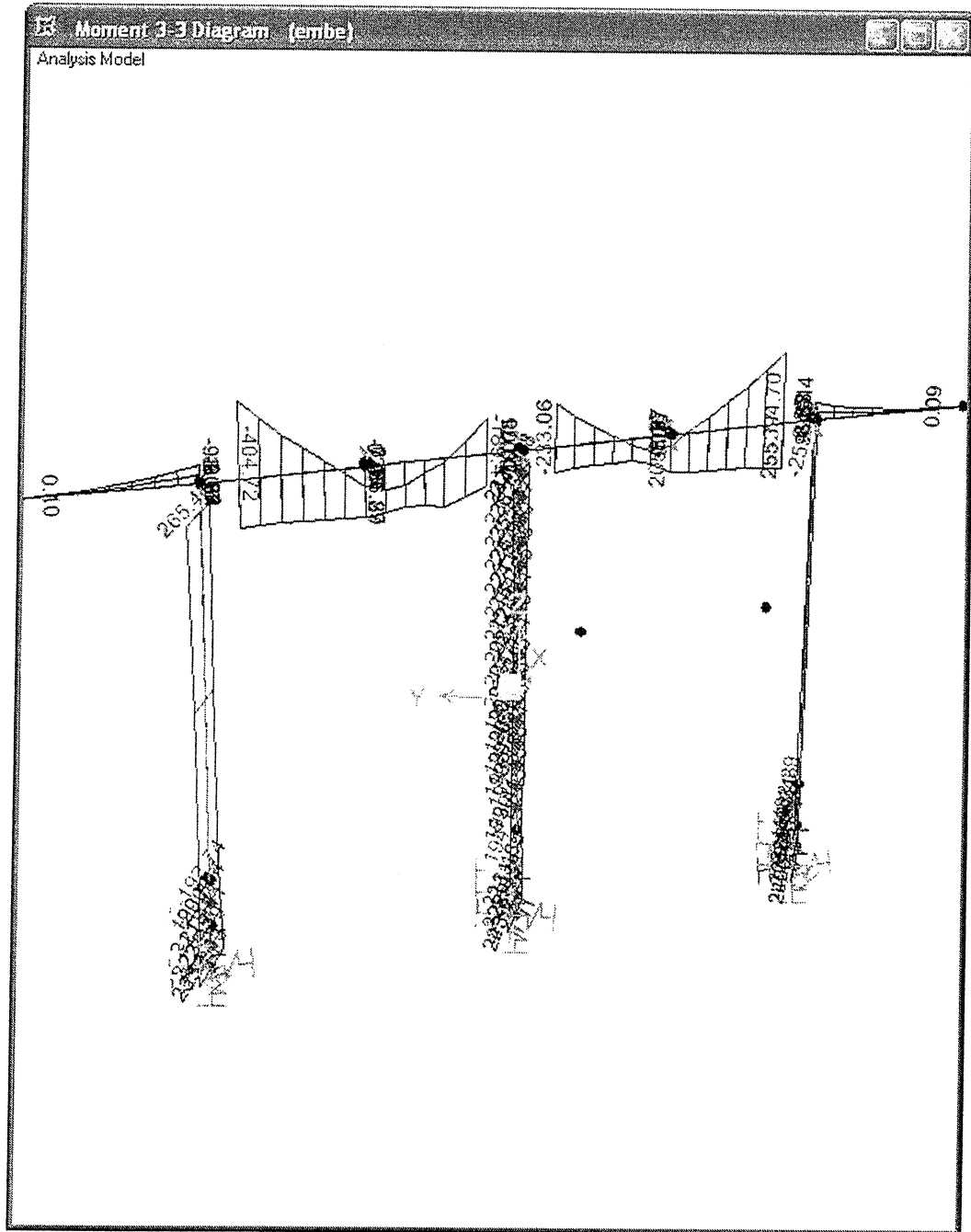
# GEOMETRÍA DE CABEZAL



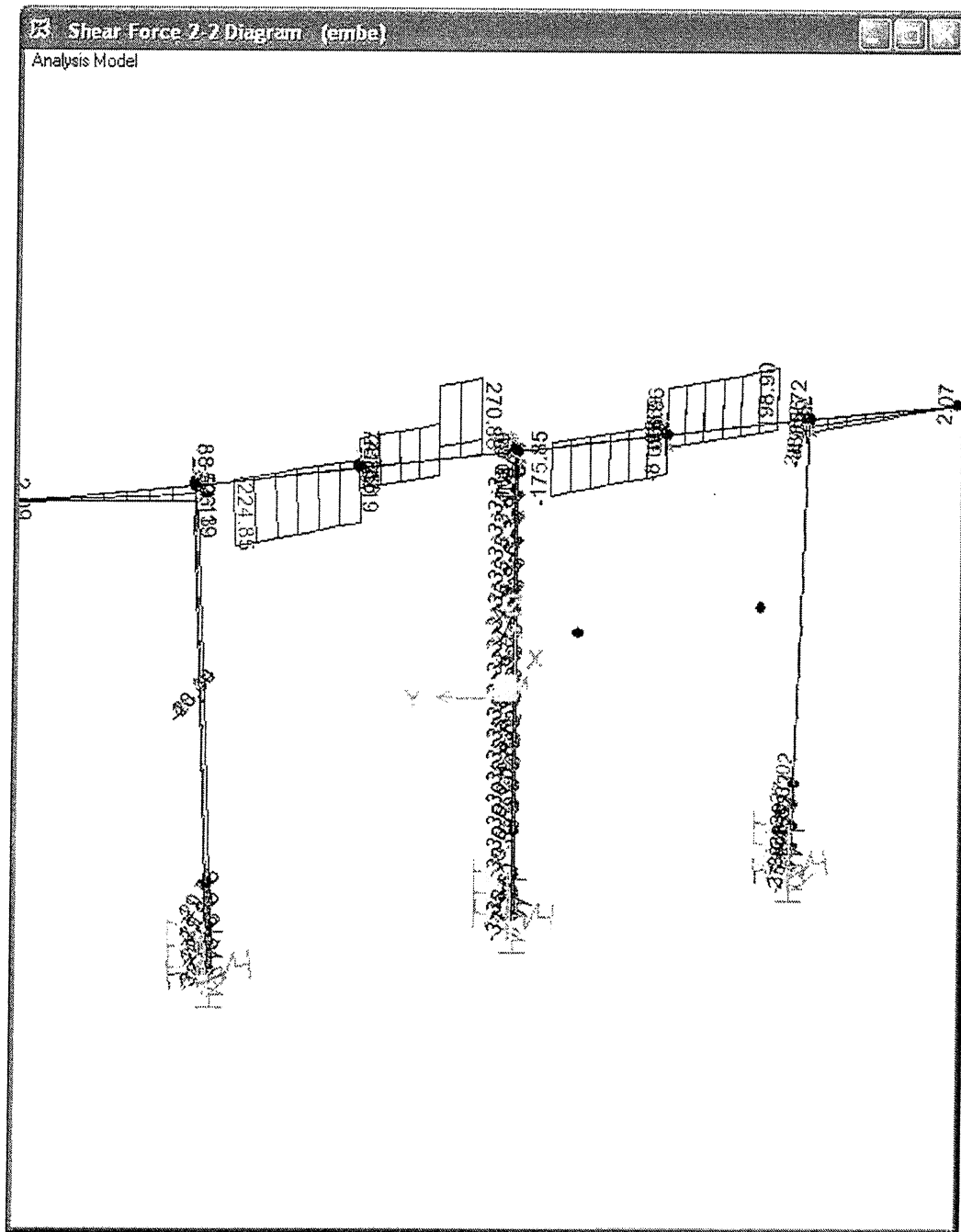
# CARGA EQUIVALENTE VIGA TREN



# DIAGRAMA DE MOMENTOS

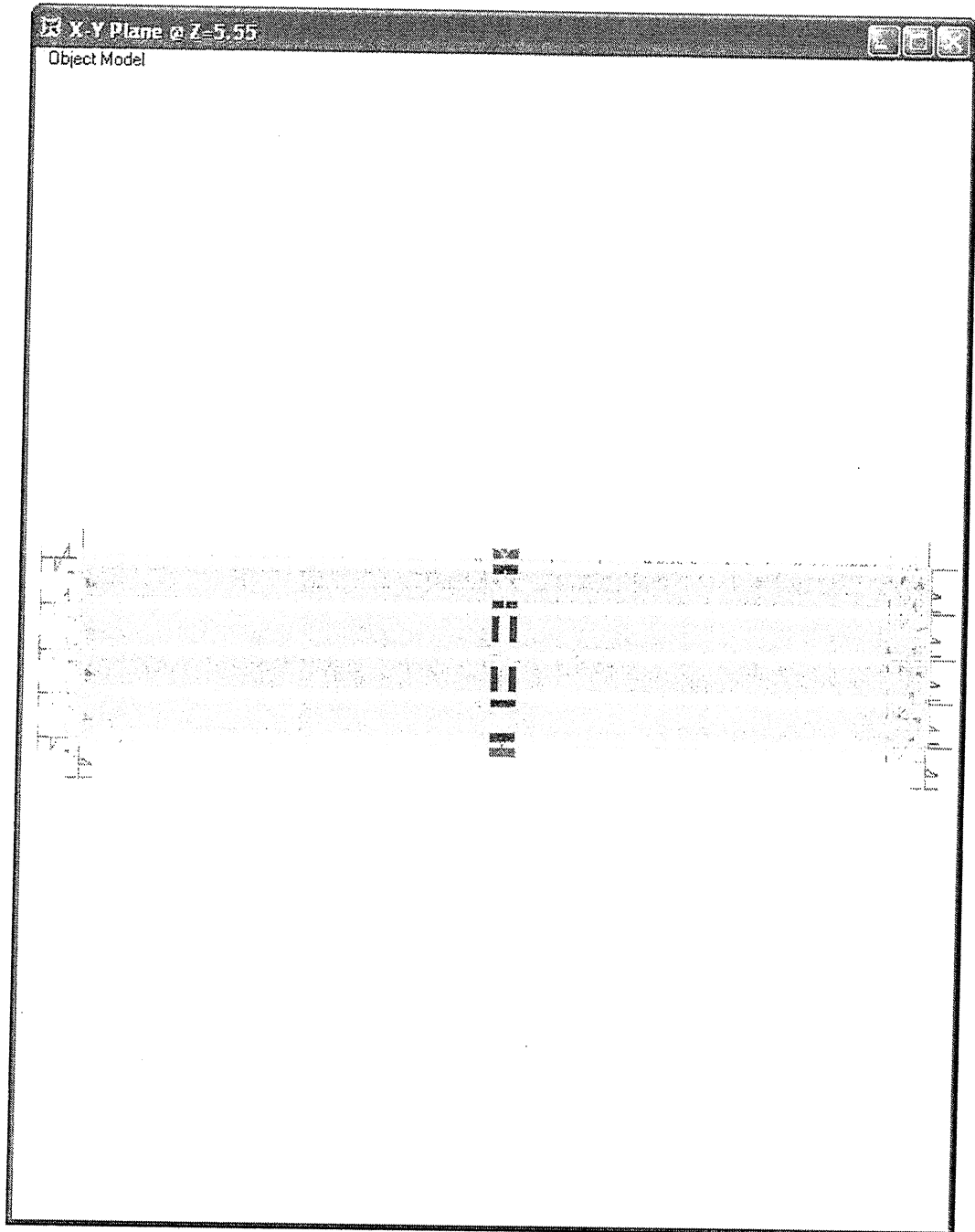


# DIAGRAMA DE CORTANTE

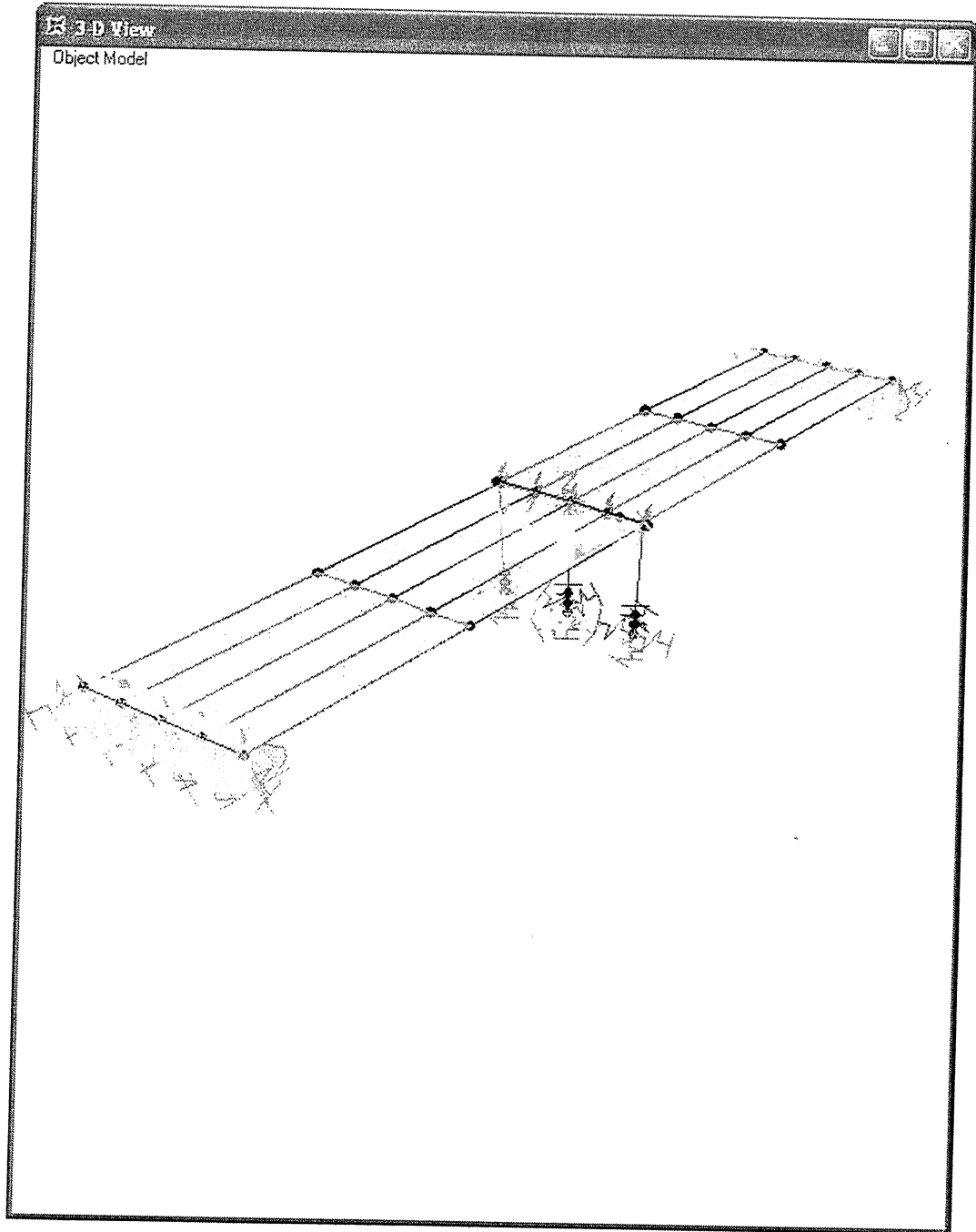


**MODELOS SAP 2000**

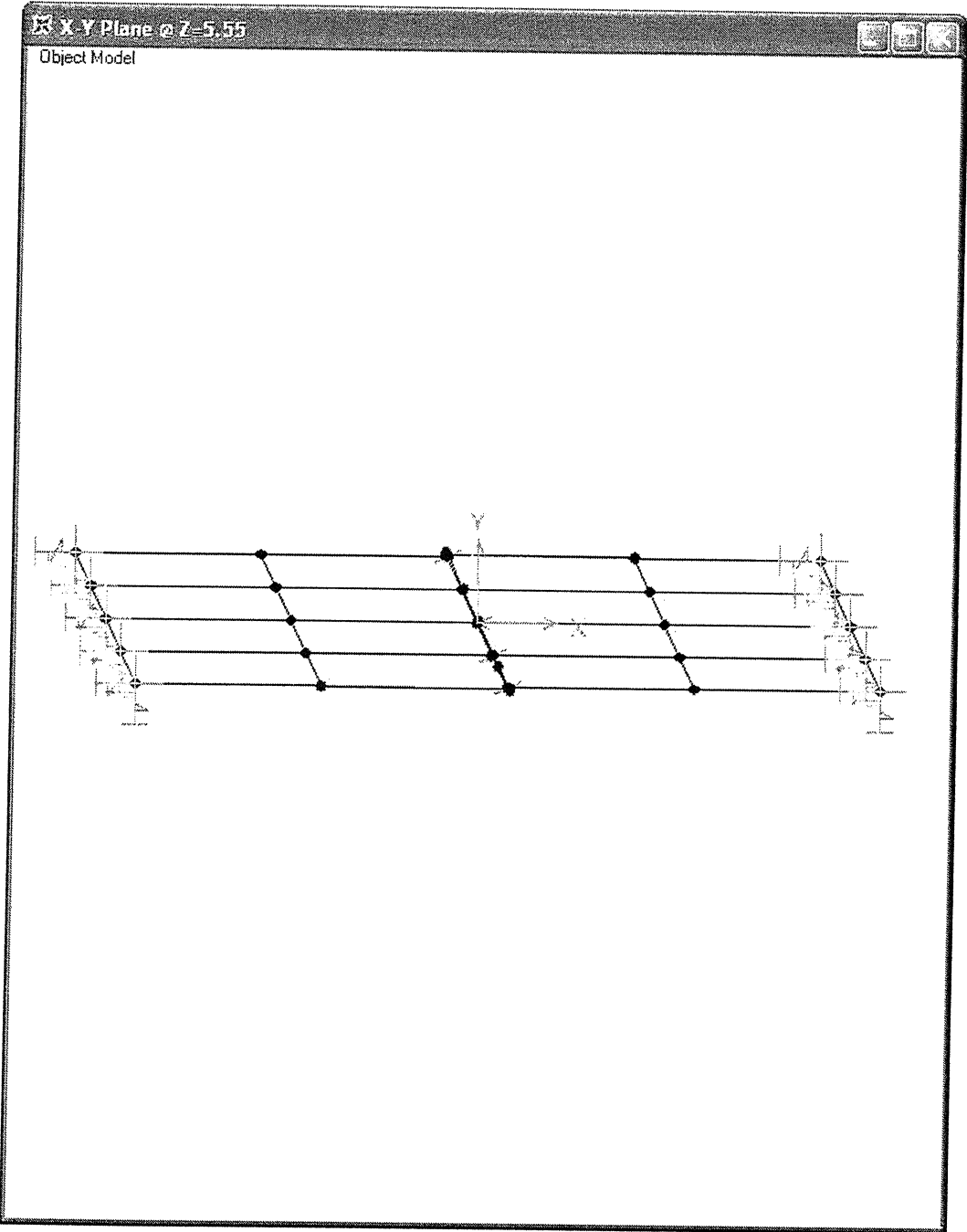
# MODELO RECTO



# MODELO RECTO



# MODELO ESVAJADO





# MODELO ESVAJADO

