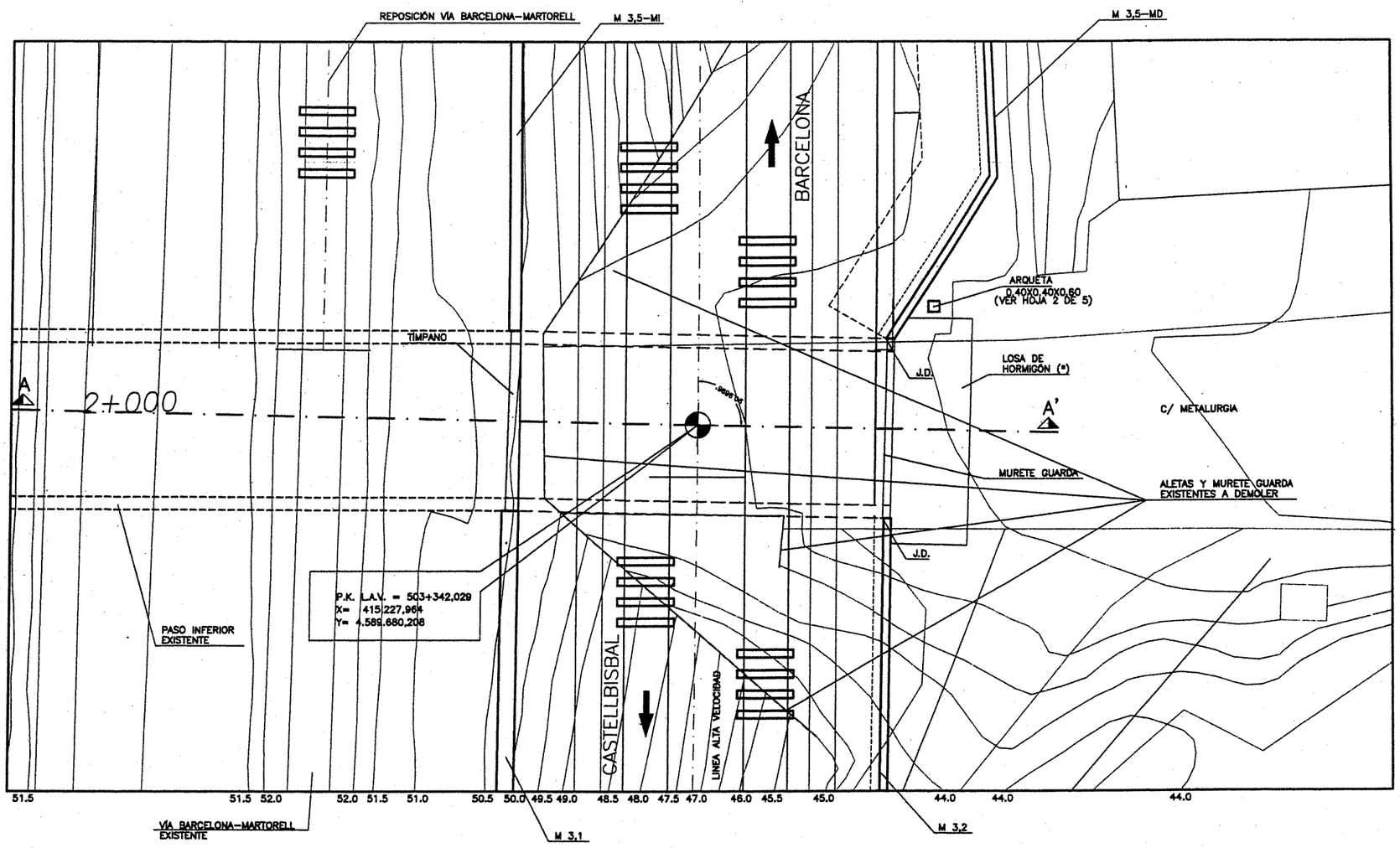
ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

4. Cálculos

4.3. CÁLCULOS

4.3.2. PASOS INFERIORES Y SUPERIORES

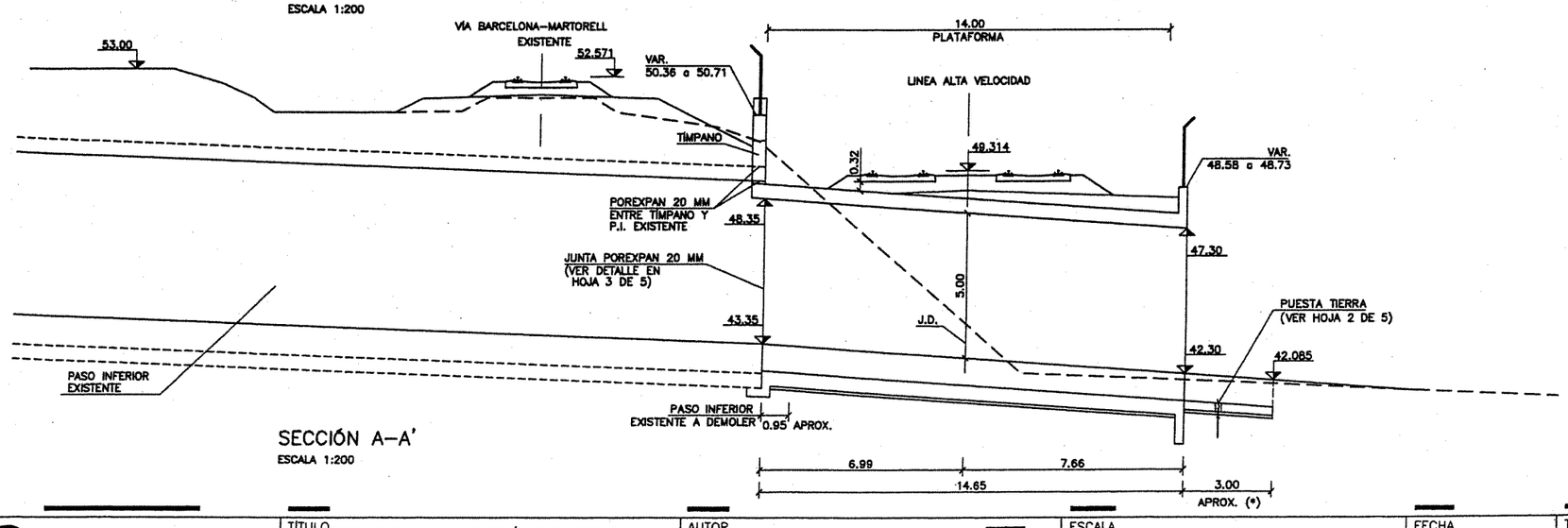
• Paso Inferior 3.3



(*) NOTAS:
DEMOLICIÓN DE LA C/ METALURGIA PARA EXTENDER EL P.I. EXISTENTE.
LOSA DE HORMIGÓN NECESARIA PARA TRANSICIÓN ENTRE FINAL NUEVO P.I. Y C/ METALURGIA EXISTENTE.

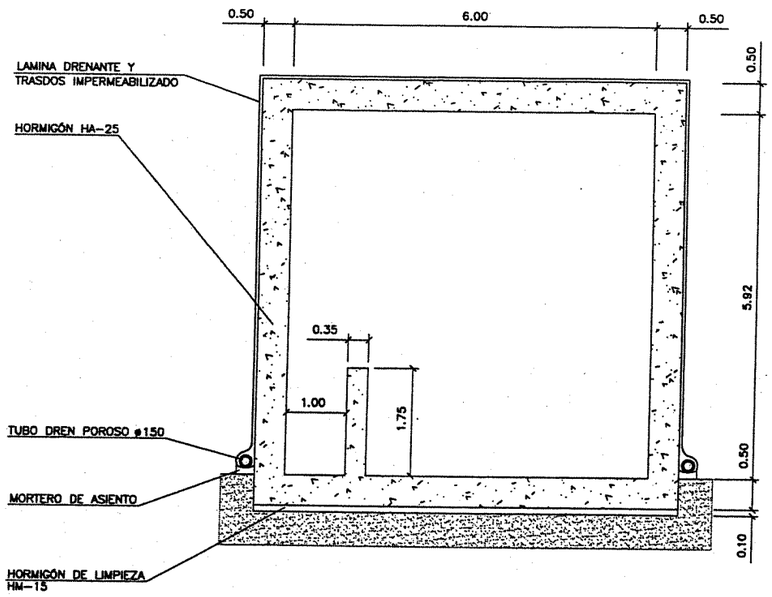
COMPROBAR LAS COTAS EN LA CONEXIÓN CON EL P.I. EXISTENTE Y MODIFICARLAS EN EL PLANO SI FUERA NECESARIO, A APROBAR POR LA D.O.

PLANTA
ESCALA 1:200



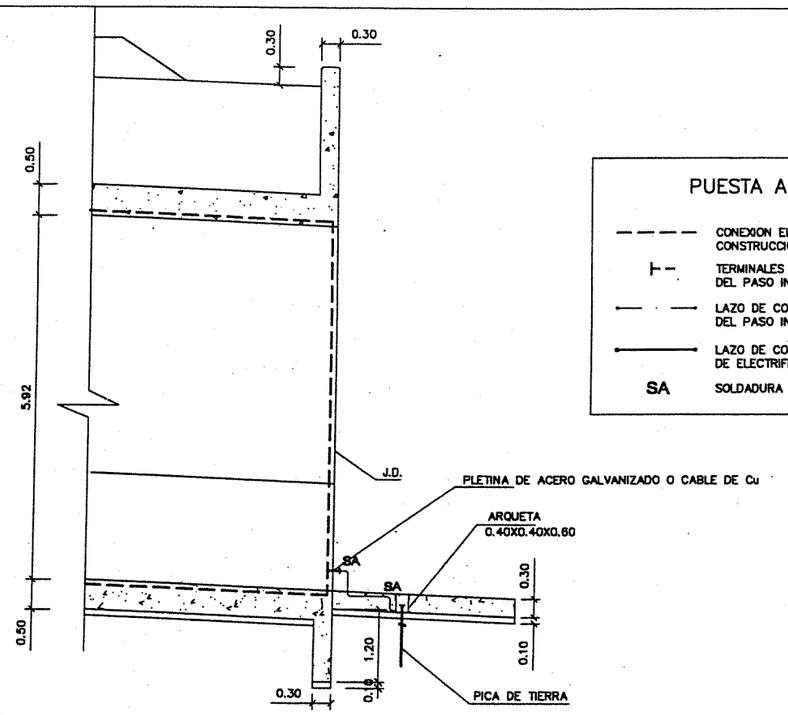
SECCIÓN A–A'
ESCALA 1:200

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA TRAMO: CASTELLBISBAL - PAPIOL	AUTOR Intraesa Ingeniería de Trazados y Estructuras · Tec'4 Ingenieros Consultores	ESCALA 1/200 Numérica · Gráfica 0 2,5 5,0m	FECHA AGOSTO-2003	TÍTULO DEL PLANO PASOS SUPERIORES E INFERIORES P.I. 3,3 P.K. 503+340 PLANTA Y SECCIÓN LONGITUDINAL	Nº DE PLANO 2.9.2.1/1 Hoja 1 de 6



SECCIÓN TRANSVERSAL A-A'

ESCALA 1:100

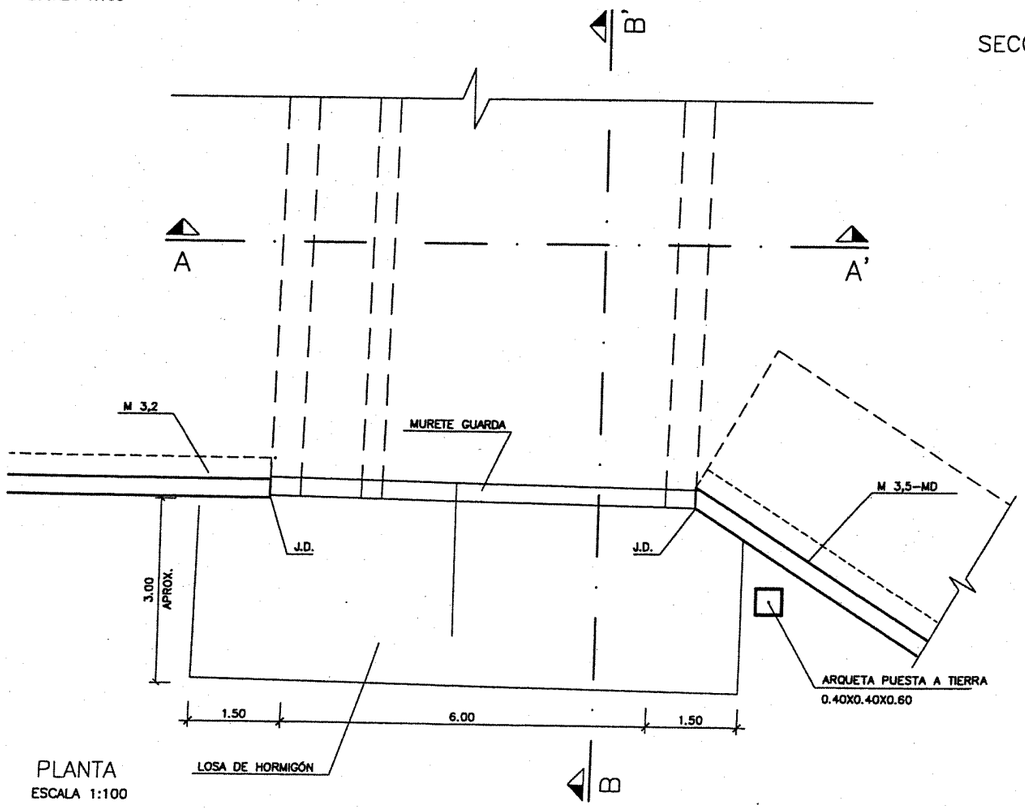


PUESTA A TIERRA – SIMBOLOGIA

- CONEXION ELECTRICA ARMADURA A REALIZAR EN LA CONSTRUCCION DEL PASO INFERIOR
- TERMINALES A MONTAR EN LA FASE DE CONSTRUCCION DEL PASO INFERIOR
- LAZO DE CONEXION A MONTAR EN FASE DE CONSTRUCCION DEL PASO INFERIOR
- LAZO DE CONEXION A MONTAR EN FASE DE MONTAJE DE ELECTRIFICACION CABLE DE Cu 50mm²
- SA SOLDADURA ALUMINOTERMICA

SECCIÓN LONGITUDINAL B-B'

ESCALA 1:100



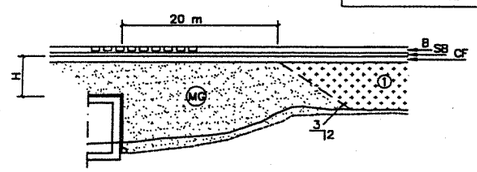
PLANTA

ESCALA 1:100

TRANSICIONES TERRAPLÉN OBRAS DE FÁBRICA ENTERRADAS

CASO I (NORMAL): EJECUCIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA CON ANTERIORIDAD AL TERRAPLÉN ADYACENTE.

$0.50 \leq H \leq 2$ m



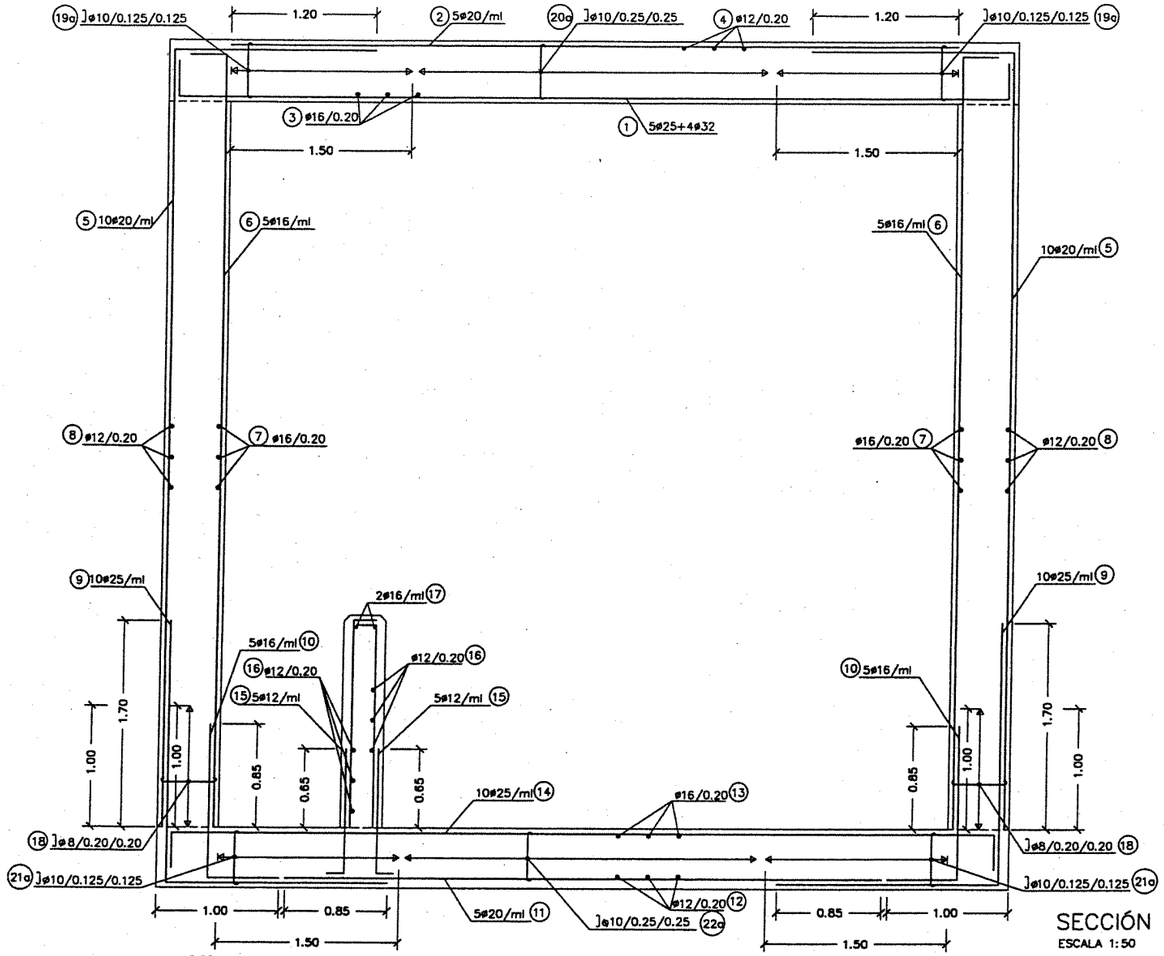
MATERIALES:
LAS LINEAS DE TRAZOS NO INDICAN UN TALUD REAL A EJECUTAR, SI NO QUE DEFINEN, A LA ALTURA DE CADA TONGADA DEL RELLENO GENERAL EL LIMITE APROXIMADO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MATERIAL:

(1) MATERIAL PARA NÚCLEO Y CORONACIÓN

(MG) MATERIAL GRANULAR VÁLIDO PARA CAPA DE FORMA

NOTA:
PARA MAS INFORMACIÓN VER PLANO BLOQUE TÉCNICO EN HOJA 6

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA TRAMO: CASTELLBISBAL - PAPIOL	AUTOR Intraesa Ingeniería de Trazados y Estructuras · TEC 4 INGENIEROS CONSULTORES	ESCALA 1/100 Numérica · Gráfica 0 2.5 5.0 m	FECHA AGOSTO-2003	TÍTULO DEL PLANO PASOS SUPERIORES E INFERIORES P.I. 3,3 P.K. 503+340 SECCIÓN TRANSVERSAL	Nº DE PLANO 2.9.2.1/1 Hoja 2 de 6



SECCIÓN CAJÓN
ESCALA 1:50

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

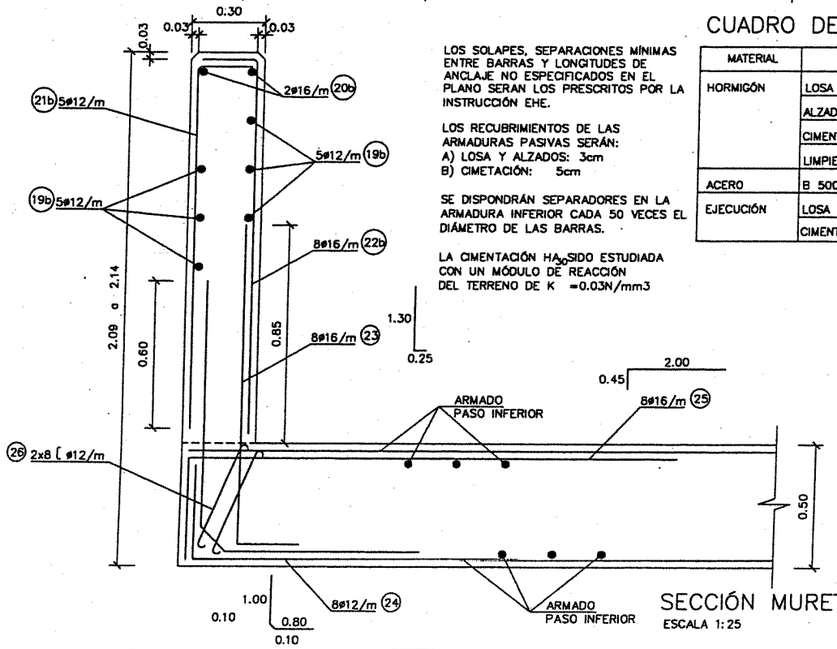
MATERIAL	TIPO		CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGÓN	LOSA	HA-25/P/20/II.b	NORMAL	γ_c = 1.50
	ALZADOS	HA-25/P/20/II.b	NORMAL	γ_c = 1.50
	CIMENTACIÓN	HA-25/P/20/II.a	NORMAL	γ_c = 1.50
	LIMPIEZA	HM-15	NORMAL	γ_c = 1.50
ACERO	B 500 S		NORMAL	γ_s = 1.15
EJECUCIÓN	LOSA Y ALZADOS		INTENSO	γ_f = 1.50
	CIMENTACIÓN		INTENSO	γ_f = 1.50

LOS SOLAPES, SEPARACIONES MÍNIMAS ENTRE BARRAS Y LONGITUDES DE ANCLAJE NO ESPECIFICADOS EN EL PLANO SERAN LOS PRESCRITOS POR LA INSTRUCCIÓN EHE.

LOS RECUBRIMIENTOS DE LAS ARMADURAS PASIVAS SERÁN:
A) LOSA Y ALZADOS: 3cm
B) CIMETACIÓN: 5cm

SE DISPONDRÁN SEPARADORES EN LA ARMADURA INFERIOR CADA 50 VECES EL DIÁMETRO DE LAS BARRAS.

LA CIMENTACIÓN HA SIDO ESTUDIADA CON UN MÓDULO DE REACCIÓN DEL TERRENO DE K =0.03N/mm3

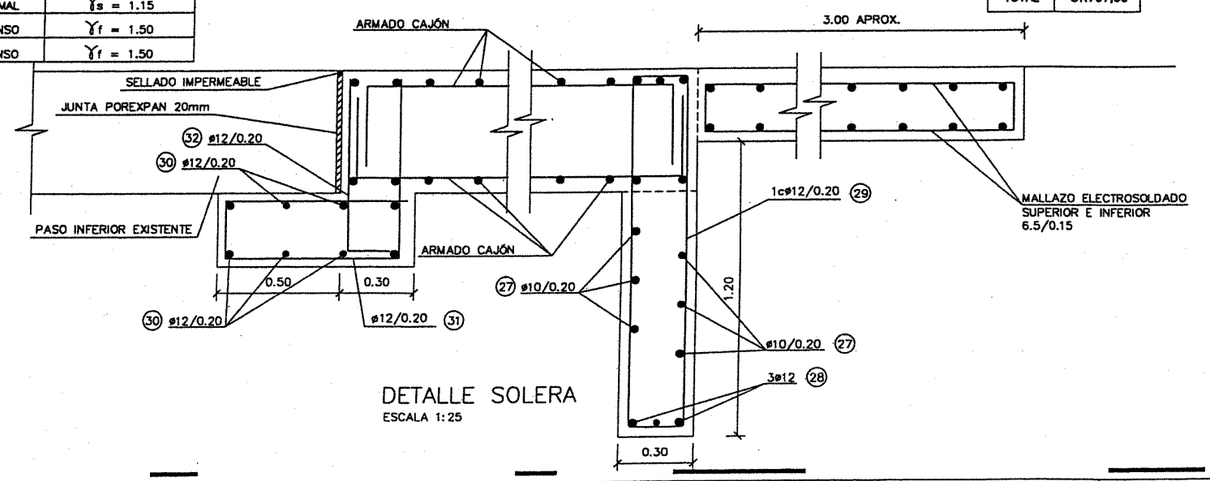


SECCIÓN MURETE GUARDA
ESCALA 1:25

P. I. 3,3 CAJON Y MURETE GUARDA

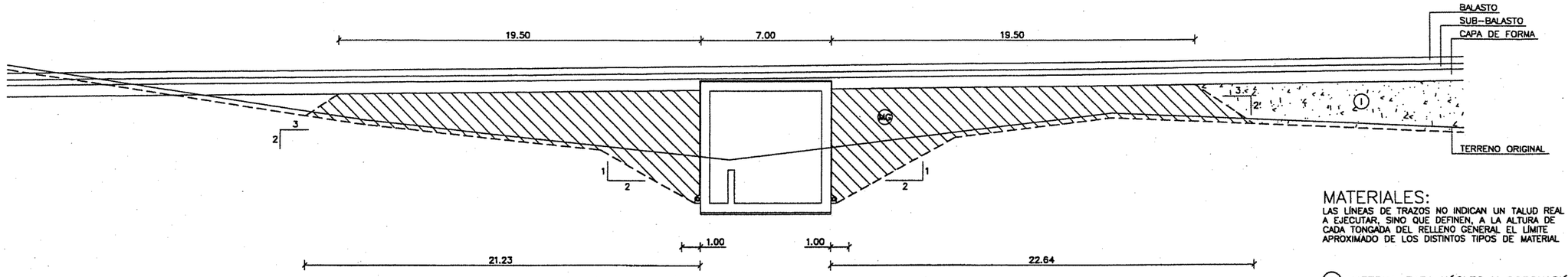
L= 14,65

N° ORDEN	ø	N° PIEZAS	DETALLE DE LOS HIERROS	A	B	C	LONG UNI.	LONG. TOTAL	PESO ml.	PESO TOTAL
1-a	25	73	B A C	6.90	0.40	0.40	7.70	562.10	3.85	2164.085
1-b	32	59	B A C	6.90	0.40	0.40	7.70	454.30	3.85	1749.055
2	20	73	A	6			6.00	438.00	2.47	1081.860
3	16	31	A B	6,90	8.50		15.42	478.02	1,58	755.272
4	12	31	A B	6.90	8.30		15.21	471.51	0.89	419.644
5	20	293	A B	6.40	1.70		8.20	2349.86	2,47	5804.154
6	16	147	A B	6.80			6.82	1002.54	1.58	1584.013
7	16	60	A B	6.90	8.50		15.42	925.20	1.58	1461.816
8	12	60	A B	6.90	8.30		15.21	912.60	0.89	812.214
9	25	293	A B	1.80	2.20		3.95	1157.35	3.85	4455.797
10	16	147	A B	1.30	0.60		1.85	271.95	1,58	429.681
11	20	73	A	5.00			5.00	365.00	2.47	901.550
12	12	31	A B	6.90	8.30		15.21	471.51	0.89	419.644
13	16	31	A B	6.90	8.50		15.42	478.02	1.58	755.272
14	25	147	B A C	6,90	0.50	0.50	7.80	1146.60	3.85	4414.410
15	12	293	A B	1.10	0.20		1.25	366.25	0.89	325.962
16	12	18	A B	6.90	8.30		15.21	273.78	0.89	243.664
17	16	2	A B	6.90	8.50		15.42	30.84	1.58	48.727
18	8	730	B A C	0,40	0,10	0,10	0,60	438.00	0.39	170.820
19-a	10	2803	B A C	0,40	0,10	0,10	0,60	1681.80	0.62	1042.716
19-b	12	18	A	5.90			5.90	106.20	0.89	94.52
20-a	10	703	B A C	0,40	0,10	0,10	0,60	421.80	0.62	261.516
20-b	16	2	A	5.90			5.90	11.80	1.58	18.64
21-a	10	2803	B A C	0.40	0,10	0,10	0,60	1681.80	0.62	1042.716
21-b	12	30	A B	1.75	0.20		1.95	58.50	0.89	52.07
22-a	10	703	B A C	0,40	0,10	0,10	0,60	421.80	0.62	261.516
22-b	16	47	A B	1.75	0.20		1.95	91.65	1,58	144.81
23	16	47	A B	1,30	0,25		1,55	72,85	1,58	115,10
24	12	47	A B C	1,00	0,15	0,80	1,95	91,65	0,89	81,57
25	16	47	A B	2,00	0,45		2,45	115,15	1,58	181,94
26	12	94	B A C	0,48	0,10	0,10	0,68	63,92	0,89	56,89
27	10	24	A	5,90			5,90	141,60	0,62	87,79
28	12	3	A	5,90			5,90	17,70	0,89	15,75
29	12	30	B A B A	3,25			3,25	97,50	0,89	86,78
30	12	8	A	5,90			5,90	47,20	0,89	42,01
31	12	30	B A B A	2,20			2,20	66,00	0,89	58,74
32	12	30	A B	0,75	0,20		0,95	28,50	0,89	25,37
JUNTA	8	176	A B C B C A	0,30	0,20	0,17	1,45	255,20	0,39	99,53
									TOTAL	31.767,60



DETALLE SOLERA
ESCALA 1:25

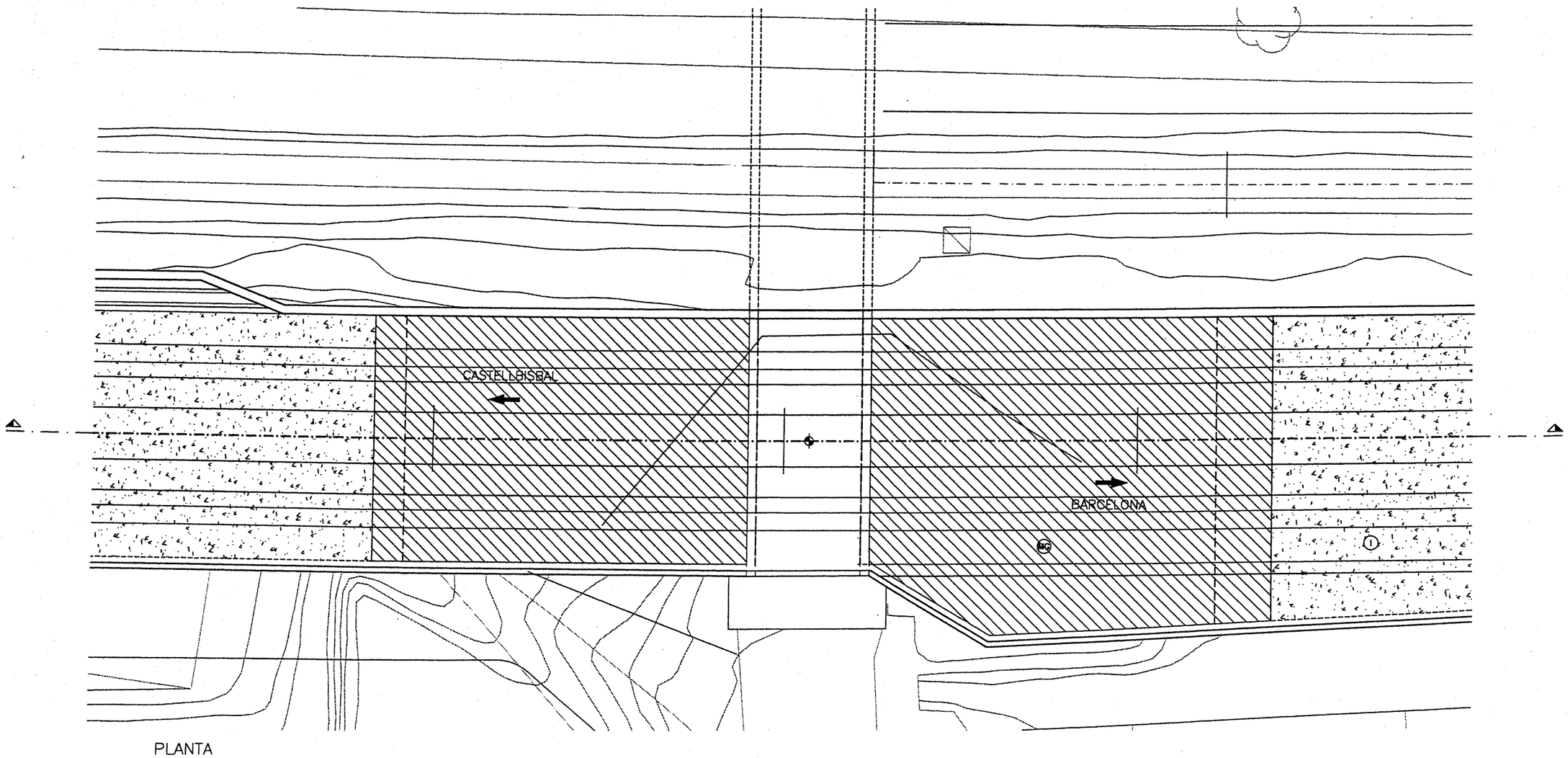
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA TRAMO: CASTELLBISBAL - PAPIOL	AUTOR Intraesa Ingeniería de Trazados y Estructuras / Tec'4 Ingenieros Consultores	ESCALA 1/50 Numérica / Gráfica 0 0.625 1.25 m	FECHA AGOSTO-2003	TÍTULO DEL PLANO PASOS SUPERIORES E INFERIORES P.I. 3,3 P.K. 503+340 DESPIECE	N° DE PLANO 2.9.2.1/1 Hoja 3 de 6



SECCIÓN TIPO DE BLOQUE TÉCNICO
ESCALA 1:250

MATERIALES:
LAS LÍNEAS DE TRAZOS NO INDICAN UN TALUD REAL A EJECUTAR, SINO QUE DEFINEN, A LA ALTURA DE CADA TONGADA DEL RELLENO GENERAL EL LÍMITE APROXIMADO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MATERIAL

(I) MATERIAL PARA NÚCLEO Y CORONACIÓN
(MG) MATERIAL GRANULAR VÁLIDO PARA CAPA DE FORMA
(MT) MATERIAL GRANULAR VÁLIDO PARA CAPA DE FORMA MEZCLADO CON CEMENTO



PLANTA
ESCALA 1:250

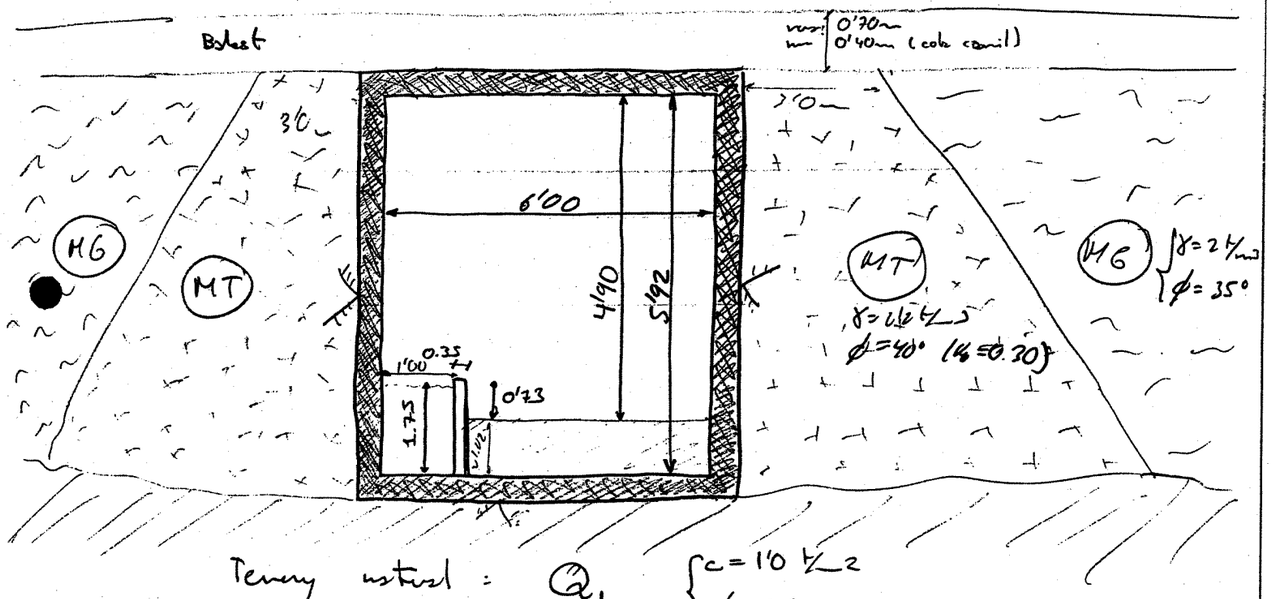
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA TRAMO: CASTELLBISBAL - PAPIOL	AUTOR Intraesa Ingeniería de Trazados y Estructuras; Tec'4 Ingenieros Consultores	ESCALA 1/250 Numérica; 0 3.125 6.25 m Gráfica	FECHA AGOSTO-2003	TÍTULO DEL PLANO PASOS SUPERIORES E INFERIORES P.I. 3,3 P.K. 503+340 BLOQUE TÉCNICO	Nº DE PLANO 2.9.2.1/1 Hoja 6 de 6

Tec' 4
INGENIEROS CONSULTORES

P.D. 33

14/07/23

Geometria i solicitacions



Terreny natural: Q_L { c = 1'0 t/m² ; φ = 29° ; γ = 1'9 t/m³ ; K_{30} = 3000 t/m³

Solicitacions

* PP γ = 25 t/m³
* CM
  - traviesa i vies: 0'52 + 0'12 = 0'64
  - cablejat i passa: 0.30 + 0.50 = 0'80
  - balast: 0'20 · 2'0 t/m³ = 1'40 t/m²

Longitud repartiment transversal:

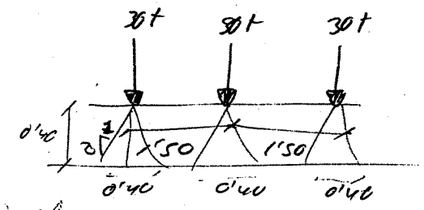
l_T = 2'0 + h_m + $\frac{\text{traviesa}}{2}$ = 2'0m + 0'40 = 2'40m
(+ d direction encavalcament)

⇒ q_{cm} = $\frac{0'64 + 0'80}{2'40m}$ + 1'40 = 2 t/m²

Tec' 4
INGENIEROS CONSULTORES

* TREN:

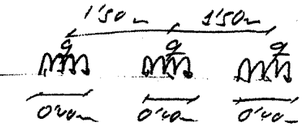
i) Tren A : IPF-75



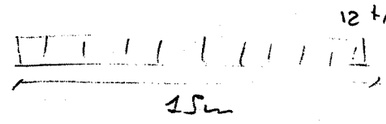
SC1
SC11
SC12

Coeficient regla IPF v = 200 km/h i L ≈ 60 ⇒ I = 1.66

$q_{tren\,A}$ = $\frac{30\,t \cdot 1'66}{0'40m \cdot 2'40m}$ = 51'8 t/m²



ii) Tren B : IPF-75

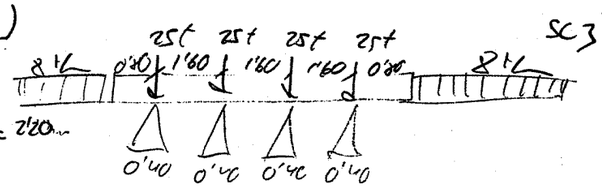


SC2

· Longitud longitudinal 15m + 0'40m = 15'40m
· Longitud transversal: 2.40m

⇒ $q_{tren\,B}$ = $\frac{12\,t/m \cdot 1'66 \cdot 15}{15'40 \cdot 2'40}$ = 8'1 t/m²

iii) Tren LM1-71 (EC-1)



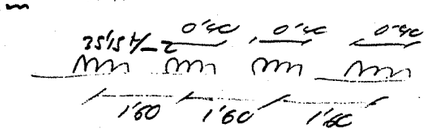
SC3

Longitud transversal EC-3: 2m + 0'40 · $\frac{2}{4}$ = 2'20m

Coeficient regla EC-3

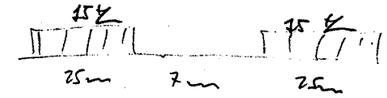
l_T = w · l_m = 1'30 · $\frac{1}{3}$ (6'5 + 2 · 6'42) = 8'4m

$\phi = \frac{1.44}{\sqrt{8'4} - 0'2} + 0.82 = 1.35$



$q = \frac{25\,t \cdot 1'35}{0'40m \cdot 2'20m}$ = 38'35 t/m²

iv) SW/2 EC-3 (> SW/0 q = 15 t/m)



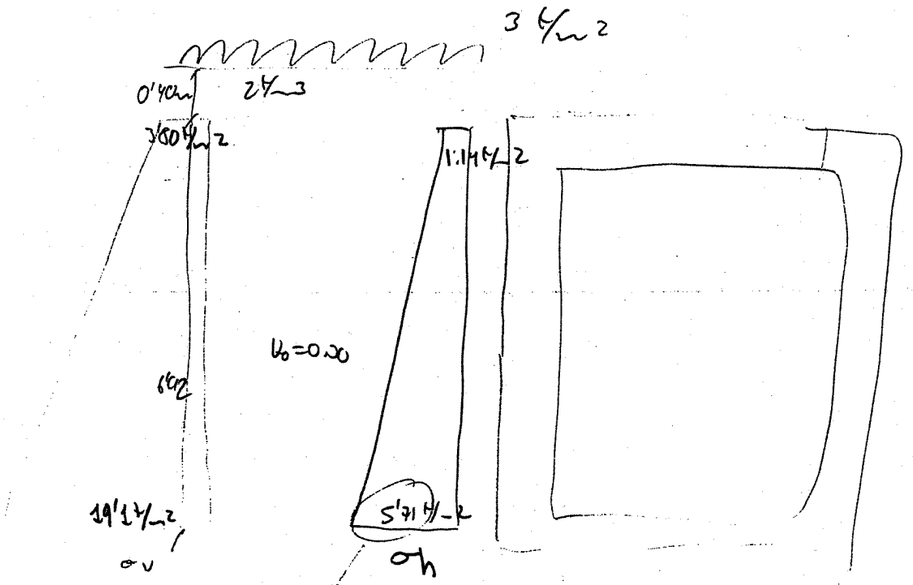
$q = \frac{15\,t/m \cdot 1'35 \cdot 25m}{25'20 \cdot 2'20}$ = 9'14 t/m²

SC4

SC SOL 1: transit i voltant: 1'0 t/m² + 2'0 t/m · 1'05 = 3'1 t/m²

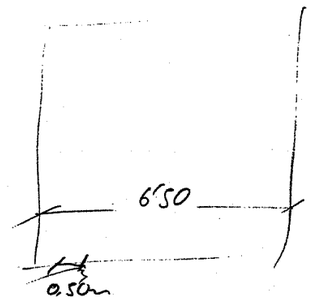
SC SOL 2: 1'75m · 1'0 t/m³ = 1'75 t/m² (carga)

* TERRES



$(2 \cdot 0{,}40 + 2{,}2 \cdot 6{,}92 + 3)\,0{,}30 = 5{,}71.$

Déchargement



$\sigma_{ballast}$:

$\sigma = \sigma_{30} \frac{0.30}{b} = 3000 \frac{t}{m^2} \frac{0.30}{6'50} = 138'5 \, t/m^2$ } $\sigma_y = 480 \, t/m^2$.

$\sigma = \sigma_{30} \left(\frac{b+0.30}{2b}\right)^2 = 820 \, t/m^2$

$\sigma' = \frac{2}{3} \sigma \left(1 + \frac{y}{z_0}\right) = 320 \, t/m^2$

$\Rightarrow$ Poids : $320 \frac{t}{m^3} \cdot 0'50m \cdot 1m = 160 \, t/m^2$

- ELU Plan : ELS Fissuration ($w_{max} = 0.300$)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV Tram: Castellbisbal - El Papiol
Fecha: 14/07/2003
Hora: 13:44:18

Condiciones de durabilidad de secciones

1 Datos

Seccion : 50POS
Hormigón : HA-25
Consistencia : Plástica
Tamaño máximo de árido [mm] = 20
Clase general de exposición : IIb
Clase específica de exposición : ---
Control de la ejecución : In situ, control intenso
Tipo de elemento : In situ, excepto láminas

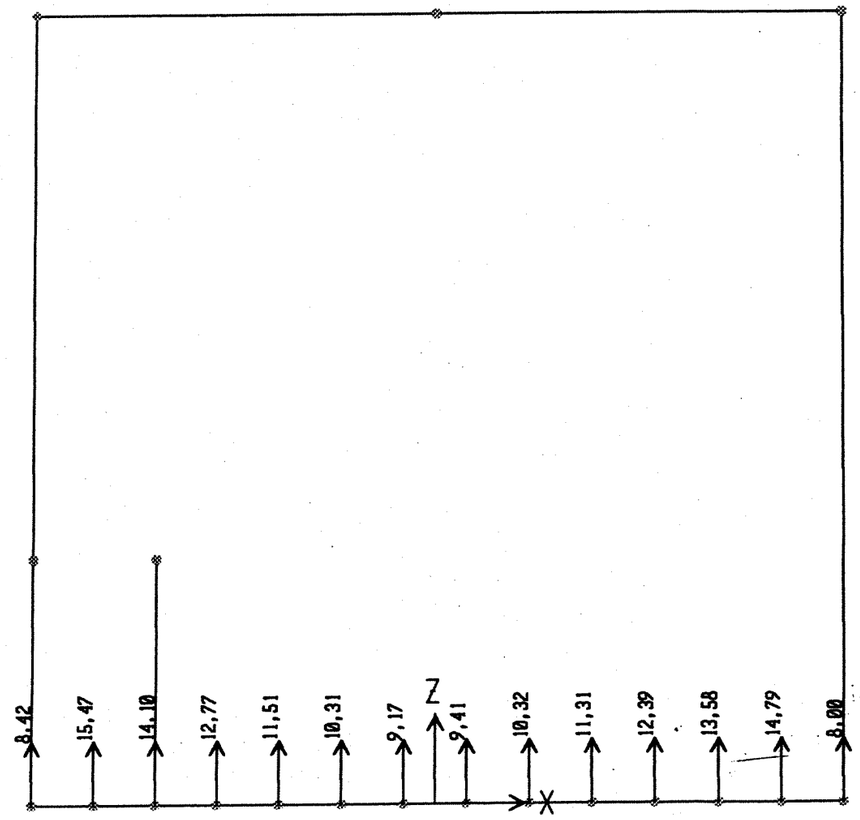
2 Resultados

- Requisitos generales de durabilidad

Tipificación del hormigón : HA-25 / P / 20 / IIb
Recubrimiento nominal [mm](*) = 35.0
Máxima relación agua/cemento = 0.55
Mínimo contenido de cemento [kg/m3] = 300.0
Resistencia mínima compatible [MPa] = 30.00
(*) No inferior al diámetro de las armaduras principales

- Requisitos adicionales

Contenido mínimo de aire ocluido [%] = ---
Máximo contenido de cemento [kg/m3] = ---



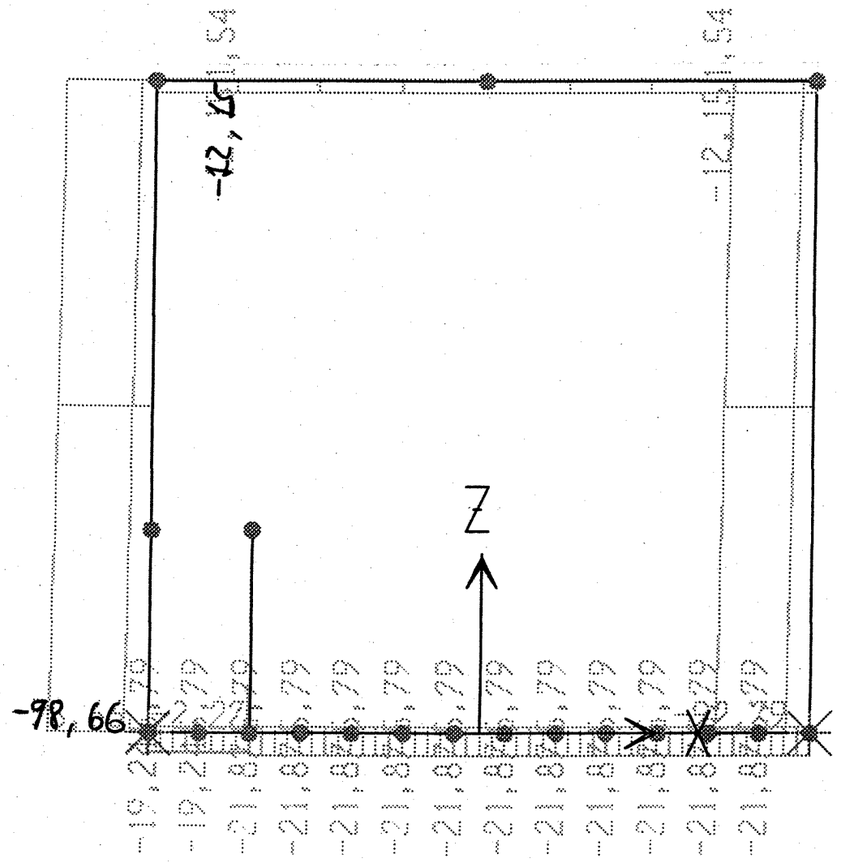
$R_{max} = \frac{8'42\ t}{0'25m \cdot 1} = 33'68\ t/m^2 = 3'37\ kg/cm^2$

$R_{min} = \frac{14'10\ t}{0'50m \cdot 10} = 28'10\ t/m^2 = 2'81\ kg/cm^2$

i vora el P.T. $\sigma_V = 3\ t/m^2 + 0'40m \cdot 20\ t/m^3 + 6'92 \cdot 2'2 = 19\ t/m^2 = 1'9\ kg/cm^2$

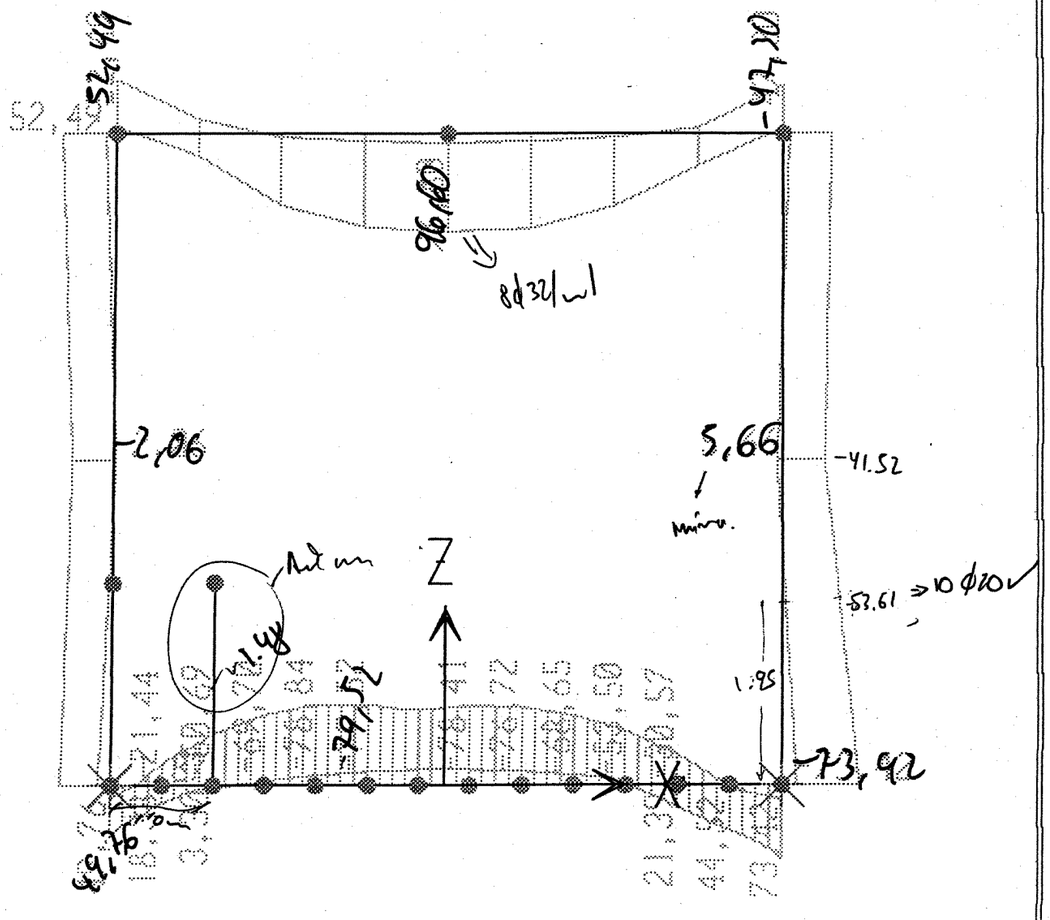
et a dir $\Delta\sigma = 0'9\ kg/cm^2$

SAP2000 v6.11 - File:PI33 - Spring Reactions (ENVK) - Ton-m Units

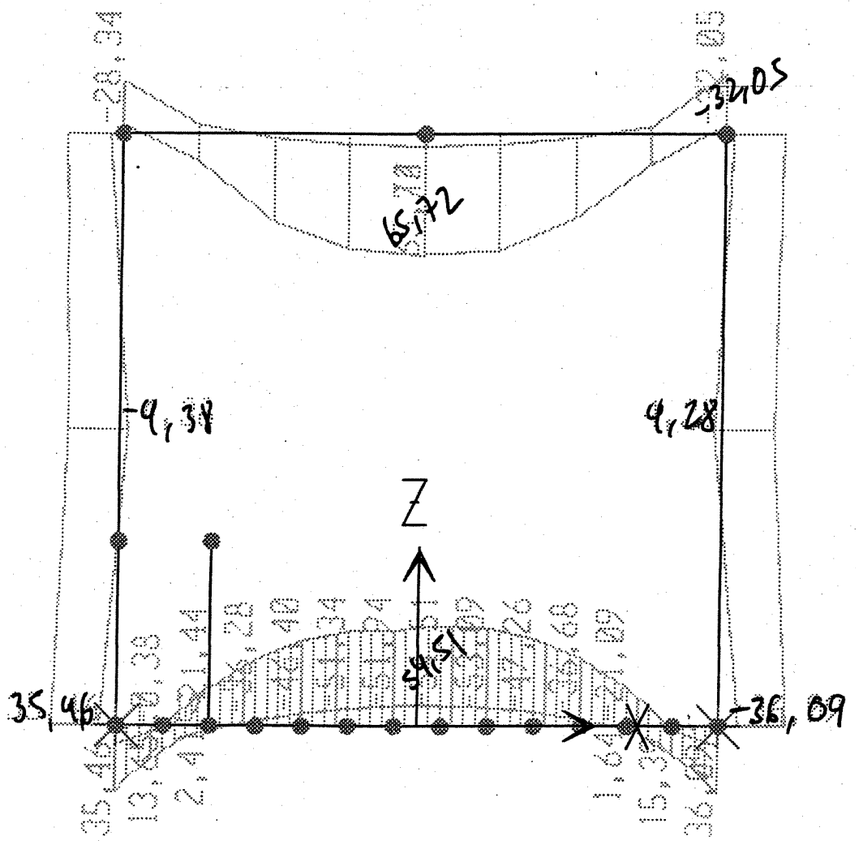


SAP2000 v6.11 - File:PI33 - Axial Force Diagram (ENVD) - Ton-m Units

ELU Plenō : ELS Fissuració



SAP2000 v6.11 - File:PI33 - Moment 3-3 Diagram (ENVD) - Ton-m Units



SAP2000 v6.11 - File:PI33 - Moment 3-3 Diagram (ENVK) - Ton-m Units

E dintell

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV Tram: Castellbisbal - El Papiol
Fecha: 14/07/2003
Hora: 13:47:29

Comprobación de secciones a flexión simple

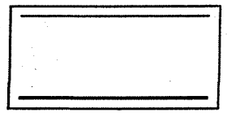
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

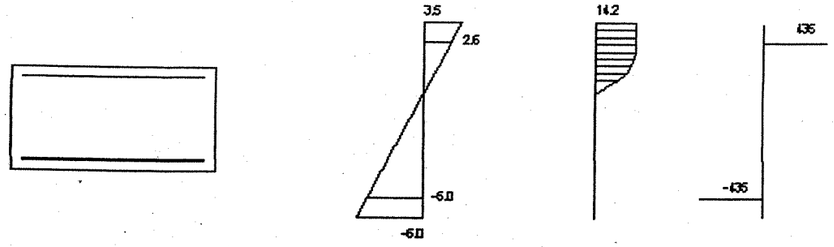
Sección : 50POS
b [m] = 1.00
h [m] = 0.50
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050



2 Comprobación

At [cm²] = 64.3 (8φ32)
Ac [cm²] = 15.7 (5φ20)

Mu [kN·m] = 1062.4



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.185

1/r [1/m]·1.E-3 = 19.0

εs ·1.E-3 = 3.5

εi ·1.E-3 = -6.0

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	15.7	2.6	-434.8
0.450	64.3	-5.0	434.8

Ct dentell

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV Tram: Castellbisbal - El Papiol
Fecha: 14/07/2003
Hora: 13:48:08

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIb

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

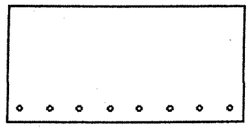
Sección : 50POS

b [m] = 1.00

h [m] = 0.50

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 32



capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	56.0

As [cm²] = 64.3

Ac,ef [cm²] = 1250.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 657.2

Separación media entre fisuras sm [mm] = 137.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.28

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 52.8

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 262.1

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30 ✓

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Dintell

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV Tram: Castellbisbal - El Papiol
Fecha: 14/07/2003
Hora: 13:57:59

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

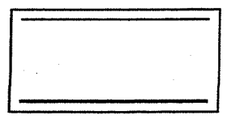
Sección : 50POS

b [m] = 1.00

h [m] = 0.50

ri [m] = 0.050

rs [m] = 0.050

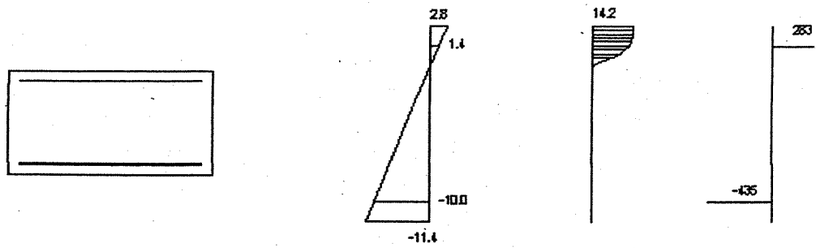


2 Comprobación

At [cm²] = 31.4

Ac [cm²] = 10.1

Mu [kN·m] = 557.1



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.100

1/r [1/m]·1.E-3 = 28.4

εs ·1.E-3 = 2.8

εi ·1.E-3 = -11.4

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	10.1	1.4	-283.4
0.450	31.4	-10.0	434.8

Intell

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV Tram: Castellbisbal - El Papiol
Fecha: 14/07/2003
Hora: 13:59:13

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIb

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

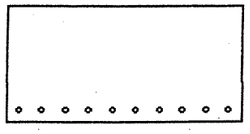
Sección : 50POS

b [m] = 1.00

h [m] = 0.50

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	nº barras	Separación [mm]
1	10	52.5

As [cm²] = 49.1

Ac,ef [cm²] = 1250.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 325

Separación media entre fisuras sm [mm] = 132.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.77

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 65.0

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 166.2

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.17

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Es solera i muri hasta!

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV Tram: Castellbisbal - El Papiol
Fecha: 14/07/2003
Hora: 17:05:45

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

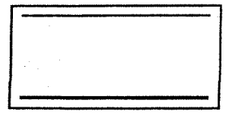
Sección : 50POS

b [m] = 1.00

h [m] = 0.50

ri [m] = 0.050

rs [m] = 0.050

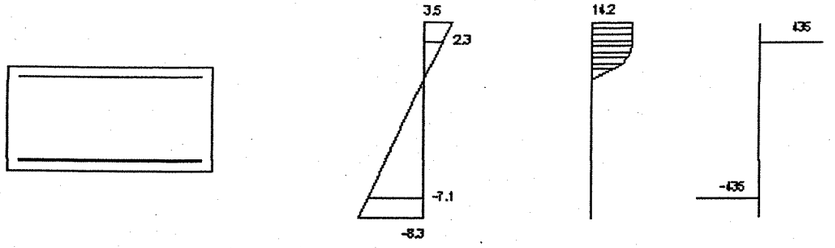


2 Comprobación

At [cm²] = 49.1

Ac [cm²] = 10.1

Mu [kN·m] = 833.9



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.148

1/r [1/m]·1.E-3 = 23.6

εs ·1.E-3 = 3.5

εi ·1.E-3 = -8.3

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	10.1	2.3	-434.8
0.450	49.1	-7.1	434.8

Cedex i Inici Hoshtel

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV Tram: Castellbisbal - El Papiol
Fecha: 14/07/2003
Hora: 17:06:11

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIb

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

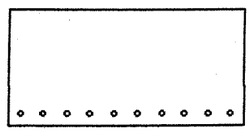
Sección : 50POS

b [m] = 1.00

h [m] = 0.50

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	nº barras	Separación [mm]
1	10	52.5

As [cm²] = 49.1

Ac,ef [cm²] = 1250.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 545.1

Separación media entre fisuras sm [mm] = 132.0

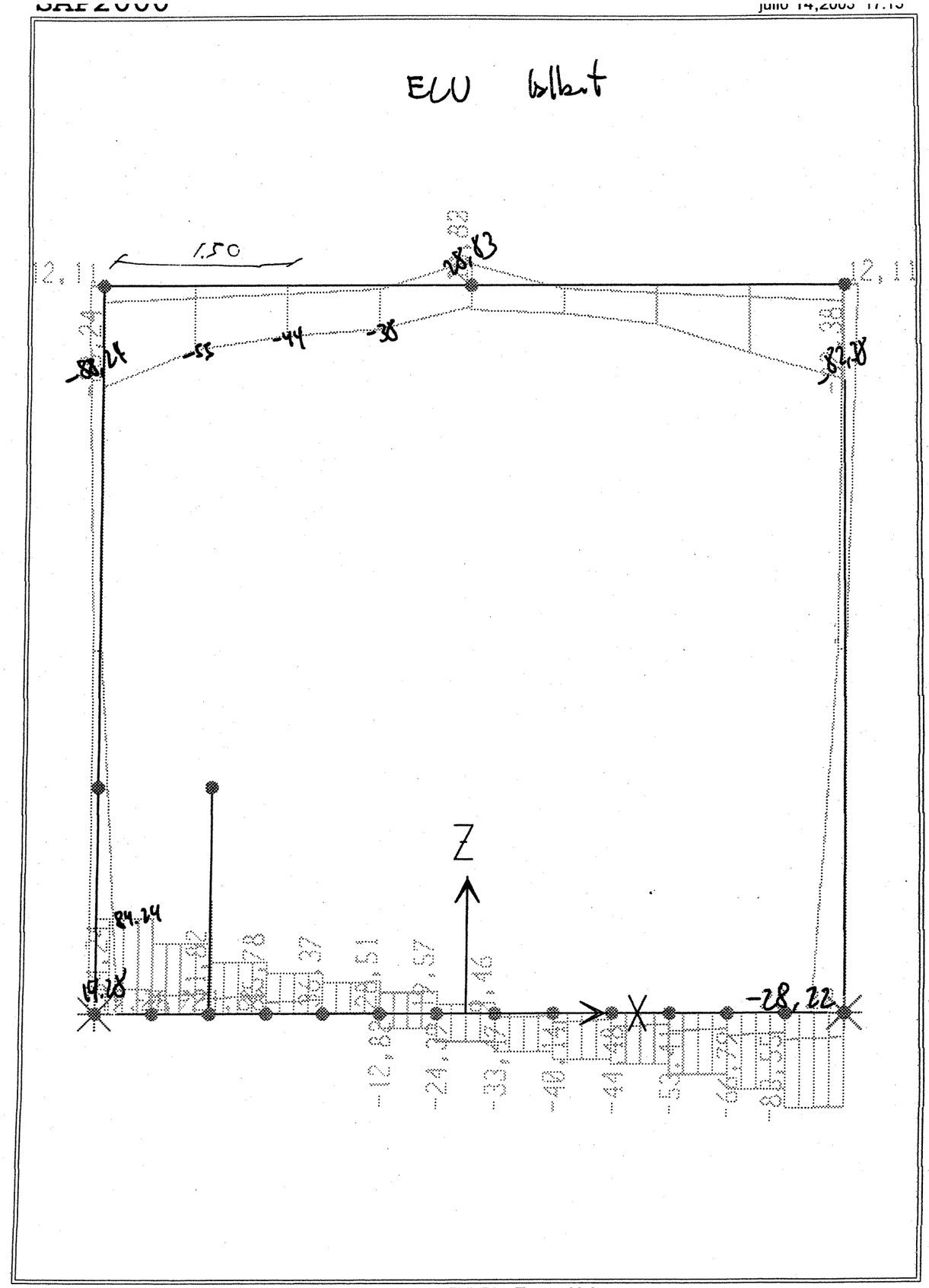
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.36

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 65.0

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 278.7

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	



SAP2000 v6.11 - File:PI33 - Shear Force 2-2 Diagram (ENVD) - Ton-m Units

Cortante: base hastial

Sección:

h =	50,0	cm
d´ =	5,0	cm
b =	100,0	cm
d =	45,00	cm

Materiales:

Hormigón: **H - 250** f_c = 250 Kp/cm²
f_{cd} = 166,7 Kp/cm²

Acero: **B 500 S** f_s = 5000 Kp/cm²

Esfuerzo cortante V_{rd} = 28,22 T

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma, V_{u1}

Resistencia por compresión del hormigón: $f_{1cd} = 0{,}6 * f_{cd}$ = 100,0 Kp/cm²

Tensión axil efectiva en la sección: $\delta`_{cd} = N_d / A_c$ = 0,00 Kp/cm²

Coeficiente por reducción por efecto del esfuerzo axil: $K = 5/3 * (1 + \delta'_{cd}/f_{cd})$ = 1,67 siempre menor que 1,0

$V_{u1} = K * f_{1cd} * b_0 * d$ = 225,00 T > V_{rd} = 28,22 T

O.K.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma, V_{u2}

$\xi = 1 + (200/d)^{0.5}$ = 1,67

Armadura longitudinal: **numero de barras, n =** 10 **barra ϕ =** 25

A_s = 49,09 cm²

Cuantía geometrica de armadura longitudinal: $\rho_l = A_s / (b_0 * d)$ = 0,0109 siempre menor que 0,02

Caso 1º: *Piezas sin armadura de cortante*

$V_{u2} = [0{,}12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} - 0{,}15 * \delta'_{cd}] * b_0 * d$ = 27,09 T < V_{rd} = 28,22 T

Aumentar la sección o armar a cortante

Caso 2º: *Piezas con armadura de cortante*

Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

$V_{cu} = [0{,}10 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} - 0{,}15 * \delta'_{cd}] * b_0 * d$ = 22,57 T

Contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante

En la sección 5 **ganchos de ϕ** 8 **a cada** 20 **cm**

A_{90} = 12,57 cm²/m

$V_{su} = A_{90} * f_{y90,d} * 0{,}9 * d$ = 20,36 T

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ = 42,93 T > V_{rd} = 28,22

O.K.

Cortante: entrega dintell i entrega a solera

Sección:

h =	50,0	cm
d´ =	5,0	cm
b =	100,0	cm
d =	45,00	cm

Materiales:

Hormigón: **H - 250** f_c = 250 Kp/cm²
f_{cd} = 166,7 Kp/cm²

Acero: **B 500 S** f_s = 5000 Kp/cm²

Esfuerzo cortante V_{rd} = 88,24 T

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma, V_{u1}

Resistencia por compresión del hormigón: $f_{1cd} = 0{,}6 * f_{cd}$ = 100,0 Kp/cm²

Tensión axil efectiva en la sección: $\delta`_{cd} = N_d / A_c$ = 0,00 Kp/cm²

Coeficiente por reducción por efecto del esfuerzo axil: $K = 5/3 * (1 + \delta'_{cd}/f_{cd})$ = 1,67 siempre menor que 1,0

$V_{u1} = K * f_{1cd} * b_0 * d$ = 225,00 T > V_{rd} = 88,24 T

O.K.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma, V_{u2}

$\xi = 1 + (200/d)^{0.5}$ = 1,67

Armadura longitudinal: **numero de barras, n =** 8 **barra ϕ =** 32

A_s = 64,34 cm²

Cuantía geometrica de armadura longitudinal: $\rho_l = A_s / (b_0 * d)$ = 0,0143 siempre menor que 0,02

Caso 1º: *Piezas sin armadura de cortante*

$V_{u2} = [0{,}12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} - 0{,}15 * \delta'_{cd}] * b_0 * d$ = 29,65 T < V_{rd} = 88,24 T

Aumentar la sección o armar a cortante

Caso 2º: *Piezas con armadura de cortante*

Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

$V_{cu} = [0{,}10 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} - 0{,}15 * \delta'_{cd}] * b_0 * d$ = 24,71 T

Contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante

En la sección 8 **ganchos de ϕ** 10 **a cada** 15 **cm**

A_{90} = 41,89 cm²/m

$V_{su} = A_{90} * f_{y90,d} * 0{,}9 * d$ = 67,86 T

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ = 92,56 T > V_{rd} = 88,24

O.K.

Cortante: entrega dintell i entrega a solera

a 1'50m entrega

Sección:

h =	50,0	cm
d´ =	5,0	cm
b =	100,0	cm
d =	45,00	cm

Materiales:

Hormigón: **H - 250** f_c = 250 Kp/cm²
f_{cd} = 166,7 Kp/cm²

Acero: **B 500 S** f_s = 5000 Kp/cm²

Esfuerzo cortante V_{rd} = 44,00 T

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma, V_{u1}

Resistencia por compresión del hormigón: $f_{1cd} = 0,6*f_{cd}$ = 100,0 Kp/cm²

Tensión axil efectiva en la sección: $\delta`_{cd} = N_d/A_c$ = 0,00 Kp/cm²

Coeficiente por reducción por efecto del esfuerzo axil: $K = 5/3*(1+\delta'_{cd}/f_{cd})$ = 1,67 siempre menor que 1,0

$V_{u1} = K*f_{1cd}*b_0*d$ = 225,00 T > V_{rd} = 44,00 T

O.K.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma, V_{u2}

$\xi = 1+(200/d)^{0.5}$ = 1,67

Armadura longitudinal: **numero de barras, n =** 8 **barra ϕ =** 32

A_s = 64,34 cm²

Cuantía geometrica de armadura longitudinal: $\rho_l = A_s/(b_0*d)$ = 0,0143 siempre menor que 0,02

Caso 1º: *Piezas sin armadura de cortante*

$V_{u2} = [0,12*\xi*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3} - 0,15*\delta'_{cd}]*b_0*d$ = 29,65 T < V_{rd} = 44,00 T

Aumentar la sección o armar a cortante

Caso 2º: *Piezas con armadura de cortante*

Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

$V_{cu} = [0,10*\xi*(100*\rho_l*f_{ck})^{1/3} - 0,15*\delta'_{cd}]*b_0*d$ = 24,71 T

Contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante

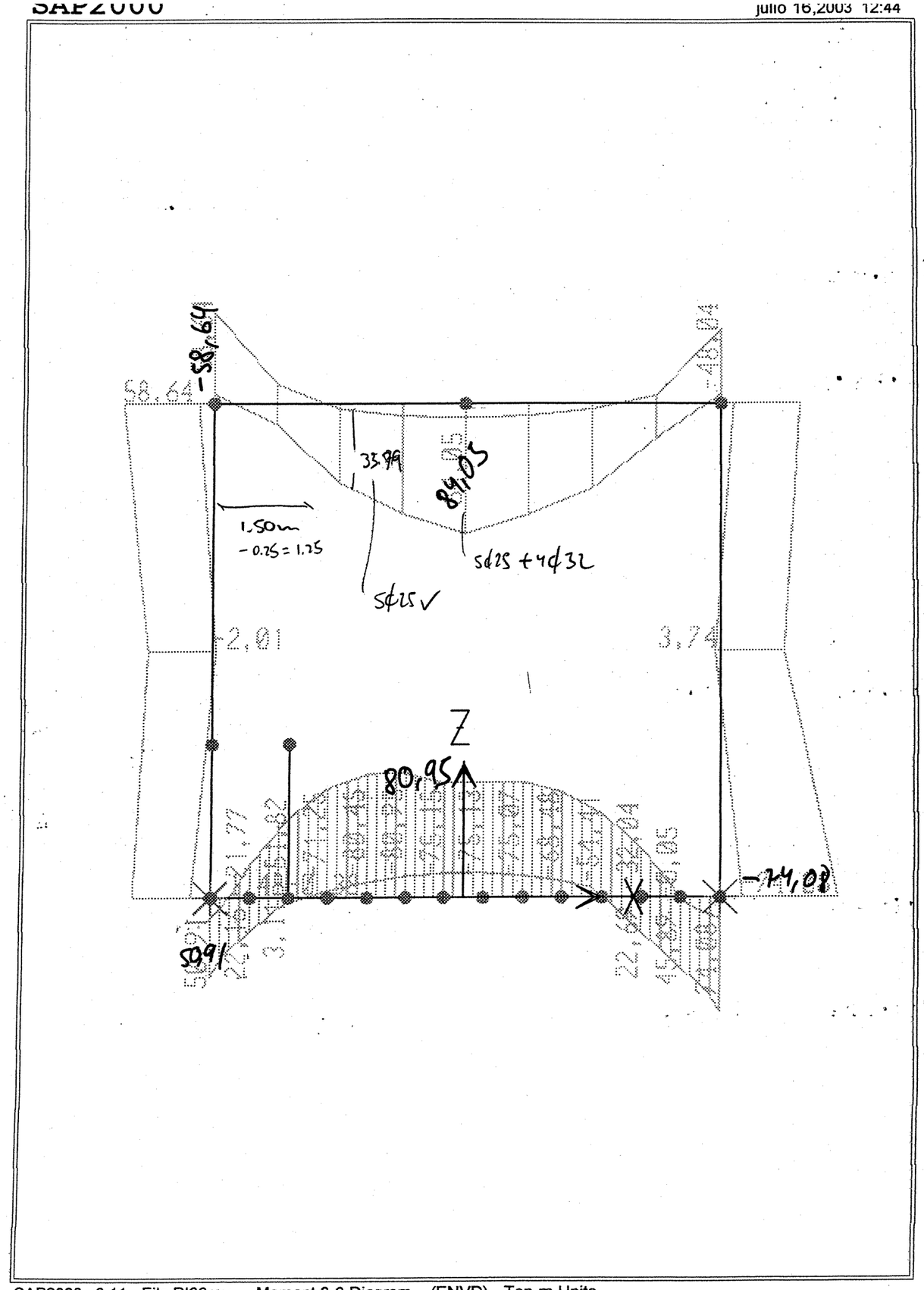
En la sección 4 **ganchos de ϕ** 10 **a cada** 25 **cm**

A_{90} = 12,57 cm²/m

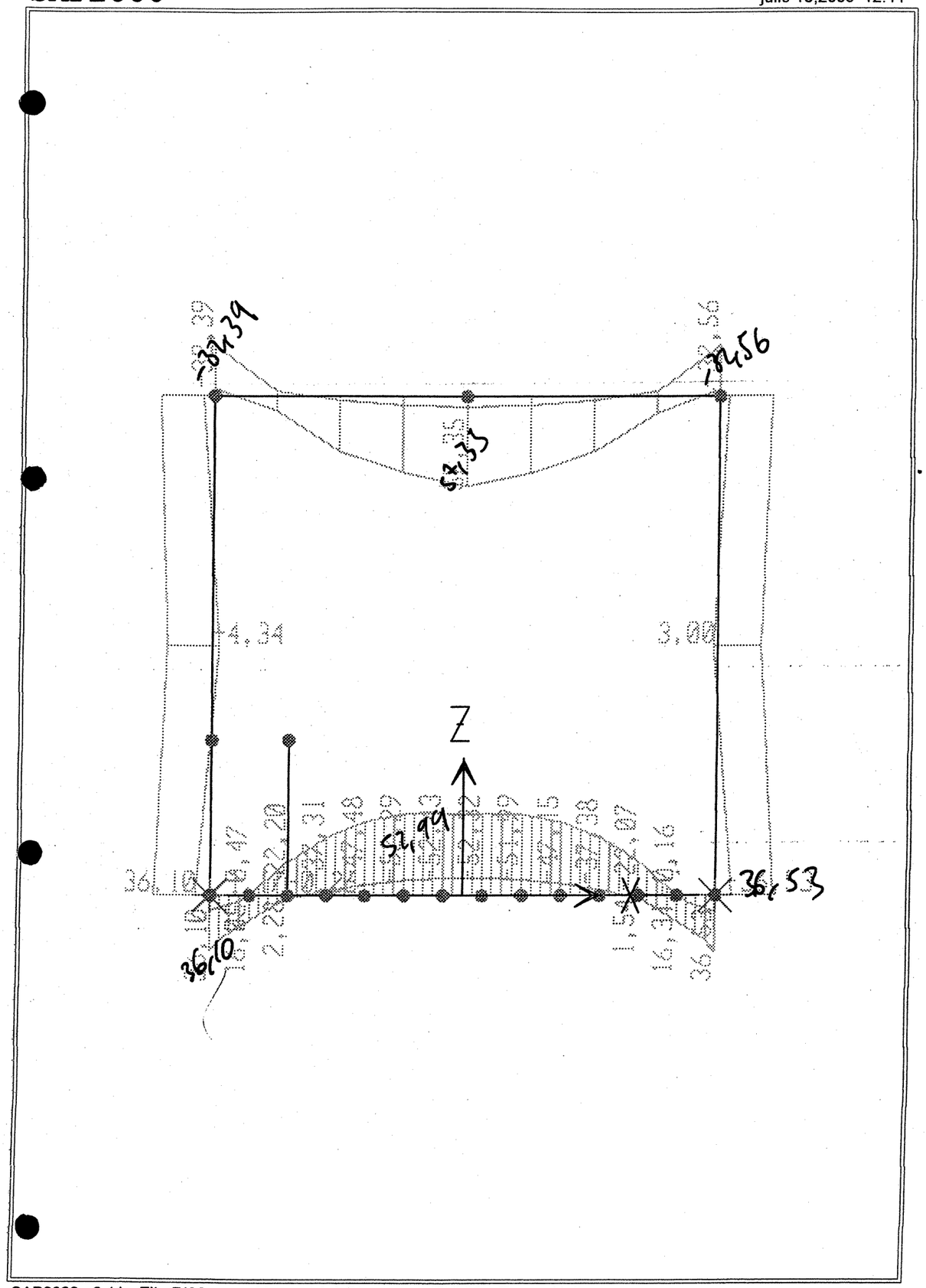
$V_{su} = A_{90}*f_{y90,d}*0,9*d$ = 20,36 T

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ = 45,06 T > V_{rd} = 44,00

O.K.



SAP2000 v6.11 - File:PI33rev - Moment 3-3 Diagram (ENVD) - Ton-m Units



SAP2000 v6.11 - File:PI33rev - Moment 3-3 Diagram (ENVK) - Ton-m Units

Flexión simple

Sección:

h =	50,0	cm
d´ =	5,0	cm
b =	100,0	cm

Materiales:

Hormigón: **H - 250** f_c = 250 Kp/cm²
f_{cd} = 166,7 Kp/cm²

Acero: **B 500 S** f_s = 5000 Kp/cm²

Dimensionamento:

M_d = 84,05 mT

$U_0 = 0{,}85*d*b*f_{cd}$ = 637,50 T

$0{,}3*U_0*d$ = 86,06 mT

U_{s1} = 227,30 T

U_{s2} = 0,00 T

A_{s1} = 52,28 cm²

A_{s2} = 0,00 cm²

$A_{s1,min}$ = 4,50 cm²

$A_{s2,min}$ = 1,50 cm²

ϕ_1 = 25
n_1 = 5

ϕ = 8
n = 0

ϕ_2 = 32
n_2 = 4

$A_{s1,real}$ = 56,71 cm²
O.K.

$A_{s2,real}$ = 0,00 cm²
O.K.

separación de barras: 11,1 cm

Fisuración

Tensión de compresión:

σ_c = 137,64 Kp/cm² < $0,6*f_{ck,j}$ = 150,00 Kp/cm²

O.K.

Separación media de fisuras s_m

Deformaciones ε_1 = 0,00046

ε_2 = 0,00000

Coeficiente k_1 $k_1 = (\varepsilon_1+\varepsilon_2)/(8*\varepsilon_1)$ = 0,125

Recubrimento de hormigón c = 4,0 cm

Distancia entre barras longitudinales s = 10,0 cm

Díametro de la barra traccionada D = 25 mm

Área de hormigón de la zona de recubrimiento $A_{c,eficaz}$ = 1250,00 cm²

Sección total de armadura situada en $A_{c,eficaz}$ A_s = 56,71 cm²

$s_m = 2*c+0,2*s+0,4*k_1*D*A_{c,eficaz}/A_s$ = 12,76 cm

Alargamiento medio de las armaduras ε_{sm}

M_k = 57,35 mT

Tensión de servicio de armadura pasiva $\delta_s = M_k/(0,8*d*A_s)$ = 2808,95 Kp/cm²

Tensión de la armadura en el instante que se fisura el hormigón M_{fis} = 10,69 mT

$\delta_{sr} = M_{fis}/(0,8*d*A_s)$ = 523,46 Kp/cm²

Tipo de carga: (•) instantánea ( ) otras

k_2 = 1,0

$\varepsilon_{sm} = \delta_s/E_s*[1-k_2*(\delta_{sr}/\delta_s)^2]$ = 0,00129

$0,4*\delta_s/E_s$ = 0,00054

$\varepsilon_{sm^*} = \max(0,4*\delta_s/E_s ; \varepsilon_{sm})$ = 0,00129

Apertura característica de fisura w_k

Tipo de acciones: ( ) indirectas (•) otras

Clase de exposición: IIa, IIb, H - corrosión no por cloruros

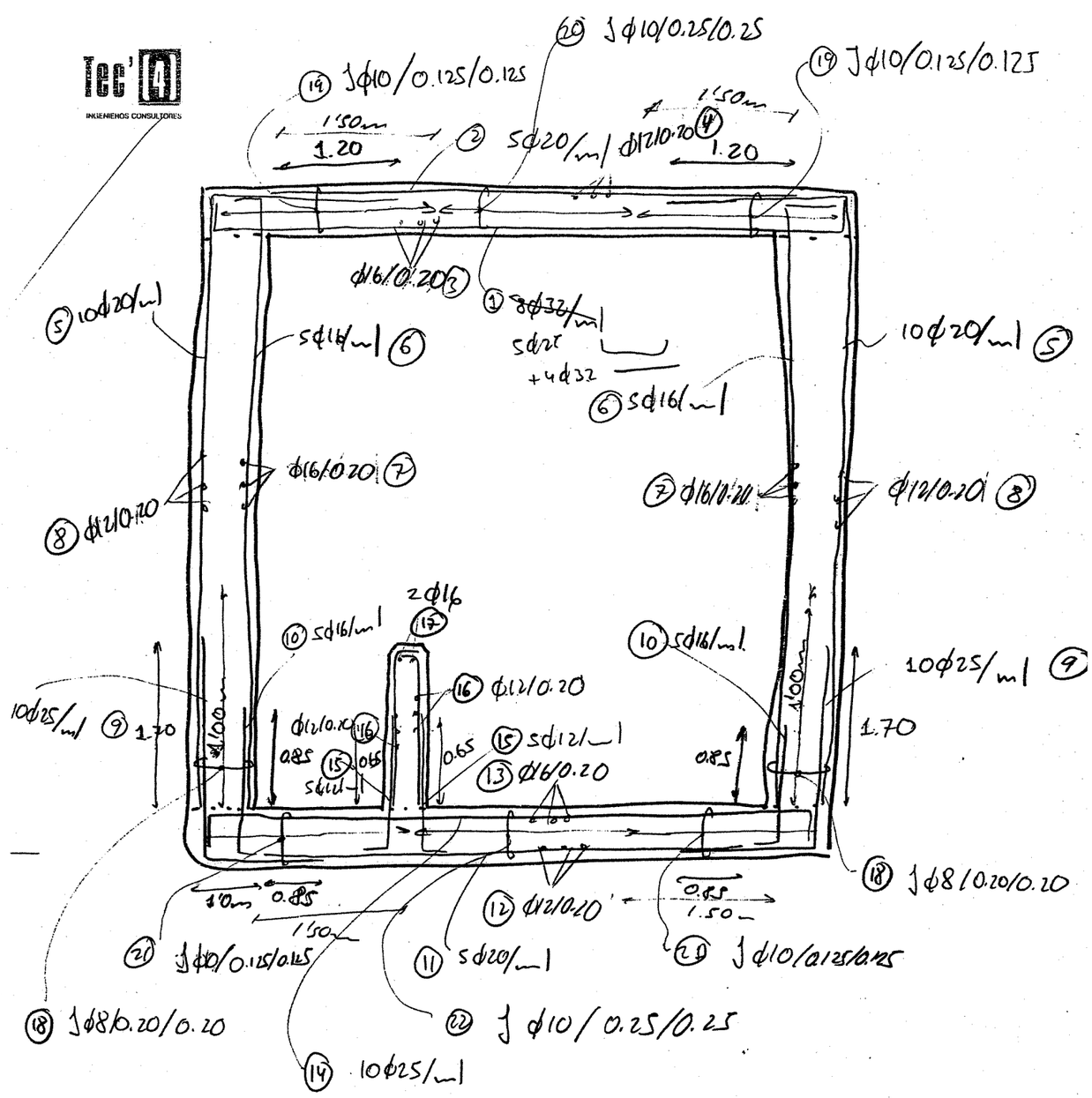
Coeficiente β β = 1,7

$w_k = \beta*s_m*\varepsilon_{sm}$ = 0,280 mm

$w_{max,adm}$ = 0,300 mm

w_k < $w_{max,adm}$

O.K.



- **Paso Inferior 3.8**

CÁLCULO DEL P.I. 3.8

LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-
FRONTERA FRANCESA

Tramo: Castellbisbal-Papiol

Julio, 2004

PEDELTA
INGENIERIA DE ESTRUCTURAS



ANEJO DE CÁLCULO
Índice

1 GEOMETRÍA

1.1 Geometría
1.2 Sección Tipo

2 ACCIONES, MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NORMATIVAS

2.1 Acciones
2.2 Coeficientes de seguridad, materiales, niveles de control y Normativas
2.3 Ambientes, recubrimientos, fisuración y cuantías mínimas
2.4 Hipótesis de combinación de esfuerzos

3 CÁLCULO DE ESFUERZOS

4 VERIFICACIÓN DE LOS E.L.U.

5 VERIFICACIÓN DEL E.L.S. DE FISURACIÓN

6 CÁLCULO DE LAS ALETAS

1 GEOMETRÍA

1.1 GEOMETRÍA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL

El paso inferior 3.8 es un marco sobre el que circula la línea de Alta Velocidad y una línea de trenes de mercancías. El marco sirve para dar paso a la calle Metalurgia bajo las vías férreas.

La estructura tiene una anchura de 16,00 metros y una longitud de 41,95m. Ésta se divide en dos módulos de 20,95+21,0m cada uno, separados por una junta de dilatación. Su gálibo interior vertical es de 5,50 metros y su gálibo horizontal de 13,80m. En planta, tiene un ángulo de esviaje de 48,43º. Una planta del mismo se puede ver en la figura 1.1.

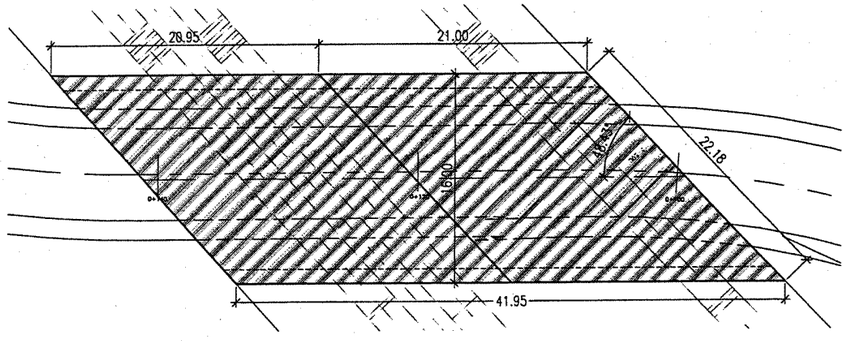


Figura 1.1: Planta de la estructura

1.2 SECCIÓN TIPO

El marco esta constituido por dos hastiales de 1,10 m de canto. Un dintel acartelado con un canto de 1,25 m en el centro y unas cartelas de 1,5m de longitud y 0,50 metros de alto. La solera tiene un canto de 1,40 metros.

En la figura 1.2 hay una representación de la sección transversal tipo

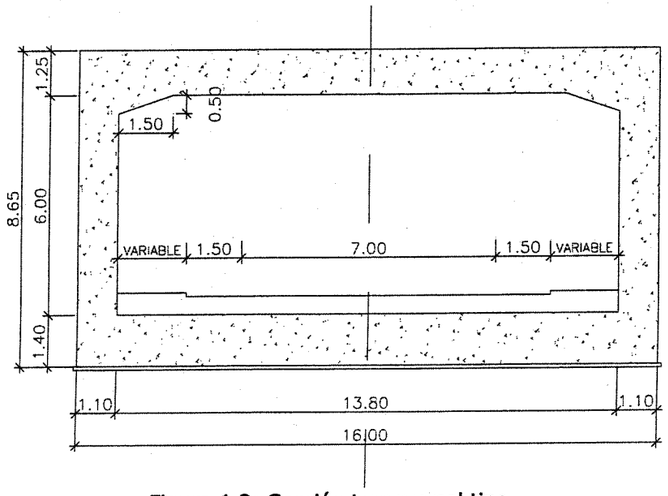


Figura 1.2: Sección transversal tipo

2 ACCIONES, MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NORMATIVAS

2.1 ACCIONES

A continuación de detalla las acciones consideradas en el cálculo del paso superior. Muchas de éstas se han obtenido del proyecto original.

Acciones permanentes (G):

g1, PESO PROPIO

El peso propio se ha obtenido a partir de las secciones transversales tipo. Se ha considerado una densidad del hormigón de valor ρc =2.50 T/m^3.

G2, SOBRECARGA DE TIERRAS

Para el cálculo de la sobrecarga de tierras, se ha considerado una densidad del terreno de ρt =2.00 T/m^3.

Para calcular los empujes activos y pasivos del terreno, se ha considerado un ángulo de rozamiento del mismo de 30º. Obteniendo, de este modo, el siguiente coeficiente de empuje al reposo:

Ka = 1 - seno θ = 0.50

Se ha considerado una cohesión de 0 T/m^2.

El módulo de balasto considerado para calcular la respuesta elástica del suelo frente a las acciones verticales es de: K_{100} = 20000 kN/m^3.

ACCIONES PERMANENTES

Las acciones permanentes consideradas se han obtenido a partir de la sección transversal de la estructura. Estas son:

Vías y traviesas: Estas tienen un peso de 0,64 T/m/vía. Si consideramos que las dos vías de alta velocidad afectan a una zona de 5,3 m de ancho obtenemos una carga repartida de: 0,12 T/m^2.

Balasto: El peso de balasto sobre el tablero se calcula a partir de la plataforma en la estructura de vía. Tomando como densidad 1,60 T/m^3. La carga de balasto obtenida es de 0,96 T/m^2.

Esta carga se mayorará por 1,30 para tener en cuenta eventuales incrementos en el espesor de balasto.

Subbalasto: Ésta capa tiene un espesor de 0,30 metros y una densidad de 2,00 T/m^3. Por tanto, la carga que representa el subbalasto es de: 0,60 T/m^2.

Capa de forma: Ésta tiene un espesor de 0,60 metros y una densidad de 2,50 T/m^3. Por tanto, la carga obtenida es de: 1,50 T/m^2.

Espesor de Tierras: Bajo la capa de forma se extenderá una capa de tierras. El esepsor de estas es de 1,50 metros y se ha considerado una densidad de las mismas de 2,00 T/m^3. Por tanto, la carga obtenida es de: 3,00 T/m^2.

Impermeabilización: Es una capa con un espesor de 0,03 m y una densidad de 2,30 T/m^3. Por tanto, supone una carga de: 0,07 T/m^2.

La suma de todas las cargas permanentes consideradas supone una carga repartida de:

$$G = 0,12 + 1,30 \cdot 0,96 + 0,60 + 1,50 + 3,00 + 0,07 = 6,54 \text{ T/m}^2$$

Acciones variables (Q) :

TREN DE CARGAS

En el cálculo de esfuerzos se ha empleado la envolvente de esfuerzos debidos a los trenes de carga de IPF-75 y del Eurocódigo 1 (parte 3, acciones en puentes) EC1-3 tomando como coeficiente de impacto correspondiente en cada caso.

Teniendo en cuenta el espesor de balasto + subbalasto + capa de forma + tierras que hay sobre la estructura, las cargas de trenes se aplicarán como carga repartida, dividiéndolas por el ancho de cajón que afectan. Este ancho es de 12,70 m tal como se puede ver en la figura 2.1.

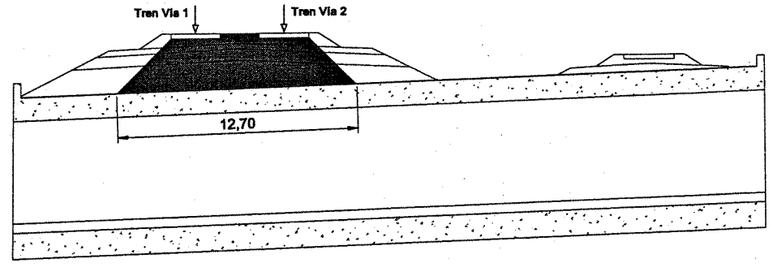
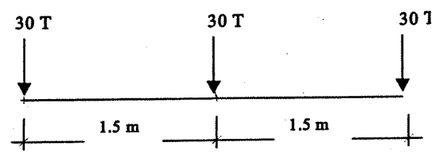


Figura 2.1: Reparto Longitudinal de la carga de los trenes tipo

De acuerdo con la normativa IPF-75 Existen dos trenes de carga

Tipo A Por cada vía: Q_A = 3 ejes de 30 T separados 1.50 m



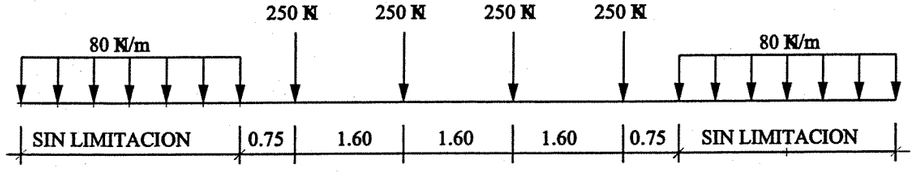
Si consideramos la carga total de los trenes de ambas vías y realizamos una distribución transversal de la carga igual que se ha hecho en dirección longitudinal, obtenemos que la carga uniformemente distribuida que representa

el tren tipo A de la normativa IPF es: **q = 1,69 T/m²**. Esta carga afecta a un ancho de cajón de 8,40 m.

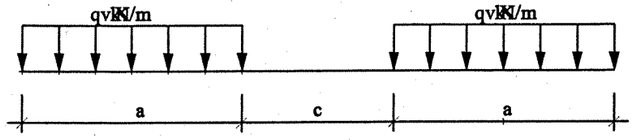
Tipo B Por cada vía: Sobrecarga uniforme de 12 T/m sobre 15 ó 30 metros, más un conjunto de cuchillos de carga de 10 T/m y 1 T/m de longitud arbitraria.
Esta carga, repartida en el ancho tributario de 12,70 metros, representa una carga uniforme de: **q = 1,89 T/m²**.

El tren de cargas de Eurocódigo 1 (parte 3, acciones en puentes) EC1-3 se define de acuerdo con las configuraciones indicadas en las 2 figuras siguientes.

Tren tipo 71



Modelo de carga SW



Se considera adicionalmente un tren pesado equivalente al siguiente esquema de cargas (SW/0) ó (SW2) en una de las vías y el tren tipo 71 en la otra vía.

	SW0	SW2
Q_{vk} (kN)	133	150
a (m)	15	25
c (m)	5,3	7

Si distribuimos los trenes de cargas definidos en eurocódigo, por el ancho tributario correspondiente, obtenemos la siguiente carga repartida para cada uno de ellos:

Tren LM-71: **q = 1,74 T/m²**
Tren SW/0: **q = 2,09 T/m²**
Tren SW/2: **q = 2,36 T/m²**

Coeficientes de mayoración por impacto

De acuerdo con la normativa IPF75, se aplica la formulación siguiente:

$$I = 65\frac{\mu}{1-\mu+\mu^2}$$

El valor del coeficiente μ depende de la velocidad, la luz y el periodo de vibración de la estructura. Siendo, para una velocidad máxima de 200 Km/h, una luz del vano de 14,9 metros y una frecuencia de 4,55 Hz: I = 35%

De acuerdo con el Eurocódigo EC-1, para vías de mantenimiento normal.

$$\phi 3 = \frac{2,16}{\sqrt{L\phi}-0,20}+0,73 = 1,32$$

$L\phi = K * Lm = 14,9$ m

Este valor se debe emplear en el cálculo longitudinal del tablero.

El coeficiente de impacto se puede reducir en el caso de un cajón al tratarse de una estructura enterrada. El coeficiente de reducción es:

$\phi_{red} = \phi - \frac{H-1}{10}$, siendo H la profundidad a la que está enterrada la estructura.

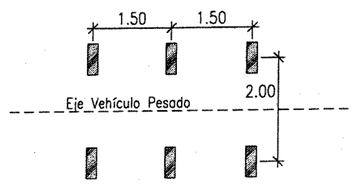
CARGAS DE TRÁFICO

A más del tren de cargas, también se han incluido las cargas de tráfico sobre la calle metalurgia. Las cargas aplicadas son las definidas en la "Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" (IAP).

Según la instrucción, se deberá aplicar:

- Sobrecarga uniforme de 4,0 kN/ m² extendida en toda la plataforma del tablero o en parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.

- Un vehículo de 600 kN, cuyo eje longitudinal es paralelo al de la calzada y que está formado por seis cargas de 100 kN cada una. La disposición de las cargas se puede ver en la figura adjunta.



FRENADO

En el presente proyecto se adoptan las acciones de frenado especificadas en el Eurocódigo EC-1 y en la IPF-75.

La fuerza de frenado correspondiente al Eurocódigo se aplicará concomitante a los trenes de carga del Eurocódigo y la fuerza de frenado correspondiente a los trenes de carga de la IPF-75 se aplicará concomitante con los trenes tipo A y B.

La fuerza de frenado también se dividirá por el ancho tributario al que afecta el tren de cargas. De este modo, las fuerzas de frenado obtenidas para cada una de estas normativas son:

Frenado EC-1: F_{EC1} = 86,58 /12,70 = **6,82 T/m**

Frenado IPF-75: F_{IPF} = 60,55 /12,70 = **4,77 T/m**

2.2 COEFICIENTES DE SEGURIDAD, MATERIALES, NIVELES DE CONTROL Y NORMATIVAS

HORMIGONES

- Hormigón de Limpieza..... HM-15
- Dintel, Hastiales y Aletas..... HA-30 / 20 / B/ IIb
- Solera..... HA-25 / 20 / B/ IIa

Control del hormigón NORMAL

γc= 1.50 (Situación persistente o transitoria)
γc= 1.30 (Situación accidental)

ACERO

- Acero corrugado para la armadura pasiva B500S, con f_{yk} > 500 MPa (5100 Kp/cm^2)

Control de los aceros NORMAL

Los coeficientes de seguridad del acero serán:

Acero corrugado:
γs= 1.15 (Situación persistente o transitoria)
γs= 1.0 (Situación accidental)

CONTROL DE EJECUCIÓN

El control de ejecución será INTENSO.

NORMAS UTILIZADAS

Para el cálculo de las acciones se utilizarán las siguientes instrucciones.

- Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril", correspondiente a la O.M. 25 de Junio de 1.975 (IPF-75).

- Eurocódigo 1*: Bases de proyecto y acciones. Parte 3. Cargas de tráfico en puentes.* UNE-ENV 1991-3. Octubre 1997. (EC1.1.3.)

Para establecer las hipótesis y combinaciones de cálculo y sus correspondientes coeficientes de ponderación se utilizarán las siguientes Instrucciones:

- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE) R.D. 2661/1998 de 11 de Diciembre.

Para dimensionamiento y comprobación de secciones se actuará, en todo momento, de acuerdo con la normativa española;

- Instrucción de Hormigón Estructural EHE. R.D. 2661/1998 de 11 de Diciembre

Subsidiariamente, y en lo no contemplado en las normas anteriores se emplearán las siguientes:

- Norma UIC. Ficha 776.1. 3ª edición. 1 de Julio de 1.979. (U.I.C. 776.1)

- Norma UIC. Ficha 774-2. 1ª Edición. 1 de Julio de 1.974. (U.I.C. 774.2)

- Norma UIC. Ficha 702.0. 2ª Edición. 1 de Enero de 1.974. (U.I.C. 702.0)

- Instrucción para el proyecto de estructuras de hormigón estructural EHE, aprobada por el Real Decreto 2661/1998 de 11 de diciembre.

2.3 AMBIENTES, RECUBRIMIENTOS, FISURACIÓN Y CUANTÍAS MÍNIMAS

De acuerdo con las especificaciones de la EHE se consideran los ambientes indicados en la tabla siguiente.

Elemento	Ambiente	Recubrimiento de Armadura pasiva (mm)	Límite de abertura de fisura - Wmax (mm)
Dintel, Hastiales y Aletas	IIb	35	0.3
Solera	IIa	30	0.3

Las cuantías mínimas de armadura pasiva B500S serán las expuestas en la siguiente tabla (EHE, art. 4.3.5)

Elemento	Posición	Tipo	Cuantía geométrica o/oo
Hastiales y Aletas (1)	horizontal	lado tierras	1,07
		lado visto	2,13
	vertical	lado tierras	0,45
		lado visto	0,45
Dintel y Solera	cara superior o inferior	transversal o longitudinal	0.90

(1) Las cuantías geométricas horizontales se pueden reducir un 50 % si se colocan juntas de contracción distanciadas menos de 7.5 m.

2.4 HIPÓTESIS DE COMBINACIÓN DE ESFUERZOS

La combinación de esfuerzos considerada corresponde las indicadas en las instrucciones EHE.

2.4.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Las hipótesis de cálculo consideradas son:

- Situaciones persistentes o transitorias

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj}\, G_{kj} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj}\, G^*_{kj} + \gamma_{Q1}\, Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi}\, \Psi_{0i}\, Q_{ki}$$

donde:

G = Valor característico de las cargas permanentes.
G* = Valor característico de las cargas permanentes de valor no constante.
Q_{k1} = Valor característico de la carga variable dominante.

Los coeficientes de seguridad y de combinación de acciones empleados se definen en la IAP.

2.4.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Las hipótesis de cálculo consideradas son:

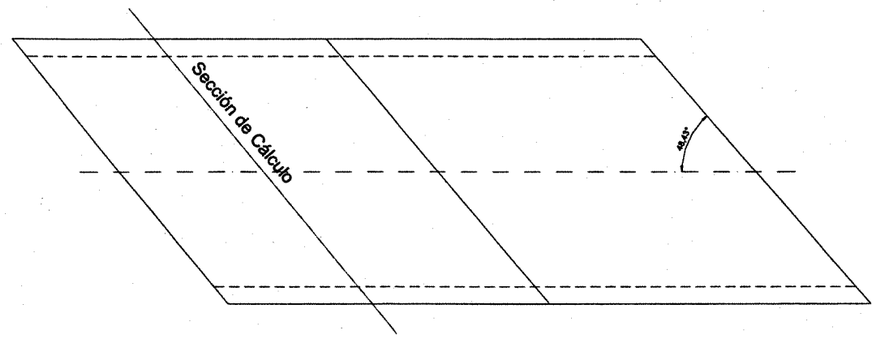
- Combinación característica

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj}\, G_{kj} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj}\, G^*_{kj} + \gamma_{Q1}\, Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi}\, \Psi_{0i}\, Q_{ki}$$

3 CÁLCULO DE ESFUERZOS

El cálculo de esfuerzos se ha realizado mediante un modelo de pórtico plano de un metro de longitud. El modelo apoya sobre un lecho elástico con el módulo de balasto correspondiente.

La geometría del marco introducida en el modelo (representada en la figura 3.1) corresponde a una sección esviada del cajón, al ser esta la dirección en la que se desarrollan las tensiones y los esfuerzos.



Sección de Cálculo

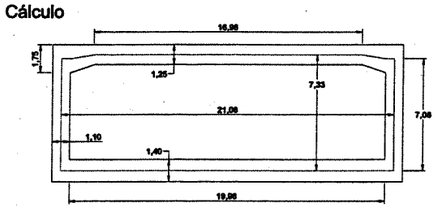
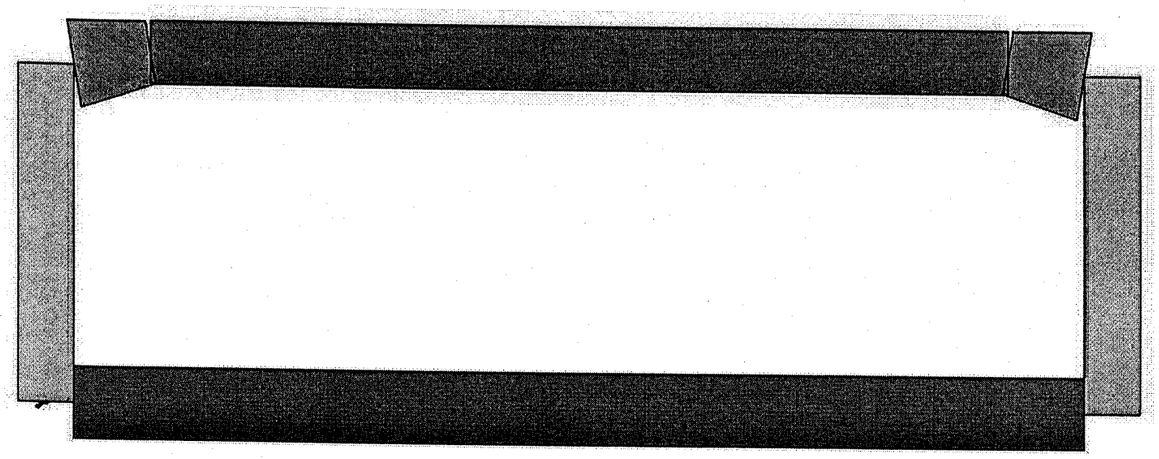


Figura 3.1: Cajones tipo objeto de cálculo

A partir de los resultados obtenidos con estos modelos se definirá el armado de la estructura. A continuación se exponen el modelo de cálculo utilizado y los esfuerzos obtenidos con éste.

Modelo de Cálculo

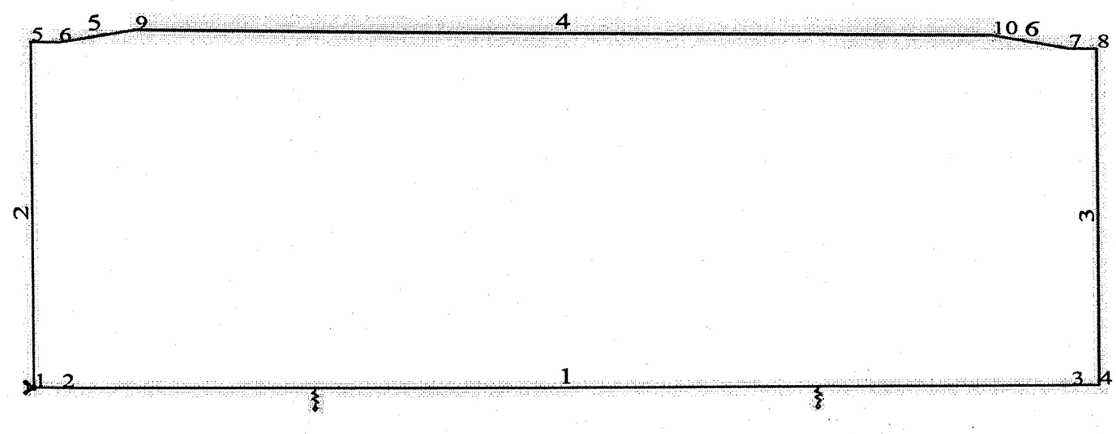


Dintel
Dintel Variable
Hastial
Solera

Z
Y X

ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cajon LaT.rtd**

Numeración de Nudos y Barras



Dintel
Dintel Variable
Hastial
Solera

Z
Y X

Nudos que Componen la Estructura

Nudo	X (m)	Z (m)	Apoyo - código	Apoyo
1	0.0000	0.0000	fll	Auxiliar
2	0.550	0.0000		
3	20.530	0.0000		
4	21.080	0.0000		
5	0.0000	6.725		
6	0.550	6.725		
7	20.530	6.725		
8	21.080	6.725		
9	2.050	6.975		
10	19.030	6.975		

Barras que Componen la Estructura

Barra	Nudos	Nudo 2	Sección	Material	Longitud (m)	Suelo elástico	KZ (T/m2)
1	2	3	Solera	HORMIGON	19.980	Terreno	2000.00
2	1	5	Hastial	HORMIGON	6.725	No existe	
3	4	8	Hastial	HORMIGON	6.725	No existe	
4	9	10	Dintel	HORMIGON	16.980	No existe	
5	6	9	Dintel Variable	HORMIGON	1.521	No existe	
6	7	10	Dintel Variable	HORMIGON	1.521	No existe	

Características de las Barras que Componen la Estructura

Nombre de la sección	Lista de barras	SX (m2)	SY (m2)	SZ (m2)	IX (m4)	IY (m4)	IZ (m4)
Dintel	4	1.250	1.042	1.042	0.215	0.163	0.104
Dintel Variable	5 6	1.500	1.250	1.250	0.294	0.281	0.125
Hastial	2 3	1.100	0.917	0.917	0.169	0.111	0.092
Solera	1	1.400	1.167	1.167	0.262	0.229	0.117

ROBOT v 17.0.1
Autor :

© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cajon LaT.rtd**

Cargas Aplicadas a la Estructura

Caso	Nombre del caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga
1	Peso Propio	peso propio	1A6	PZ Menos Coef=1.00
2	Permanentes	sobrecarga uniforme	4A6	PZ=-6.54(T/m)
5	Empuje Tierras Izqda	carga trapezoidal	2	PX2=2.44(T/m) PX1=11.09(T/m) X2=1.000 X1=0.0000 global no proyectadas relativa
6	Empuje Tierras Dcha	carga trapezoidal	3	PX2=-2.44(T/m) PX1=-11.09(T/m) X2=1.000 X1=0.0000 global no proyectadas relativa
11	IPF - Tipo A - Posición 1	carga trapezoidal	4	PZ2=-2.03(T/m) PZ1=-2.03(T/m) X2=6.900(m) X1=0.0000(m) global no proyectadas absolutos
11	IPF - Tipo A - Posición 1	sobrecarga uniforme	5	PZ=-2.03(T/m)
12	IPF - Tipo A - Posición 2	carga trapezoidal	4	PZ2=-2.03(T/m) PZ1=-2.03(T/m) X2=12.760(m) X1=4.360(m) global no proyectadas absolutos
13	IPF - Tipo B	sobrecarga uniforme	4A6	PZ=-2.27(T/m)
14	IPF - Frenado	sobrecarga uniforme	4	PX=0.28(T/m)
15	EC - LM71	sobrecarga uniforme	4A6	PZ=-2.04(T/m)
16	EC - SW0	sobrecarga uniforme	4A6	PZ=-2.45(T/m)
17	EC - SW2	sobrecarga uniforme	4A6	PZ=-2.76(T/m)
18	EC - Frenado	sobrecarga uniforme	4	PX=0.40(T/m)
21	Sobrecarga Terreno Izqda	sobrecarga uniforme	2	PX=1.50(T/m)
22	Sobrecarga Terreno Dcha	sobrecarga uniforme	3	PX=-1.50(T/m)
31	Sobrecarga Trafico	sobrecarga uniforme	1	PZ=-0.40(T/m)
32	V60 - Posi I	fuerza sobre barra	1	FZ=-10.00(T) X=8.660(m)
32	V60 - Posi I	fuerza sobre barra	1	FZ=-10.00(T) X=11.320(m)
33	V60 - Posi II	fuerza sobre barra	1	FZ=-10.00(T) X=2.270(m)
33	V60 - Posi II	fuerza sobre barra	1	FZ=-10.00(T) X=4.950(m)

Combinación de Cargas

Combinación	Nombre	Definición
101 (C)	ELS-1	(1+2)*1.00
102 (C)	ELS-2	(1+2+5)*1.00
103 (C)	ELS-3	(1+2+5+6)*1.00
104 (C)	ELS-4	(1+2+5+6+11)*1.00
105 (C)	ELS-5	(1+2+5+6+12)*1.00
106 (C)	ELS-6	(1+2+5+6+13)*1.00
107 (C)	ELS-7	(1+2+5+6+15)*1.00
108 (C)	ELS-8	(1+2+5+6+16)*1.00
109 (C)	ELS-9	(1+2+5+6+17)*1.00
110 (C)	ELS-10	(1+2+5+6+11+14+21)*1.00
111 (C)	ELS-11	(1+2+5+6+12+14+21)*1.00
112 (C)	ELS-12	(1+2+5+6+13+14+21)*1.00
113 (C)	ELS-13	(1+2+5+6+15+18+21)*1.00
114 (C)	ELS-14	(1+2+5+6+16+18+21)*1.00
115 (C)	ELS-15	(1+2+5+6+17+18+21)*1.00
116 (C)	ELS-16	(1+2+5+6+11+21+22)*1.00
117 (C)	ELS-17	(1+2+5+6+12+21+22)*1.00
118 (C)	ELS-18	(1+2+5+6+13+21+22)*1.00
119 (C)	ELS-19	(1+2+5+6+15+21+22)*1.00
120 (C)	ELS-20	(1+2+5+6+16+21+22)*1.00
121 (C)	ELS-21	(1+2+5+6+17+21+22)*1.00
122 (C)	ELS-22	(1+2+5+6+11+14+21+22)*1.00
123 (C)	ELS-23	(1+2+5+6+12+14+21+22)*1.00
124 (C)	ELS-24	(1+2+5+6+13+14+21+22)*1.00
125 (C)	ELS-25	(1+2+5+6+15+18+21+22)*1.00
126 (C)	ELS-26	(1+2+5+6+16+18+21+22)*1.00
127 (C)	ELS-27	(1+2+5+6+17+18+21+22)*1.00
128 (C)	ELS-28	(1+2+5+6+11)*1.00+(31+32)*0.60
129 (C)	ELS-29	(1+2+5+6+12)*1.00+(31+32)*0.60
130 (C)	ELS-30	(1+2+5+6+13)*1.00+(31+32)*0.60
131 (C)	ELS-31	(1+2+5+6+15)*1.00+(31+32)*0.60
132 (C)	ELS-32	(1+2+5+6+16)*1.00+(31+32)*0.60
133 (C)	ELS-33	(1+2+5+6+17)*1.00+(31+32)*0.60
134 (C)	ELS-34	(1+2+5+6+11+14+21)*1.00+(31+32)*0.60
135 (C)	ELS-35	(1+2+5+6+12+14+21)*1.00+(31+32)*0.60
136 (C)	ELS-36	(1+2+5+6+13+14+21)*1.00+(31+32)*0.60
137 (C)	ELS-37	(1+2+5+6+15+18+21)*1.00+(31+32)*0.60
138 (C)	ELS-38	(1+2+5+6+16+18+21)*1.00+(31+32)*0.60
139 (C)	ELS-39	(1+2+5+6+17+18+21)*1.00+(31+32)*0.60
140 (C)	ELS-40	(1+2+5+6+11+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
141 (C)	ELS-41	(1+2+5+6+12+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
142 (C)	ELS-42	(1+2+5+6+13+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
143 (C)	ELS-43	(1+2+5+6+15+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
144 (C)	ELS-44	(1+2+5+6+16+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
145 (C)	ELS-45	(1+2+5+6+17+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
146 (C)	ELS-46	(1+2+5+6+11+14+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
147 (C)	ELS-47	(1+2+5+6+12+14+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
148 (C)	ELS-48	(1+2+5+6+13+14+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
149 (C)	ELS-49	(1+2+5+6+15+18+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
150 (C)	ELS-50	(1+2+5+6+16+18+21+22)*1.00+(31+32)*0.60
151 (C)	ELS-51	(1+2+5+6+17+18+21+22)*1.00+(31+32)*0.60

ROBOT v 17.0.1
Autor :

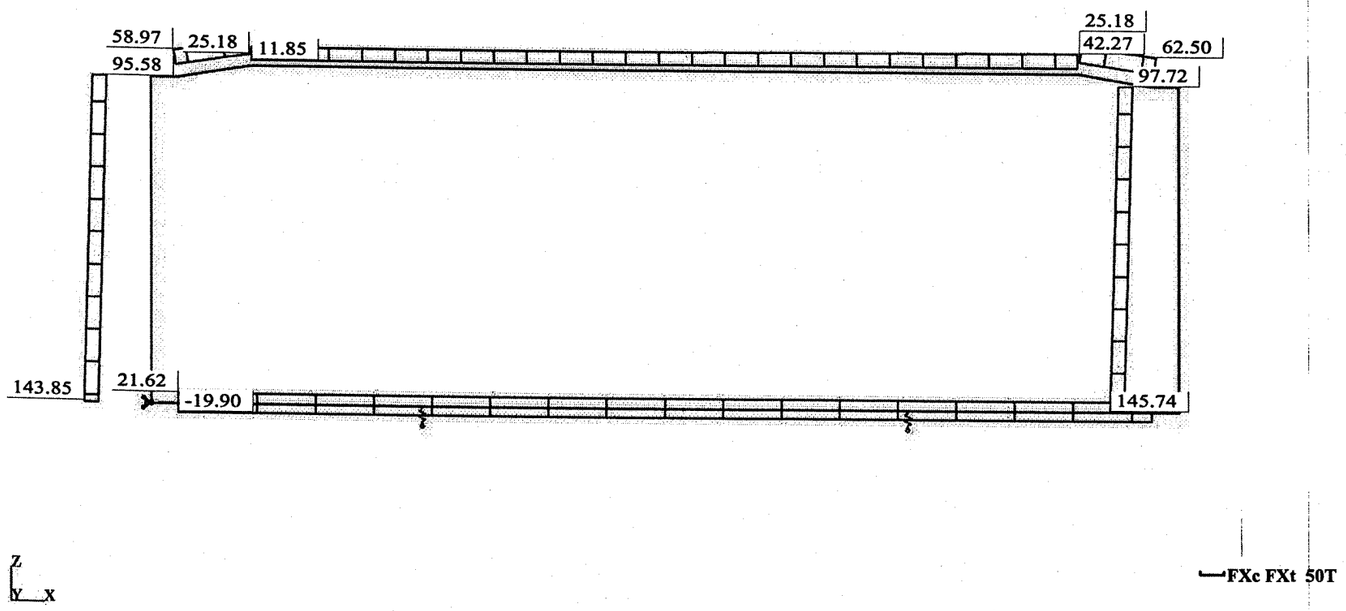
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cajon LaT.rtd**

Combinación	Nombre	Definición
152 (C)	ELS-52	(1+2+5+6+11)*1.00+(31+33)*0.60
153 (C)	ELS-53	(1+2+5+6+12)*1.00+(31+33)*0.60
154 (C)	ELS-54	(1+2+5+6+13)*1.00+(31+33)*0.60
155 (C)	ELS-55	(1+2+5+6+15)*1.00+(31+33)*0.60
156 (C)	ELS-56	(1+2+5+6+16)*1.00+(31+33)*0.60
157 (C)	ELS-57	(1+2+5+6+17)*1.00+(31+33)*0.60
158 (C)	ELS-58	(1+2+5+6+11+14+21)*1.00+(31+33)*0.60
159 (C)	ELS-59	(1+2+5+6+12+14+21)*1.00+(31+33)*0.60
160 (C)	ELS-60	(1+2+5+6+13+14+21)*1.00+(31+33)*0.60
161 (C)	ELS-61	(1+2+5+6+15+18+21)*1.00+(31+33)*0.60
162 (C)	ELS-62	(1+2+5+6+16+18+21)*1.00+(31+33)*0.60
163 (C)	ELS-63	(1+2+5+6+17+18+21)*1.00+(31+33)*0.60
164 (C)	ELS-64	(1+2+5+6+11+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
165 (C)	ELS-65	(1+2+5+6+12+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
166 (C)	ELS-66	(1+2+5+6+13+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
167 (C)	ELS-67	(1+2+5+6+15+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
168 (C)	ELS-68	(1+2+5+6+16+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
169 (C)	ELS-69	(1+2+5+6+17+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
170 (C)	ELS-70	(1+2+5+6+11+14+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
171 (C)	ELS-71	(1+2+5+6+12+14+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
172 (C)	ELS-72	(1+2+5+6+13+14+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
173 (C)	ELS-73	(1+2+5+6+15+18+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
174 (C)	ELS-74	(1+2+5+6+16+18+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
175 (C)	ELS-75	(1+2+5+6+17+18+21+22)*1.00+(31+33)*0.60
201 (C)	ELU-1	(1+2)*1.35
202 (C)	ELU-2	(1+2+5)*1.35
203 (C)	ELU-3	(1+2+5+6)*1.35
204 (C)	ELU-4	(1+2+5+6)*1.35+11*1.50
205 (C)	ELU-5	(1+2+5+6)*1.35+12*1.50
206 (C)	ELU-6	(1+2+5+6)*1.35+13*1.50
207 (C)	ELU-7	(1+2+5+6)*1.35+15*1.50
208 (C)	ELU-8	(1+2+5+6)*1.35+16*1.50
209 (C)	ELU-9	(1+2+5+6)*1.35+17*1.50
210 (C)	ELU-10	(1+2+5+6)*1.35+(11+14+21)*1.50
211 (C)	ELU-11	(1+2+5+6)*1.35+(12+14+21)*1.50
212 (C)	ELU-12	(1+2+5+6)*1.35+(13+14+21)*1.50
213 (C)	ELU-13	(1+2+5+6)*1.35+(15+18+21)*1.50
214 (C)	ELU-14	(1+2+5+6)*1.35+(16+18+21)*1.50
215 (C)	ELU-15	(1+2+5+6)*1.35+(17+18+21)*1.50
216 (C)	ELU-16	(1+2+5+6)*1.35+(11+21+22)*1.50
217 (C)	ELU-17	(1+2+5+6)*1.35+(12+21+22)*1.50
218 (C)	ELU-18	(1+2+5+6)*1.35+(13+21+22)*1.50
219 (C)	ELU-19	(1+2+5+6)*1.35+(15+21+22)*1.50
220 (C)	ELU-20	(1+2+5+6)*1.35+(16+21+22)*1.50
221 (C)	ELU-21	(1+2+5+6)*1.35+(17+21+22)*1.50
222 (C)	ELU-22	(1+2+5+6)*1.35+(11+14+21+22)*1.50
223 (C)	ELU-23	(1+2+5+6)*1.35+(12+14+21+22)*1.50
224 (C)	ELU-24	(1+2+5+6)*1.35+(13+14+21+22)*1.50
225 (C)	ELU-25	(1+2+5+6)*1.35+(15+18+21+22)*1.50
226 (C)	ELU-26	(1+2+5+6)*1.35+(16+18+21+22)*1.50
227 (C)	ELU-27	(1+2+5+6)*1.35+(17+18+21+22)*1.50
228 (C)	ELU-28	(1+2+5+6)*1.35+11*1.50+(31+32)*0.90
229 (C)	ELU-29	(1+2+5+6)*1.35+12*1.50+(31+32)*0.90
230 (C)	ELU-30	(1+2+5+6)*1.35+13*1.50+(31+32)*0.90

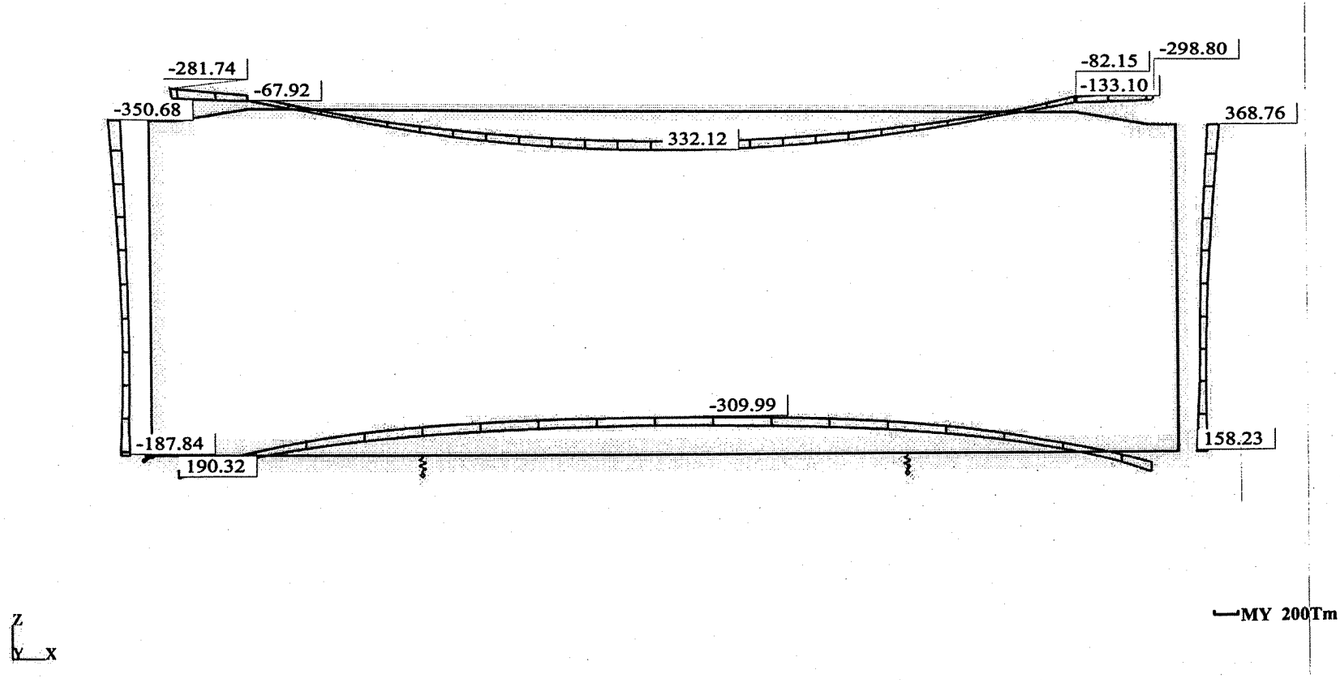
© RoboBAT 1996-2003

Combinación	Nombre	Definición
231 (C)	ELU-31	(1+2+5+6)*1.35+15*1.50+(31+32)*0.90
232 (C)	ELU-32	(1+2+5+6)*1.35+16*1.50+(31+32)*0.90
233 (C)	ELU-33	(1+2+5+6)*1.35+17*1.50+(31+32)*0.90
234 (C)	ELU-34	(1+2+5+6)*1.35+(11+14+21)*1.50+(31+32)*0.90
235 (C)	ELU-35	(1+2+5+6)*1.35+(12+14+21)*1.50+(31+32)*0.90
236 (C)	ELU-36	(1+2+5+6)*1.35+(13+14+21)*1.50+(31+32)*0.90
237 (C)	ELU-37	(1+2+5+6)*1.35+(15+18+21)*1.50+(31+32)*0.90
238 (C)	ELU-38	(1+2+5+6)*1.35+(16+18+21)*1.50+(31+32)*0.90
239 (C)	ELU-39	(1+2+5+6)*1.35+(17+18+21)*1.50+(31+32)*0.90
240 (C)	ELU-40	(1+2+5+6)*1.35+(11+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
241 (C)	ELU-41	(1+2+5+6)*1.35+(12+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
242 (C)	ELU-42	(1+2+5+6)*1.35+(13+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
243 (C)	ELU-43	(1+2+5+6)*1.35+(15+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
244 (C)	ELU-44	(1+2+5+6)*1.35+(16+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
245 (C)	ELU-45	(1+2+5+6)*1.35+(17+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
246 (C)	ELU-46	(1+2+5+6)*1.35+(11+14+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
247 (C)	ELU-47	(1+2+5+6)*1.35+(12+14+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
248 (C)	ELU-48	(1+2+5+6)*1.35+(13+14+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
249 (C)	ELU-49	(1+2+5+6)*1.35+(15+18+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
250 (C)	ELU-50	(1+2+5+6)*1.35+(16+18+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
251 (C)	ELU-51	(1+2+5+6)*1.35+(17+18+21+22)*1.50+(31+32)*0.90
252 (C)	ELU-52	(1+2+5+6)*1.35+11*1.50+(31+33)*0.90
253 (C)	ELU-53	(1+2+5+6)*1.35+12*1.50+(31+33)*0.90
254 (C)	ELU-54	(1+2+5+6)*1.35+13*1.50+(31+33)*0.90
255 (C)	ELU-55	(1+2+5+6)*1.35+15*1.50+(31+33)*0.90
256 (C)	ELU-56	(1+2+5+6)*1.35+16*1.50+(31+33)*0.90
257 (C)	ELU-57	(1+2+5+6)*1.35+17*1.50+(31+33)*0.90
258 (C)	ELU-58	(1+2+5+6)*1.35+(11+14+21)*1.50+(31+33)*0.90
259 (C)	ELU-59	(1+2+5+6)*1.35+(12+14+21)*1.50+(31+33)*0.90
260 (C)	ELU-60	(1+2+5+6)*1.35+(13+14+21)*1.50+(31+33)*0.90
261 (C)	ELU-61	(1+2+5+6)*1.35+(15+18+21)*1.50+(31+33)*0.90
262 (C)	ELU-62	(1+2+5+6)*1.35+(16+18+21)*1.50+(31+33)*0.90
263 (C)	ELU-63	(1+2+5+6)*1.35+(17+18+21)*1.50+(31+33)*0.90
264 (C)	ELU-64	(1+2+5+6)*1.35+(11+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
265 (C)	ELU-65	(1+2+5+6)*1.35+(12+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
266 (C)	ELU-66	(1+2+5+6)*1.35+(13+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
267 (C)	ELU-67	(1+2+5+6)*1.35+(15+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
268 (C)	ELU-68	(1+2+5+6)*1.35+(16+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
269 (C)	ELU-69	(1+2+5+6)*1.35+(17+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
270 (C)	ELU-70	(1+2+5+6)*1.35+(11+14+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
271 (C)	ELU-71	(1+2+5+6)*1.35+(12+14+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
272 (C)	ELU-72	(1+2+5+6)*1.35+(13+14+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
273 (C)	ELU-73	(1+2+5+6)*1.35+(15+18+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
274 (C)	ELU-74	(1+2+5+6)*1.35+(16+18+21+22)*1.50+(31+33)*0.90
275 (C)	ELU-75	(1+2+5+6)*1.35+(17+18+21+22)*1.50+(31+33)*0.90

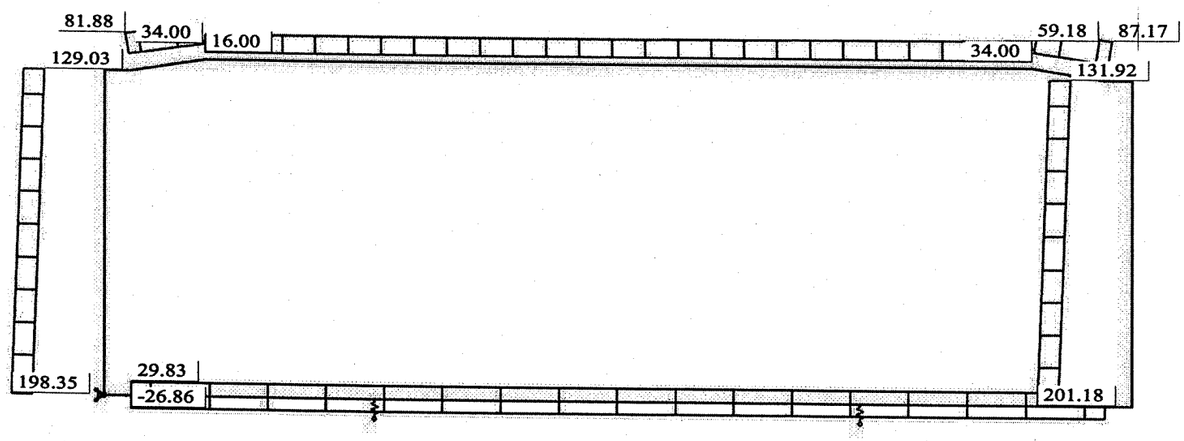
Axiles en Cajón - ELS



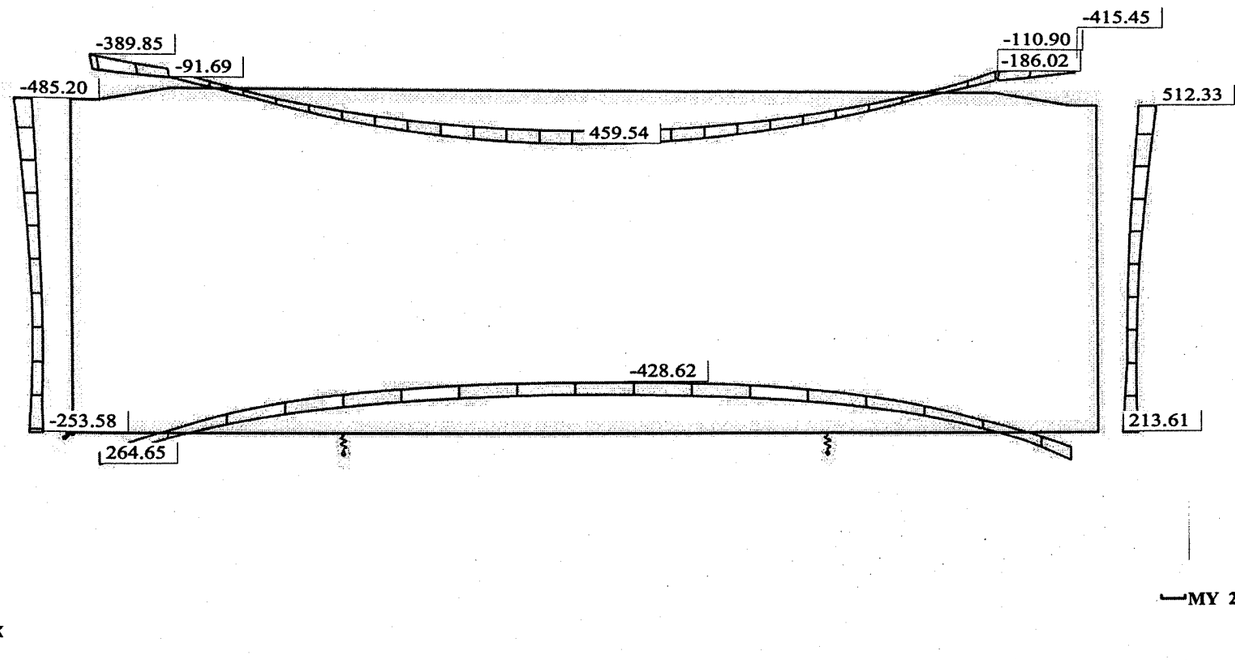
Flectores en Cajón - ELS



Axiles en Cajón - ELU

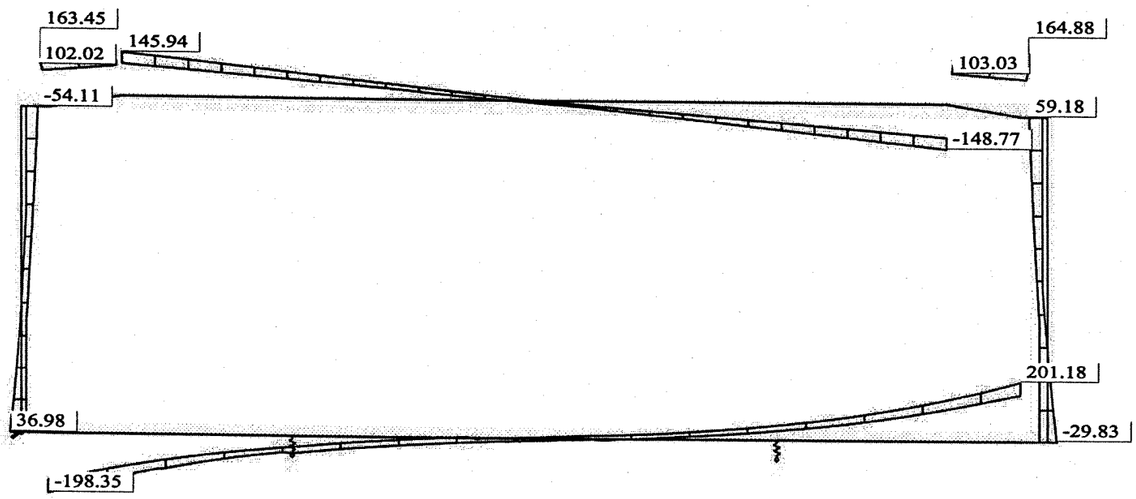


Flectores en Cajón - ELU



© RoboBAT 1996-2003

Cortantes en Cajón - ELU



Envolvente de Esfuerzos en Cajón - DINTEL - ELS

Barra/Punto/Caso			FX (T)	FZ (T)	MY (Tm)
4/	10/	151 (C)	42.27>>	-106.70	-128.67
4/	9/	101 (C)	11.85<<	82.07	-82.15
4/	9/	121 (C)	38.16	105.50>>	-117.96
4/	10/	163 (C)	38.98	-107.39<<	-132.65
4/	51/101/	157 (C)	33.28	-0.04	332.12>>
4/	10/	139 (C)	39.90	-107.35	-133.10<<
5/	6/	145 (C)	58.97>>	117.25	-281.74
5/	9/	101 (C)	25.18<<	79.01	-82.15
5/	6/	109 (C)	53.62	118.14>>	-280.43
5/	9/	102 (C)	32.77	75.57<<	-67.92
5/	9/	102 (C)	32.77	75.57	-67.92>>
5/	6/	145 (C)	58.97	117.25	-281.74<<
6/	7/	151 (C)	62.50>>	117.88	-292.80
6/	10/	101 (C)	25.18<<	79.01	-82.15
6/	7/	163 (C)	59.36	119.10>>	-298.64
6/	10/	103 (C)	41.31	76.32<<	-90.80
6/	10/	101 (C)	25.18	79.01	-82.15>>
6/	7/	139 (C)	60.27	118.91	-298.80<<

Envolvente de Esfuerzos en Cajón - HASTIALES - ELS

Barra/Punto/Caso			FX (T)	FZ (T)	MY (Tm)
2/	1/	133 (C)	143.85>>	11.29	-240.15
2/	5/	102 (C)	95.58<<	-19.90	-246.91
2/	1/	158 (C)	128.40	26.38>>	-241.39
2/	5/	145 (C)	125.35	38.89<<	-350.68
2/	1/	101 (C)	116.23	-11.85	-187.84>>
2/	5/	145 (C)	125.35	-38.89	-350.68<<
3/	4/	163 (C)	145.74>>	-6.52	226.88
3/	8/	103 (C)	97.72<<	28.20	272.10
3/	8/	151 (C)	126.55	42.27>>	362.40
3/	4/	164 (C)	119.65	21.62<<	216.16
3/	8/	139 (C)	127.20	39.90	368.76>>
3/	4/	102 (C)	118.37	19.90	158.23<<

ROBOT v 17.0.1
Autor :

© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cajon LaT.rtd**

Envolvente de Esfuerzos en Cajón - SOLERA - ELS

Barra/Punto/Caso			FX (T)	FZ (T)	MY (Tm)
1/	2/	164 (C)	21.62>>	-129.89	153.59
1/	2/	102 (C)	19.90<<	-114.08	170.71
1/	3/	163 (C)	6.52	145.74>>	146.72
1/	2/	133 (C)	11.29	143.85<<	161.03
1/	2/	163 (C)	6.52	-141.97	190.32>>
1/	55/101/	163 (C)	6.52	-0.09	309.99<<

Envolvente de Esfuerzos en Cajón - DINTEL - ELU

Barra/Punto/Caso			FX (T)	FZ (T)	MY (Tm)
4/	10/	251 (C)	59.18>>	-147.74	-179.38
4/	9/	201 (C)	16.00<<	110.79	-110.90
4/	9/	221 (C)	53.01	145.94>>	-163.32
4/	10/	263 (C)	54.23	148.77<<	-185.36
4/	51/101/	257 (C)	45.69	-0.05	459.54>>
4/	10/	239 (C)	55.62	-148.72	186.02<<
5/	6/	245 (C)	81.88>>	162.11	-389.85
5/	9/	201 (C)	34.00<<	106.66	-110.90
5/	6/	209 (C)	73.85	163.45>>	-387.89
5/	9/	202 (C)	44.24	102.02<<	-91.69
5/	9/	202 (C)	44.24	102.02	-91.69>>
5/	6/	245 (C)	81.88	162.11	-389.85<<
6/	7/	251 (C)	87.17>>	163.05	-406.44
6/	10/	201 (C)	34.00<<	106.66	-110.90
6/	7/	263 (C)	82.46	164.88>>	-415.21
6/	10/	203 (C)	55.77	103.03<<	-122.58
6/	10/	201 (C)	34.00	106.66	-110.90>>
6/	7/	239 (C)	83.82	164.60	-415.45<<

© RoboBAT 1996-2003

Envolvente de Esfuerzos en Cajón - HASTIALES - ELU

Barra/Punto/Caso			FX (T)	FZ (T)	MY (Tm)
2/	1/	233 (C)	198.35>>	14.34	-329.81
2/	5/	202 (C)	129.03<<	-26.86	-333.32
2/	1/	258 (C)	175.17	36.98>>	-331.67
2/	5/	245 (C)	173.37	-54.11<<	-485.20
2/	1/	201 (C)	156.90	-16.00	-253.58>>
2/	5/	245 (C)	173.37	-54.11	-485.20<<
3/	4/	263 (C)	201.18>>	-7.18	309.90
3/	8/	203 (C)	131.92<<	38.07	367.34
3/	8/	251 (C)	175.16	59.18>>	502.78
3/	4/	264 (C)	162.04	-29.83<<	293.82
3/	8/	239 (C)	176.14	55.62	512.33>>
3/	4/	202 (C)	159.80	26.86	213.61<<

Envolvente de Esfuerzos en Cajón - SOLERA - ELU

Barra/Punto/Caso			FX (T)	FZ (T)	MY (Tm)
1/	2/	264 (C)	29.83>>	-177.41	209.55
1/	2/	202 (C)	26.86<<	-154.01	230.46
1/	3/	263 (C)	7.18	201.18>>	199.25
1/	2/	233 (C)	14.34	198.35<<	220.72
1/	2/	263 (C)	7.18	-195.52	264.65>>
1/	55/101/	263 (C)	7.18	-0.55	428.62<<

4 VERIFICACIÓN DE LOS E.L.U.

En este apartado se comprueba el Estado Límite Último de rotura por flexión (transversal al eje del cajón) de acuerdo con los criterios de la Normativa española vigente (EHE).

A partir de los esfuerzos expuestos en el apartado 3 del presente documento, se ha calculado la armadura necesaria por flexión siguiendo las indicaciones de la normativa vigente EHE. Se calcula también el momento último respuesta de las secciones más solicitadas. El momento último se ha calculado considerando las distintas capas de armado.

En este apartado también se adjunta la verificación del E.L.U. de rotura por tensiones tangenciales. Este estado límite incluye comprobación de agotamiento por compresión oblicua del alma y la comprobación del agotamiento por tracción en el alma. De esta última comprobación obtendremos la armadura a disponer por esfuerzo cortante, en caso de que el hormigón no pueda resistir el esfuerzo por si solo.

Obra: P.I. 3.8 - LAV Castellbisbal - Papiol
P.I. 3.8

Verificación Flexión en Dintel - Momentos Positivos

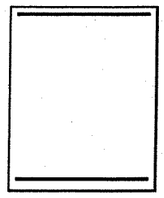
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-400-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 400.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

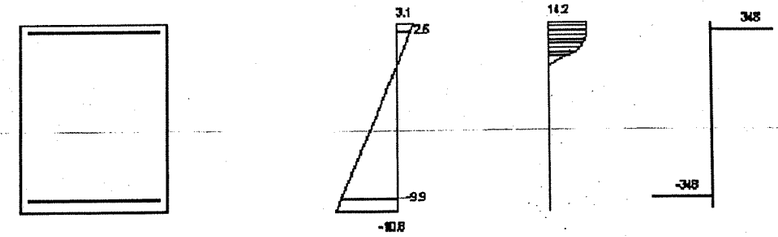
Sección : DINTEL
b [m] = 1.00
h [m] = 1.25
ri [m] = 0.082
rs [m] = 0.050



2 Comprobación

At [cm²] = 128.7
Ac [cm²] = 39.3

Mu [kN·m] = 4805.0



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.280
1/r [1/m]·1.E-3 = 11.2
εs ·1.E-3 = 3.1
εi ·1.E-3 = -10.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	39.3	2.6	-347.8
1.168	128.7	-9.9	347.8

Obra: P.I. 3.8 - LAV Castellbisbal - Papiol
P.I. 3.8

Verificación Flexión en Dintel - Momentos Negativos

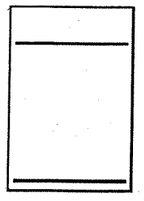
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-400-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 400.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

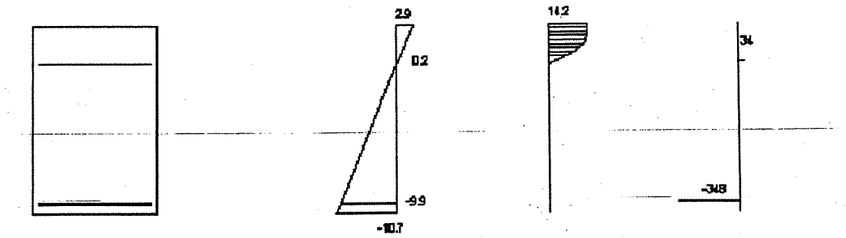
Sección : DINTEL-
b [m] = 1.00
h [m] = 1.50
ri [m] = 0.082
rs [m] = 0.300



2 Comprobación

At [cm²] = 103.6
Ac [cm²] = 39.3

Mu [kN·m] = 4625.7



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.319
1/r [1/m]·1.E-3 = 9.1
εs ·1.E-3 = 2.9
εi ·1.E-3 = -10.7

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.300	39.3	0.2	-34.2
1.418	103.6	-9.9	347.8

Obra: P.I. 3.8 - LAV Castellbisbal - Papiol
P.I. 3.8

Verificación Flexocompresión en HASTIAL

1 Datos

- Materiales

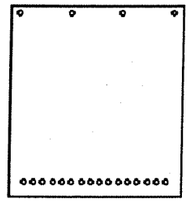
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : HASTIAL

Vértice	X [m]	Y [m]	Lado	nº barras
1	0.000	0.000	1-2	16
2	1.000	0.000	2-3	2
3	1.000	1.100	3-4	4
4	0.000	1.100	4-1	2

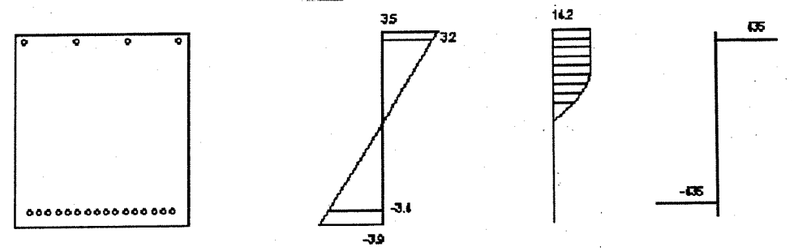
Recubrimiento exterior [m] : 0.082



2 Comprobación

ϕ [mm] = 32
Nd [kN] = 1761.4
Mxd [kN·m] = 5123.3
Myd [kN·m] = 0

Nu [kN] = 1761.4
Mxu [kN·m] = 5353.4
Myu [kN·m] = 0.0
γ = 1.04



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.52
ß [°] = 0.0
1/r [1/m]·1.E-3 = 6.7
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -3.9

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.05	3.2	435
1.02	-3.4	-435

Obra: P.I. 3.8 - LAV Castellbisbal - Papiol
P.I. 3.8

Verificación Flexión en Solera - Momentos Negativos

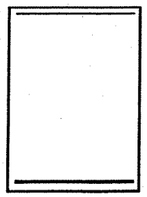
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

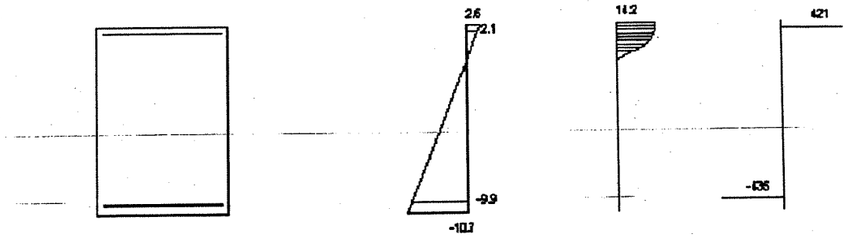
Sección : SOLERA
b [m] = 1.00
h [m] = 1.40
ri [m] = 0.082
rs [m] = 0.050



2 Comprobación

At [cm²] = 103.6
Ac [cm²] = 39.3

Mu [kN·m] = 5550.4



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.272
1/r [1/m]·1.E-3 = 9.5
εs ·1.E-3 = 2.6
εi ·1.E-3 = -10.7

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	39.3	2.1	-421.3
1.318	103.6	-9.9	434.8

Obra: P.I. 3.8 - LAV Castellbisbal - Papiol
P.I. 3.8

Verificación Flexión en Solera - Momentos Positivos

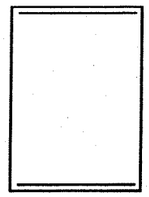
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

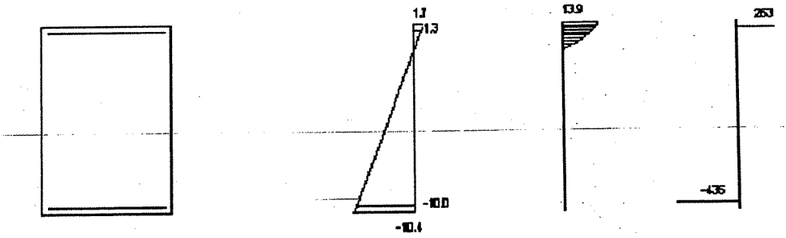
Sección : SOLERA-
b [m] = 1.00
h [m] = 1.40
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050



2 Comprobación

At [cm²] = 64.3
Ac [cm²] = 39.3

Mu [kN·m] = 3594.3



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.201
1/r [1/m]·1.E-3 = 8.7
εs ·1.E-3 = 1.7
εi ·1.E-3 = -10.4

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	39.3	1.3	-263.0
1.350	64.3	-10.0	434.8

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE CORTANTE

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

DINTEL

D(mm)	1168
fck(N/mm2)	25
Sigma_s(N/mm2)	400
Bo(mm)	1000
As(cm2)	103.61
Vrd(Tn)	164.88
N(Tn)	0.00

Limitación de tensión en armadura de cortante (art. 40.2 EHE)

*N<0 para compresión.

VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE CORTANTE

PSI	1.414
Roele	0.0089
Sigmaprima (N/mm2)	0.00
Vu2 (N)	556731.7

Necesita armadura de cortante

OBTENCIÓN DE LA ARMADURA DE CORTANTE NECESARIA

Theta	
Vu2	463943.05
Vsu,p	420480.00

As,c = ***28.2*** cm^2/m
As,min= ***8.3*** cm^2/m

Se dispondrán dos cercos Ø12 cada 0,15m

VERIFICACION DE LA COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA

Ac (cm2)	12180
Sigmacd (N/mm2)	0
K	1.000
f1cd (N/mm2)	10
Vu1 (N)	5840000

Verificada la resistencia del alma a la compresión

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE CORTANTE

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

HASTIAL

D(mm)	1018
fck(N/mm2)	25
Sigma_s(N/mm2)	400
Bo(mm)	1000
As(cm2)	128.68
Vrd(Tn)	59.18
N(Tn)	-175.25

Limitación de tensión en armadura de cortante (art. 40.2 EHE)

*N<0 para compresión.

VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE CORTANTE

PSI	1.443
Roele	0.0126
Sigmaprima (N/mm2)	-1.69
Vu2 (N)	815283.4

No necesita armadura de cortante

OBTENCIÓN DE LA ARMADURA DE CORTANTE NECESARIA

Theta	
Vu2	464502.54
Vsu,p	366480.00

As,c = ***0.0*** cm^2/m
As,min= ***8.3*** cm^2/m

VERIFICACION DE LA COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA

Ac (cm2)	10680
Sigmacd (N/mm2)	-1.6409176
K	1.000
f1cd (N/mm2)	10
Vu1 (N)	5090000

Verificada la resistencia del alma a la compresión

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE CORTANTE

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

SOLERA

D(mm)	1350
fck(N/mm2)	25
Sigma_s(N/mm2)	400
Bo(mm)	1000
As(cm2)	64.34
Vrd(Tn)	201.18
N(Tn)	0.00

Limitación de tensión en armadura de cortante (art. 40.2 EHE)

*N<0 para compresión.

VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE CORTANTE

PSI	1.385
Roele	0.0048
Sigmaprima (N/mm2)	0.00
Vu2 (N)	512423.8

Necesita armadura de cortante

OBTENCIÓN DE LA ARMADURA DE CORTANTE NECESARIA

Theta	
Vu2	427019.79
Vsu,p	486000.00

As,c = ***32.6*** **cm²/m**
As,min= ***8.3*** **cm²/m** **Se dispondrán dos cercos Ø12 cada 0,15m**

VERIFICACIÓN DE LA COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA

Ac (cm2)	14000
Sigmacd (N/mm2)	0
K	1.000
f1cd (N/mm2)	10
Vu1 (N)	6750000

Verificada la resistencia del alma a la compresión

5 VERIFICACIÓN DEL E.L.S. DE FISURACIÓN

En elementos de hormigón armado, en ausencia de recubrimientos específicos (estanqueidad, etc.) y bajo la combinación de acciones frecuentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, se encuentra definida en el apartado 2.

La abertura característica de fisura se calculará mediante el método general de cálculo definido en la normativa vigente EHE.

CÁLCULO DE FISURACIÓN

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

DINTEL

DATOS INICIALES			
Ancho	b	cm	100.00
Canto	h	cm	125.00
Arm. Tracción	As1	cm2	103.61
Canto útil	d	cm	116.80
Arm. Compresión	As2	cm2	39.27
Dist. d'	d'	cm	5.00
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	272,640
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

CÁLCULO DE PARÁMETROS ADIMENSIONALES		
Coef. homog.	n	7.70
Cuantía mecánica 1	ρ1	0.0089
Cuantía mecánica 2	ρ2	0.0034

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Prof. fibra neutra	x	cm	8.83
Inercia fisurada	If	cm4	9,807,668

DATOS PARA CÁLCULO ABERTURA DE FISURA			
Momento solicitante	Mk	mT	332.12
Diámetro	ϕ	mm	32
Separación	s	cm	12.5
Parámetro k2	k2		0.5
Parámetro β	β		1.7
Coeficiente k1	k1		0.125

DATOS PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	250
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-25.65
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Dist. De As2 a la fib. Sup.	d2	cm	5.00
Area hormigón	Ac	cm2	12500
Area sec. Homog.	Ah	cm2	13600.53
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	64.41
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	19579664.70

CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Momento de fisuración	Mfis	mT	82.883

CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	703
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	2,816
Area eficaz	Ac,ef	cm2	2900
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.0013
Separación media de fisuras	Sm	mm	137.78
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.30**

CÁLCULO DE FISURACIÓN

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

HASTIAL

DATOS INICIALES			
Ancho	b	cm	100.00
Canto	h	cm	110.00
Arm. Tracción	As1	cm2	128.68
Canto útil	d	cm	101.80
Arm. Compresión	As2	cm2	39.27
Dist. d'	d'	cm	5.00
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	272,640
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

CÁLCULO DE PARÁMETROS ADIMENSIONALES		
Coef. homog.	n	7.70
Cuantía mecánica 1	ρ1	0.0126
Cuantía mecánica 2	ρ2	0.0039

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Prof. fibra neutra	x	cm	10.14
Inercia fisurada	If	cm4	8,939,460

DATOS PARA CÁLCULO ABERTURA DE FISURA			
Momento solicitante	Mk	mT	368.76
Diámetro	ϕ	mm	32
Separación	s	cm	12.5
Parámetro k2	k2		0.5
Parámetro β	β		1.7
Coeficiente k1	k1		0.125

DATOS PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	250
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-25.65
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Dist. De As2 a la fib. Sup.	d2	cm	5.00
Area hormigón	Ac	cm2	11000
Area sec. Homog.	Ah	cm2	12293.63
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	57.54
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	13939216.81

CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Momento de fisuración	Mfis	mT	68.158

CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	538
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	2,912
Area eficaz	Ac,ef	cm2	2900
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.0014
Separación media de fisuras	Sm	mm	129.06
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.30**

CÁLCULO DE FISURACIÓN

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

SOLERA

DATOS INICIALES			
Ancho	b	cm	100.00
Canto	h	cm	140.00
Arm. Tracción	As1	cm2	103.61
Canto útil	d	cm	135.00
Arm. Compresión	As2	cm2	39.27
Dist. d'	d'	cm	5.00
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	272,640
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

CÁLCULO DE PARÁMETROS ADIMENSIONALES		
Coef. homog.	n	7.70
Cuantía mecánica 1	ρ1	0.0077
Cuantía mecánica 2	ρ2	0.0029

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Prof. fibra neutra	x	cm	8.83
Inercia fisurada	If	cm4	13,293,866

DATOS PARA CÁLCULO ABERTURA DE FISURA			
Momento solicitante	Mk	mT	309.99
Diámetro	ϕ	mm	32
Separación	s	cm	12.5
Parámetro k2	k2		0.5
Parámetro β	β		1.7
Coeficiente k1	k1		0.125

DATOS PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	250
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-25.65
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Dist. De As2 a la fib. Sup.	d2	cm	5.00
Area hormigón	Ac	cm2	14000
Area sec. Homog.	Ah	cm2	15100.53
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	72.13
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	27447675.53

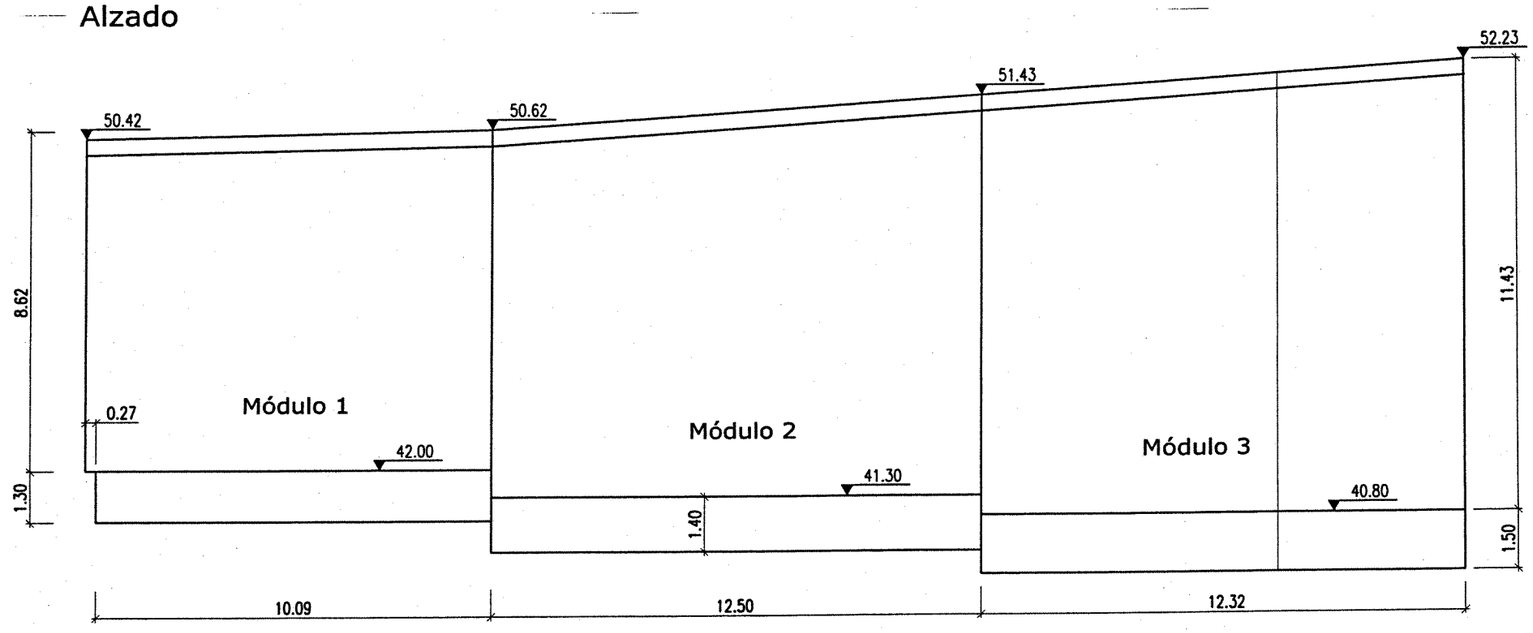
CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Momento de fisuración	Mfis	mT	103.736

CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	758
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	2,266
Area eficaz	Ac,ef	cm2	2900
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.0010
Separación media de fisuras	Sm	mm	137.78
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.24**

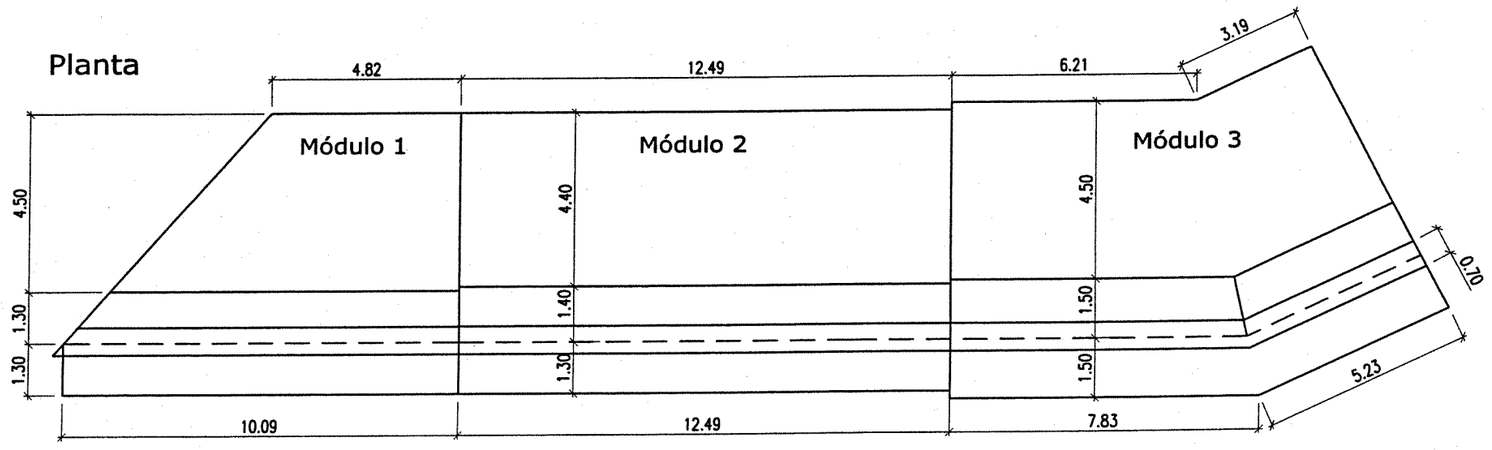
6 CÁLCULO DE LAS ALETAS

GEOMETRÍA ALETA 1 - P.I. 3.8

Alzado

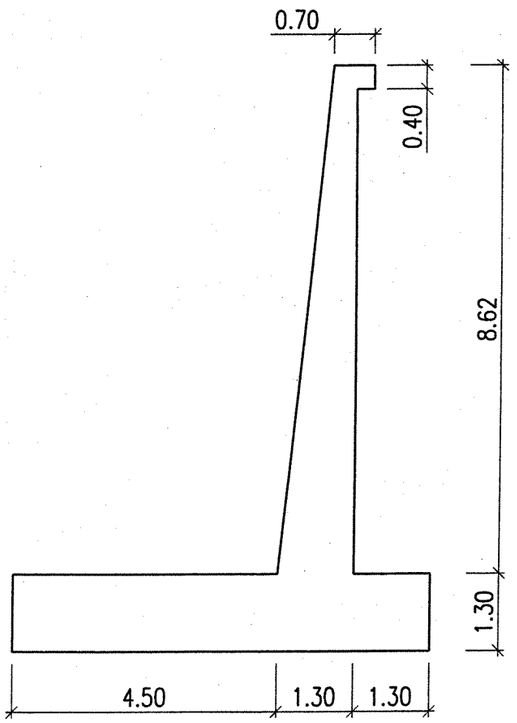


Planta

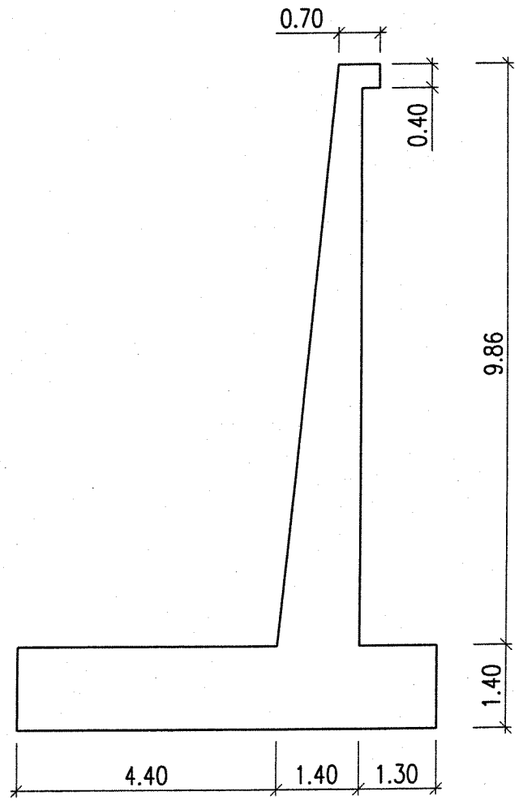


GEOMETRÍA ALETA 1 - P.I. 3.8 - Secciones Transversales de Cálculo

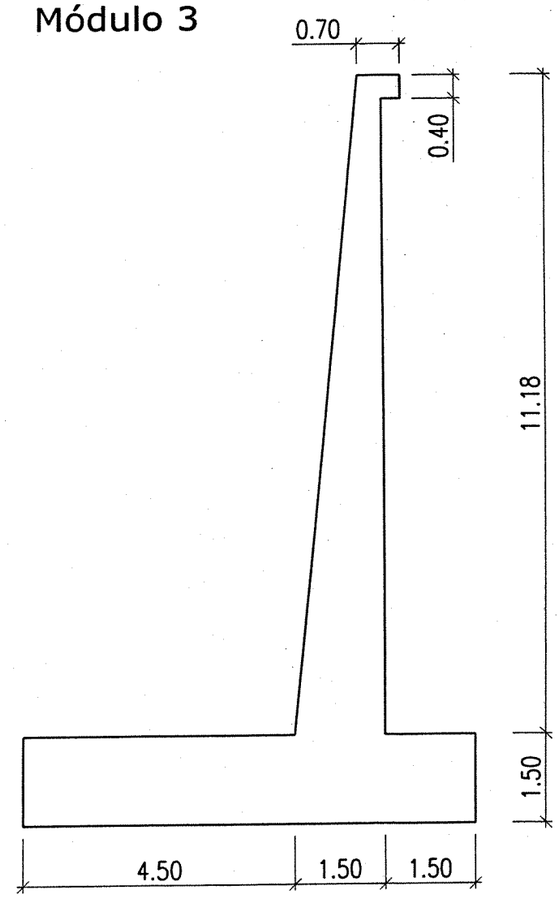
Sección Transversal
Módulo 1



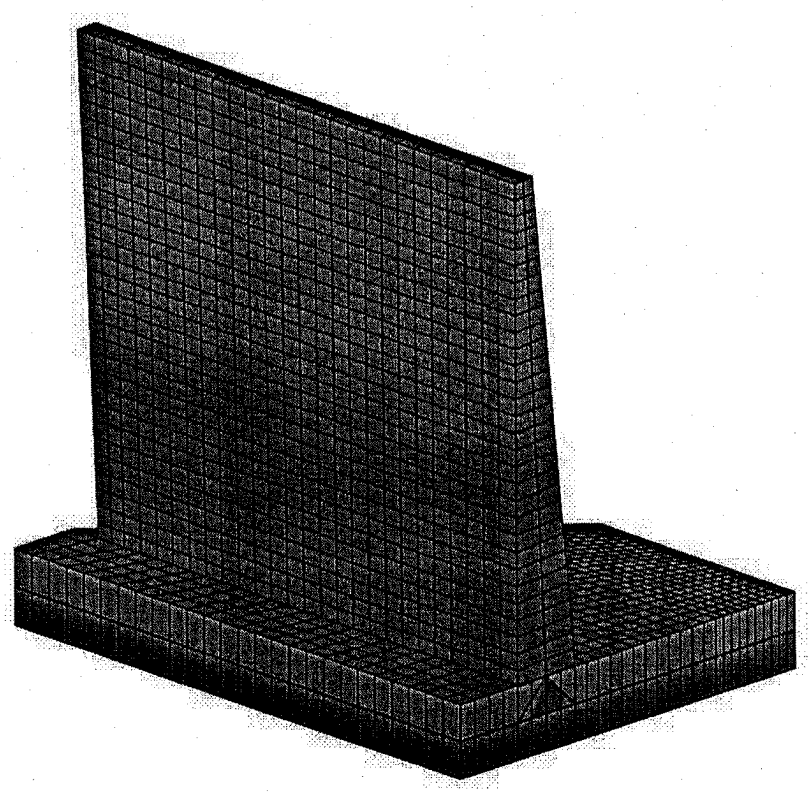
Sección Transversal
Módulo 2



Sección Transversal
Módulo 3



Modelo de Cálculo

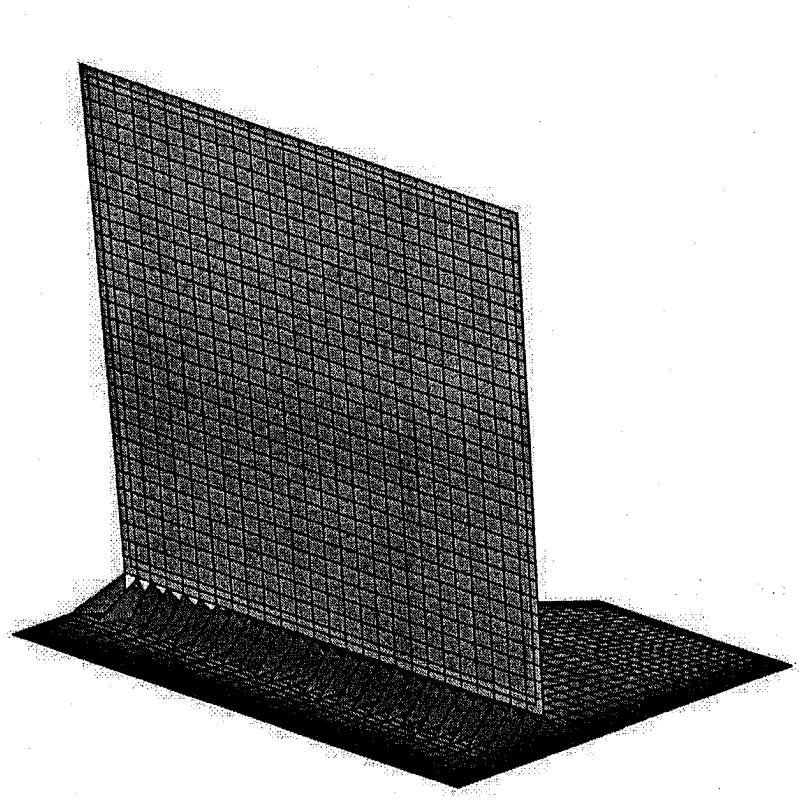


Muro
Zapata

casos: 2 (Empuje de Tierras)

ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Aleta1.rtd**

Modelo de Cálculo - Unión Muro-Zapata Mediante Uninones Rígidas



Paneles que Componen la Estructura

Panel	Espesor	Material	Tipo de malla	Superficie (m2)	Espesor (m)	G1 (m)	G2 (m)	G3 (m)	KZ (T/m3)
20	Muro	HA - 30	Coons	83.541	-	0.400	1.300	-	0.0000
21	Zapata	HA - 25	Coons	13.112	1.300	-	-	-	8000.00
22	Zapata	HA - 25	Coons	0.576	1.300	-	-	-	8000.00
23	Zapata	HA - 25	Coons	0.192	1.300	-	-	-	8000.00
24	Zapata	HA - 25	Coons	5.789	1.300	-	-	-	8000.00
25	Zapata	HA - 25	Coons	5.789	1.300	-	-	-	8000.00
26	Zapata	HA - 25	Coons	23.849	1.300	-	-	-	8000.00
30	Zapata	HA - 25	Coons	9.328	1.300	-	-	-	8000.00

Apoyos Aplicados a la Estructura

Nombre del apoyo	Lista de nudos	Condiciones de apoyo
Atado Zapata	10 11	UX UY

Uniones Rígidas Aplicadas a la Estructura

Nombre de la unión	Nudo principal	Lista de los nudos secundarios	Condiciones de la unión
Encepado	224	227 237 238 244	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	2	7 14 236	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	17	5 15 16 95 170	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	27	67 119 120 171 195	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	28	66 118 121 172 196	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	29	65 117 122 173 197	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	30	22 116 123 174 198	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	31	64 115 124 175 199	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	32	63 114 125 176 200	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	33	62 113 126 177 201	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	34	23 112 127 178 202	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	35	61 111 128 179 203	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	36	60 110 129 180 204	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	37	59 109 130 181 205	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	38	24 108 131 182 206	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	39	58 107 132 183 207	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	40	57 106 133 184 208	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	41	56 105 134 185 209	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	42	25 104 135 186 210	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	43	55 103 136 187 211	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	44	54 102 137 188 212	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	45	53 101 138 189 213	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	46	26 100 139 190 214	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	47	52 99 140 191 215	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	48	51 98 141 192 216	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	49	50 97 142 193 217	UX UY UZ RX RY RZ
Encepado	3	6 8 13 96 194	UX UY UZ RX RY RZ

ROBOT v 17.0.1
Autor :

© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Aleta1.rtd**

Cargas Aplicadas a la Estructura

Caso	Nombre del caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga
1	Peso Propio	peso propio	20A26 30	PZ Menos Coef=1.00
2	Empuje de Tierras	(EF) superficial 3p	20	PY3=-5.68(T/m2) N1X=0.181(m) N1Y=1.499(m) N1Z=9.250(m) N2X=10.087(m) N2Y=1.499(m) N2Z=9.250(m) N3X=10.087(m) N3Y=1.950(m) N3Z=0.650(m)
2	Empuje de Tierras	(EF) uniforme	26 30	PZ=-17.20(T/m2)
2	Empuje de Tierras	(EF) lineal en los bordes	30_BORDE(2)	PY=-7.94(T/m)
3	Sobrecarga Trasdós	(EF) uniforme	20	PY=-1.00(T/m2)
3	Sobrecarga Trasdós	(EF) uniforme	26 30	PZ=-3.00(T/m2)
3	Sobrecarga Trasdós	(EF) lineal en los bordes	30_BORDE(2)	PY=-1.30(T/m)

Combinación de Acciones

Combinación	Nombre	Tipo de análisis	Definición
11	ELS-01	Combinación N-L	1*1.00
12	ELS-02	Combinación N-L	(1+2)*1.00
13	ELS-03	Combinación N-L	(1+2+3)*1.00
21	ELU-01	Combinación N-L	1*1.35
22	ELU-02	Combinación N-L	1*1.35+2*1.50
23	ELU-03	Combinación N-L	1*1.35+(2+3)*1.50

Suma de Reacciones de las Cargas Aplicadas

Caso/Nudo	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
Caso 11	**ELS-01**					
Suma de reacciones <	-0.00	0.00	367.63	936.85	-2075.21	0.00
Suma de esfuerzos	-0.00	0.00	-367.63	-936.85	2075.21	-0.00
Verificación	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00
Precisión:	1.00000e+000	8.59871e-021				
Caso 12	**ELS-02**					
Suma de reacciones <	0.00	270.25	938.28	2851.13	-5864.21	1515.57
Suma de esfuerzos	0.00	-270.25	-938.28	-2851.13	5864.21	-1515.57
Verificación	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
Precisión:	1.94382e-001	6.49335e-021				
Caso 13	**ELS-03**					
Suma de reacciones <	0.00	359.46	1037.81	2914.30	-6525.08	1997.83
Suma de esfuerzos	-0.00	-359.46	-1037.81	-2914.30	6525.08	-1997.83
Verificación	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
Precisión:	1.00000e+000	6.99097e-021				

VERIFICACIONES ESTABILIDAD ALETA
Aleta 1 - P.I. 3.8

Datos Obtenidos del Cálculo de la Aleta

Caso	Fy [T]	Fz [T]
ELS-01	0.00	367.63
ELS-02	270.25	938.28
ELS-03	359.46	1037.81

Coeficiente Rozamiento Hormigón-Terreno: 0.55

Punto de Aplicación de las Cargas

Caso	F. Vert [m]	F. Horiz [m]
Peso Propio	2.54	0.00
Terreno Trasdós	4.63	3.69
Sobrecargas	4.81	5.26

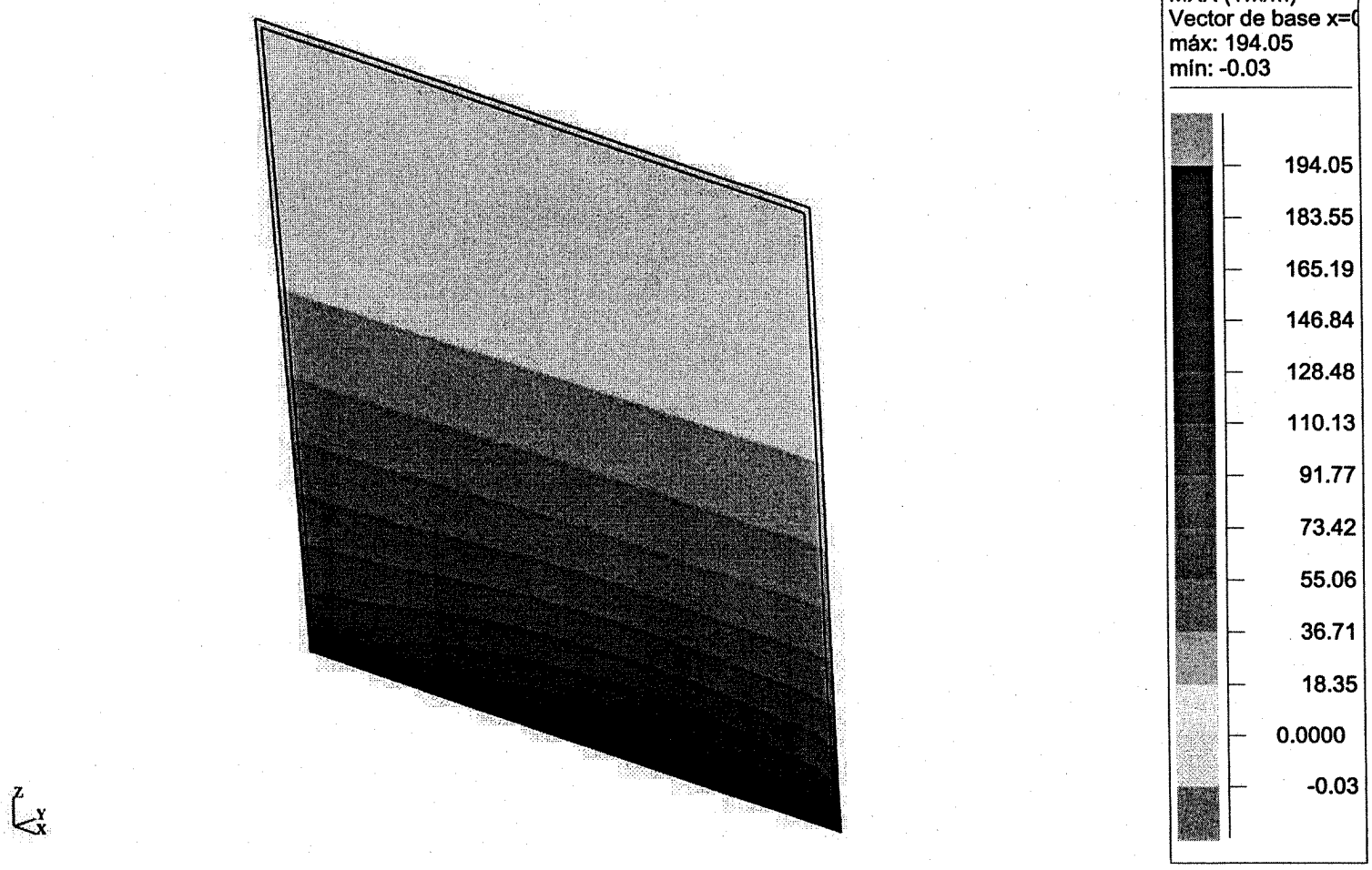
A partir de los datos introducidos tenemos:

Caso	F. Vert.	F. Horiz. Estabiliz.	F. Horiz. Desestab.	Momento Estabiliz.	Momento Desestab.
Peso Propio	367.63	202.20	0.00	933.78	0.00
Terreno Trasdós	570.65	313.86	270.25	2642.11	997.22
Sobrecargas	99.53	54.74	89.21	478.74	469.24

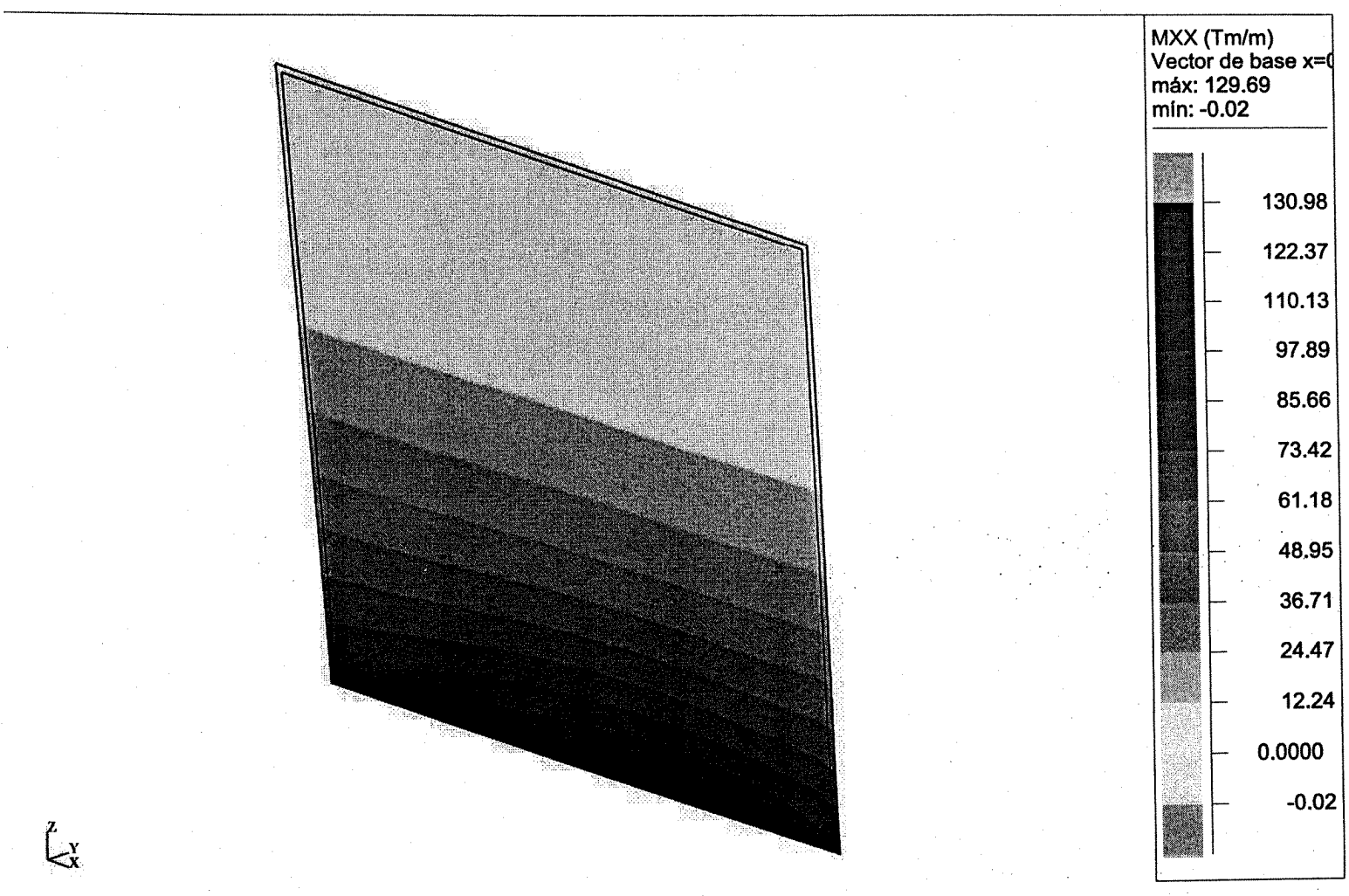
Verificaciones Estabilidad

Caso	Verificación **DESLIZAMIENTO**			Verificación **VUELCO**		
	F. Estabiliz	F. Desest.	Coef. Seg.	M. Estabiliz	M. Desest.	Coef. Seg.
ELS-01	202.20	0.00	-	933.78	0.00	-
ELS-02	516.05	270.25	1.91	3575.89	997.22	3.59
ELS-03	570.80	359.46	1.59	4054.63	1466.47	2.76

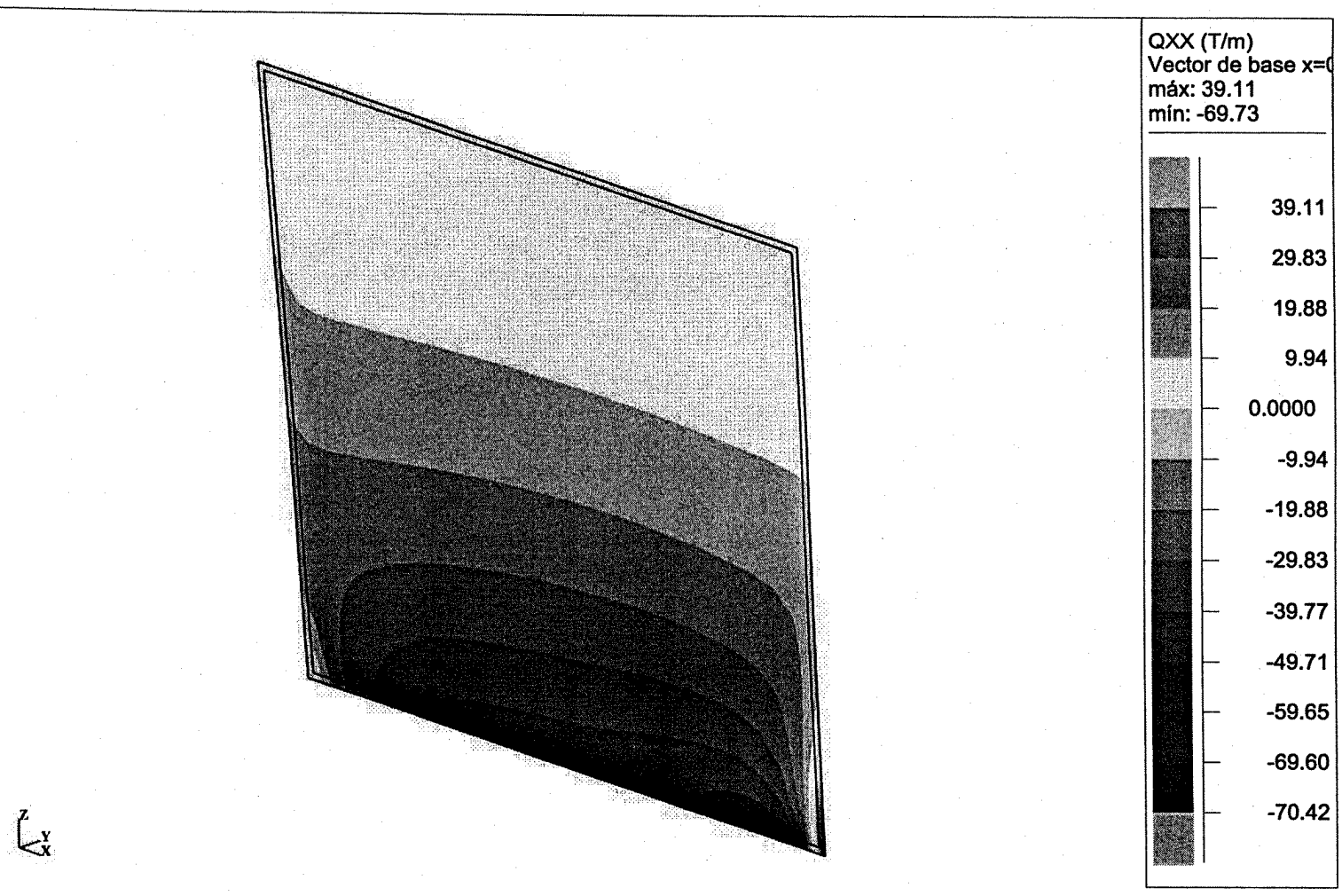
Esfuerzos Flectores en Muro - ELU



Esfuerzos Flectores en Muro - ELS

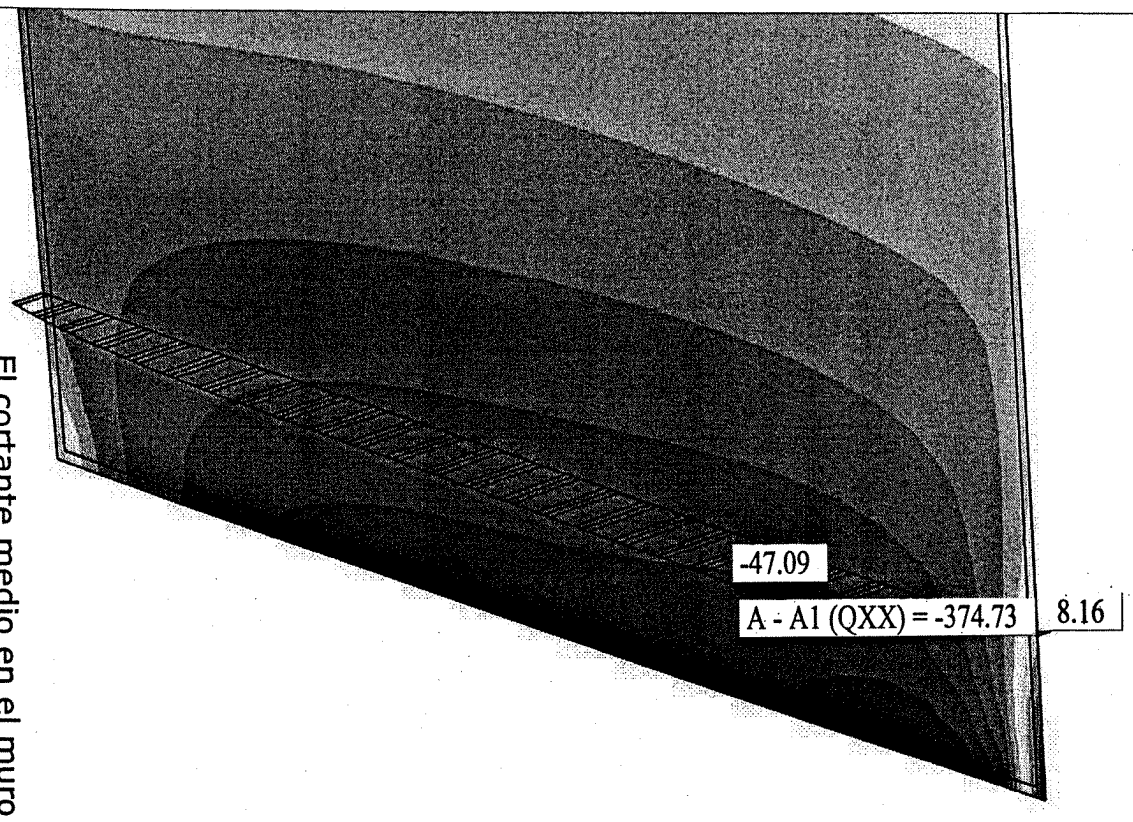


Esfuerzos Cortantes en Muro - ELU



ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Aleta1.rtd**

Detalle Cortante en Muro a un Canto Útil - ELU



El cortante medio en el muro es:

Q_{med} = 374,73/9,90 = 37,85 T

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

CALCULO DE ARMADURA DE FLEXIÓN: Muro - Aleta 1

Tipo de elemento	Muros
Momento Flector [T·m]	194.05
Axil [T] (COMPRESION POSITIVA)	0.00
Ancho = B [cm]	100.0
Canto = H [cm]	130.0
Recubrimiento [cm]	5.0
Fcd [kp/cm2]	200.0
Fyd [kp/cm2]	4347.8

POSICION FIBRA NEUTRA(cm)	**9.49**
ARMADURA NECESARIA(cm2)	**37.11**

Cuantía Mínima Vertical (cm2)	**11.70**
Cuantía Mínima Horizontal (cm2)	**41.60**

Arm Vert: cuantía mínima cara tracción. Arm Horiz: 2/3 en cara vista

Se dispondrá una barra Ø25 cada 0,125m

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE CORTANTE

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

Muro - Aleta 1

D(mm)	1250
fck(N/mm2)	30
Sigma_s(N/mm2)	400
Bo(mm)	1000
As(cm2)	39.27
Vrd(Tn)	37.85
N(Tn)	0.00

Limitación de tensión en armadura de cortante (art. 40.2 EHE)

*N<0 para compresión.

VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE CORTANTE

PSI	1.400
Roele	0.0031
Sigmaprima (N/mm2)	0.00
Vu2 (N)	443584.8

No necesita armadura de cortante

OBTENCIÓN DE LA ARMADURA DE CORTANTE NECESARIA

Theta	
Vu2	369654.02
Vsu,p	450000.00

As,c =	*0.0* cm^2/m
As,min=	*10.0* cm^2/m

VERIFICACIÓN DE LA COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA

Ac (cm2)	13000
Sigmacd (N/mm2)	0
K	1.000
f1cd (N/mm2)	12
Vu1 (N)	7500000

Verificada la resistencia del alma a la compresión

CÁLCULO DE FISURACIÓN

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

Muro - Aleta 1

DATOS INICIALES			
Ancho	b	cm	100.00
Canto	h	cm	130.00
Arm. Tracción	As1	cm2	39.27
Canto útil	d	cm	125.00
Arm. Compresión	As2	cm2	16.08
Dist. d'	d'	cm	5.00
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	285,768
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

CÁLCULO DE PARÁMETROS ADIMENSIONALES		
Coef. homog.	n	7.35
Cuantía mecánica 1	ρ1	0.0031
Cuantía mecánica 2	ρ2	0.0013

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Prof. fibra neutra	x	cm	3.77
Inercia fisurada	If	cm4	4,329,583

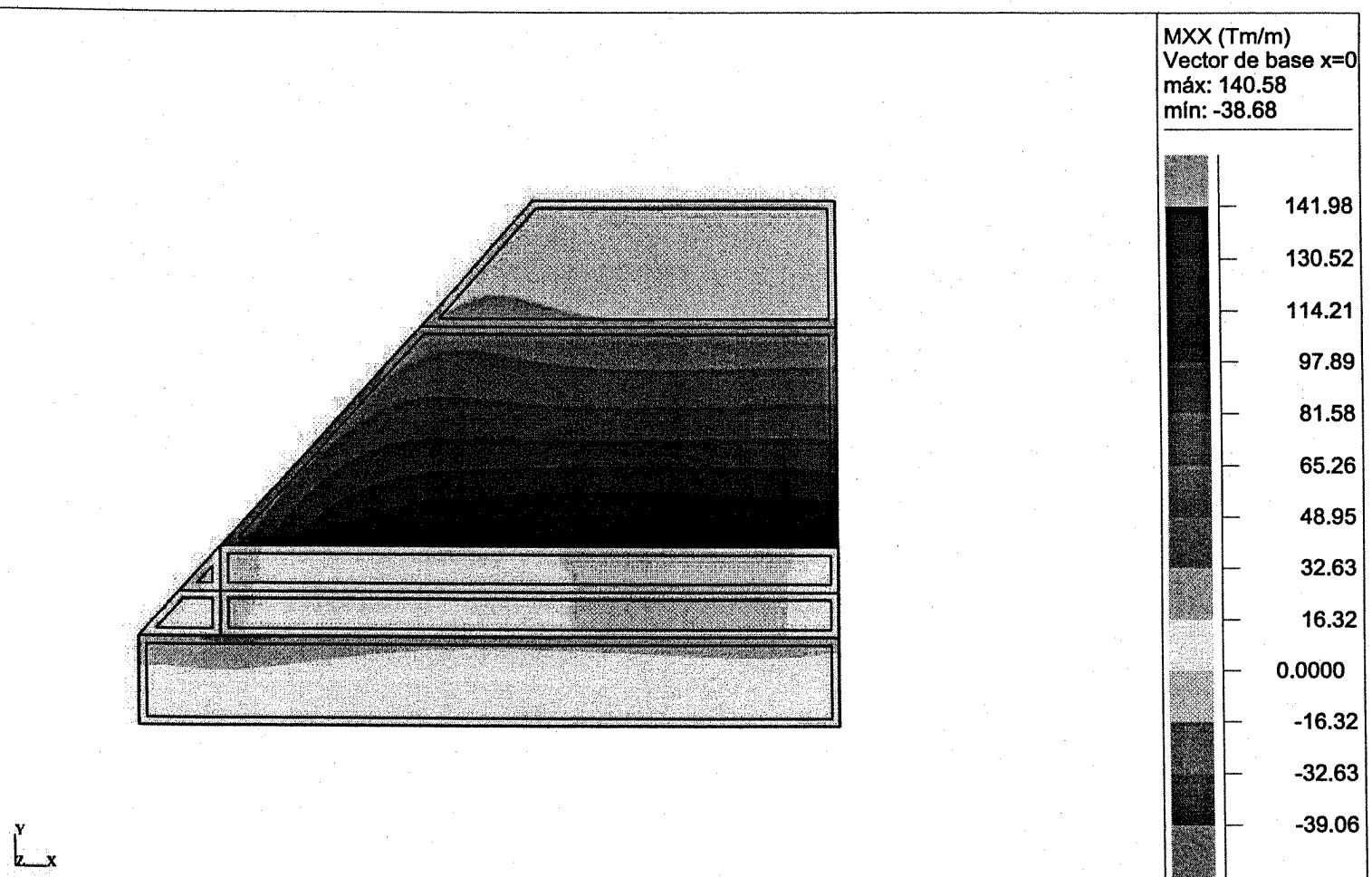
DATOS PARA CÁLCULO ABERTURA DE FISURA			
Momento solicitante	Mk	mT	130.98
Diámetro	ϕ	mm	25
Separación	s	cm	12.5
Parámetro k2	k2		0.5
Parámetro β	β		1.7
Coeficiente k1	k1		0.125

DATOS PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	300
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-28.96
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Dist. De As2 a la fib. Sup.	d2	cm	5.00
Area hormigón	Ac	cm2	13000
Area sec. Homog.	Ah	cm2	13406.75
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	65.76
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	19764821.35

CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Momento de fisuración	Mfis	mT	89.120

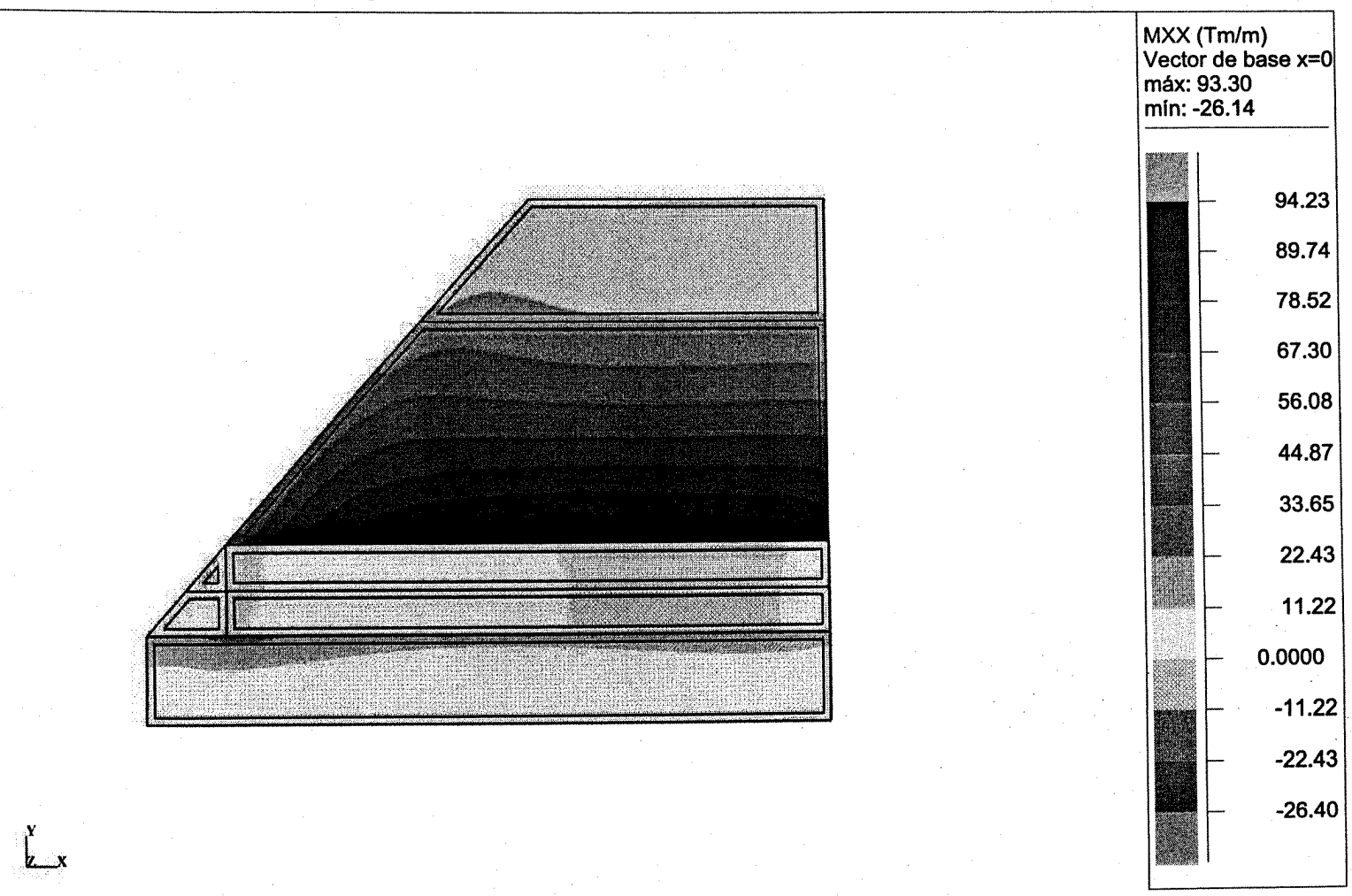
CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	1,834
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	2,695
Area eficaz	Ac,ef	cm2	2375
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.0010
Separación media de fisuras	Sm	mm	175.60
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.29**

Esfuerzos Flectores en Zapata - ELU

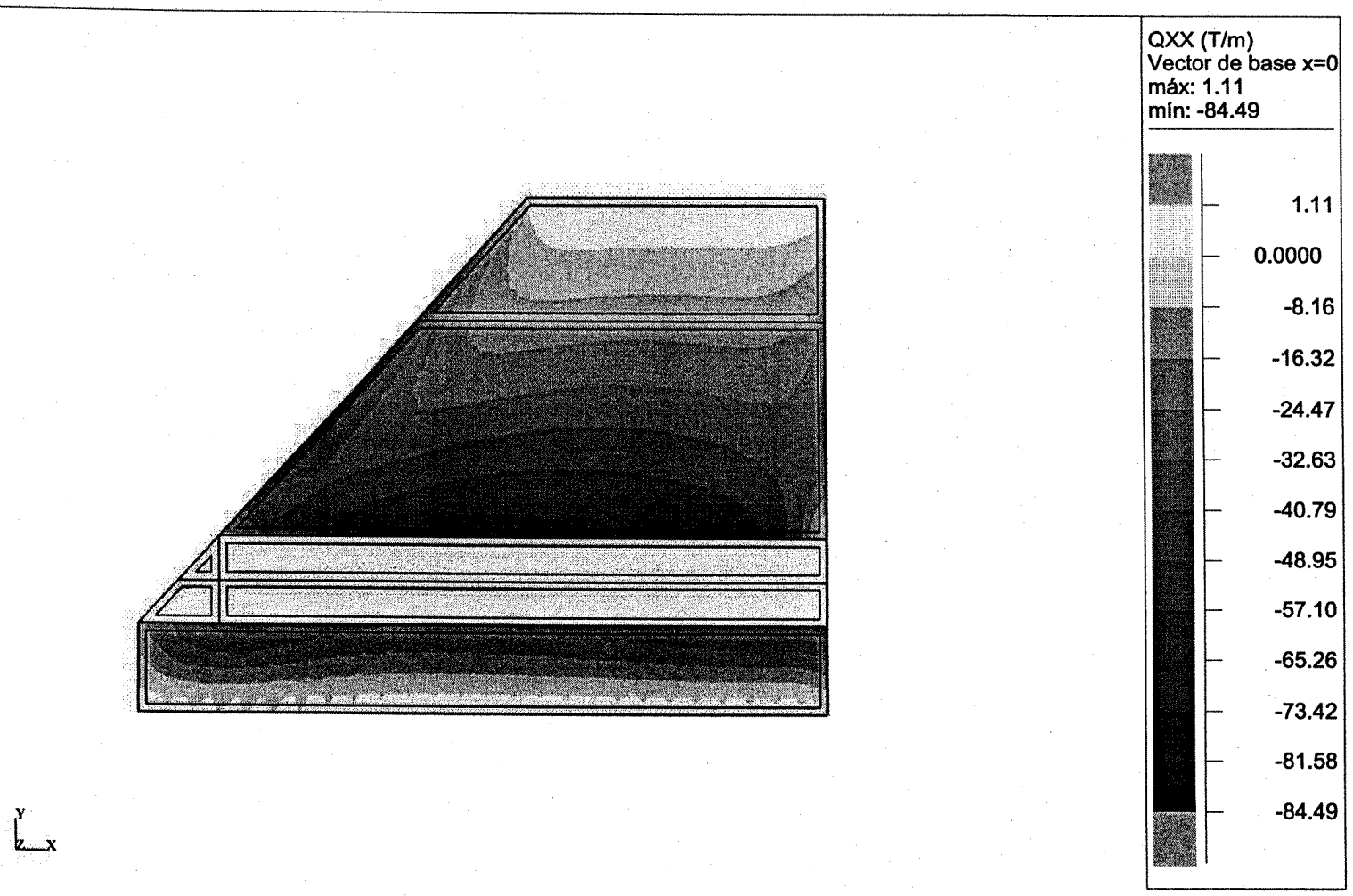


ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Aleta1.rtd**

Esfuerzos Flectores en Zapata - ELS



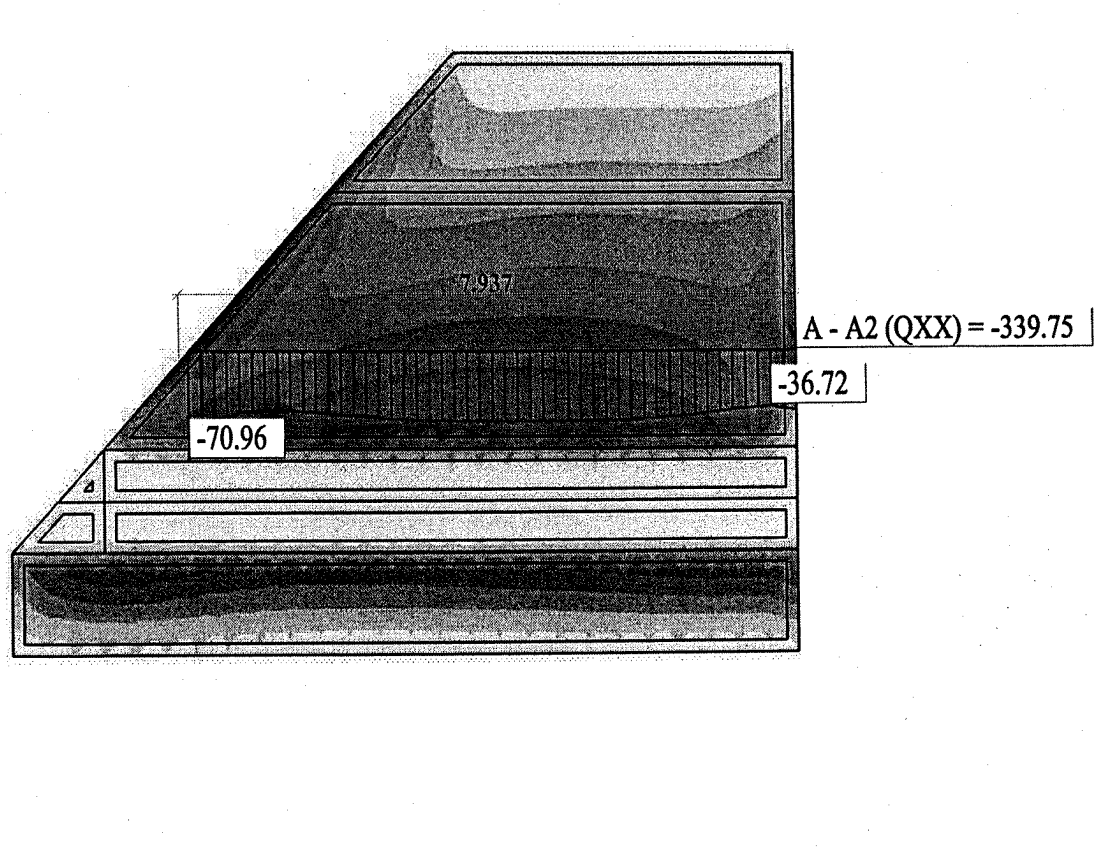
Esfuerzos Cortantes en Zapata - ELU



Detalle Cortante en Zapata a un Canto Útil - ELU

El cortante medio en el muro es:

Q_{med} = 339,75/7,94 = 42,79 T



CÁLCULO DE LA ARMADURA DE FLEXIÓN

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

CALCULO DE ARMADURA DE FLEXIÓN: Zapata - Aleta 1

Tipo de elemento	Losas

Momento Flector [T·m]	141.98
Axil [T] (COMPRESION POSITIVA)	0.00
Ancho = B [cm]	100.0
Canto = H [cm]	130.0
Recubrimiento [cm]	5.0
Fcd [kp/cm2]	200.0
Fyd [kp/cm2]	4347.8

POSICION FIBRA NEUTRA(cm)	**6.87**
ARMADURA NECESARIA(cm2)	**26.86**

Cuantía Mínima Vertical (cm2)	**23.40**
Cuantía Mínima Horizontal (cm2)	

La cuantía mínima corresponde a la cara de tracción

Se dispondrá una barra Ø25 cada 0,125m

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE CORTANTE

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

Zapata - Aleta 1

D(mm)	1250
fck(N/mm2)	30
Sigma_s(N/mm2)	400
Bo(mm)	1000
As(cm2)	39.27
Vrd(Tn)	42.79
N(Tn)	0.00

Limitación de tensión en armadura de cortante (art. 40.2 EHE)

*N<0 para compresión.

VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE CORTANTE

PSI	1.400
Roele	0.0031
Sigmaprima (N/mm2)	0.00
Vu2 (N)	443584.8

No necesita armadura de cortante

OBTENCIÓN DE LA ARMADURA DE CORTANTE NECESARIA

Theta	
Vu2	369654.02
Vsu,p	450000.00

As,c = ***0.0*** **cm²/m**
As,min= ***10.0*** **cm²/m**

VERIFICACIÓN DE LA COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA

Ac (cm2)	13000
Sigmacd (N/mm2)	0
K	1.000
f1cd (N/mm2)	12
Vu1 (N)	7500000

Verificada la resistencia del alma a la compresión

CÁLCULO DE FISURACIÓN

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

Zapata - Aleta 1

DATOS INICIALES			
Ancho	b	cm	100.00
Canto	h	cm	130.00
Arm. Tracción	As1	cm2	39.27
Canto útil	d	cm	125.00
Arm. Compresión	As2	cm2	16.08
Dist. d'	d'	cm	5.00
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	285,768
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

CÁLCULO DE PARÁMETROS ADIMENSIONALES		
Coef. homog.	n	7.35
Cuantía mecánica 1	ρ1	0.0031
Cuantía mecánica 2	ρ2	0.0013

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Prof. fibra neutra	x	cm	3.77
Inercia fisurada	If	cm4	4,329,583

DATOS PARA CÁLCULO ABERTURA DE FISURA			
Momento solicitante	Mk	mT	94.23
Diámetro	ϕ	mm	25
Separación	s	cm	12.5
Parámetro k2	k2		0.5
Parámetro β	β		1.7
Coeficiente k1	k1		0.125

DATOS PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	300
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-28.96
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Dist. De As2 a la fib. Sup.	d2	cm	5.00
Area hormigón	Ac	cm2	13000
Area sec. Homog.	Ah	cm2	13406.75
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	65.76
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	19764821.35

CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Momento de fisuración	Mfis	mT	89.120

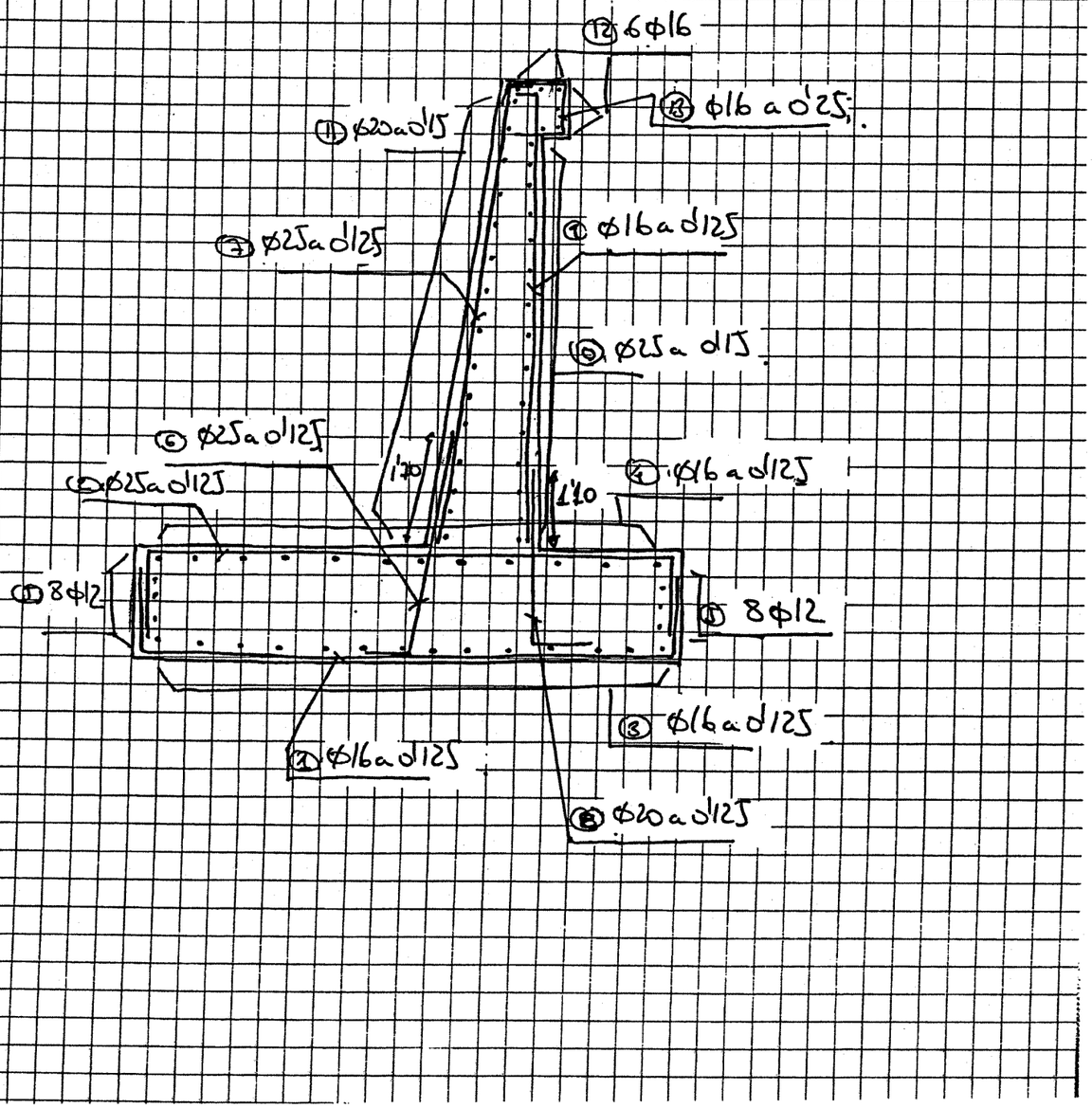
CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	1,834
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	1,939
Area eficaz	Ac,ef	cm2	2375
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.0005
Separación media de fisuras	Sm	mm	175.60
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.15**

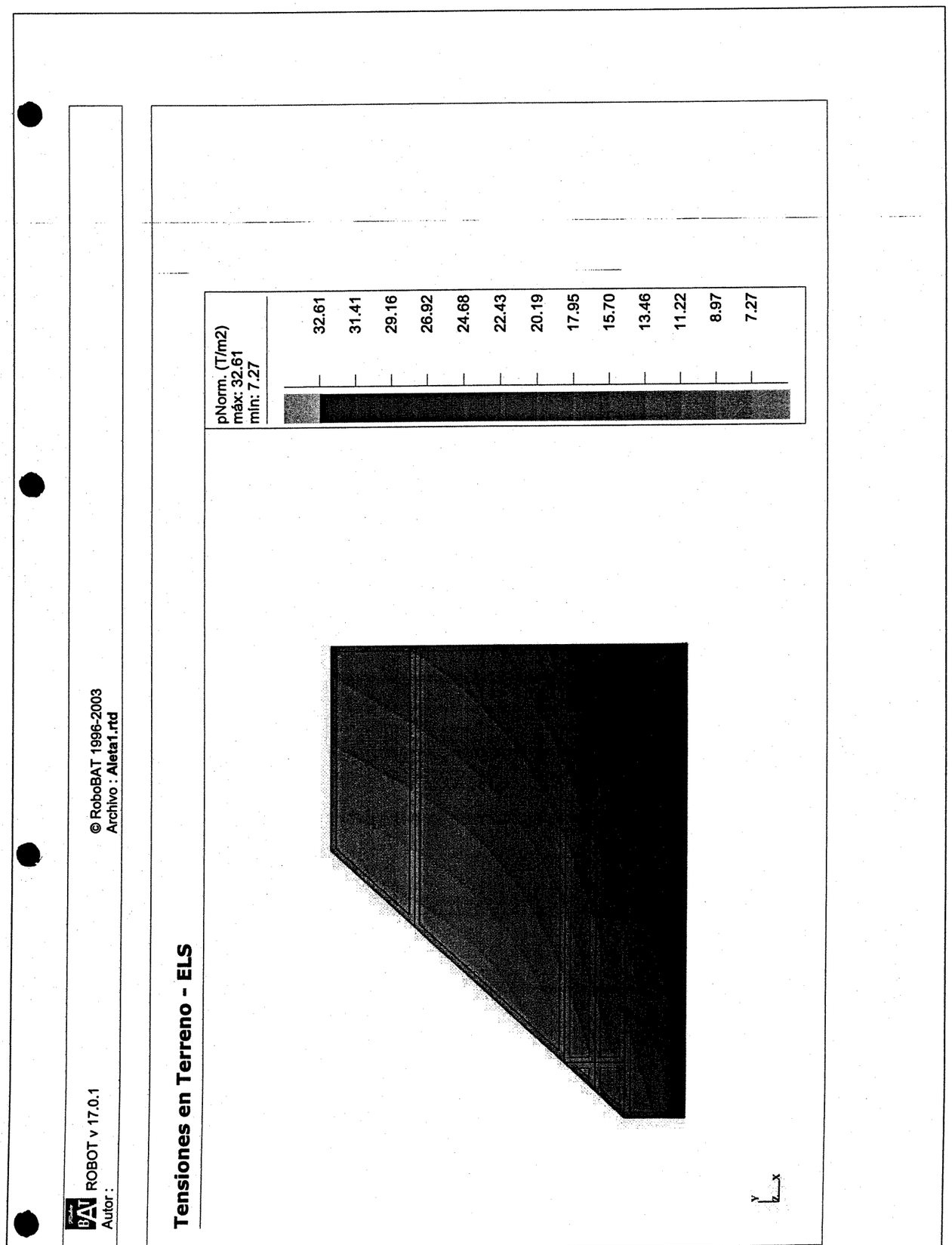
PEDELTA
INGENIERIA CIVIL

FECHA

HOJA

CROQUIS de ARMADO
Hoja 1.- Módulo 1





El estudio geotécnico de proyecto define una tensión admisible del terreno de: 3,00 kp/ cm^2

La comprobación tensional que se debe realizar es:

$\sigma_{med} \leq 3{,}00$ kp/cm^2

$\sigma_{max} \leq 1{,}3 \cdot 3{,}00$ kp/cm^2 = 3,90 kp/cm^2

Como se puede comprobar en el mapa adjunto, la tensión máxima en el terreno es de: 32,61 T/m^2 = 3,261 kp/cm^2

Quedando verificada la tensión que ejerce la zapata sobre el terreno.

```
**************************************************
**                                              **
**                  PROGRAMA  MUR               **
**   CALCULO DE MUROS DE CONTENCION Y CIMENTACION **
**                                              **
**                                              **
**                  PEDELTA SL                  **
**                                              **
**************************************************
```

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA

ALTURA TOTAL	11.26
ALTURA DE EMPUJE PASIVO	0.00
DIMENSION DE LA BASE	7.10
CANTO DE LA ZAPATA	1.40
CANTO DEL FUSTE	1.40
ANCHO EN CORONACION	0.40
LONGITUD DE LA PUNTERA	1.30
LONGITUD DEL TALON	4.40
ALTURA DEL TACON	0.00
ANCHO DEL TACON	0.00
INCLINACION DEL TRASDOS	90.00
ANGULO DEL TALUD (OMEGA)	0.00

PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES Y TIERRAS

PROPIEDADES DEL HORMIGON Y DEL ACERO

resistencia caracteristica del hormigon	300.00
coeficiente de minoracion para el hormigon	1.50
limite elastico caracteristico del acero	5100.00
coeficiente de minoracion para el acero	1.15

PROPIEDADES DEl TERRENO DE RELLENO

angulo de friccion interna	30.000
densidad	2.000
cohesion	0.000
angulo friccion terreno - fuste	10.000

PROPIEDADES DEL TERRENO DE CIMENTACION

coef. de rozamiento cimiento-suelo (mu)	0.550
tension admisible:	3.000
tension ultima:	4.500

CARGAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Carga repartida (T/m*m)	3.00
Coef. de seg. al deslizamiento (servicio)	1.50
Coef. de seg. al deslizamiento (ultimo)	1.50
Coef. de seg. al vuelco	1.90
Coef. de seg. al deslizamiento o vuelco en hipotesis de accion sismica	1.20
Coef. sismico	0.00

ALETA 1 - MÓDULO 2

Empuje Activo y Magnitudes Relacionadas

angulo del paramento (rad)	1.57
angulo de actuacion del sismo (rad)	0.00
angulo de rozamiento interno (rad)	0.52
Ka (coef. empuje sin sismo)	0.31
Kae (coef. empuje con sismo)	0.31
empuje activo sin sismo	49.53
empuje activo con sismo	49.53
brazo del empuje activo	4.15

Empuje Pasivo y Magnitudes Relacionadas

altura de empuje pasivo	0.00
altura de suelo sobre la puntera	0.00
brazo de empupe pasivo en zapata y fuste	0.00
brazo de empuje pasivo sobre tacon	0.00
empuje pasivo en zapata y fuste	0.00
empuje pasivo sobre tacon	0.00

Volumenes

distancia d:	0.00
volumen 1 (volumen del cimiento)	9.94
volumen 2 (volumen del alzado)	8.87
volumen 3 (suelo sobre la puntera)	0.00
volumen 4 (suelo sobre el talon)	43.38

Pesos

peso 1 (peso del cimiento)	24.85
peso 2 (peso del alzado)	22.19
peso 3 (peso del suelo sobre puntera)	0.00
peso 4 (peso del suelo sobre talon) (incluyendo sobrecarga repartida)	99.97
peso total	147.00

Brazos de Palanca

Brazo de palanca 1 (del cimiento)	3.55
Brazo de palanca 2 (del alzado)	2.20
Brazo de palanca 3 (del suelo / puntera)	0.65
Brazo de palanca 4 (del suelo / talon)	4.90

Momentos

Mto estab. 1 (de zapata)	88.22
Mto estab. 2 (del fuste)	48.89
Mto estab. 3 (del tierras sobre puntera)	0.00
Mto estab. 4 (del tierras sobre talon)	489.84
Mto estab. total	626.95

ALETA 1 - MÓDULO 2

RESULTADOS DE LAS VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de Seg. al deslizamiento servicio: 1.63

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO EN SERVICIO

Coef. de Seg. al deslizamiento ultimo: 1.63
VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZ. EN ESTADO ULTIMO

Coef de Seg. al vuelco: 3.05

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL VUELCO

Tensiones Maxima, Media y Minima en Servicio:
32.65 20.70 8.76 ...T/m*m

VERIFICADA LA TENSION MAXIMA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

(la tension admisible en punta es 1,25* 30.00 T/m*m)

VERIFICADA LA TENSION MEDIA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

LEY DE MOMENTOS Y ARMADURA EN FUSTE

229.68	39.20
173.26	32.35
126.81	25.61
89.36	19.76
59.97	15.94
37.71	12.06
21.61	8.36
10.74	6.30
4.14	5.40
0.88	4.50
0.00	3.60

RESULTADOS DE LOS CALCULOS RESISTENTES

elemento	Md	As nec.	As min.	Vd	Vu (res.)
fuste	229.68	39.20	3.60	62.58	102.23
talon	208.16	36.02	14.00	60.17	197.99
puntera	50.08	14.00	14.00	30.90	98.99
tacon	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

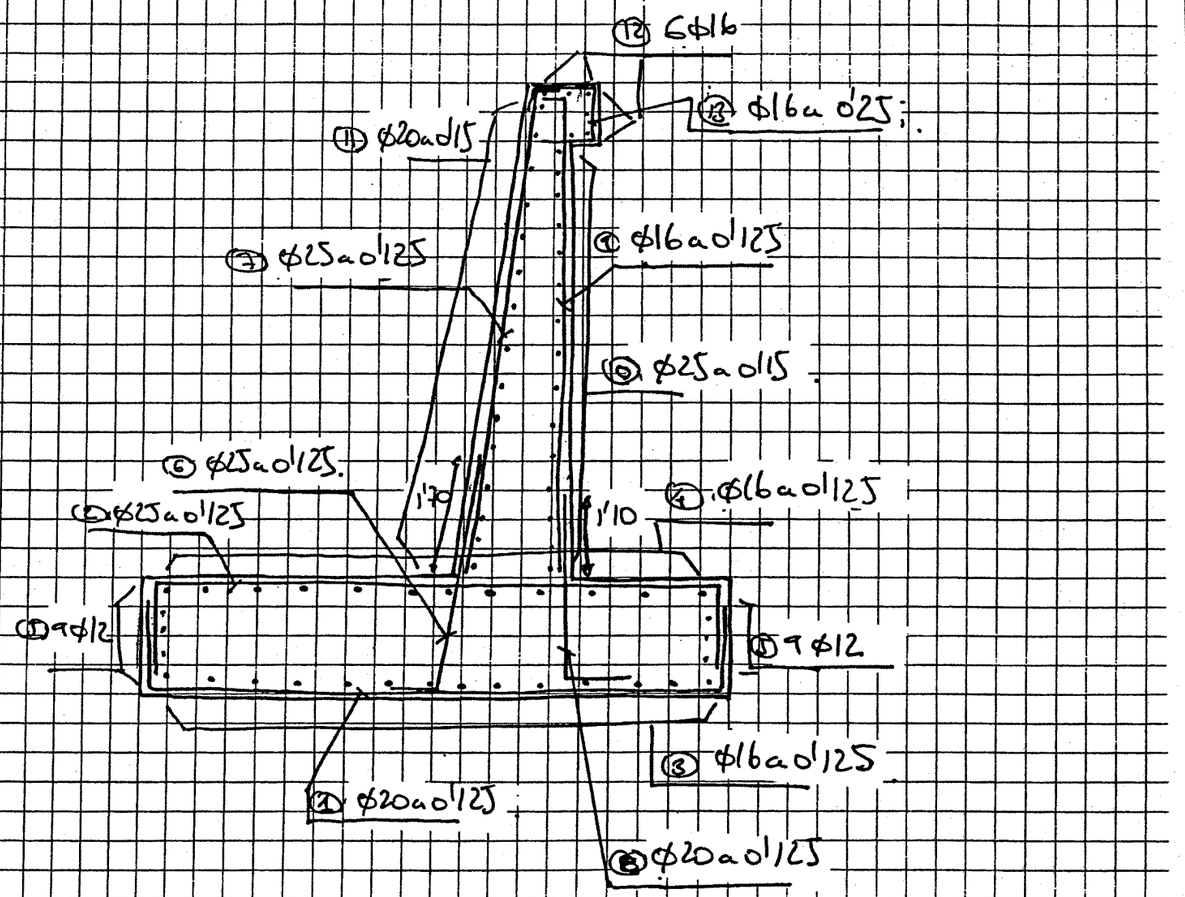
Armaduras transversales minimas

Fuste trasdos = 14.000
Fuste intrados = 14.000
Zapata superior = 14.000
Zapata inferior = 14.000

PEDELTA
INGENIERIA CIVIL

FECHA HOJA

CROQUIS de ARMADO
Aleta 1.- Módulo 2



```
**************************************************
**                                              **
**                 PROGRAMA  MUR                **
**   CALCULO DE MUROS DE CONTENCION Y CIMENTACION **
**                                              **
**                                              **
**                 PEDELTA SL                   **
**                                              **
**************************************************
```

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA

ALTURA TOTAL	12.68
ALTURA DE EMPUJE PASIVO	0.00
DIMENSION DE LA BASE	7.70
CANTO DE LA ZAPATA	1.50
CANTO DEL FUSTE	1.50
ANCHO EN CORONACION	0.40
LONGITUD DE LA PUNTERA	1.50
LONGITUD DEL TALON	4.70
ALTURA DEL TACON	0.00
ANCHO DEL TACON	0.00
INCLINACION DEL TRASDOS	90.00
ANGULO DEL TALUD (OMEGA)	0.00

PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES Y TIERRAS

PROPIEDADES DEL HORMIGON Y DEL ACERO	
resistencia caracteristica del hormigon	300.00
coeficiente de minoracion para el hormigon	1.50
limite elastico caracteristico del acero	5100.00
coeficiente de minoracion para el acero	1.15
PROPIEDADES DEl TERRENO DE RELLENO	
angulo de friccion interna	30.000
densidad	2.000
cohesion	0.000
angulo friccion terreno - fuste	10.000
PROPIEDADES DEL TERRENO DE CIMENTACION	
coef. de rozamiento cimiento-suelo (mu)	0.550
tension admisible:	3.000
tension ultima:	4.500

CARGAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Carga repartida (T/m*m)	3.00
Coef. de seg. al deslizamiento (servicio)	1.50
Coef. de seg. al deslizamiento (ultimo)	1.50
Coef. de seg. al vuelco	1.90
Coef. de seg. al deslizamiento o vuelco en hipotesis de accion sismica	1.20
Coef. sismico	0.00

ALETA 1 - MÓDULO 3

Empuje Activo y Magnitudes Relacionadas

angulo del paramento (rad)	1.57
angulo de actuacion del sismo (rad)	0.00
angulo de rozamiento interno (rad)	0.52
Ka (coef. empuje sin sismo)	0.31
Kae (coef. empuje con sismo)	0.31
empuje activo sin sismo	61.33
empuje activo con sismo	61.33
brazo del empuje activo	4.63

Empuje Pasivo y Magnitudes Relacionadas

altura de empuje pasivo	0.00
altura de suelo sobre la puntera	0.00
brazo de empupe pasivo en zapata y fuste	0.00
brazo de empuje pasivo sobre tacon	0.00
empuje pasivo en zapata y fuste	0.00
empuje pasivo sobre tacon	0.00

Volumenes

distancia d:	0.00
volumen 1 (volumen del cimiento)	11.55
volumen 2 (volumen del alzado)	10.62
volumen 3 (suelo sobre la puntera)	0.00
volumen 4 (suelo sobre el talon)	52.55

Pesos

peso 1 (peso del cimiento)	28.87
peso 2 (peso del alzado)	26.55
peso 3 (peso del suelo sobre puntera)	0.00
peso 4 (peso del suelo sobre talon) (incluyendo sobrecarga repartida)	119.19
peso total	174.62

Brazos de Palanca

Brazo de palanca 1 (del cimiento)	3.85
Brazo de palanca 2 (del alzado)	2.47
Brazo de palanca 3 (del suelo / puntera)	0.75
Brazo de palanca 4 (del suelo / talon)	5.35

Momentos

Mto estab. 1 (de zapata)	111.17
Mto estab. 2 (del fuste)	65.64
Mto estab. 3 (del tierras sobre puntera)	0.00
Mto estab. 4 (del tierras sobre talon)	637.68
Mto estab. total	814.48

ALETA 1 - MÓDULO 3

RESULTADOS DE LAS VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de Seg. al deslizamiento servicio: 1.57

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO EN SERVICIO

Coef. de Seg. al deslizamiento ultimo: 1.57
VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZ. EN ESTADO ULTIMO

Coef de Seg. al vuelco: 2.87

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL VUELCO

Tensiones Maxima, Media y Minima en Servicio:
37.03 22.68 8.33 ...T/m*m

VERIFICADA LA TENSION MAXIMA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

(la tension admisible en punta es 1,25* 30.00 T/m*m)

VERIFICADA LA TENSION MEDIA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

LEY DE MOMENTOS Y ARMADURA EN FUSTE

322.43	52.63
242.55	42.58
176.93	33.64
124.20	25.78
82.97	19.05
51.87	14.75
29.52	10.41
14.54	6.57
5.54	5.58
1.16	4.59
0.00	3.60

RESULTADOS DE LOS CALCULOS RESISTENTES

elemento	Md	As nec.	As min.	Vd	Vu (res.)
fuste	322.43	52.63	3.60	78.24	110.16
talon	283.53	45.99	15.00	76.58	212.13
puntera	74.12	15.00	15.00	43.20	106.07
tacon	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

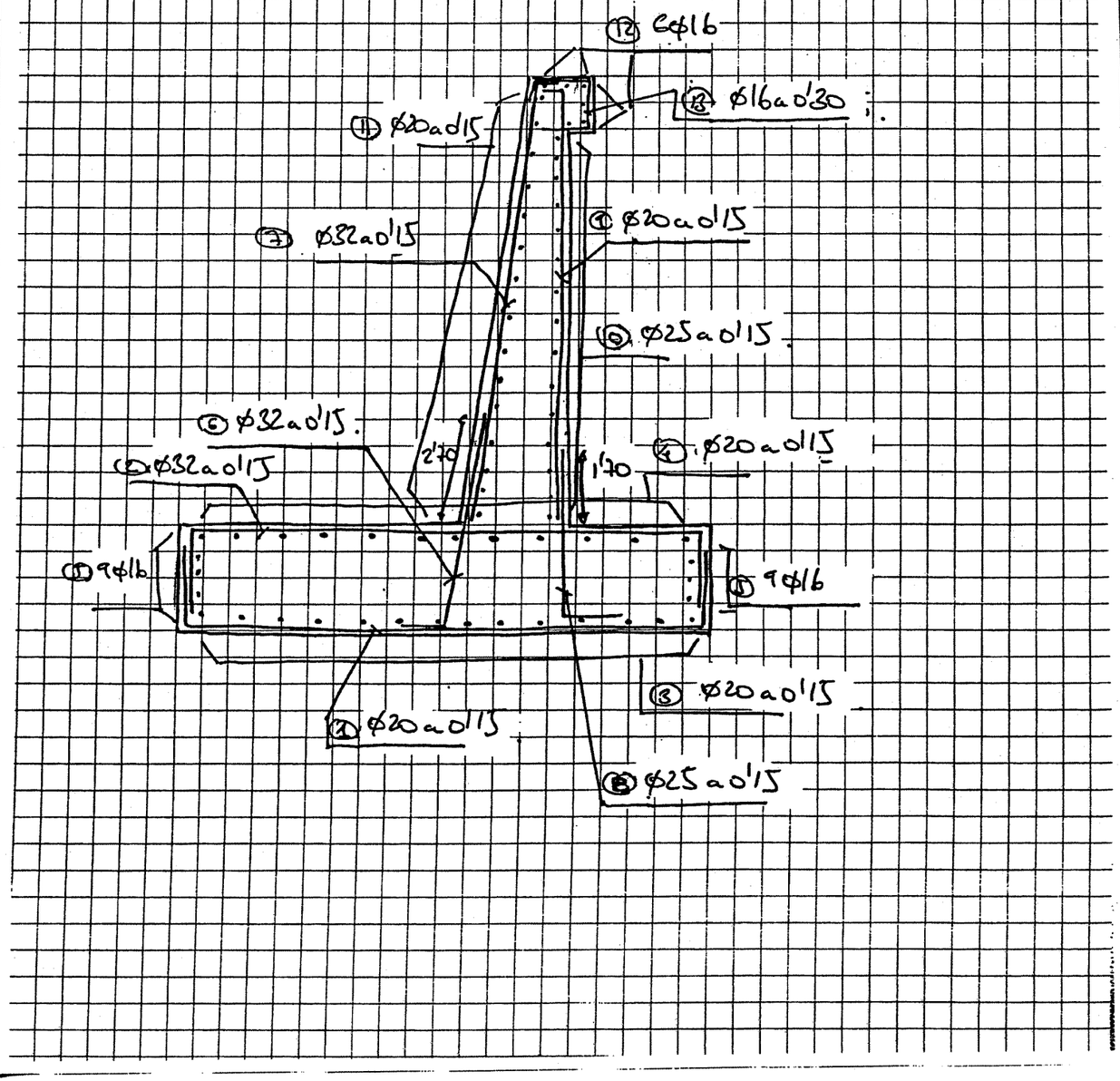
Armaduras transversales minimas

Fuste trasdos = 15.000
Fuste intrados = 15.000
Zapata superior = 15.000
Zapata inferior = 15.000

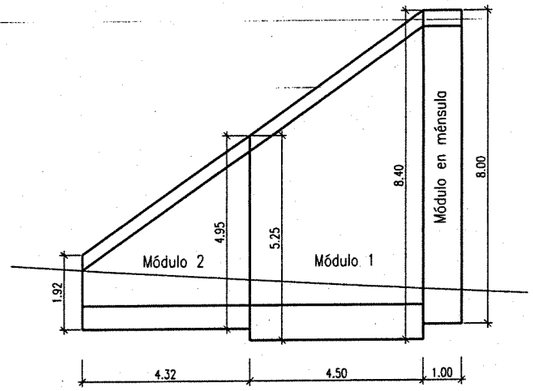
PEDELTA
INGENIERIA CIVIL

FECHA HOJA

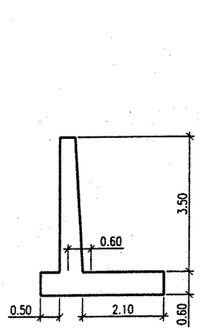
CROQUIS de ARMADO
Aleta 1.- Módulo 3



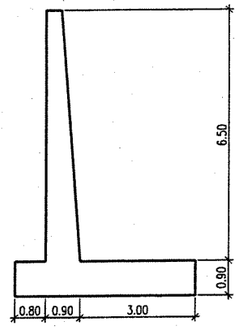
GEOMETRÍA ALETA 2



Dimensiones de cálculo



Módulo 2



Módulo 1

CÁLCULO ALETA 2 - MÓDULO 1 - P.I. 3.8

PEDELTA, S.L.- INGENIERIA DE ESTRUCTURAS, BARCELONA

```
**************************************************
**                                              **
**                  PROGRAMA  MUR               **
**   CALCULO DE MUROS DE CONTENCION Y CIMENTACION **
**                                              **
**                                              **
**                  PEDELTA SL                  **
**                                              **
**************************************************
```

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA

ALTURA TOTAL	7.40
ALTURA DE EMPUJE PASIVO	0.00
DIMENSION DE LA BASE	4.70
CANTO DE LA ZAPATA	0.90
CANTO DEL FUSTE	0.90
ANCHO EN CORONACION	0.40
LONGITUD DE LA PUNTERA	0.80
LONGITUD DEL TALON	3.00
ALTURA DEL TACON	0.00
ANCHO DEL TACON	0.00
INCLINACION DEL TRASDOS	90.00
ANGULO DEL TALUD (OMEGA)	0.00

PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES Y TIERRAS

PROPIEDADES DEL HORMIGON Y DEL ACERO

resistencia caracteristica del hormigon	300.00
coeficiente de minoracion para el hormigon	1.50
limite elastico caracteristico del acero	5100.00
coeficiente de minoracion para el acero	1.15

PROPIEDADES DEl TERRENO DE RELLENO

angulo de friccion interna	30.000
densidad	2.000
cohesion	0.000
angulo friccion terreno - fuste	10.000

PROPIEDADES DEL TERRENO DE CIMENTACION

coef. de rozamiento cimiento-suelo (mu)	0.550
tension admisible:	3.000
tension ultima:	4.000

CARGAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Carga repartida (T/m*m)	3.00
Coef. de seg. al deslizamiento (servicio)	1.50
Coef. de seg. al deslizamiento (ultimo)	1.50
Coef. de seg. al vuelco	1.90
Coef. de seg. al deslizamiento o vuelco en hipotesis de accion sismica	1.20
Coef. sismico	0.00

CÁLCULO ALETA 2 - MÓDULO 1 - P.I. 3.8

Empuje Activo y Magnitudes Relacionadas

angulo del paramento (rad)	1.57
angulo de actuacion del sismo (rad)	0.00
angulo de rozamiento interno (rad)	0.52
Ka (coef. empuje sin sismo)	0.31
Kae (coef. empuje con sismo)	0.31
empuje activo sin sismo	23.74
empuje activo con sismo	23.74
brazo del empuje activo	2.82

Empuje Pasivo y Magnitudes Relacionadas

altura de empuje pasivo	0.00
altura de suelo sobre la puntera	0.00
brazo de empupe pasivo en zapata y fuste	0.00
brazo de empuje pasivo sobre tacon	0.00
empuje pasivo en zapata y fuste	0.00
empuje pasivo sobre tacon	0.00

Brazos de Palanca

Brazo de palanca 1 (del cimiento)	2.35
Brazo de palanca 2 (del alzado)	1.36
Brazo de palanca 3 (del suelo / puntera)	0.40
Brazo de palanca 4 (del suelo / talon)	3.20

Momentos

Mto estab. 1 (de zapata)	24.85
Mto estab. 2 (del fuste)	14.35
Mto estab. 3 (del tierras sobre puntera)	0.00
Mto estab. 4 (del tierras sobre talon)	153.60
Mto estab. total	192.81

RESULTADOS DE LAS VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de Seg. al deslizamiento servicio: 1.60

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO EN SERVICIO

Coef. de Seg. al deslizamiento ultimo: 1.60
VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZ. EN ESTADO ULTIMO

Coef de Seg. al vuelco: 2.88

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL VUELCO

CÁLCULO ALETA 2 - MÓDULO 1 - P.I. 3.8

Tensiones Maxima, Media y Minima en Servicio:
24.67 14.71 4.75 ...T/m*m

VERIFICADA LA TENSION MAXIMA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

(la tension admisible en punta es 1,25* 30.00 T/m*m)

VERIFICADA LA TENSION MEDIA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

Tensiones Maxima y Minima bajo empuje mayorado:
34.52 0.00...T/m*m

VERIFICADA LA CONDICION SOBRE LA TENSION MAXIMA CON EMPUJE MAYORADO

LEY DE MOMENTOS Y ARMADURA EN FUSTE

76.46	20.96
58.27	16.89
43.15	13.81
30.82	11.40
21.02	8.93
13.47	6.56
7.90	5.40
4.03	4.95
1.61	4.50
0.36	4.05
0.00	3.60

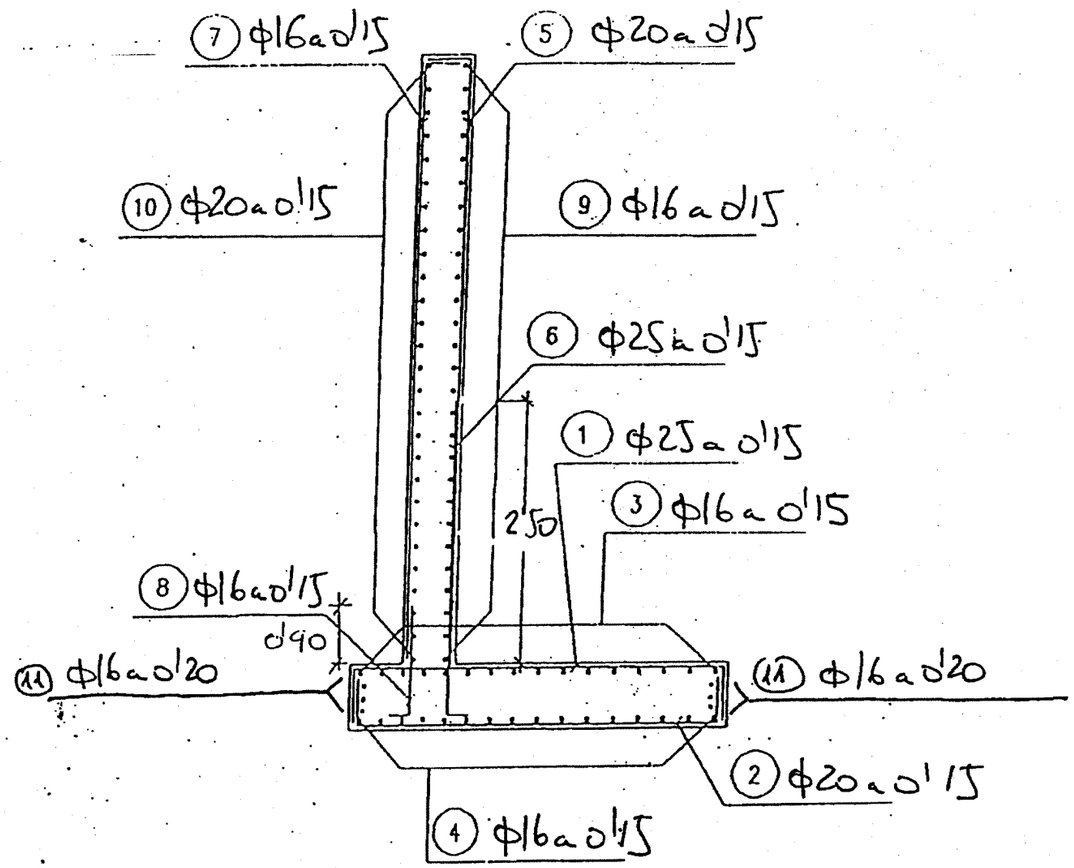
RESULTADOS DE LOS CALCULOS RESISTENTES

elemento	Md	As nec.	As min.	Vd	Vu (res.)
fuste	76.46	20.96	3.60	30.48	64.32
talon	71.09	19.44	9.00	30.77	127.28
puntera	14.76	9.00	9.00	14.06	63.64
tacon	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Armaduras transversales minimas

Fuste trasdos = 9.000
Fuste intrados = 9.000
Zapata superior = 9.000
Zapata inferior = 9.000

ALETA 2 - MÓDULO 1



CÁLCULO ALETA 2 - MÓDULO 2 - P.I. 3.8

PEDELTA, S.L.- INGENIERIA DE ESTRUCTURAS, BARCELONA

```
**************************************************
**                                              **
**                  PROGRAMA  MUR               **
**   CALCULO DE MUROS DE CONTENCION Y CIMENTACION **
**                                              **
**                                              **
**                    PEDELTA SL                **
**                                              **
**************************************************
```

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA

ALTURA TOTAL	4.10
ALTURA DE EMPUJE PASIVO	0.00
DIMENSION DE LA BASE	3.20
CANTO DE LA ZAPATA	0.60
CANTO DEL FUSTE	0.60
ANCHO EN CORONACION	0.40
LONGITUD DE LA PUNTERA	0.50
LONGITUD DEL TALON	2.10
ALTURA DEL TACON	0.00
ANCHO DEL TACON	0.00
INCLINACION DEL TRASDOS	90.00
ANGULO DEL TALUD (OMEGA)	0.00

PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES Y TIERRAS

PROPIEDADES DEL HORMIGON Y DEL ACERO	
resistencia caracteristica del hormigon	300.00
coeficiente de minoracion para el hormigon	1.50
limite elastico caracteristico del acero	5100.00
coeficiente de minoracion para el acero	1.15
PROPIEDADES DEl TERRENO DE RELLENO	
angulo de friccion interna	30.000
densidad	2.000
cohesion	0.000
angulo friccion terreno - fuste	10.000
PROPIEDADES DEL TERRENO DE CIMENTACION	
coef. de rozamiento cimiento-suelo (mu)	0.550
tension admisible:	3.000
tension ultima:	4.000

CARGAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Carga repartida (T/m*m)	7.00
Coef. de seg. al deslizamiento (servicio)	1.50
Coef. de seg. al deslizamiento (ultimo)	1.50
Coef. de seg. al vuelco	1.90
Coef. de seg. al deslizamiento o vuelco en hipotesis de accion sismica	1.20
Coef. sismico	0.00

CÁLCULO ALETA 2 - MÓDULO 2 - P.I. 3.8

Empuje Activo y Magnitudes Relacionadas

angulo del paramento (rad)	1.57
angulo de actuacion del sismo (rad)	0.00
angulo de rozamiento interno (rad)	0.52
Ka (coef. empuje sin sismo)	0.31
Kae (coef. empuje con sismo)	0.31
empuje activo sin sismo	14.04
empuje activo con sismo	14.04
brazo del empuje activo	1.80

Empuje Pasivo y Magnitudes Relacionadas

altura de empuje pasivo	0.00
altura de suelo sobre la puntera	0.00
brazo de empupe pasivo en zapata y fuste	0.00
brazo de empuje pasivo sobre tacon	0.00
empuje pasivo en zapata y fuste	0.00
empuje pasivo sobre tacon	0.00

Brazos de Palanca

Brazo de palanca 1 (del cimiento)	1.60
Brazo de palanca 2 (del alzado)	0.85
Brazo de palanca 3 (del suelo / puntera)	0.25
Brazo de palanca 4 (del suelo / talon)	2.15

Momentos

Mto estab. 1 (de zapata)	7.68
Mto estab. 2 (del fuste)	3.70
Mto estab. 3 (del tierras sobre puntera)	0.00
Mto estab. 4 (del tierras sobre talon)	63.21
Mto estab. total	74.59

RESULTADOS DE LAS VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de Seg. al deslizamiento servicio: 1.51

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO EN SERVICIO

Coef. de Seg. al deslizamiento ultimo: 1.51
VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZ. EN ESTADO ULTIMO

Coef de Seg. al vuelco: 2.96

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL VUELCO

CÁLCULO ALETA 2 - MÓDULO 2 - P.I. 3.8

Tensiones Maxima, Media y Minima en Servicio:
19.30 12.05 4.81 ...T/m*m

VERIFICADA LA TENSION MAXIMA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

(la tension admisible en punta es 1,25* 30.00 T/m*m)

VERIFICADA LA TENSION MEDIA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

Tensiones Maxima y Minima bajo empuje mayorado:
27.00 0.00...T/m*m

VERIFICADA LA CONDICION SOBRE LA TENSION MAXIMA CON EMPUJE MAYORADO

LEY DE MOMENTOS Y ARMADURA EN FUSTE

28.21	11.90
22.28	10.06
17.15	8.64
12.79	7.13
9.14	5.61
6.17	4.50
3.84	4.32
2.09	4.14
0.90	3.96
0.22	3.78
0.00	3.60

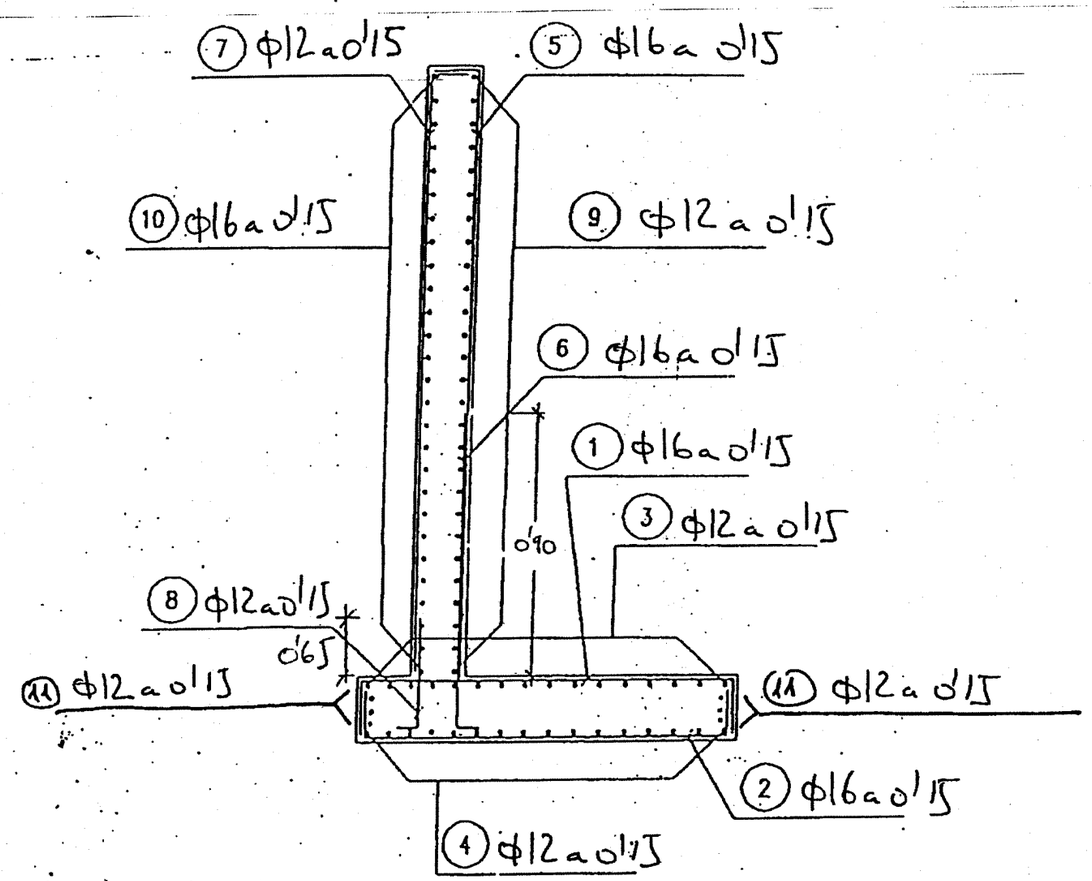
RESULTADOS DE LOS CALCULOS RESISTENTES

elemento	Md	As nec.	As min.	Vd	Vu (res.)
fuste	28.21	11.90	3.60	18.14	41.82
talon	28.24	11.91	6.00	17.81	84.85
puntera	4.71	6.00	6.00	6.66	42.43
tacon	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

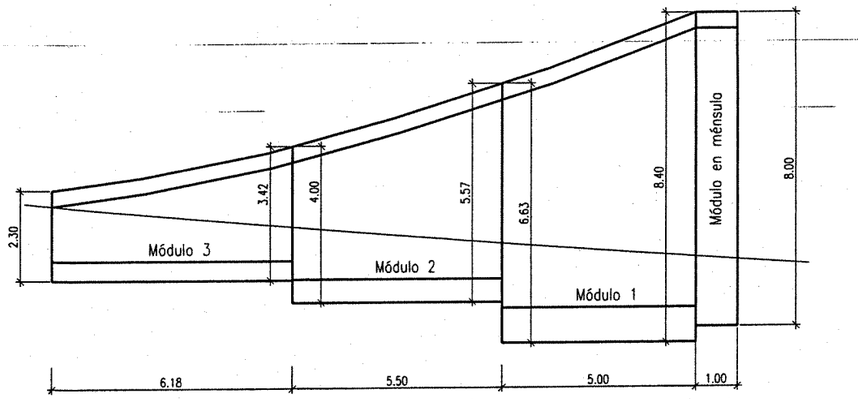
Armaduras transversales minimas

Fuste trasdos = 6.000
Fuste intrados = 6.000
Zapata superior = 6.000
Zapata inferior = 6.000

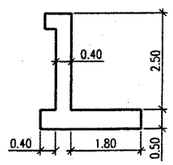
ALETA 2 - MÓDULO 2



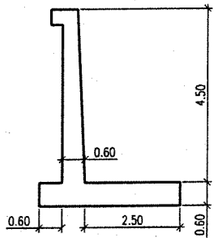
GEOMETRÍA ALETA 3



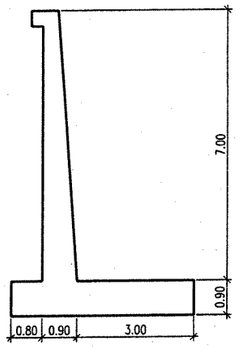
Dimensiones de cálculo



Módulo 3



Módulo 2



Módulo 1

CÁLCULO ALETA 3 - MÓDULO 1 - P.I. 3.8

PEDELTA, S.L.- INGENIERIA DE ESTRUCTURAS, BARCELONA

```
**********************************************
**                                          **
**                PROGRAMA  MUR             **
**   CALCULO DE MUROS DE CONTENCION Y CIMENTACION **
**                                          **
**                                          **
**                PEDELTA SL                **
**                                          **
**********************************************
```

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA

ALTURA TOTAL	7.90
ALTURA DE EMPUJE PASIVO	0.00
DIMENSION DE LA BASE	4.70
CANTO DE LA ZAPATA	0.90
CANTO DEL FUSTE	0.90
ANCHO EN CORONACION	0.40
LONGITUD DE LA PUNTERA	0.80
LONGITUD DEL TALON	3.00
ALTURA DEL TACON	0.00
ANCHO DEL TACON	0.00
INCLINACION DEL TRASDOS	90.00
ANGULO DEL TALUD (OMEGA)	0.00

PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES Y TIERRAS

PROPIEDADES DEL HORMIGON Y DEL ACERO	
resistencia caracteristica del hormigon	300.00
coeficiente de minoracion para el hormigon	1.50
limite elastico caracteristico del acero	5100.00
coeficiente de minoracion para el acero	1.15
PROPIEDADES DEl TERRENO DE RELLENO	
angulo de friccion interna	30.000
densidad	2.000
cohesion	0.000
angulo friccion terreno - fuste	10.000
PROPIEDADES DEL TERRENO DE CIMENTACION	
coef. de rozamiento cimiento-suelo (mu)	0.550
tension admisible:	3.000
tension ultima:	4.000

CARGAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Carga repartida (T/m*m)	3.00
Coef. de seg. al deslizamiento (servicio)	1.50
Coef. de seg. al deslizamiento (ultimo)	1.50
Coef. de seg. al vuelco	1.90
Coef. de seg. al deslizamiento o vuelco en hipotesis de accion sismica	1.20
Coef. sismico	0.00

CÁLCULO ALETA 3 - MÓDULO 1 - P.I. 3.8

Empuje Activo y Magnitudes Relacionadas

angulo del paramento (rad)	1.57
angulo de actuacion del sismo (rad)	0.00
angulo de rozamiento interno (rad)	0.52
Ka (coef. empuje sin sismo)	0.31
Kae (coef. empuje con sismo)	0.31
empuje activo sin sismo	26.56
empuje activo con sismo	26.56
brazo del empuje activo	3.00

Empuje Pasivo y Magnitudes Relacionadas

altura de empuje pasivo	0.00
altura de suelo sobre la puntera	0.00
brazo de empupe pasivo en zapata y fuste	0.00
brazo de empuje pasivo sobre tacon	0.00
empuje pasivo en zapata y fuste	0.00
empuje pasivo sobre tacon	0.00

Brazos de Palanca

Brazo de palanca 1 (del cimiento)	2.35
Brazo de palanca 2 (del alzado)	1.36
Brazo de palanca 3 (del suelo / puntera)	0.40
Brazo de palanca 4 (del suelo / talon)	3.20

Momentos

Mto estab. 1 (de zapata)	24.85
Mto estab. 2 (del fuste)	15.46
Mto estab. 3 (del tierras sobre puntera)	0.00
Mto estab. 4 (del tierras sobre talon)	163.20
Mto estab. total	203.51

RESULTADOS DE LAS VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de Seg. al deslizamiento servicio: 1.51

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO EN SERVICIO

Coef. de Seg. al deslizamiento ultimo: 1.51
VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZ. EN ESTADO ULTIMO

Coef de Seg. al vuelco: 2.56

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL VUELCO

CÁLCULO ALETA 3 - MÓDULO 1 - P.I. 3.8

Tensiones Maxima, Media y Minima en Servicio:
28.42 15.52 2.62 ...T/m*m

VERIFICADA LA TENSION MAXIMA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

(la tension admisible en punta es 1,25* 30.00 T/m*m)

VERIFICADA LA TENSION MEDIA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

Tensiones Maxima y Minima bajo empuje mayorado:
42.16 0.00...T/m*m

EXCESIVA TENSION MAXIMA EN CONDICIONES DE EMPUJE MAYORADO

LEY DE MOMENTOS Y ARMADURA EN FUSTE

92.70	25.60
70.52	20.57
52.11	16.12
37.13	12.82
25.25	10.23
16.12	7.60
9.42	5.40
4.79	4.95
1.90	4.50
0.42	4.05
0.00	3.60

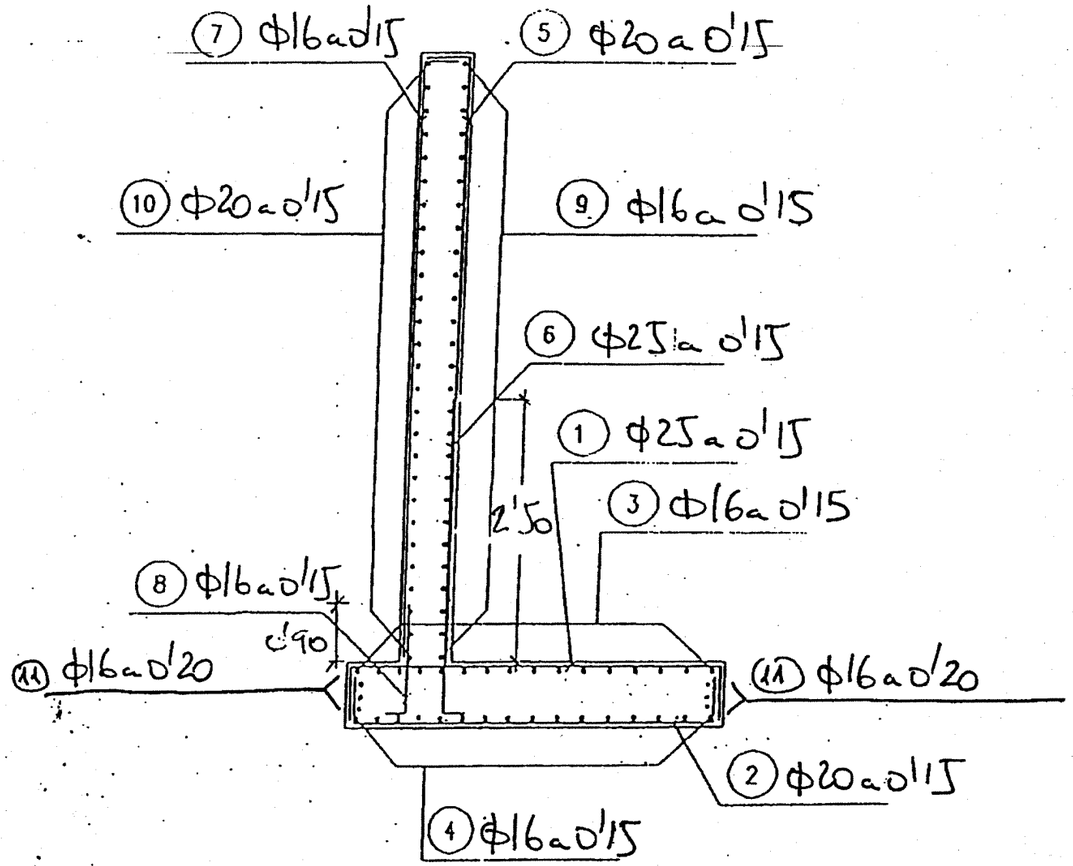
RESULTADOS DE LOS CALCULOS RESISTENTES

elemento	Md	As nec.	As min.	Vd	Vu (res.)
fuste	92.70	25.60	3.60	34.55	64.47
talon	85.40	23.50	9.00	36.90	127.28
puntera	17.11	9.00	9.00	16.17	63.64
tacon	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Armaduras transversales minimas

Fuste trasdos = 9.000
Fuste intrados = 9.000
Zapata superior = 9.000
Zapata inferior = 9.000

ALETA 3 - MÓDULO 1



PEDELTA, S.L.- INGENIERIA DE ESTRUCTURAS, BARCELONA

****
**
** PROGRAMA MUR **
** CALCULO DE MUROS DE CONTENCION Y CIMENTACION **
**
**
** PEDELTA SL **
**
****

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA

ALTURA TOTAL	5.10
ALTURA DE EMPUJE PASIVO	0.00
DIMENSION DE LA BASE	3.60
CANTO DE LA ZAPATA	0.60
CANTO DEL FUSTE	0.60
ANCHO EN CORONACION	0.40
LONGITUD DE LA PUNTERA	0.60
LONGITUD DEL TALON	2.40
ALTURA DEL TACON	0.00
ANCHO DEL TACON	0.00
INCLINACION DEL TRASDOS	90.00
ANGULO DEL TALUD (OMEGA)	0.00

PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES Y TIERRAS

PROPIEDADES DEL HORMIGON Y DEL ACERO

resistencia caracteristica del hormigon	300.00
coeficiente de minoracion para el hormigon	1.50
limite elastico caracteristico del acero	5100.00
coeficiente de minoracion para el acero	1.15

PROPIEDADES DEl TERRENO DE RELLENO

angulo de friccion interna	30.000
densidad	2.000
cohesion	0.000
angulo friccion terreno - fuste	10.000

PROPIEDADES DEL TERRENO DE CIMENTACION

coef. de rozamiento cimiento-suelo (mu)	0.550
tension admisible:	3.000
tension ultima:	4.000

CARGAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Carga repartida (T/m*m)	5.50
Coef. de seg. al deslizamiento (servicio)	1.50
Coef. de seg. al deslizamiento (ultimo)	1.50
Coef. de seg. al vuelco	1.90
Coef. de seg. al deslizamiento o vuelco en hipotesis de accion sismica	1.20
Coef. sismico	0.00

CÁLCULO ALETA 3 - MÓDULO 2 P.I. 3.8

Empuje Activo y Magnitudes Relacionadas

angulo del paramento (rad)	1.57
angulo de actuacion del sismo (rad)	0.00
angulo de rozamiento interno (rad)	0.52
Ka (coef. empuje sin sismo)	0.31
Kae (coef. empuje con sismo)	0.31
empuje activo sin sismo	16.68
empuje activo con sismo	16.68
brazo del empuje activo	2.14

Empuje Pasivo y Magnitudes Relacionadas

altura de empuje pasivo	0.00
altura de suelo sobre la puntera	0.00
brazo de empupe pasivo en zapata y fuste	0.00
brazo de empuje pasivo sobre tacon	0.00
empuje pasivo en zapata y fuste	0.00
empuje pasivo sobre tacon	0.00

Brazos de Palanca

Brazo de palanca 1 (del cimiento)	1.80
Brazo de palanca 2 (del alzado)	0.95
Brazo de palanca 3 (del suelo / puntera)	0.30
Brazo de palanca 4 (del suelo / talon)	2.40

Momentos

Mto estab. 1 (de zapata)	9.72
Mto estab. 2 (del fuste)	5.32
Mto estab. 3 (del tierras sobre puntera)	0.00
Mto estab. 4 (del tierras sobre talon)	83.52
Mto estab. total	98.57

RESULTADOS DE LAS VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de Seg. al deslizamiento servicio: 1.51

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO EN SERVICIO

Coef. de Seg. al deslizamiento ultimo: 1.51
VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZ. EN ESTADO ULTIMO

Coef de Seg. al vuelco: 2.76

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL VUELCO

CÁLCULO ALETA 3 - MÓDULO 2 P.I. 3.8

Tensiones Maxima, Media y Minima en Servicio:
21.81 12.73 3.64 ...T/m*m

VERIFICADA LA TENSION MAXIMA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

(la tension admisible en punta es 1,25* 30.00 T/m*m)

VERIFICADA LA TENSION MEDIA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

Tensiones Maxima y Minima bajo empuje mayorado:
31.10 0.00...T/m*m

VERIFICADA LA CONDICION SOBRE LA TENSION MAXIMA CON EMPUJE MAYORADO

LEY DE MOMENTOS Y ARMADURA EN FUSTE

42.48	18.20
33.19	14.65
25.27	11.51
18.61	9.21
13.13	7.43
8.75	5.57
5.36	4.32
2.88	4.14
1.22	3.96
0.29	3.78
0.00	3.60

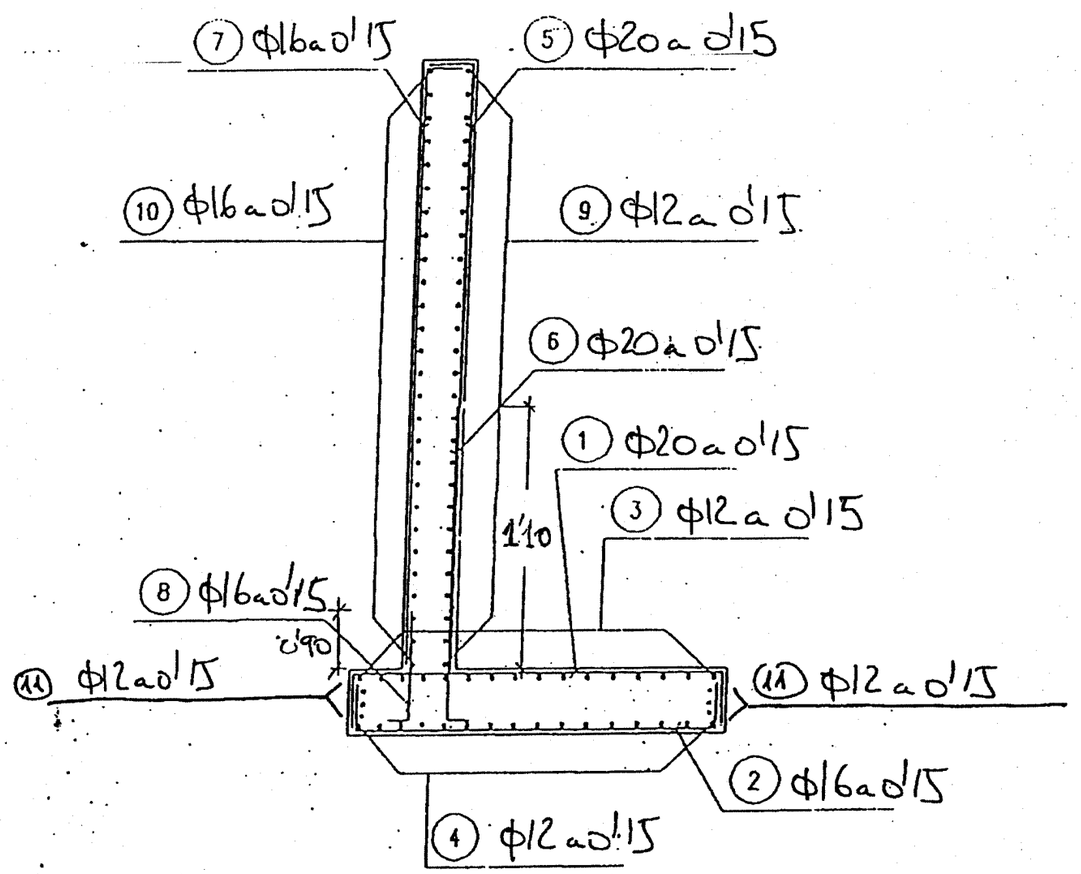
RESULTADOS DE LOS CALCULOS RESISTENTES

elemento	Md	As nec.	As min.	Vd	Vu (res.)
fuste	42.48	18.20	3.60	22.21	41.98
talon	40.41	17.28	6.00	22.75	84.85
puntera	7.30	6.00	6.00	10.76	42.43
tacon	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Armaduras transversales minimas

Fuste trasdos = 6.000
Fuste intrados = 6.000
Zapata superior = 6.000
Zapata inferior = 6.000

ALETA 3 - MÓDULO 2



CÁLCULO ALETA 3 - MÓDULO 3 - P.I. 3.8

PEDELTA, S.L.- INGENIERIA DE ESTRUCTURAS, BARCELONA

```
**************************************************
**                                              **
**                 PROGRAMA  MUR                **
**   CALCULO DE MUROS DE CONTENCION Y CIMENTACION **
**                                              **
**                                              **
**                 PEDELTA SL                   **
**                                              **
**************************************************
```

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA

ALTURA TOTAL	3.10
ALTURA DE EMPUJE PASIVO	0.00
DIMENSION DE LA BASE	2.60
CANTO DE LA ZAPATA	0.50
CANTO DEL FUSTE	0.40
ANCHO EN CORONACION	0.40
LONGITUD DE LA PUNTERA	0.40
LONGITUD DEL TALON	1.80
ALTURA DEL TACON	0.00
ANCHO DEL TACON	0.00
INCLINACION DEL TRASDOS	90.00
ANGULO DEL TALUD (OMEGA)	0.00

PROPIEDADES MECANICAS DE MATERIALES Y TIERRAS

PROPIEDADES DEL HORMIGON Y DEL ACERO

resistencia caracteristica del hormigon	300.00
coeficiente de minoracion para el hormigon	1.50
limite elastico caracteristico del acero	5100.00
coeficiente de minoracion para el acero	1.15

PROPIEDADES DEl TERRENO DE RELLENO

angulo de friccion interna	30.000
densidad	2.000
cohesion	0.000
angulo friccion terreno - fuste	10.000

PROPIEDADES DEL TERRENO DE CIMENTACION

coef. de rozamiento cimiento-suelo (mu)	0.550
tension admisible:	3.000
tension ultima:	4.000

CARGAS Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Carga repartida (T/m*m)	7.40
Coef. de seg. al deslizamiento (servicio)	1.50
Coef. de seg. al deslizamiento (ultimo)	1.50
Coef. de seg. al vuelco	1.90
Coef. de seg. al deslizamiento o vuelco en hipotesis de accion sismica	1.20
Coef. sismico	0.00

CÁLCULO ALETA 3 - MÓDULO 3 - P.I. 3.8

Empuje Activo y Magnitudes Relacionadas

angulo del paramento (rad)	1.57
angulo de actuacion del sismo (rad)	0.00
angulo de rozamiento interno (rad)	0.52
Ka (coef. empuje sin sismo)	0.31
Kae (coef. empuje con sismo)	0.31
empuje activo sin sismo	10.04
empuje activo con sismo	10.04
brazo del empuje activo	1.40

Empuje Pasivo y Magnitudes Relacionadas

altura de empuje pasivo	0.00
altura de suelo sobre la puntera	0.00
brazo de empupe pasivo en zapata y fuste	0.00
brazo de empuje pasivo sobre tacon	0.00
empuje pasivo en zapata y fuste	0.00
empuje pasivo sobre tacon	0.00

Brazos de Palanca

Brazo de palanca 1 (del cimiento)	1.30
Brazo de palanca 2 (del alzado)	0.60
Brazo de palanca 3 (del suelo / puntera)	0.20
Brazo de palanca 4 (del suelo / talon)	1.70

Momentos

Mto estab. 1 (de zapata)	4.22
Mto estab. 2 (del fuste)	1.56
Mto estab. 3 (del tierras sobre puntera)	0.00
Mto estab. 4 (del tierras sobre talon)	38.56
Mto estab. total	44.34

RESULTADOS DE LAS VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de Seg. al deslizamiento servicio: 1.56

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO EN SERVICIO

Coef. de Seg. al deslizamiento ultimo: 1.56
VERIFICADA LA SEGURIDAD AL DESLIZ. EN ESTADO ULTIMO

Coef de Seg. al vuelco: 3.16

VERIFICADA LA SEGURIDAD AL VUELCO

CÁLCULO ALETA 3 - MÓDULO 3 - P.I. 3.8

Tensiones Maxima, Media y Minima en Servicio:
16.99 10.97 4.96 ...T/m*m

VERIFICADA LA TENSION MAXIMA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

(la tension admisible en punta es 1,25* 30.00 T/m*m)

VERIFICADA LA TENSION MEDIA SOBRE EL TERRENO EN SERVICIO

Tensiones Maxima y Minima bajo empuje mayorado:
23.30 0.00...T/m*m

VERIFICADA LA CONDICION SOBRE LA TENSION MAXIMA CON EMPUJE MAYORADO

LEY DE MOMENTOS Y ARMADURA EN FUSTE

15.24	10.20
12.11	8.04
9.38	6.63
7.04	5.45
5.07	4.20
3.45	3.60
2.16	3.60
1.19	3.60
0.52	3.60
0.13	3.60
0.00	3.60

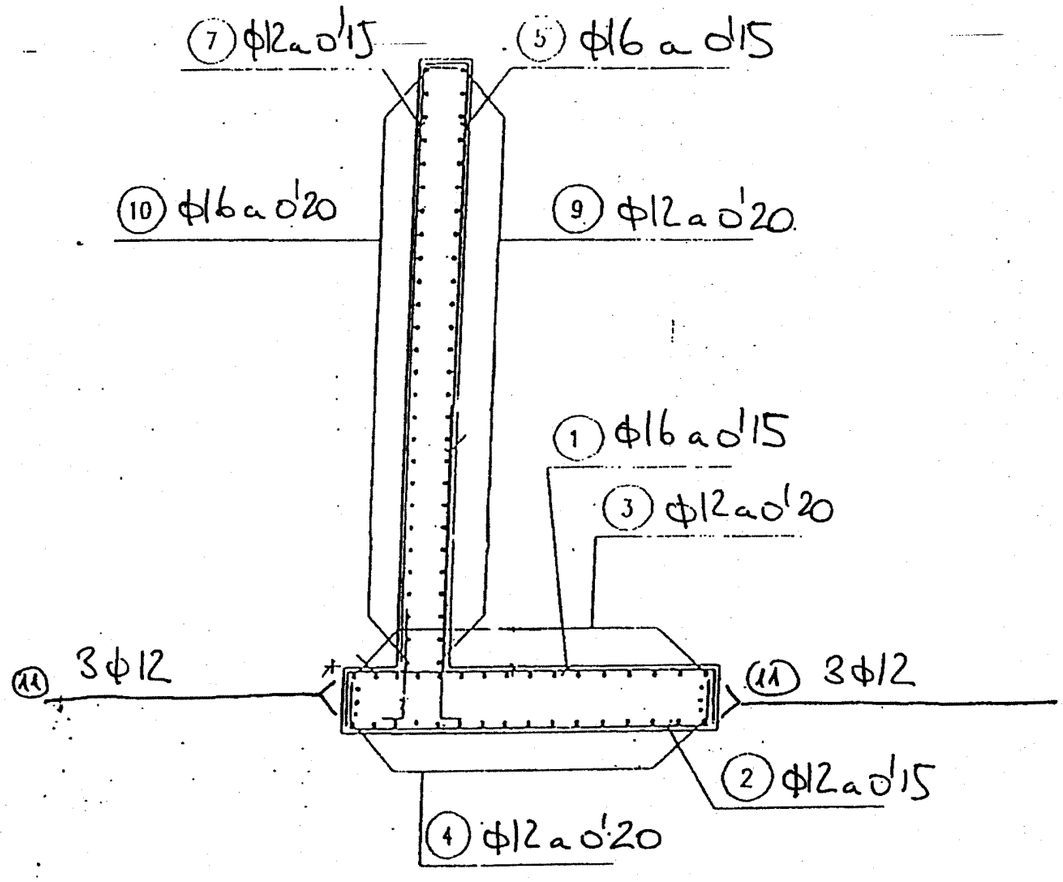
RESULTADOS DE LOS CALCULOS RESISTENTES

elemento	Md	As nec.	As min.	Vd	Vu (res.)
fuste	15.24	10.20	3.60	12.83	26.94
talon	16.64	8.77	5.00	12.46	70.71
puntera	2.54	5.00	5.00	4.57	35.36
tacon	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Armaduras transversales minimas

Fuste trasdos = 4.000
Fuste intrados = 4.000
Zapata superior = 5.000
Zapata inferior = 5.000

ALETA 3 - MÓDULO 3



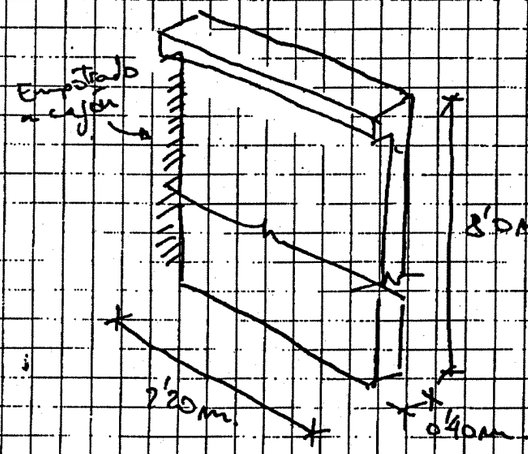
PEDELTA
INGENIERIA CIVIL

FECHA HOJA

CÁLCULO ALETA EN MÉNSULA. ALETAS 2 y 3.

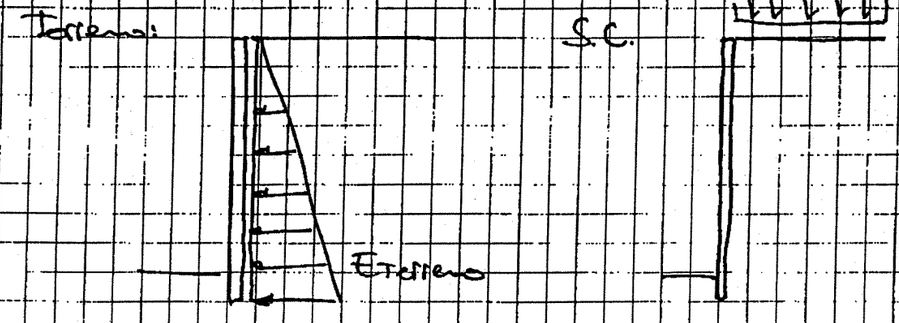
GEOMETRÍA

Tomaremos la geometría de la aleta 2, al ser esta la más desfavorable:



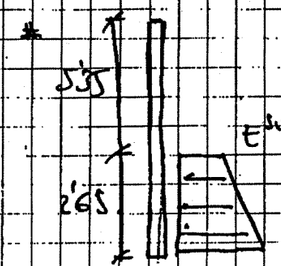
Acciones.

Sobre esta aleta actúa el empuje del Terreno y las sobrecargas:



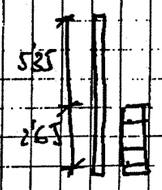
El cálculo de la pantalla se hará uniformizando la carga para el trapo inferior de la pantalla (al ser este el trapo más solicitado).

Obteniendo que los esfuerzos para este módulo son:



$$E^{Terreno} = 2'2 \cdot ka \cdot 2 \cdot \frac{5'35+8}{2} \cdot 2'65 =$$

$$= 77'83 \cdot ka = 0'33 \cdot 77'83 = \underline{25'68\,T.}$$



$$E^{Sc} = 2'2 \cdot 2'65 \cdot 3'0 \cdot ka = \underline{5'77\,T.}$$

PEDELTA
INGENIERIA CIVIL

FECHA HOJA

Luego: los esfuerzos que solicitan a la aleta son:

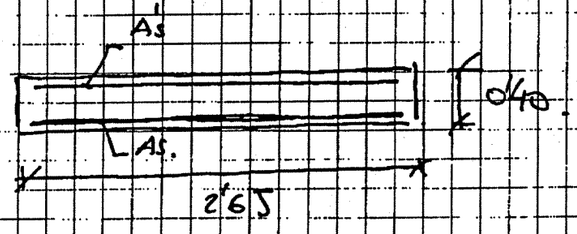
$M_f^{EW} = [135 \cdot 25'68 + 150 \cdot 5'77] \cdot 1'10 =$

$= 47'66$ T·m.

$V_d^{EW} = 135 \cdot 25'68 + 150 \cdot 5'77 = 43'32$ T.

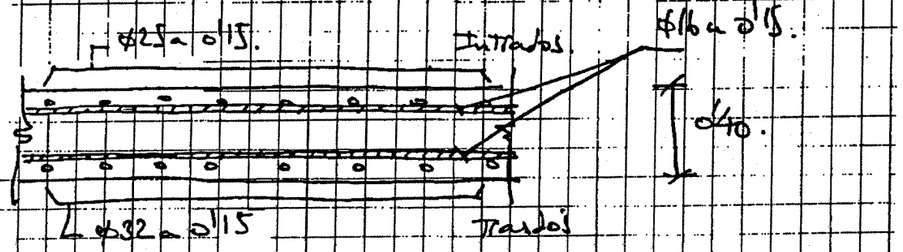
$M_y^{EW} = [25'68 + 5'77] \cdot 1'10 = 34'60$ T·m.

Y la sección de estribo es:



En las páginas adjuntas se incluye el cálculo del armado y la verificación de los diferentes Estados Límite.

La armadura a disponer es:



Obra: P.I. 3.8 - LAV Castellbisbal - Papiol
Aleta 2 - Tramo en Ménsula

Cálculo Armadura Flexión - Aleta en Ménsula

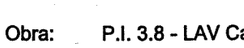
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-400-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 400.00
γc = 1.50
γs = 1.15

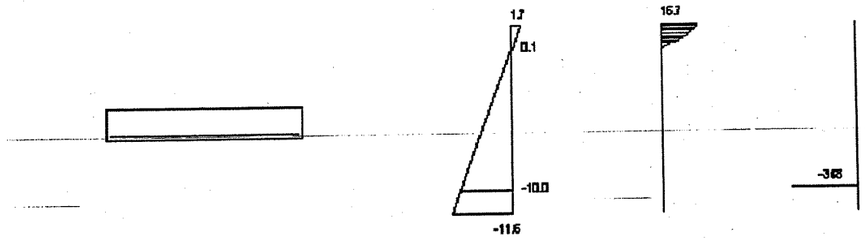
- Sección

Sección : ALETA
b [m] = 2.65
h [m] = 0.40
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050



2 Dimensionamiento

Md [kN·m] = 476.6



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.052
1/r [1/m]·1.E-3 = 33.5
εs ·1.E-3 = 1.7
εi ·1.E-3 = -11.6

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.0	0.1	0.0
0.350	41.4	-10.0	347.8

At_est [cm²] = 41.4

ϕ [mm]	12	14	16	20	25
nºϕ	37	27	21	14	9
nº capas	1	1	1	1	1
At [cm²]	41.8	41.6	42.2	44.0	44.2
wk [mm]	0.20	0.22	0.23	0.25	0.30

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE CORTANTE

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

ALETA EN MÉNSULA

D(mm)	350
fck(N/mm2)	30
Sigma_s(N/mm2)	400
Bo(mm)	2650
As(cm2)	53.62
Vrd(Tn)	43.32
N(Tn)	-175.25

Limitación de tensión en armadura de cortante (art. 40.2 EHE)

*N<0 para compresión.

VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE CORTANTE

PSI	1.756
Roele	0.0058
Sigmaprima (N/mm2)	-1.85
Vu2 (N)	763759.6

No necesita armadura de cortante

OBTENCIÓN DE LA ARMADURA DE CORTANTE NECESARIA

Theta	
Vu2	421565.99
Vsu,p	126000.00

As,c = ***0.0*** **cm²/m**
As,mín= ***26.5*** **cm²/m**

VERIFICACIÓN DE LA COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA

Ac (cm2)	10600
Sigmacd (N/mm2)	-1.65330189
K	1.000
f1cd (N/mm2)	12
Vu1 (N)	5565000

Verificada la resistencia del alma a la compresión

CÁLCULO DE FISURACIÓN

Proyecto: LAV Castellbisbal-Papiol
Elemento: P.I. 3.8

ALETA EN MÉNSULA

DATOS INICIALES			
Ancho	b	cm	265.00
Canto	h	cm	40.00
Arm. Tracción	As1	cm2	53.62
Canto útil	d	cm	35.00
Arm. Compresión	As2	cm2	32.72
Dist. d'	d'	cm	5.00
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	285,768
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

CÁLCULO DE PARÁMETROS ADIMENSIONALES		
Coef. homog.	n	7.35
Cuantía mecánica 1	ρ1	0.0058
Cuantía mecánica 2	ρ2	0.0035

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Prof. fibra neutra	x	cm	2.73
Inercia fisurada	If	cm4	435,678

DATOS PARA CÁLCULO ABERTURA DE FISURA			
Momento solicitante	Mk	mT	34.60
Diámetro	ϕ	mm	32
Separación	s	cm	15
Parámetro k2	k2		0.5
Parámetro β	β		1.7
Coeficiente k1	k1		0.125

DATOS PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	300
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-28.96
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Dist. De As2 a la fib. Sup.	d2	cm	5.00
Area hormigón	Ac	cm2	10600
Area sec. Homog.	Ah	cm2	11234.48
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	20.21
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	1555618.89

CÁLCULO DEL MOMENTO DE FISURACIÓN			
Momento de fisuración	Mfis	mT	22.762

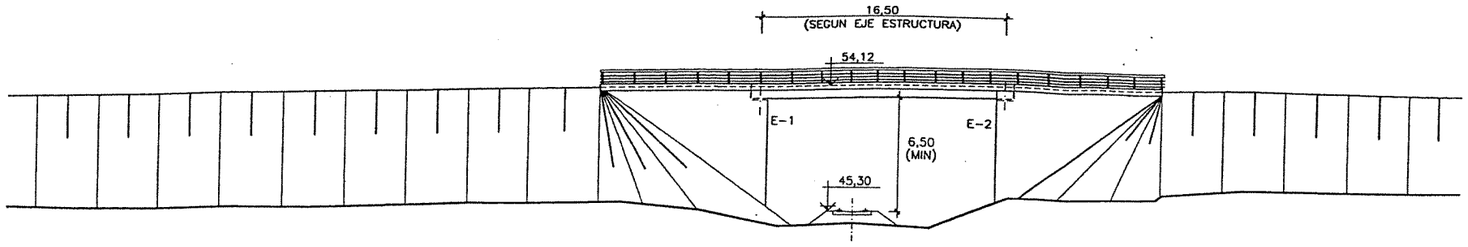
CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	1,239
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	1,883
Area eficaz	Ac,ef	cm2	2650
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.0007
Separación media de fisuras	Sm	mm	177.07
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.21**

- **Paso Superior 4.3**

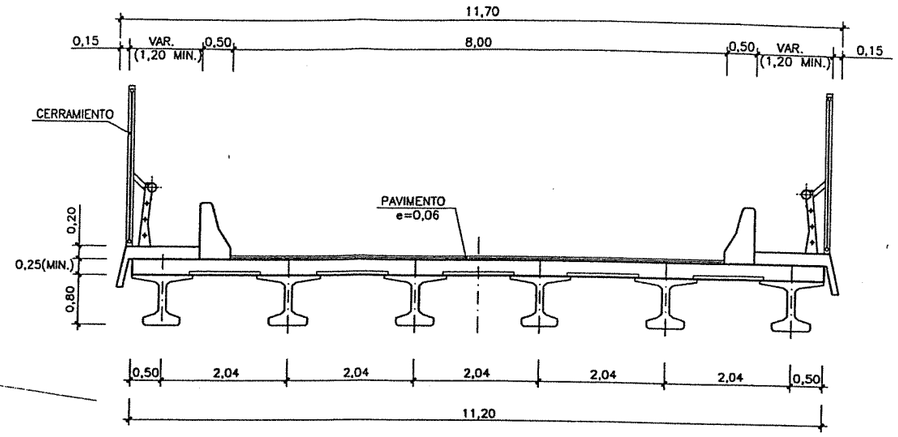
ÍNDICE

1. **DEFINICIÓN GENERAL.**
2. **MEMORIA.**
   - 2.1. Descripción de la estructura.
   - 2.2. Bases de cálculo.
   - 2.3. Acciones.
3. **CÁLCULO DEL TABLERO.**
4. **APOYOS.**
5. **ESTRIBOS.**
   - 5.1. Acciones sobre estribos.
   - 5.2. Modelo de cálculo.
   - 5.3. Resultados y dimensionamiento.
   - 5.4. Esquema de armado.
   - 5.5. Aletas.
6. **PRUEBA DE CARGA.**

1.-DEFINICIÓN GENERAL.



ALZADO FRONTAL
ESCALA 1:200



SECCION A-A
ESCALA 1:100



PLANTA
ESCALA 1:200

.DEFPS4.3

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

TÍTULO
PROYECTO CONSTRUCTIVO
LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID
ZARAGOZA - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA
TRAMO: CASTELLBISBAL-EL PAPIOL
PLATAFORMA

AUTOR
EDUARDO BORRELL ARQUÉ
Intraesa Ingeniería de Trazados y Estructuras
[ec] 4 INGENIEROS CONSULTORES

ESCALA
Varias | Gráfica

FECHA
SEPTIEMBRE - 2001

TÍTULO DEL PLANO
PS 4,3

Nº DE PLANO
2.10.3.4
Hoja 1 de 1

2.- MEMORIA.

2.1.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El Paso Superior PS 4,3 se resuelve mediante un tablero de un vano de 11.20 metros de ancho y luz de cálculo 16.50 metros. Se han utilizado seis vigas prefabricadas de sección en I de 0.80 metros de canto.

Sobre las vigas se ejecuta una losa de hormigón "in situ" de un espesor mínimo de 0.25 metros. Para la ejecución de la losa se disponen, como encofrado perdido, placas prefabricadas de hormigón de 6 cm de espesor.

Todas las vigas son pretensadas en banco.

2.2.- BASES DE CÁLCULO

2.2.1.- Normativa

Las Normas e Instrucciones que se han utilizado son:

-"Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de puentes de Carretera " (IAP-98)

-"Instrucción de Hormigón Estructural" (EHE)

2.2.2.- Acciones

Los valores característicos y de cálculo de las acciones y las combinaciones para diferentes situaciones se han determinado de acuerdo con lo indicado en la "Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de puentes de Carretera" (IAP-98) y en la EHE. Dentro del análisis se incluyeron: peso propio, carga muerta, pretensado, retracción y fluencia, sobrecargas de uso, viento y acciones térmicas.

2.2.3.- Materiales y coeficientes de seguridad

Hormigones:

TIPO	f_{ck} (N/mm^2)	ELEMENTO ESTRUCTURAL
HP-45	45	Vigas prefabricadas pretensadas
HA-25	25	Losa superior de tablero
HA-25	25	Pilotes, encepado y estribos
HM-15	15	Capas de regularización

Coeficiente parcial de seguridad para E.L.U.: γ_c= 1.50

Aceros:

- Para armaduras pasivas:
B 500 S f_{yk} = 500 N/mm^2

Coeficiente parcial de seguridad para E.L.U.: γ_s= 1.15

- Para armaduras activas
Y 1860 S7 ϕ 15.2 mm $f_{máx}$ = 1860 N/mm^2

Tendones de pretensado interior adherentes no reemplazables.

Coeficiente parcial de seguridad para E.L.U.: γ_p= 1.15

Niveles de control:

Se han usado coeficientes de mayoración de las acciones para un nivel de control de la ejecución **intenso** en tablero y **normal** en el resto de la obra.

Recubrimiento nominal:

El recubrimiento mínimo será de 30 mm, en aquellos elementos que se correspondan con un ambiente IIb, y de 25 mm en los que el ambiente sea IIa (cimentaciones). El recubrimiento nominal será función del nivel de control del tipo de elemento a considerar.

2.2.4.- Criterios generales de cálculo

Se ha realizado un análisis estructural por separado del tablero y de la subestructura (pilas y cargaderos.

Para el cálculo de los esfuerzos longitudinales y transversales sobre el tablero (vigas unidas por losa de compresión) se utiliza un modelo de emparrillado.

La comprobación de la viga en los diferentes estados de solicitación se realiza mediante un programa de ordenador especialmente desarrollado para ello. Este programa calcula los esfuerzos exteriores, los esfuerzos de pretensado, las tensiones en los diferentes estados de carga considerados, los coeficientes de seguridad a rotura y las armaduras longitudinales y transversales necesarias en las diferentes secciones.

El programa de ordenador calcula las características de la viga compuesta (viga + losa de compresión) teniendo en cuenta la anchura de losa equivalente, reducida por la relación de módulos de elasticidad de viga y losa, al utilizarse diferente calidades de hormigón. El programa también calcula las características de la sección teniendo en cuenta la homogeneización del acero de pretensado.

Con los esfuerzos obtenidos a partir de este análisis se han efectuado las siguientes comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio:

Tablero:

Flexión longitudinal: Para obtener la armadura activa se ha realizado la comprobación de tensiones en E.L.S. y seccional en E.L.U. a partir de los resultados del modelo de emparrillado. Para obtener la armadura pasiva se ha realizado la comprobación para solicitaciones tangentes en E.L.U.

Flexión transversal: Se ha realizado un estudio de los esfuerzos de flexión general transversal en la losa del tablero y de los de flexión local para dimensionar la armadura necesaria en E.L.U.

Estribos

Para su análisis, se han considerado las acciones verticales y horizontales que el tablero le transmite. Se ha realizado la comprobación en E.L.S. para el terreno y en E.L.U. para los elementos de hormigón armado.

2.3.- ACCIONES

2.3.1.- Acciones Permanentes (G)

2.3.1.1.- Peso propio

Peso propio de la vigas (25 kN/m^3)
Peso de la losa de compresión (25 kN/m^3)

2.3.1.2.- Cargas muertas

En el modelo, la carga muerta se representa por una carga uniformemente repartida.

- Pavimento:
  Densidad: 23 kN/m^3.
  Espesor: 0.06 m.
  Plataforma: 8.00 m.

Según la IAP-98, se considerarán dos valores extremos para la acción debida al pavimento:

P (Vr. inferior) = 8.00*0.06*23 = 11.04 kN/m
(Espesor de proyecto)
P (Vr. superior) = 8.00*(1.5*0.06)*23 = 16.56 kN/m
(Incremento del 50 % sobre el valor teórico)

- Biondas:

2*1.0 kN/m= 2.00 kN/m

- Barreras:

2*25*0.313= 15.65 kN/m

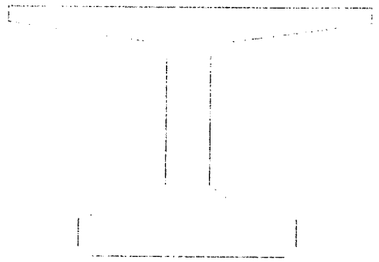
- Barandillas:

2*0.8 kN/m = 1.60 kN/m

- Aceras e impostas:
  (0.356+0.304)*25 = 16.50 kN/m

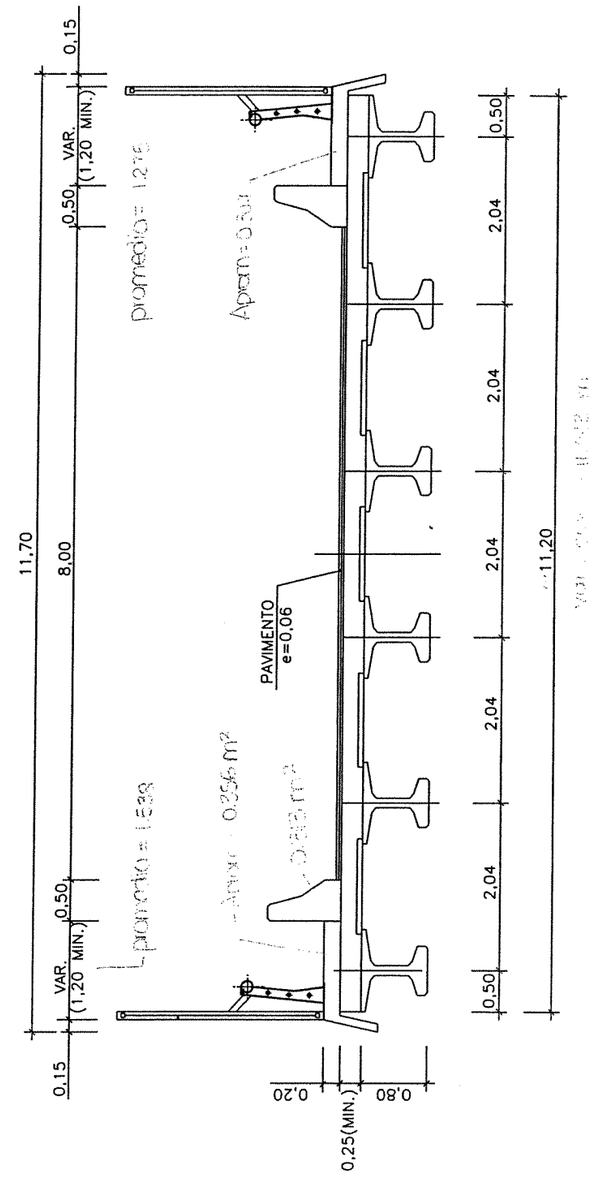
- Total Carga Muerta (CM):
  CM (1.00*Pav) = **P = 46.79 kN/m**

  CM (1.50*Pav) = **P = 52.31 kN/m**



---------- REGIONES ----------

Área: 0.251
Perímetro: 4.186
Cuadro delimitador: X: -0.770 -- 0.796
Y: -1.070 -- 0.496
Centro de gravedad: X: 0.000
Y: -0.389
Momentos de inercia: X: 0.061
Y: 0.008
Producto de inercia: XY: 0.000
Radios de giro: X: 0.492
Y: 0.184
Momentos principales y direcciones X-Y alrededor del centro de gravedad:
I: 0.008 a lo largo de [0.000 1.000]
J: 0.023 a lo largo de [-1.000 0.000]



2.3.3.- Acciones Variables (Q)

2.3.3.1.- Sobrecargas de uso

2.3.3.1.1.- Sobrecarga uniforme de 4 kN/m^2:

Carga de 4 kN/m^2 extendida en toda la anchura de la plataforma.

2.3.3.1.2.- Vehículo de 600 kN:

Como prescribe la norma, por ser b < 12 m se considerará la actuación de un solo vehículo.

2.3.3.1.3.- Frenado y Arranque

Según la IAP 98, y, siendo L_F el menor valor entre la longitud del puente y 270 m:

Carga de frenado = sobrecargas/20 = (1/20) * (4 * b + 600 / L_F) kN/m , en dirección longitudinal y en la parte superior del pavimento.

Según la Instrucción:
Ancho de plataforma: 8.00 m

Se verificará:

- Valor mínimo 20 * 8.00 = 160 ≥ 140 kN
- Valor máximo 60 * 8.00 = 480 < 720 kN

Por lo tanto:

Para L_F = 16.95 m.
Carga de frenado = 1/20 (4 * 8.00 * 16.95+ 600) = 57.12 kN

57.21 kN<160 kN

Fuerza horizontal repartida = 160.00 / 16.95 = 9.44 kN/m

Fx = 9.44 kN/m

3.-CÁLCULO DEL TABLERO.

Modelo 1

NOMBRE DEL PROYECTO F.C.C.: LAV PAPIOL. PS 4.3 MIN

DATOS BASICOS PARA EL CALCULO Arch.: PS-43MIN

DATOS GEOMETRICOS

LUZ DEL TABLERO:	15.90 m
ANCHO TOTAL DE TABLERO:	11.20 m
ANCHO ACERA IZQUIERDA:	1.20 m
ANCHO ACERA DERECHA:	1.20 m
INTEREJE DE VIGAS:	2.04 m
No. DE VIGAS :	6
DISTANCIA EJE APOYO A EXTREMO:	0.35 m

NOMBRE DE LAS VIGAS: PREC-I80 PUENTE SIN VOLADIZO

SECCION VIGA :

Trapecio	Base superior	Base inferior	Altura
SUP.No. 1	1.000	1.000	0.050
No. 2	1.000	0.240	0.060
No. 3	0.240	0.120	0.050
No. 4	0.120	0.120	0.410
No. 5	0.120	0.240	0.050
No. 6	0.240	0.600	0.060
No. 7	0.600	0.600	0.090
INF.No. 8	0.600	0.540	0.030

ESPESOR DE LOSA SOBRE VIGAS:	0.20 m
CANTO TOTAL DEL TABLERO:	1.05 m
ENCOFRADO PERDIDO: LONGITUD APOYO VIGA:	0.05 m
ENCOFRADO PERDIDO: ESPESOR APOYO VIGA:	0.05 m
ENCOFRADO PERDIDO: LONGITUD TOTAL:	1.14 m
ESPESOR DE PAVIMENTO	0.11 m
DIST. DE LA BARRERA IZQ. A BORDE TABLERO:	1.20 m
DIST. DE LA BARRERA DER. A BORDE TABLERO:	1.20 m
DISTANCIA DE BARANDILLA A BORDE TABLERO:	0.00 m

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

RESISTENCIA CARACTERISTICA HORMIGON VIGA:	450	Kp/cm2
RESISTENCIA CARACTERISTICA HORMIGON LOSA:	250	Kp/cm2
LIMITE ELASTICO DEL ACERO ACTIVO:	17165	Kp/cm2
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO ACTIVO:	1900000	Kp/cm2
AREA DE UN CORDON:	1.39	cm2
LIMITE ELASTICO DEL ACERO PASIVO:	5100	Kp/cm2
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO PASIVO:	2100000	Kp/cm2

CARGAS

PESO ESPECIFICO DEL HORMIGON:	2.5	t/m3
PESO ESPECIFICO DEL PAVIMENTO:	2.5	t/m3
PESO POR m2 DE ACERA:	500.0	Kp/m2
PESO POR m. l. DE BARANDILLA:	50.0	Kp/m
PESO POR m. l. DE BARRERA:	1200.0	Kp/m
SOBRECARGA CARRO DE 60 t. (COEF.)	1.0	
SOBRECARGA UNIFORME:	400.0	Kp/m2
DIST. RUEDA EXT. CARRO A BORDE ACERA:	1.0	m

TENSIONES DE CALCULO

TRACCION ADMISIBLE AL PRETENSAR:	22.4	Kp/cm2
TRACCION ADMISIBLE CON SOBRECARGA:	40.0	Kp/cm2
COMPRESION ADMISIBLE AL PRETENSAR:	233.3	Kp/cm2
COMPRESION ADMISIBLE CON SOBRECARGA- VIGA	281.3	Kp/cm2
COMPRESION ADMISIBLE CON SOBRECARGA- LOSA	156.3	Kp/cm2
TENSION PRETENSADO ARMADURA ACTIVA:	14250.0	Kp/cm2

COEFICIENTES

COEF. DE MAYORACION DE ACCIONES:	1.5
COEF. DE MINORACION DEL HORMIGON (VIGA):	1.5
COEF. DE MINORACION DEL HORMIGON (LOSA):	1.5
COEFICIENTE DE MINORACION DEL ACERO:	1.15

ARMADURA PASIVA LONGITUDINAL (SIN REFUERZO POR FLEXION)

No. DE FILAS DE LA ARMADURA PASIVA: 1

FILA: 1 AREA : 1.00 cm2 ALTURA: 0.030 m.

ARMADURA DE REFUERZO: ALTURA DEL CDG: 0.040 m.

ARMADURA ACTIVA

DATOS DE ENTRADA

No. DE FILAS DE CABLE ACTIVO (EN CABEZA INFERIOR) 2

No. MAXIMO DE CABLES EN FILA 1: 10 ALTURA: 0.050 m.
No. MAXIMO DE CABLES EN FILA 2: 4 ALTURA: 0.100 m.

LONGITUD MAXIMA DE ENVAINADO: 4.50 m.

No. DE CABLES EN CABEZA SUPERIOR: MINIMO = 1 MAXIMO = 1

DATOS DE SALIDA

No. DE FILAS DE CABLES EN CABEZA INFERIOR: 2

FILA: 1 No. DE CABLES: 10 ALTURA: 0.050 m.
FILA: 2 No. DE CABLES: 4 ALTURA: 0.100 m.

No. DE CABLES EN CABEZA SUPERIOR: 1 ALTURA : 0.760 m.

CARACTERISTICAS SECCION COMPUESTA PARA REPARTO DE MOMENTOS

ALTURA DEL C.D.G.	=	0.7022 m.	MODULO RES. SUP. LOSA =	0.1796 m3
INERCIA	=	0.0625 m4	MODULO RES. SUP. VIGA =	0.6388 m3
SUPERFICIE	=	0.5625 m2	MODULO RES. INF. VIGA =	0.0889 m3
INERCIA POR ML. DE TABLERO	=	0.0335 m4		
INERCIA LONGITUDINAL A TORSION	=	0.0023 m4		

MOMENTOS MAXIMOS EN VIGAS SIN MAYORAR

VIGA: 2

PESO VIGA	:	19.806 Mt.
PESO LOSA	:	40.292 Mt.
PESO MUERTO	:	31.704 Mt.
SOBREC. UNIF.	:	26.192 Mt.
CARRO	:	70.867 Mt.

VIGA MAS DESFAVORABLE : 2

MOMENTO MAXIMO TOTAL: 188.860 Mt.

VIGA EXTREMA
DATOS DEL PRETENSADO

PRETENSADO : 297 t.
ALTURA DEL PRETENSADO: 0.111 m.

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION DE CABEZA DE VIGA

FIBRA SUPERIOR	:	-226 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	1926 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	207 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR	:	-60 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	2336 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION CENTRAL

FIBRA SUPERIOR	:	17 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	2259 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL AL COLOCAR LOSA

FIBRA SUPERIOR	:	546 t/m2	INERCIA:	0.0235 m4
FIBRA INFERIOR	:	1608 t/m2	SUPERFICIE:	0.2606 m2
PRETENSADO	:	264 t	C.D.G.:	0.3992 m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	292 t/m2	INERCIA:	0.0621 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	636 t/m2	SUPERFICIE:	0.5212 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	1050 t/m2	C.D.G.:	0.6658 m
PRETENSADO	:	255 t.		

TENSIONES CON C. MUERTAS A TIEMPO INF. EN SEC. A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	249 t/m2	INERCIA:	0.0683 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	410 t/m2	SUPERFICIE:	0.5419 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	1249 t/m2	C.D.G.:	0.6444 m
PRETENSADO	:	228 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS PARA TIEMPO INFINITO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	309 t/m2	INERCIA:	0.0683 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	627 t/m2	SUPERFICIE:	0.5419 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	959 t/m2	C.D.G.:	0.6444 m
PRETENSADO	:	228 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. RARA

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	687 t/m2	INERCIA:	0.0621 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	759 t/m2	SUPERFICIE:	0.5212 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	305 t/m2	C.D.G.:	0.6658 m
PRETENSADO	:	228 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. FRECUENTE

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	536 t/m2	INERCIA:	0.0621 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	706 t/m2	SUPERFICIE:	0.5212 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	567 t/m2	C.D.G.:	0.6658 m
PRETENSADO	:	228 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. CUASI-PERM.

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	385 t/m2	INERCIA:	0.0621 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	654 t/m2	SUPERFICIE:	0.5212 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	828 t/m2	C.D.G.:	0.6658 m
PRETENSADO	:	228 t.		

PERDIDAS FINALES DEL PRETENSADO: 69 t.
PORCENTAJE (%): 23

Perdidas transferencia: 18 t
Perdidas retraccion: 6 t
Perdidas relajacion: 9 t
Perdidas fluencia: 35 t

CABLES ENVAINADOS: 4 EN 4.50 m. DESDE EL EXTREMO

VIGA INTERIOR
DATOS DEL PRETENSADO

PRETENSADO : 297 t.
ALTURA DEL PRETENSADO: 0.111 m.

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION DE CABEZA DE VIGA

FIBRA SUPERIOR	:	-226 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	1926 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	207 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR	:	-60 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	2336 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION CENTRAL

FIBRA SUPERIOR	:	17 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	2259 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL AL COLOCAR LOSA

FIBRA SUPERIOR	:	721 t/m2	INERCIA:	0.0235 m4
FIBRA INFERIOR	:	1434 t/m2	SUPERFICIE:	0.2606 m2
PRETENSADO	:	264 t	C.D.G.:	0.3992 m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	175 t/m2	INERCIA:	0.0678 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	759 t/m2	SUPERFICIE:	0.5987 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	1032 t/m2	C.D.G.:	0.7026 m
PRETENSADO	:	255 t.		

TENSIONES CON C. MUERTAS A TIEMPO INF. EN SEC. A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	159 t/m2	INERCIA:	0.0749 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	501 t/m2	SUPERFICIE:	0.6194 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	1218 t/m2	C.D.G.:	0.6827 m
PRETENSADO	:	229 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS PARA TIEMPO INFINITO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	195 t/m2	INERCIA:	0.0749 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	747 t/m2	SUPERFICIE:	0.6194 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	918 t/m2	C.D.G.:	0.6827 m
PRETENSADO	:	229 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. RARA

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	692 t/m2	INERCIA:	0.0678 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	886 t/m2	SUPERFICIE:	0.5987 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	-87 t/m2	C.D.G.:	0.7026 m
PRETENSADO	:	229 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. FRECUENTE

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	493 t/m2	INERCIA:	0.0678 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	830 t/m2	SUPERFICIE:	0.5987 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	315 t/m2	C.D.G.:	0.7026 m
PRETENSADO	:	229 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. CUASI-PERM.

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	294 t/m2	INERCIA:	0.0678 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	775 t/m2	SUPERFICIE:	0.5987 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	717 t/m2	C.D.G.:	0.7026 m
PRETENSADO	:	229 t.		

PERDIDAS FINALES DEL PRETENSADO: 69 t.
PORCENTAJE (%): 23

Perdidas transferencia: 18 t
Perdidas retraccion: 6 t
Perdidas relajacion: 9 t
Perdidas fluencia: 35 t

CABLES ENVAINADOS: 4 EN 4.50 m. DESDE EL EXTREMO

ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION (VIGA: 1)

ARMADURA ACTIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO DEFORM. ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN DESCOMP. o/oo	COEFICIENTE EN COMPR.
13.90	0.050	14926	1900000	0.5439	1.00
5.56	0.100	14926	1900000	0.5439	1.00
1.39	0.760	14926	1900000	0.5439	1.00

ARMADURA PASIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN COMPR.
1.00	0.030	4435	2100000	1.00
REFUERZO	0.040	4435	2100000	1.00

DEFORMACIONES LIMITE

Sup.= 3.00000 o/oo Y= 1.050 m
Inf.= 10.00000 o/oo Y= 0.050 m

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA POR FLEXION

DEFORMACIONES ESFUERZOS (COEF. MAYOR. CARGAS: 1.5)

Sup.= 2.1 o/oo
Inf.= 10.0 o/oo Mult.= 273.27 mt.

REFUERZO ADICIONAL DE ARMADURA PASIVA : 0.000 cm2

ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION (VIGA: 2)

ARMADURA ACTIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO DEFORM. ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN DESCOMP. o/oo	COEFICIENTE EN COMPR.
13.90	0.050	14926	1900000	0.5439	1.00
5.56	0.100	14926	1900000	0.5439	1.00
1.39	0.760	14926	1900000	0.5439	1.00

ARMADURA PASIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN COMPR.
1.00	0.030	4435	2100000	1.00
REFUERZO	0.040	4435	2100000	1.00

DEFORMACIONES LIMITE

Sup.= 3.00000 o/oo Y= 1.050 m
Inf.= 10.00000 o/oo Y= 0.050 m

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA POR FLEXION

DEFORMACIONES ESFUERZOS (COEF. MAYOR. CARGAS: 1.5)

Sup.= 1.7 o/oo
Inf.= 10.0 o/oo Mult.= 285.53 mt.

REFUERZO ADICIONAL DE ARMADURA PASIVA : 2.000 cm2

- 1.5 m A CADA LADO DEL EJE DE LA VIGA (sin anclaje)

2798

MOMENTOS TRANSVERSALES EN LOSA

MOMENTOS TRANSVERSALES GENERALIZADOS

POR CARRO DE 60 Mp

MOMENTO POSITIVO = 2.98 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -0.59 mt/m

POR SOBRECARGA UNIFORME

MOMENTO POSITIVO = 0.53 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -0.53 mt/m

POR ACERAS, BARANDILLAS Y BARRERAS

MOMENTO = -0.74 mt/m

MOMENTOS TRANSVERSALES LOCALIZADOS

POR CARRO DE 60 Mp

MOMENTO POSITIVO = 2.24 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -2.24 mt/m

POR SOBRECARGA UNIFORME

MOMENTO POSITIVO = 0.07 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -0.09 mt/m

MOMENTOS POR CARGAS PERMANENTES

MOMENTO POSITIVO = 0.13 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -0.18 mt/m

MOMENTOS TOTALES EN LOSA

MOMENTO POSITIVO TOTAL = 5.22 mt/m
MOMENTO NEGATIVO TOTAL = -3.78 mt/m

CAPACIDADES MECANICAS

CAPACIDAD MECANICA ARMADURA INFERIOR = 50.53 Mp/m
CAPACIDAD MECANICA ARMADURA SUPERIOR = 35.64 Mp/m

ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL = 20.02 Kg/m2

Modelo 2

2799

NOMBRE DEL PROYECTO F.C.C.: LAV PAPIOL. PS 4.3 MAX

DATOS BASICOS PARA EL CALCULO Arch.: PS-43MAX

DATOS GEOMETRICOS

LUZ DEL TABLERO:	16.60 m
ANCHO TOTAL DE TABLERO:	12.20 m
ANCHO ACERA IZQUIERDA:	2.20 m
ANCHO ACERA DERECHA:	1.20 m
INTEREJE DE VIGAS:	2.24 m
No. DE VIGAS :	6
DISTANCIA EJE APOYO A EXTREMO:	0.35 m

NOMBRE DE LAS VIGAS: PREC-I80 PUENTE SIN VOLADIZO

SECCION VIGA :

Trapecio		Base superior	Base inferior	Altura
SUP.	No. 1	1.000	1.000	0.050
	No. 2	1.000	0.240	0.060
	No. 3	0.240	0.120	0.050
	No. 4	0.120	0.120	0.410
	No. 5	0.120	0.240	0.050
	No. 6	0.240	0.600	0.060
	No. 7	0.600	0.600	0.090
INF.	No. 8	0.600	0.540	0.030

ESPESOR DE LOSA SOBRE VIGAS:	0.20 m
CANTO TOTAL DEL TABLERO:	1.05 m
ENCOFRADO PERDIDO: LONGITUD APOYO VIGA:	0.05 m
ENCOFRADO PERDIDO: ESPESOR APOYO VIGA:	0.05 m
ENCOFRADO PERDIDO: LONGITUD TOTAL:	1.34 m
ESPESOR DE PAVIMENTO	0.11 m
DIST. DE LA BARRERA IZQ. A BORDE TABLERO:	2.20 m
DIST. DE LA BARRERA DER. A BORDE TABLERO:	1.20 m
DISTANCIA DE BARANDILLA A BORDE TABLERO:	0.00 m

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

RESISTENCIA CARACTERISTICA HORMIGON VIGA:	450	Kp/cm2
RESISTENCIA CARACTERISTICA HORMIGON LOSA:	250	Kp/cm2
LIMITE ELASTICO DEL ACERO ACTIVO:	17165	Kp/cm2
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO ACTIVO:	1900000	Kp/cm2
AREA DE UN CORDON:	1.39	cm2
LIMITE ELASTICO DEL ACERO PASIVO:	5100	Kp/cm2
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO PASIVO:	2100000	Kp/cm2

CARGAS

PESO ESPECIFICO DEL HORMIGON:	2.5	t/m3
PESO ESPECIFICO DEL PAVIMENTO:	2.5	t/m3
PESO POR m2 DE ACERA:	500.0	Kp/m2
PESO POR m. l. DE BARANDILLA:	50.0	Kp/m
PESO POR m. l. DE BARRERA:	1200.0	Kp/m
SOBRECARGA CARRO DE 60 t. (COEF.)	1.0	
SOBRECARGA UNIFORME:	400.0	Kp/m2
DIST. RUEDA EXT. CARRO A BORDE ACERA:	1.0	m

TENSIONES DE CALCULO

TRACCION ADMISIBLE AL PRETENSAR:	22.4	Kp/cm2
TRACCION ADMISIBLE CON SOBRECARGA:	40.0	Kp/cm2
COMPRESION ADMISIBLE AL PRETENSAR:	233.3	Kp/cm2
COMPRESION ADMISIBLE CON SOBRECARGA- VIGA	281.3	Kp/cm2
COMPRESION ADMISIBLE CON SOBRECARGA- LOSA	156.3	Kp/cm2
TENSION PRETENSADO ARMADURA ACTIVA:	14250.0	Kp/cm2

COEFICIENTES

COEF. DE MAYORACION DE ACCIONES:	1.5
COEF. DE MINORACION DEL HORMIGON (VIGA):	1.5
COEF. DE MINORACION DEL HORMIGON (LOSA):	1.5
COEFICIENTE DE MINORACION DEL ACERO:	1.15

ARMADURA PASIVA LONGITUDINAL (SIN REFUERZO POR FLEXION)

No. DE FILAS DE LA ARMADURA PASIVA: 1

FILA: 1 AREA : 1.00 cm2 ALTURA: 0.030 m.

ARMADURA DE REFUERZO: ALTURA DEL CDG: 0.040 m.

ARMADURA ACTIVA

DATOS DE ENTRADA

No. DE FILAS DE CABLE ACTIVO (EN CABEZA INFERIOR) 2

No. MAXIMO DE CABLES EN FILA 1: 10 ALTURA: 0.050 m.
No. MAXIMO DE CABLES EN FILA 2: 4 ALTURA: 0.100 m.

LONGITUD MAXIMA DE ENVAINADO: 4.50 m.

No. DE CABLES EN CABEZA SUPERIOR: MINIMO = 1 MAXIMO = 1

DATOS DE SALIDA

No. DE FILAS DE CABLES EN CABEZA INFERIOR: 2

FILA: 1 No. DE CABLES: 10 ALTURA: 0.050 m.
FILA: 2 No. DE CABLES: 4 ALTURA: 0.100 m.

No. DE CABLES EN CABEZA SUPERIOR: 1 ALTURA : 0.760 m.

2800

CARACTERISTICAS SECCION COMPUESTA PARA REPARTO DE MOMENTOS

ALTURA DEL C.D.G.	=	0.7127 m.	MODULO RES. SUP. LOSA =	0.1898 m3
INERCIA	=	0.0640 m4	MODULO RES. SUP. VIGA =	0.7331 m3
SUPERFICIE	=	0.5874 m2	MODULO RES. INF. VIGA =	0.0898 m3
INERCIA POR ML. DE TABLERO	=	0.0315 m4		
INERCIA LONGITUDINAL A TORSION	=	0.0025 m4		

MOMENTOS MAXIMOS EN VIGAS SIN MAYORAR

VIGA: 2

PESO VIGA	:	21.588 Mt.
PESO LOSA	:	48.223 Mt.
PESO MUERTO	:	36.745 Mt.
SOBREC. UNIF.	:	31.341 Mt.
CARRO	:	78.520 Mt.

VIGA MAS DESFAVORABLE : 2

MOMENTO MAXIMO TOTAL: 216.418 Mt.

VIGA EXTREMA IZQUIERDA
DATOS DEL PRETENSADO

PRETENSADO : 297 t.
ALTURA DEL PRETENSADO: 0.111 m.

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION DE CABEZA DE VIGA

FIBRA SUPERIOR	:	-226 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	1926 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	207 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR	:	-45 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	2321 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION CENTRAL

FIBRA SUPERIOR	:	47 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	2229 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL AL COLOCAR LOSA

FIBRA SUPERIOR	:	659 t/m2	INERCIA:	0.0235 m4
FIBRA INFERIOR	:	1496 t/m2	SUPERFICIE:	0.2606 m2
PRETENSADO	:	264 t	C.D.G.:	0.3992 m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	290 t/m2	INERCIA:	0.0633 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	744 t/m2	SUPERFICIE:	0.5361 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	928 t/m2	C.D.G.:	0.6737 m
PRETENSADO	:	256 t.		

TENSIONES CON C. MUERTAS A TIEMPO INF. EN SEC. A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	239 t/m2	INERCIA:	0.0697 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	471 t/m2	SUPERFICIE:	0.5568 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	1192 t/m2	C.D.G.:	0.6526 m
PRETENSADO	:	230 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS PARA TIEMPO INFINITO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	306 t/m2	INERCIA:	0.0697 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	736 t/m2	SUPERFICIE:	0.5568 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	844 t/m2	C.D.G.:	0.6526 m
PRETENSADO	:	230 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. RARA

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	590 t/m2	INERCIA:	0.0633	m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	832 t/m2	SUPERFICIE:	0.5361	m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	334 t/m2	C.D.G.:	0.6737	m
PRETENSADO	:	230 t.			

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. FRECUENTE

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	476 t/m2	INERCIA:	0.0633	m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	794 t/m2	SUPERFICIE:	0.5361	m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	538 t/m2	C.D.G.:	0.6737	m
PRETENSADO	:	230 t.			

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. CUASI-PERM.

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	362 t/m2	INERCIA:	0.0633	m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	755 t/m2	SUPERFICIE:	0.5361	m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	742 t/m2	C.D.G.:	0.6737	m
PRETENSADO	:	230 t.			

PERDIDAS FINALES DEL PRETENSADO: 67 t.
PORCENTAJE (%): 23

Perdidas transferencia:	18 t
Perdidas retraccion:	6 t
Perdidas relajacion:	9 t
Perdidas fluencia:	34 t

CABLES ENVAINADOS: 4 EN 4.50 m. DESDE EL EXTREMO

VIGA INTERIOR
DATOS DEL PRETENSADO

PRETENSADO : 297 t.
ALTURA DEL PRETENSADO: 0.111 m.

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION DE CABEZA DE VIGA

FIBRA SUPERIOR	:	-226 t/m2	INERCIA:	0.0225	m4
FIBRA INFERIOR	:	1926 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491	m2
PRETENSADO	:	207 t	C.D.G.:	0.4125	m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR	:	-45 t/m2	INERCIA:	0.0225	m4
FIBRA INFERIOR	:	2321 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491	m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125	m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION CENTRAL

FIBRA SUPERIOR	:	47 t/m2	INERCIA:	0.0225	m4
FIBRA INFERIOR	:	2229 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491	m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125	m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL AL COLOCAR LOSA

FIBRA SUPERIOR	:	886 t/m2	INERCIA:	0.0235	m4
FIBRA INFERIOR	:	1270 t/m2	SUPERFICIE:	0.2606	m2
PRETENSADO	:	264 t	C.D.G.:	0.3992	m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	189 t/m2	INERCIA:	0.0696	m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	924 t/m2	SUPERFICIE:	0.6285	m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	823 t/m2	C.D.G.:	0.7143	m
PRETENSADO	:	256 t.			

TENSIONES CON C. MUERTAS A TIEMPO INF. EN SEC. A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	163 t/m2	INERCIA:	0.0771	m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	603 t/m2	SUPERFICIE:	0.6492	m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	1105 t/m2	C.D.G.:	0.6950	m
PRETENSADO	:	231 t.			

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS PARA TIEMPO INFINITO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	205 t/m2	INERCIA:	0.0771	m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	913 t/m2	SUPERFICIE:	0.6492	m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	725 t/m2	C.D.G.:	0.6950	m
PRETENSADO	:	231 t.			

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. RARA

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	735 t/m2	INERCIA:	0.0696 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	1048 t/m2	SUPERFICIE:	0.6285 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	-401 t/m2	C.D.G.:	0.7143 m
PRETENSADO	:	231 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. FRECUENTE

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	523 t/m2	INERCIA:	0.0696 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	994 t/m2	SUPERFICIE:	0.6285 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	49 t/m2	C.D.G.:	0.7143 m
PRETENSADO	:	231 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. CUASI-PERM.

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	311 t/m2	INERCIA:	0.0696 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	940 t/m2	SUPERFICIE:	0.6285 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	500 t/m2	C.D.G.:	0.7143 m
PRETENSADO	:	231 t.		

PERDIDAS FINALES DEL PRETENSADO: 66 t.
PORCENTAJE (%): 22

Perdidas transferencia: 18 t
Perdidas retraccion: 6 t
Perdidas relajacion: 9 t
Perdidas fluencia: 33 t

CABLES ENVAINADOS: 4 EN 4.50 m. DESDE EL EXTREMO

VIGA EXTREMA DERECHA
DATOS DEL PRETENSADO

PRETENSADO : 297 t.
ALTURA DEL PRETENSADO: 0.111 m.

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION DE CABEZA DE VIGA

FIBRA SUPERIOR	:	-226 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	1926 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	207 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR	:	-45 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	2321 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES AL PRETENSAR EN SECCION CENTRAL

FIBRA SUPERIOR	:	47 t/m2	INERCIA:	0.0225 m4
FIBRA INFERIOR	:	2229 t/m2	SUPERFICIE:	0.2491 m2
PRETENSADO	:	277 t	C.D.G.:	0.4125 m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL AL COLOCAR LOSA

FIBRA SUPERIOR	:	659 t/m2	INERCIA:	0.0235 m4
FIBRA INFERIOR	:	1496 t/m2	SUPERFICIE:	0.2606 m2
PRETENSADO	:	264 t	C.D.G.:	0.3992 m

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	320 t/m2	INERCIA:	0.0633 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	754 t/m2	SUPERFICIE:	0.5361 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	874 t/m2	C.D.G.:	0.6737 m
PRETENSADO	:	256 t.		

TENSIONES CON C. MUERTAS A TIEMPO INF. EN SEC. A: 4.2 m. DEL EJE DE APOYO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	260 t/m2	INERCIA:	0.0697 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	480 t/m2	SUPERFICIE:	0.5568 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	1160 t/m2	C.D.G.:	0.6526 m
PRETENSADO	:	230 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON CARGAS MUERTAS PARA TIEMPO INFINITO

FIBRA SUPERIOR LOSA	:	333 t/m2	INERCIA:	0.0697 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	:	747 t/m2	SUPERFICIE:	0.5568 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	:	800 t/m2	C.D.G.:	0.6526 m
PRETENSADO	:	230 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. RARA

FIBRA SUPERIOR LOSA	754 t/m2	INERCIA:	0.0633 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	889 t/m2	SUPERFICIE:	0.5361 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	46 t/m2	C.D.G.:	0.6737 m
PRETENSADO	230 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. FRECUENTE

FIBRA SUPERIOR LOSA	586 t/m2	INERCIA:	0.0633 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	832 t/m2	SUPERFICIE:	0.5361 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	348 t/m2	C.D.G.:	0.6737 m
PRETENSADO	230 t.		

TENSIONES EN SECCION CENTRAL CON SOBRECARGA PARA TIEMPO INF. COMB. CUASI-PERM.

FIBRA SUPERIOR LOSA	418 t/m2	INERCIA:	0.0633 m4
FIBRA SUPERIOR VIGA	775 t/m2	SUPERFICIE:	0.5361 m2
FIBRA INFERIOR VIGA	650 t/m2	C.D.G.:	0.6737 m
PRETENSADO	230 t.		

PERDIDAS FINALES DEL PRETENSADO: 67 t.
PORCENTAJE (%): 22

Perdidas transferencia:	18 t
Perdidas retraccion:	6 t
Perdidas relajacion:	9 t
Perdidas fluencia:	33 t

CABLES ENVAINADOS: 4 EN 4.50 m. DESDE EL EXTREMO

ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION (VIGA: 1)

ARMADURA ACTIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO DEFORM. ELASTICO Kp/cm2	EN DESCOMP. o/oo	COEFICIENTE EN COMPR.
13.90	0.050	14926	1900000	0.5439	1.00
5.56	0.100	14926	1900000	0.5439	1.00
1.39	0.760	14926	1900000	0.5439	1.00

ARMADURA PASIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN COMPR.
1.00	0.030	4435	2100000	1.00
REFUERZO	0.040	4435	2100000	1.00

DEFORMACIONES LIMITE

Sup.= 3.00000 o/oo Y= 1.050 m
Inf.= 10.00000 o/oo Y= 0.050 m

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA POR FLEXION
DEFORMACIONES ESFUERZOS (COEF. MAYOR. CARGAS: 1.5)

Sup.= 2.0 o/oo
Inf.= 10.0 o/oo Mult.= 274.29 mt.

REFUERZO ADICIONAL DE ARMADURA PASIVA : 0.000 cm2

2804

ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION (VIGA: 2)

ARMADURA ACTIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO DEFORM. ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN DESCOMP. o/oo	COEFICIENTE EN COMPR.
13.90	0.050	14926	1900000	0.5439	1.00
5.56	0.100	14926	1900000	0.5439	1.00
1.39	0.760	14926	1900000	0.5439	1.00

ARMADURA PASIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN COMPR.
1.00	0.030	4435	2100000	1.00
REFUERZO	0.040	4435	2100000	1.00

DEFORMACIONES LIMITE

Sup.= 3.00000 o/oo Y= 1.050 m
Inf.= 10.00000 o/oo Y= 0.050 m

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA POR FLEXION
DEFORMACIONES ESFUERZOS (COEF. MAYOR. CARGAS: 1.5)

Sup.= 1.8 o/oo
Inf.= 10.0 o/oo Mult.= 327.46 mt.

REFUERZO ADICIONAL DE ARMADURA PASIVA : 12.000 cm2

- 3.5 m A CADA LADO DEL EJE DE LA VIGA (sin anclaje)

ARMADURA DE REFUERZO POR ROTURA A FLEXION (VIGA: 3)

ARMADURA ACTIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO DEFORM. ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN DESCOMP. o/oo	COEFICIENTE EN COMPR.
13.90	0.050	14926	1900000	0.5439	1.00
5.56	0.100	14926	1900000	0.5439	1.00
1.39	0.760	14926	1900000	0.5439	1.00

ARMADURA PASIVA :

SUPERFICIE cm2	ORDENADA m	LIM.ELAS. DE CALC. Kp/cm2	MODULO ELASTICO Kp/cm2	COEFICIENTE EN COMPR.
1.00	0.030	4435	2100000	1.00
REFUERZO	0.040	4435	2100000	1.00

DEFORMACIONES LIMITE

Sup.= 3.00000 o/oo Y= 1.050 m
Inf.= 10.00000 o/oo Y= 0.050 m

ESTADO LIMITE ULTIMO DE ROTURA POR FLEXION
DEFORMACIONES ESFUERZOS (COEF. MAYOR. CARGAS: 1.5)

Sup.= 2.0 o/oo
Inf.= 10.0 o/oo Mult.= 274.29 mt.

REFUERZO ADICIONAL DE ARMADURA PASIVA : 0.000 cm2

MOMENTOS TRANSVERSALES EN LOSA

MOMENTOS TRANSVERSALES GENERALIZADOS

POR CARRO DE 60 Mp

MOMENTO POSITIVO = 3.11 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -0.77 mt/m

POR SOBRECARGA UNIFORME

MOMENTO POSITIVO = 0.59 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -0.59 mt/m

POR ACERAS, BARANDILLAS Y BARRERAS

MOMENTO = -0.74 mt/m

MOMENTOS TRANSVERSALES LOCALIZADOS

POR CARRO DE 60 Mp

MOMENTO POSITIVO = 2.46 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -2.46 mt/m

POR SOBRECARGA UNIFORME

MOMENTO POSITIVO = 0.08 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -0.11 mt/m

MOMENTOS POR CARGAS PERMANENTES

MOMENTO POSITIVO = 0.16 mt/m
MOMENTO NEGATIVO = -0.22 mt/m

MOMENTOS TOTALES EN LOSA

MOMENTO POSITIVO TOTAL = 5.66 mt/m
MOMENTO NEGATIVO TOTAL = -4.13 mt/m

CAPACIDADES MECANICAS

CAPACIDAD MECANICA ARMADURA INFERIOR = 55.37 Mp/m
CAPACIDAD MECANICA ARMADURA SUPERIOR = 39.12 Mp/m

ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL = 21.95 Kg/m2

CALCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL PARA ESFUERZOS CORTANTE
EN VIGA Y RASANTE EN UNION VIGA-LOSA. (EP-93)

CARACTERISTICAS GENERALES :

Fyd	: 4200	Kp/cm2	Vcuo	:	10.24 Mp
Fct,k	: 26.4	Kp/cm2	A90 minimo cortante	:	2.57 cm2/m
Espesor alma viga	: 0.12	m	A90 minimo rasante	:	3.86 cm2/m
Ancho ala sup.viga	: 0.90	m	Tau max. uni¢n V-L	:	1.50 Kp/cm2

ESFUERZOS SIN MAYORAR

ZONA 1 (SECCION A 0.000 m DEL APOYO) (VIGA: 5)

	PPL	PPV	CM	SCU	SCP
V (t)	11.62	5.20	9.72	7.55	28.96
M (mt)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ARMADURA DE CORTANTE EN VIGA:		ARMADURA EN UNION VIGA-LOSA:	
Vd	: 94.58 Mp	Vd	: 69.34 Mp
Vrd	: 94.58 Mp	Tau	: 8.11 Kp/cm2
Sigma c1,d	: 57.32 Kp/cm2	Cotg. Theta	: 1.16
Zona	: AB	Cap.Mec. rasante	: 76.90 Mp
Cotg.Theta	: 0.96	Cap.Mec. cortante	: 131.88 Mp
Vu1	: 110.07 Mp	Cap.mec. suplement.	: 0.00 Mp
A90 cortante nec.	: 22.77 cm2/m	A90 rasante nec.	: 0.00 cm2/m
Diametro (mm)	: 2 d 10 + 2 d 10	Diametro (mm)	: 0
Separacion	: 20.00 cm	Separacion	: 0.00 cm
A90 cortante real	: 31.40 cm2/m	A90 rasante real	: 0.00 cm2/m
ARMADURA EN ALA SUPERIOR VIGA:		ARMADURA EN ALA INFERIOR VIGA:	
Diametro (mm)	: 6	Diametro (mm)	: 6
Separacion	: 20.00 cm	Separacion	: 20.00 cm
A90 cortante real	: 1.41 cm2/m	A90 rasante real	: 2.83 cm2/m

ESFUERZOS SIN MAYORAR

ZONA 2 (SECCION A 0.600 m DEL APOYO) (VIGA: 5)

	PPL	PPV	CM	SCU	SCP
V (t)	10.78	4.83	9.02	7.02	27.26
M (mt)	6.72	3.01	5.62	4.21	10.13

ARMADURA DE CORTANTE EN VIGA:

Vd	:	88.34 Mp
Vrd	:	88.34 Mp
Sigma c1,d	:	99.28 Kp/cm2
Zona	:	AB
Cotg.Theta	:	1.25
Vu1	:	107.56 Mp
A90 cortante nec.	:	16.27 cm2/m
Diametro (mm)	:	2 d 8 + 2 d 8
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	20.12 cm2/m

ARMADURA EN UNION VIGA-LOSA:

Vd	:	64.93 Mp
Tau	:	7.59 Kp/cm2
Cotg. Theta	:	1.08
Cap.Mec. rasante	:	76.11 Mp
Cap.Mec. cortante	:	84.50 Mp
Cap.mec. suplement.	:	0.00 Mp
A90 rasante nec.	:	0.00 cm2/m
Diametro (mm)	:	0
Separacion	:	0.00 cm
A90 rasante real	:	0.00 cm2/m

ARMADURA EN ALA SUPERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	1.41 cm2/m

ARMADURA EN ALA INFERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 rasante real	:	2.83 cm2/m

ESFUERZOS SIN MAYORAR

ZONA 3 (SECCION A 1.600 m DEL APOYO) (VIGA: 5)

	PPL	PPV	CM	SCU	SCP
V (t)	9.38	4.20	7.85	6.17	24.42
M (mt)	16.80	7.52	14.05	9.87	25.14

ARMADURA DE CORTANTE EN VIGA:

Vd	:	78.01 Mp
Vrd	:	78.01 Mp
Sigma c1,d	:	20.72 Kp/cm2
Zona	:	AB
Cotg.Theta	:	1.64
Vu1	:	97.96 Mp
A90 cortante nec.	:	10.72 cm2/m
Diametro (mm)	:	12
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	11.31 cm2/m

ARMADURA EN UNION VIGA-LOSA:

Vd	:	57.65 Mp
Tau	:	6.74 Kp/cm2
Cotg. Theta	:	1.67
Cap.Mec. rasante	:	42.33 Mp
Cap.Mec. cortante	:	47.50 Mp
Cap.mec. suplement.	:	0.00 Mp
A90 rasante nec.	:	0.00 cm2/m
Diametro (mm)	:	0
Separacion	:	0.00 cm
A90 rasante real	:	0.00 cm2/m

ARMADURA EN ALA SUPERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	1.41 cm2/m

ARMADURA EN ALA INFERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 rasante real	:	2.83 cm2/m

ESFUERZOS SIN MAYORAR

ZONA 4 (SECCION A 2.600 m DEL APOYO) (VIGA: 5)

	PPL	PPV	CM	SCU	SCP
V (t)	7.98	3.57	6.68	5.37	21.58
M (mt)	25.48	11.41	21.31	13.97	37.83

ARMADURA DE CORTANTE EN VIGA:

Vd	:	67.77 Mp
Vrd	:	67.77 Mp
Sigma c1,d	:	-45.37 Kp/cm2
Zona	:	C
Cotg.Theta	:	1.91
Vu1	:	90.42 Mp
A90 cortante nec.	:	9.18 cm2/m
Diametro (mm)	:	8 + 8
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	10.06 cm2/m

ARMADURA EN UNION VIGA-LOSA:

Vd	:	50.44 Mp
Tau	:	5.90 Kp/cm2
Cotg. Theta	:	2.05
Cap.Mec. rasante	:	29.02 Mp
Cap.Mec. cortante	:	42.25 Mp
Cap.mec. suplement.	:	0.00 Mp
A90 rasante nec.	:	0.00 cm2/m
Diametro (mm)	:	0
Separacion	:	0.00 cm
A90 rasante real	:	0.00 cm2/m

ARMADURA EN ALA SUPERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	1.41 cm2/m

ARMADURA EN ALA INFERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 rasante real	:	2.83 cm2/m

ESFUERZOS SIN MAYORAR

ZONA 5 (SECCION A 3.600 m DEL APOYO) (VIGA: 5)

	PPL	PPV	CM	SCU	SCP
V (t)	6.58	2.95	5.50	4.63	18.74
M (mt)	32.76	14.67	27.40	16.67	48.19

ARMADURA DE CORTANTE EN VIGA:

Vd	:	57.61 Mp
Vrd	:	57.61 Mp
Sigma c1,d	:	-99.25 Kp/cm2
Zona	:	C
Cotg.Theta	:	2.00
Vu1	:	88.13 Mp
A90 cortante nec.	:	7.47 cm2/m
Diametro (mm)	:	10
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	7.85 cm2/m

ARMADURA EN UNION VIGA-LOSA:

Vd	:	43.32 Mp
Tau	:	5.07 Kp/cm2
Cotg. Theta	:	2.31
Cap.Mec. rasante	:	20.82 Mp
Cap.Mec. cortante	:	32.97 Mp
Cap.mec. suplement.	:	0.00 Mp
A90 rasante nec.	:	0.00 cm2/m
Diametro (mm)	:	0
Separacion	:	0.00 cm
A90 rasante real	:	0.00 cm2/m

ARMADURA EN ALA SUPERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	1.41 cm2/m

ARMADURA EN ALA INFERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 rasante real	:	2.83 cm2/m

2807

ESFUERZOS SIN MAYORAR

ZONA 6 (SECCION A 5.600 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	PPL	PPV	CM	SCU	SCP
V (t)	3.78	1.69	2.88	3.32	13.63
M (mt)	43.12	19.30	32.86	18.57	68.94

ARMADURA DE CORTANTE EN VIGA:

Vd	:	37.95 Mp
Vrd	:	37.95 Mp
Sigma c1,d	:	-113.95 Kp/cm2
Zona	:	C
Cotg.Theta	:	2.00
Vu1	:	88.13 Mp
A90 cortante nec.	:	4.92 cm2/m
Diametro (mm)	:	8
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	5.03 cm2/m

ARMADURA EN UNION VIGA-LOSA:

Vd	:	29.75 Mp
Tau	:	3.48 Kp/cm2
Cotg. Theta	:	2.58
Cap.Mec. rasante	:	16.20 Mp
Cap.Mec. cortante	:	21.13 Mp
Cap.mec. suplement.	:	0.00 Mp
A90 rasante nec.	:	0.00 cm2/m
Diametro (mm)	:	0
Separacion	:	0.00 cm
A90 rasante real	:	0.00 cm2/m

ARMADURA EN ALA SUPERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	1.41 cm2/m

ARMADURA EN ALA INFERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 rasante real	:	2.83 cm2/m

ESFUERZOS SIN MAYORAR

ZONA 7 (SECCION A 7.200 m DEL APOYO) (VIGA: 2)

	PPL	PPV	CM	SCU	SCP
V (t)	1.54	0.69	1.17	2.42	9.80
M (mt)	47.38	21.21	36.10	17.44	73.71

ARMADURA DE CORTANTE EN VIGA:

Vd	:	23.43 Mp
Vrd	:	23.43 Mp
Sigma c1,d	:	-138.57 Kp/cm2
Zona	:	C
Cotg.Theta	:	2.00
Vu1	:	88.13 Mp
A90 cortante nec.	:	2.72 cm2/m
Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	2.83 cm2/m

ARMADURA EN UNION VIGA-LOSA:

Vd	:	20.09 Mp
Tau	:	2.35 Kp/cm2
Cotg. Theta	:	2.70
Cap.Mec. rasante	:	16.20 Mp
Cap.Mec. cortante	:	11.89 Mp
Cap.mec. suplement.	:	4.31 Mp
A90 rasante nec.	:	1.03 cm2/m
Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 rasante real	:	2.83 cm2/m

ARMADURA EN ALA SUPERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 cortante real	:	1.41 cm2/m

ARMADURA EN ALA INFERIOR VIGA:

Diametro (mm)	:	6
Separacion	:	20.00 cm
A90 rasante real	:	2.83 cm2/m

REACCIONES

REACCION MAXIMA	EN VIGA	5 :	64.49 t
REACCION MINIMA	EN VIGA	1 :	25.83 t

FRENADO (en t.) :	0.60 t
GIRO:	0.01

EL NEOPRENO ADECUADO ES
DE 200x400x52

No. DE LAMINAS DE ACERO:	5
DE ESPESOR :	3.00 mm.

ESPESOR NETO DEL NEOPRENO: 37.00 mm.

MEDICIONES

HORMIGON POR VIGA:	4.30 m3	TOTAL VIGAS :	25.81 m3
ACERO ACTIVO POR VIGA:	283.15 Kg	TOTAL VIGAS :	1698.92 Kg
PESO POR VIGA:	11.04 Tn	LONGITUD VIGA:	17.30 m.
HORMIGON LOSA TABLERO:	42.21 m3		
ACERO PASIVO POR VIGA:	222.09 Kg	TOTAL VIGAS :	1332.53 Kg

4.- APOYOS.

Dimensionamiento de aparatos de apoyo

Hipótesis de carga	$N_{máx.}$	$N_{mín.}$
Peso propio viga	53.21	53.21
Peso propio losa	108.12	108.12
Sobreespesor losa	4.32	4.32
Carga muerta	77.92	69.70
SC 4 kN	69.20	
Vehículo 600 kN	400.00	
Reacción total (kN)	712.78	235.35
Area necesaria (cm^2)	475.18	
Area dispuesta (cm^2)	500	
Tensión (N/mm^2)	14.26	4.71

5. ESTRIBOS.

5.1. Acciones sobre estribos.

Acciones en estribos:

1 Peso propio

6 Vigas: $A = 0.251\ m^2$

$L_{prom} = 16.954\ m \rightarrow \frac{638.32\ kN}{2} = 319.16\ kN$

Losa: $e = 0.25$

$b_{prom} = 11.613$

$L_{prom} = 16.954 \rightarrow \frac{1230.54\ kN}{2} = 615.27\ kN$

Sobreespesor de losa

$e_{prom_{C.L}} = \simeq 0.02 \rightarrow \frac{49.22\ kN}{2} = 24.61\ kN$

2. Carga muerta

$f_z = 52.31\ kN/m$; $L_{prom} = 16.954 \rightarrow \frac{886.87\ kN}{2} = 443.43\ kN$

3.. Sobrecargas de uso

* SC $4\ \frac{kN}{m^2}$; $B = 8.0 + 2*0.80$

$B = 9.60\ m \rightarrow \frac{651.03}{2} = 325.52\ kN$

* Vehículo de 600 kN

Se considera la acción de 1 vehículo ($B < 12\ m$)

* Frenado y arranque

$L_f = 16.95\ m$

$f_R = \frac{1}{20}(651.03 + 600) = 62.55\ kN < V_r$ mínimo

$20\ B = 192\ kN \rightarrow \frac{192\ kN}{2} = 96\ kN$

4. Temperatura y acciones reológicas:

Se considera un acortamiento del tablero por temperatura y acciones reológicas de 0.7 mm/m

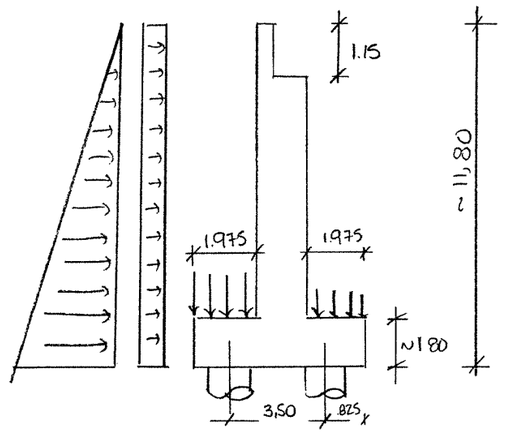
entonces en cada estribo $\Delta x = 0.7 * 8.48\ m$

$\Delta x = 5.933\ mm$

Aparatos de apoyo: $200 \times 250 \times 30(21)$

$H = \left(\frac{5.93}{21} * 200 \times 250 \times 0.9 \times 10^{-3}\right) * 6 = 76.24\ kN$

5. Acciones debidas al terreno



$\phi = 30$

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$

$K_a = 0.33$

Peso del terreno sobre la puntera = $1.975 * 0.5 * 20 = 19.75\ kN/m$

el talon = $1.975 * 10.0 * 20 = 395\ kN/m$

Empuje de la sobrecarga = $10 * 0.33 = 3.3\ kN/m$

Empuje del terreno: $\gamma H K_a = 20 * 11.80 * 0.33 = 77.88\ kN/m$

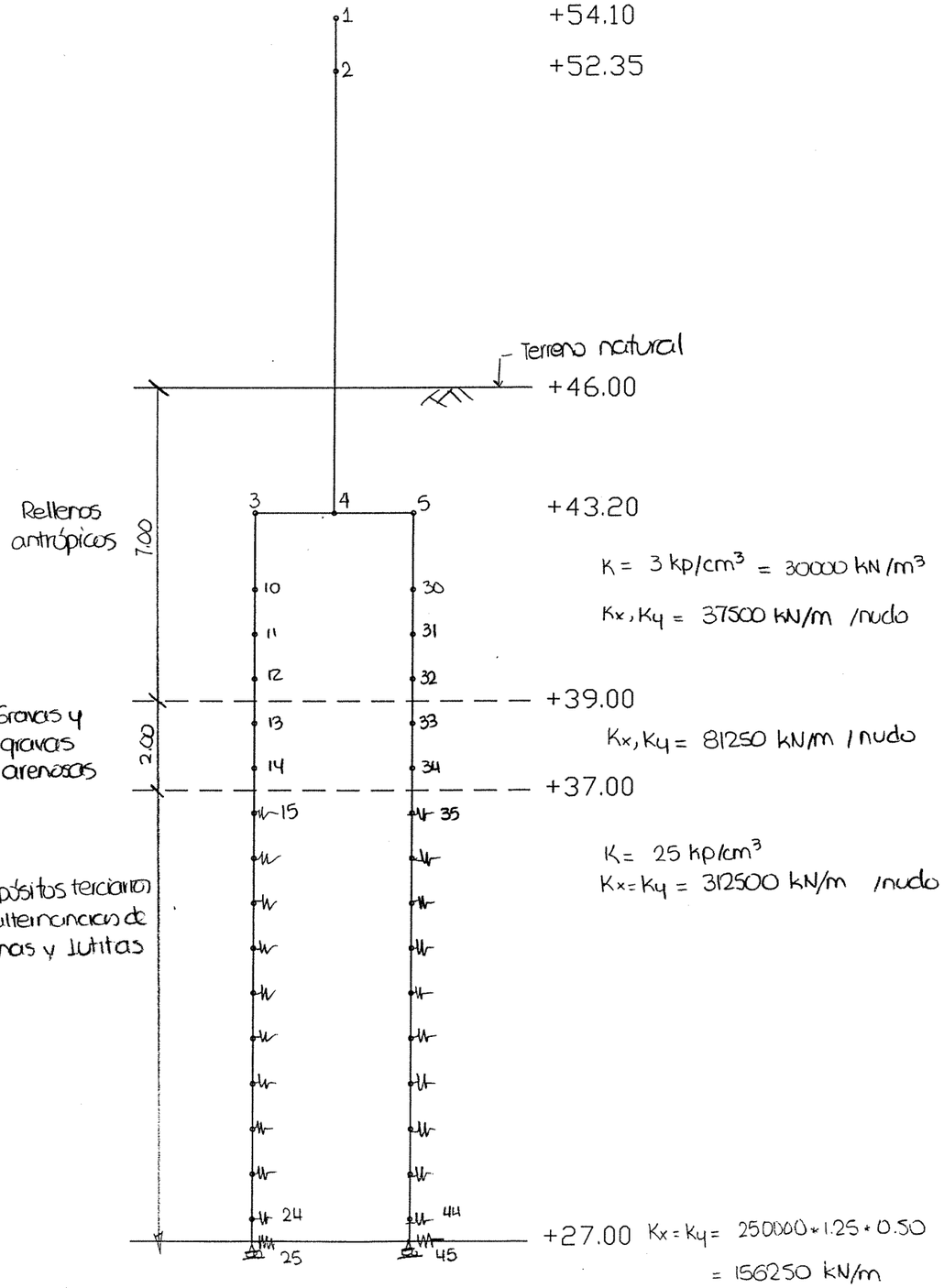
2813

Cargas en estribos - Resumen

Hipótesis de carga	$Fz_{máx.}$ (kN)	$Fz_{mín.}$(kN)	Fx (kN)
Peso propio vigas	319.16	319.16	
Peso propio losa	615.26	615.26	
Sobreespesor losa	24.61	24.61	
Carga muerta	443.43	396.64	
SC 4 Kn	325.52		
Vehículo 600 kN	600.00		
Frenado			96.00
Acc.Reológicas y temp.			30.00
Total (G)	1402.46	1355.67	
Total (Q)	925.52		
Total (G*+T)			126.00

5.2. Modelo de cálculo.

Modelo



K = 3 kp/cm³ = 30000 kN/m³

Kx, Ky = 37500 kN/m /nudo

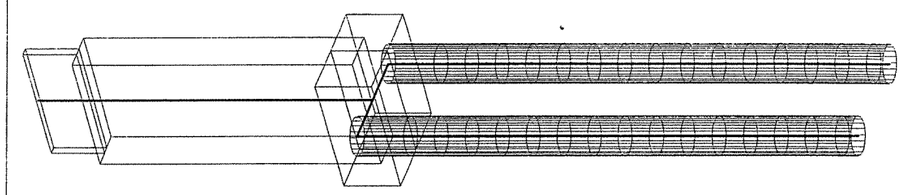
Kx, Ky = 81250 kN/m /nudo

K = 25 kp/cm³

Kx = Ky = 312500 kN/m /nudo

Kx = Ky = 250000 * 1.25 * 0.50 = 156250 kN/m

Esquema general



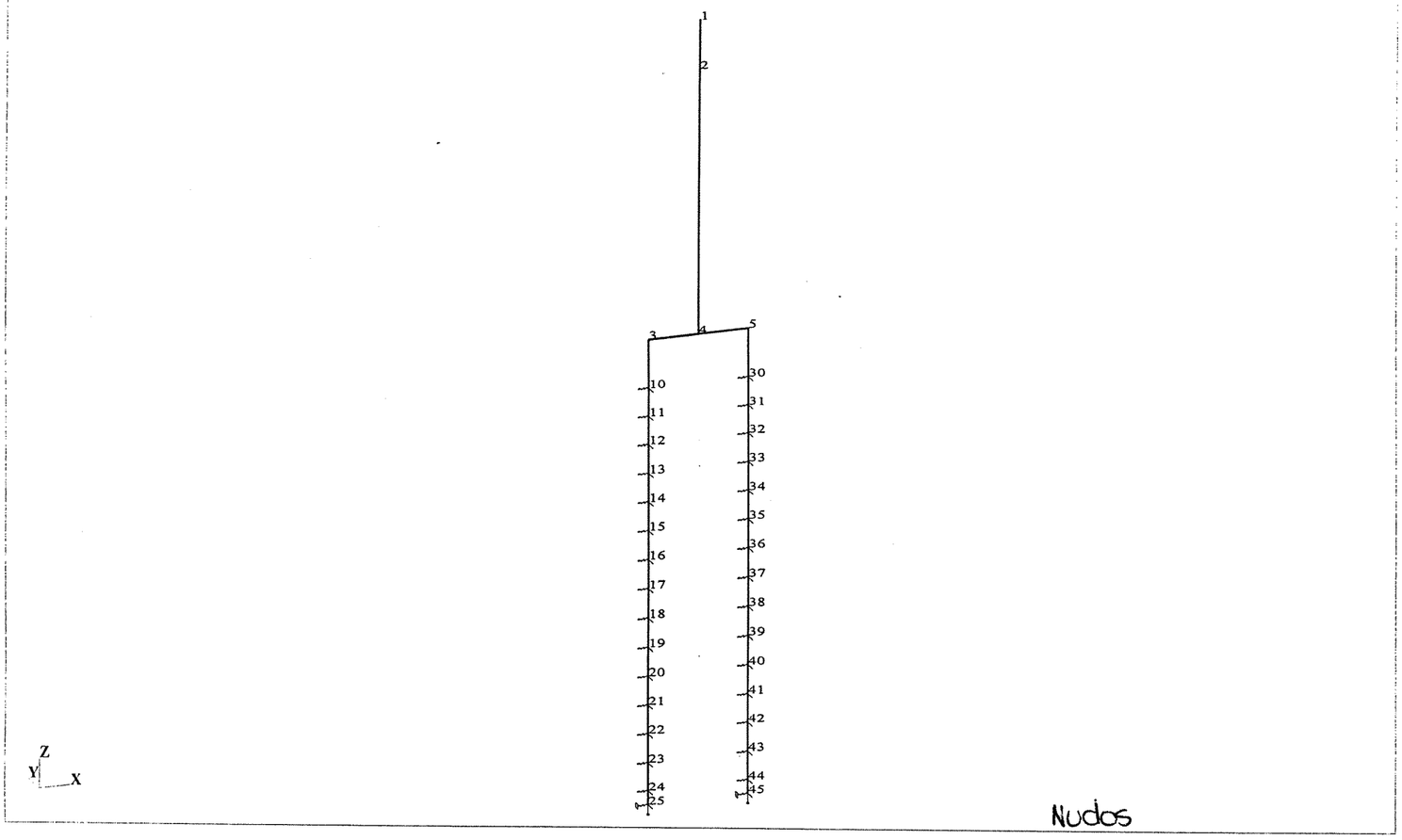
© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :

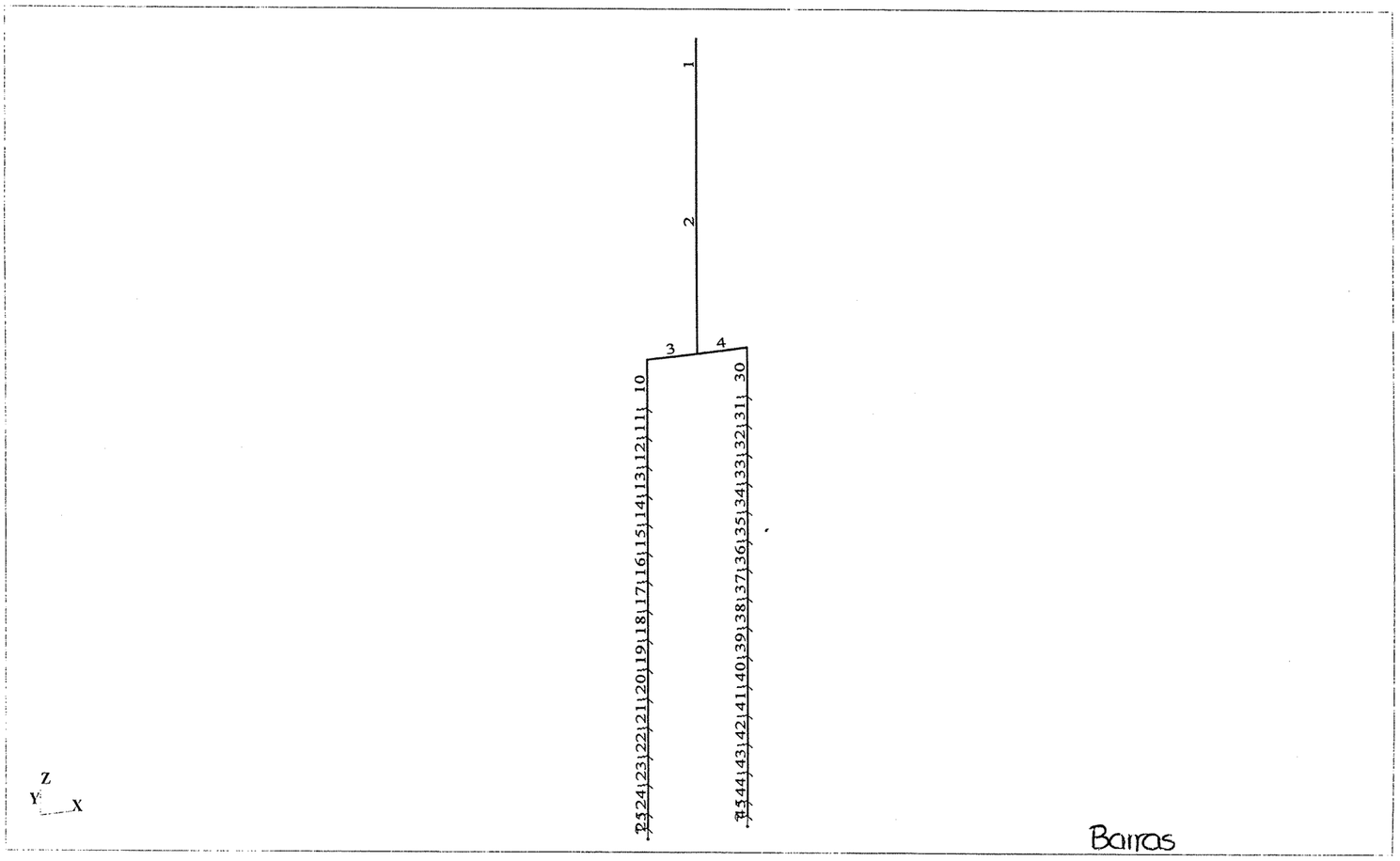
Fecha : 14/02/02

Página : 1

2815



Nudos



Barras

2816

207

© RoboBAT 1996-2001

Filtrar	Nudo
Lista compl	1A5 10A25
Selección	1A5 10A25
Número tot	37
Número sel	37

Nudo	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo - código
1	0.0	0.0	54.10	
2	0.0	0.0	52.35	
3	-1.75	0.0	43.20	
4	0.0	0.0	43.20	
5	1.75	0.0	43.20	
10	-1.75	0.0	41.50	eellll
11	-1.75	0.0	40.50	eellll
12	-1.75	0.0	39.50	eellll
13	-1.75	0.0	38.50	eellll
14	-1.75	0.0	37.50	eellll
15	-1.75	0.0	36.50	eellll
16	-1.75	0.0	35.50	eellll
17	-1.75	0.0	34.50	eellll
18	-1.75	0.0	33.50	eellll
19	-1.75	0.0	32.50	eellll
20	-1.75	0.0	31.50	eellll
21	-1.75	0.0	30.50	eellll
22	-1.75	0.0	29.50	eellll
23	-1.75	0.0	28.50	eellll
24	-1.75	0.0	27.50	eellll
25	-1.75	0.0	27.00	eeffll
30	1.75	0.0	41.50	eellll
31	1.75	0.0	40.50	eellll
32	1.75	0.0	39.50	eellll
33	1.75	0.0	38.50	eellll
34	1.75	0.0	37.50	eellll
35	1.75	0.0	36.50	eellll
36	1.75	0.0	35.50	eellll
37	1.75	0.0	34.50	eellll
38	1.75	0.0	33.50	eellll
39	1.75	0.0	32.50	eellll
40	1.75	0.0	31.50	eellll
41	1.75	0.0	30.50	eellll
42	1.75	0.0	29.50	eellll
43	1.75	0.0	28.50	eellll
44	1.75	0.0	27.50	eellll
45	1.75	0.0	27.00	eeffll

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :
© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d

Filtrar	Barra	Elemento
Lista compl	1A4 10A25	1A4 10A25
Selección	1A4 10A25	1A4 10A25
Número tot	36	36
Número sel	36	36

Barra	Nudos	Nudo 2	Sección	Longitud (m)
1	2	1	RE 3	1.75
2	4	2	RE 1	9.15
3	3	4	RE 2	1.75
4	4	5	RE 2	1.75
10	10	3	TU 1	1.70
11	11	10	TU 1	1.00
12	12	11	TU 1	1.00
13	13	12	TU 1	1.00
14	14	13	TU 1	1.00
15	15	14	TU 1	1.00
16	16	15	TU 1	1.00
17	17	16	TU 1	1.00
18	18	17	TU 1	1.00
19	19	18	TU 1	1.00
20	20	19	TU 1	1.00
21	21	20	TU 1	1.00
22	22	21	TU 1	1.00
23	23	22	TU 1	1.00
24	24	23	TU 1	1.00
25	25	24	TU 1	0.50
30	30	5	TU 1	1.70
31	31	30	TU 1	1.00
32	32	31	TU 1	1.00
33	33	32	TU 1	1.00
34	34	33	TU 1	1.00
35	35	34	TU 1	1.00
36	36	35	TU 1	1.00
37	37	36	TU 1	1.00
38	38	37	TU 1	1.00
39	39	38	TU 1	1.00
40	40	39	TU 1	1.00
41	41	40	TU 1	1.00
42	42	41	TU 1	1.00
43	43	42	TU 1	1.00
44	44	43	TU 1	1.00
45	45	44	TU 1	0.50

2817

	Nombre de la sección	Lista de barras	SX (cm^2)	SY (cm^2)	SZ (cm^2)	IX (cm^4)	IY (cm^4)	IZ (cm^4)	HY (cm)	HZ (cm)	VY (cm)	VZ (cm)	VPY (cm)
	Nombre de la sección	Lista de barras	SX (cm^2)	SY (cm^2)	SZ (cm^2)	IX (cm^4)	IY (cm^4)	IZ (cm^4)	HY (cm)	HZ (cm)	VY (cm)	VZ (cm)	VPY (cm)
	RE 1	2	41600.000	34666.667	34666.667	174398916.	58586666.6	354986666.	320.0	130.0	160.0	65.0	160.0
	RE 2	3 4	57600.000	48000.000	48000.000	403191659.	155520000.	491520000.	320.0	180.0	160.0	90.0	160.0
	RE 3	1	9600.000	8000.000	8000.000	2709837.72	720000.000	81920000.0	320.0	30.0	160.0	15.0	160.0
	TU 1	10A25 30A45	12271.846	10354.370	10354.370	23968449.8	11984224.9	11984224.9	125.0	125.0	62.5	62.5	62.5

	VPZ (cm)	E (MPa)
	65.0	24850.00
	90.0	24850.00
	15.0	24850.00
	62.5	24850.00

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :

© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d

Caso	Nombre del caso	Naturaleza	tipo de análisis
1	PESO PROPIO	permanente	Estático lineal
2	ENCEPADO NO CONSIDERADO EN EL P	permanente	Estático lineal
3	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO	permanente	Estático lineal
4	CARGAS DEL TABLERO Gmax	permanente	Estático lineal
5	CARGAS DEL TABLERO Gmin	permanente	Estático lineal
6	CARGAS DEL TABLERO Q	permanente	Estático lineal
7	ELS N maxima	explotación	Combinación lineal
8	ELS N minima	explotación	Combinación lineal
9	ELU VACIO	explotación	Combinación lineal
10	ELU N maxima	explotación	Combinación lineal
11	ELU N minima	explotación	Combinación lineal

	Caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga	Nombre del caso
	1	peso propio	1A4	PZ Menos	PESO PROPIO
	2	fuerza nodal	3 5	FZ=-126.00(kN)	ENCEPADO NO CONSIDERADO EN EL PPROPI
	3	fuerza nodal	3	FZ=-1264.00(kN)	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO
	3	fuerza nodal	5	FZ=-63.20(kN)	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO
	3	sobrecarga uniforme	1 2	PX=10.56(kN/m)	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO
	3	carga trapezoidal	2	PX2=26.00(kN/m) PX1=249.22(kN/m) X2=1.00 X1=0.0 global no	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO
	3	carga trapezoidal	1	PX2=0.0(kN/m) PX1=26.00(kN/m) X2=1.00 X1=0.0 global no pro	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO
	4	fuerza nodal	2	FZ=-280.50(kN)	CARGAS DEL TABLERO Gmax
	5	fuerza nodal	2	FZ=-271.13(kN)	CARGAS DEL TABLERO Gmin
	6	fuerza nodal	2	FZ=-185.00(kN)	CARGAS DEL TABLERO Q
	6	fuerza nodal	2	FX=19.20(kN)	CARGAS DEL TABLERO Q

2818

209

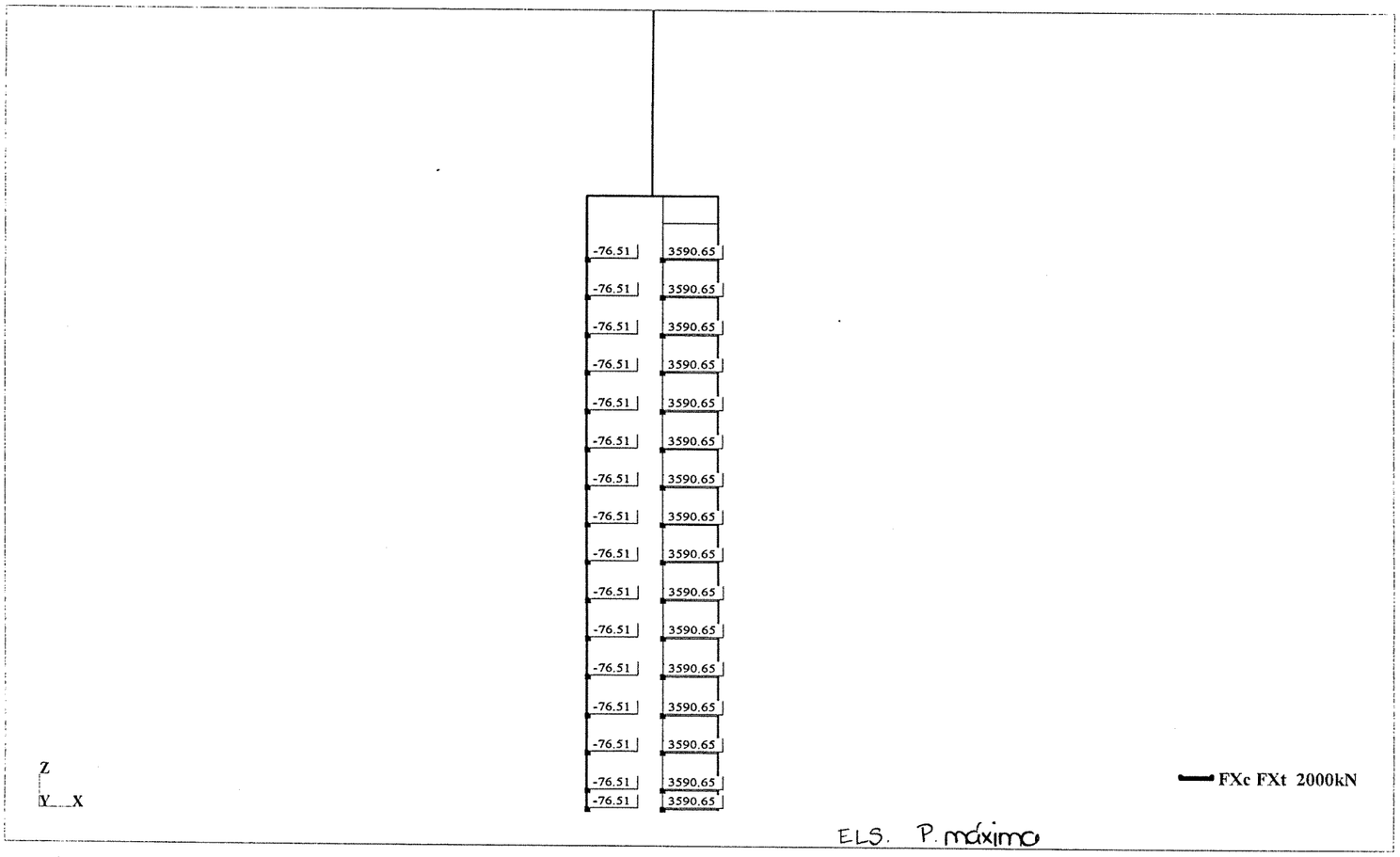
- Casos: 7A11

Filtrar	Combinación
Lista completa	7A11
Selección	7A11
Número total	5
Número seleccionado	5

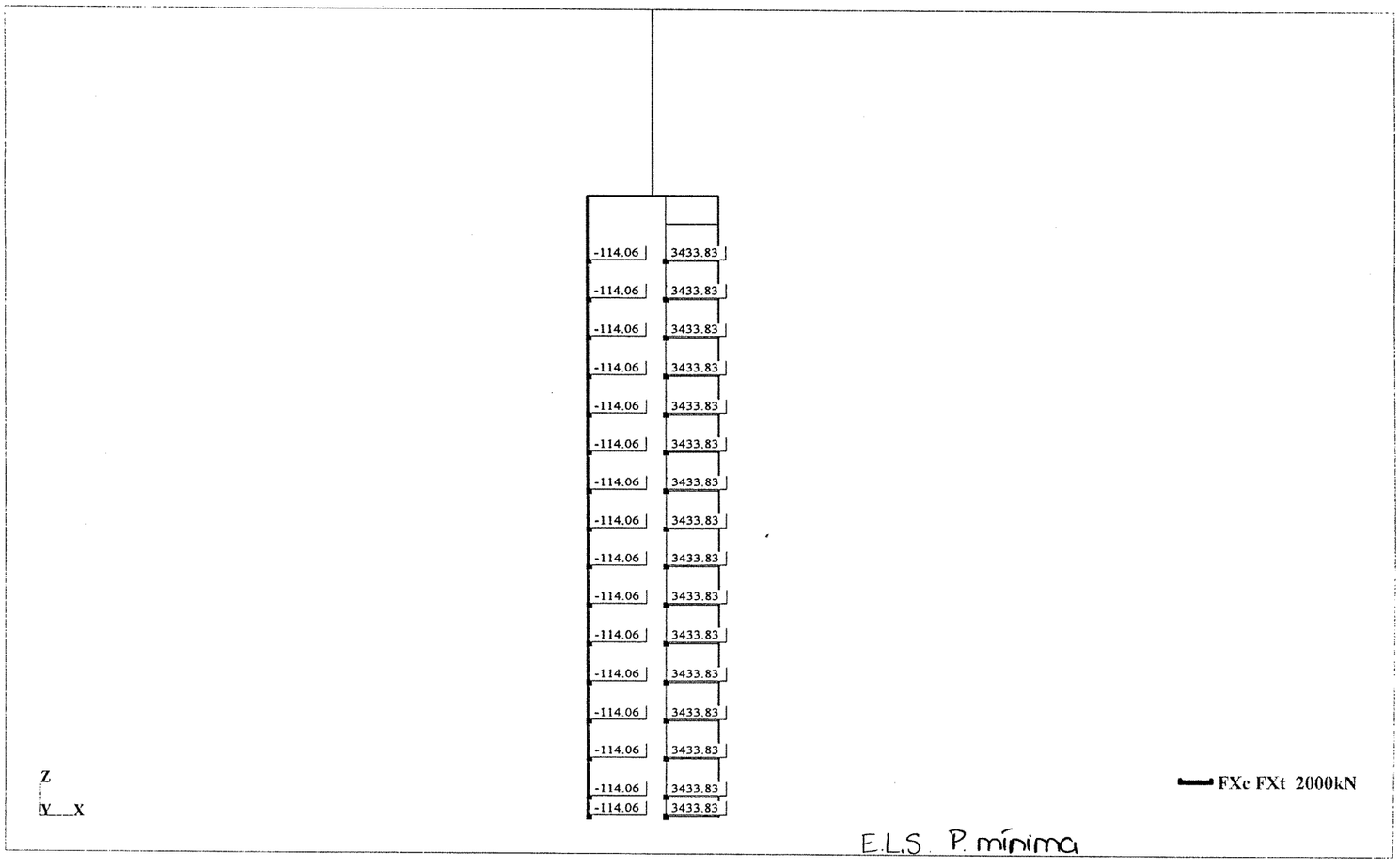
- Casos: 7A11

Combinación	Nombre	Tipo de análisis	Naturaleza de combin	Naturaleza de caso	Definición
7 (C)	ELS N maxima	Combinación lin	ELU	explotación	(1+2+3+4+6)*1.00+5*0.00
8 (C)	ELS N minima	Combinación lin	ELU	explotación	(1+2+3+5)*1.00+(4+6)*0.00
9 (C)	ELU VACIO	Combinación lin	ELU	explotación	(1+2)*1.35+3*1.50
10 (C)	ELU N maxima	Combinación lin	ELU	explotación	(1+2)*1.35+(3+4+6)*1.50+5*0.00
11 (C)	ELU N minima	Combinación lin	ELU	explotación	(1+2+5)*1.00+3*1.50+(4+6)*0.00

5.3. Resultados y dimensionamiento.

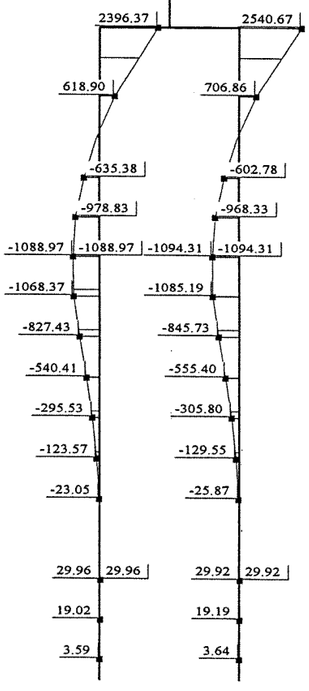


ELS. P. máxima



E.L.S. P. mínima

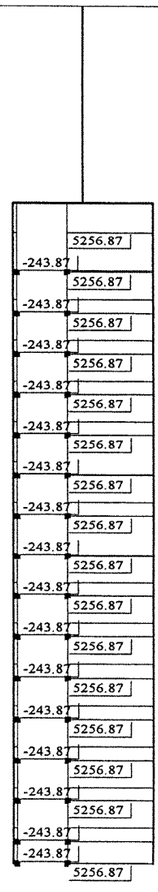
2222





MY 1000kNm

E.L.U. Pmáxima

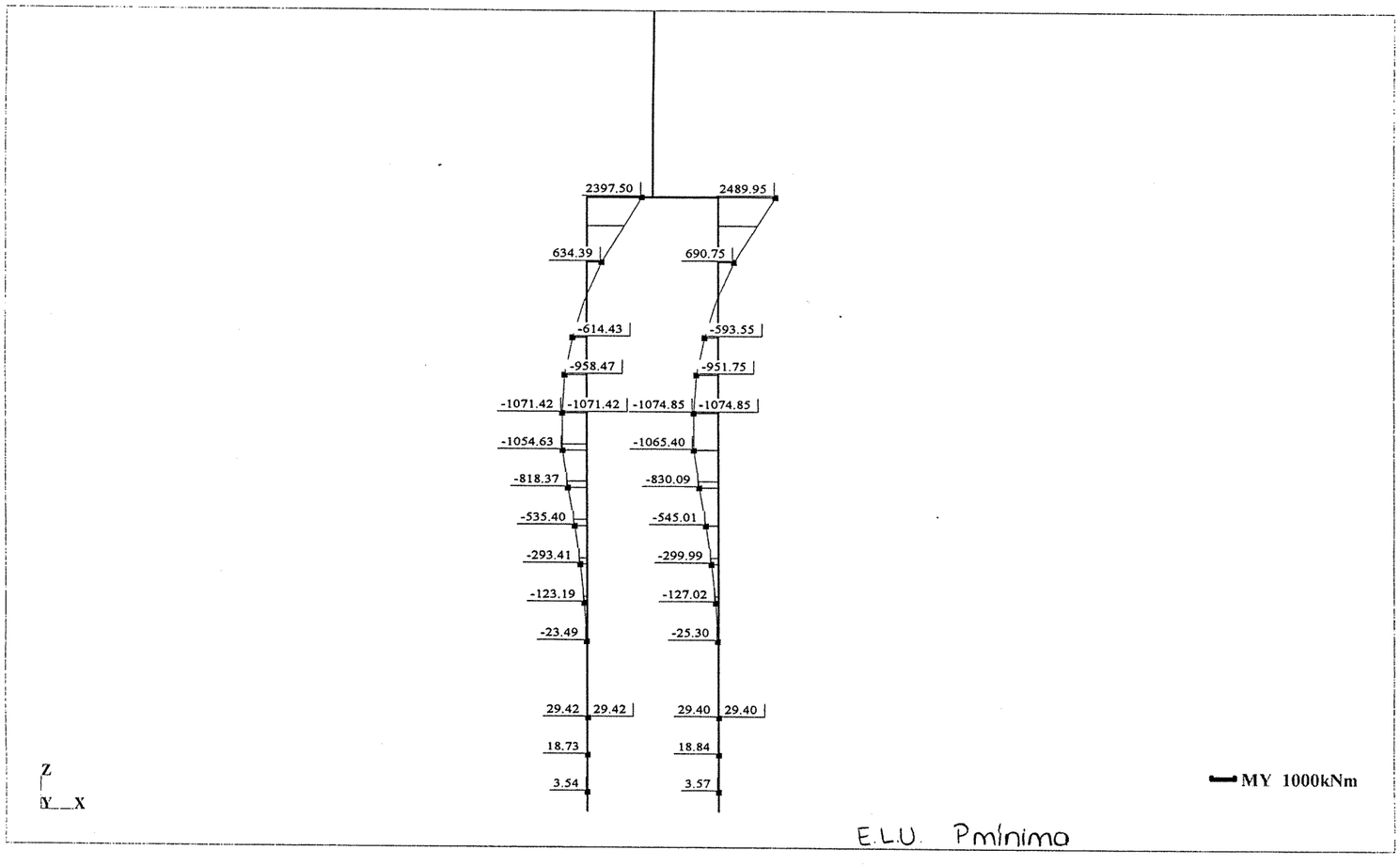




FXc FXt 2000kN

E.L.U. Pmáxima

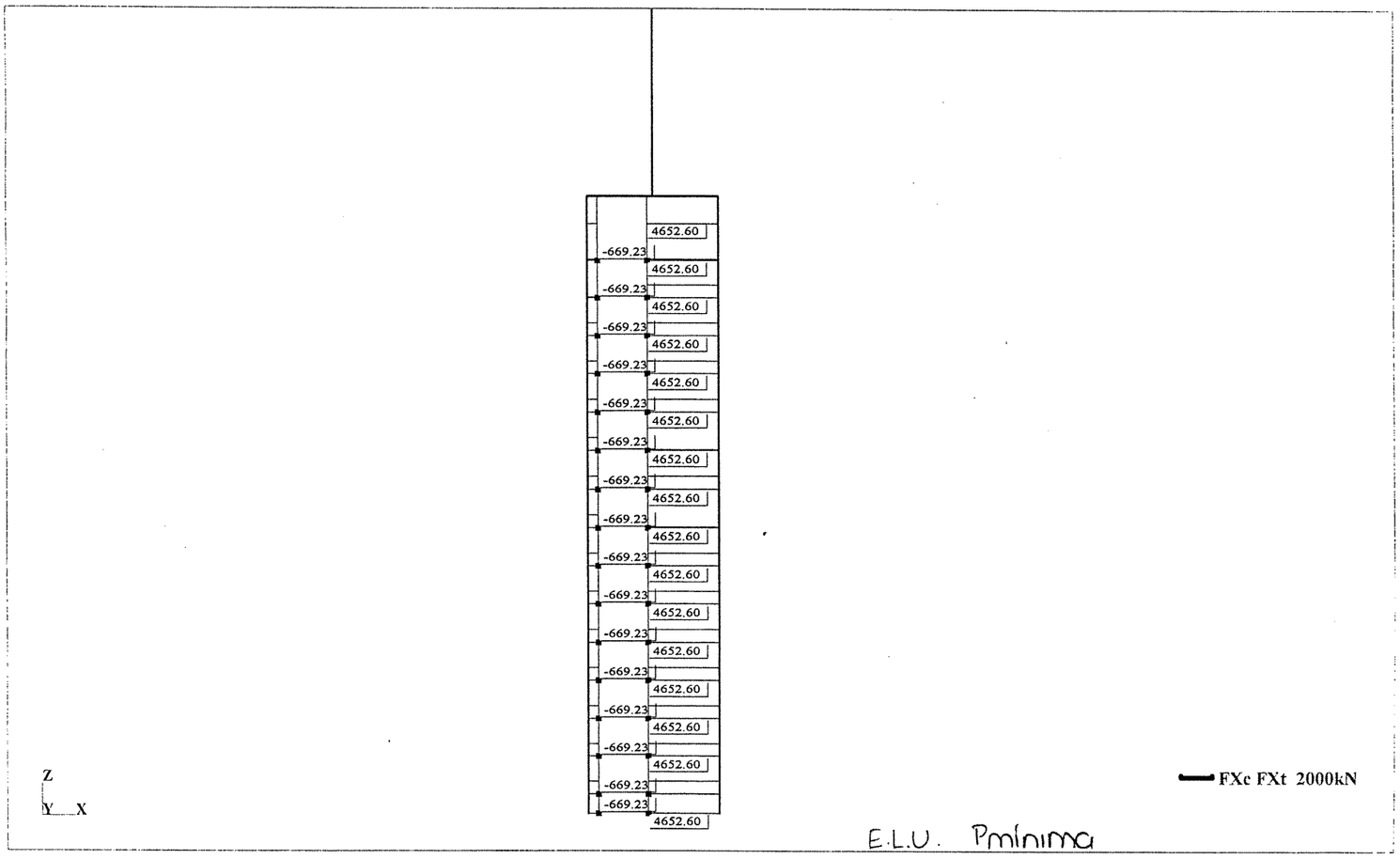
1282
212



E.L.U. Pmínima

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :

© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d



E.L.U. Pmínima

- Caso: 10 (ELU N maxima)

Filtrar	Barra	Caso
Lista completa	1A4 10A25 30A4	1A11
Selección	2	10
Número total	36	11
Número seleccionado	1	1

- Caso: 10 (ELU N maxima)

Barra/Punto/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)	
2/ 4/ 10 (C)	2014.39	2124.28	-7841.37	0.00
2/ 2/11/ 10 (C)	1888.34	1783.05	-6056.10	0.83
2/ 3/11/ 10 (C)	1762.29	1472.46	-4569.04	1.66
2/ 4/11/ 10 (C)	1636.24	1192.50	-3352.16	2.49
2/ 5/11/ 10 (C)	1510.19	943.18	-2377.42	3.33
2/ 6/11/ 10 (C)	1384.14	724.50	-1616.80	4.16
2/ 7/11/ 10 (C)	1258.09	536.45	-1042.25	4.99
2/ 8/11/ 10 (C)	1132.04	379.05	-625.74	
2/ 9/11/ 10 (C)	1005.99	252.28	-339.25	
2/ 10/11/10 (C)	879.93	156.14	-154.73	
2/ 2/ 10 (C)	753.88	90.65	-44.16	

Lbarra = 9.15 m en x = 4.16 (3.26 sobre la capota)
M = 1616.80 kN

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: estribo
Fecha: 14/02/2002
Hora: 16:41:26

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

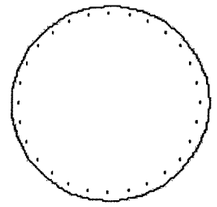
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

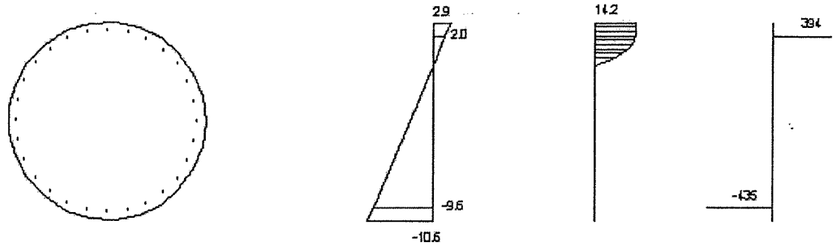
Sección : PILOTE
ϕ [m] = 1.25
r [m] = 0.050
nº barras = 28



2 Comprobación

ϕ [mm] = 25
Nd [kN] = -669
Md [kN·m] = 2397

Nu [kN] = -715.5
Mu [kN·m] = 2563.7
γ = 1.07



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.272

1/r [1/m]·1.E-3 = 10.8

εs ·1.E-3 = 2.9

εi ·1.E-3 = -10.6

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.089	2.0	-394.1
1.161	-9.6	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV MAD-BCN PAPIOL P.S.4.3 ESTRIBOS
Fecha: 14/02/2002
Hora: 13:30:24

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

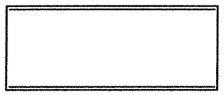
Sección : TABIQUE

b [m] = 3.20

h [m] = 1.30

ri [m] = 0.050

rs [m] = 0.050



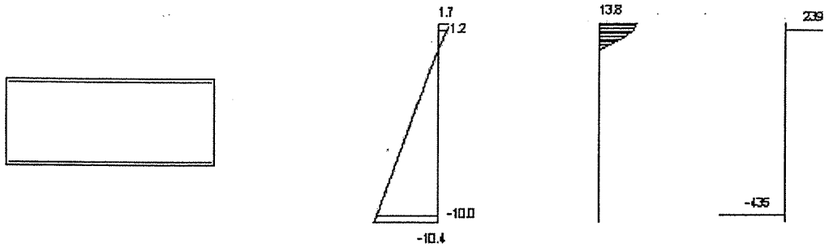
2 Comprobación

At [cm²] = 128.8 → ϕ 25/.20 + ϕ20/.20

Ac [cm²] = 32.2

Mu [kN·m] = 6647.6

2824



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.178

1/r [1/m]·1.E-3 = 9.3

εs ·1.E-3 = 1.7

εi ·1.E-3 = -10.4

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	32.2	1.2	-238.6
1.250	128.8	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV MAD-BCN PAPIOL P.S.4.3 ESTRIBOS
Fecha: 14/02/2002
Hora: 13:35:31

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

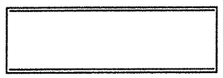
Sección : TABIQUE2

b [m] = 3.20

h [m] = 1.00

ri [m] = 0.050

rs [m] = 0.050



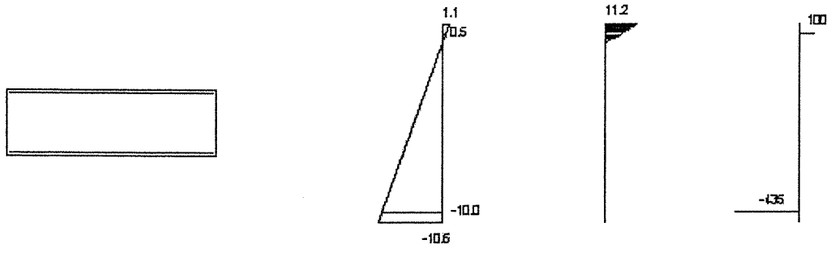
2 Comprobación

At [cm²] = 50.3 → Φ 20/.20

Ac [cm²] = 32.2

Mu [kN·m] = 2000.6

2825



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.093

1/r [1/m]·1.E-3 = 11.7

εs ·1.E-3 = 1.1

εi ·1.E-3 = -10.6

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	32.2	0.5	-100.2
0.950	50.3	-10.0	434.8

Armadura de encepado

$Nd_{max} = 5256.87$ kN

$Td = \frac{5256.87\ (1.10+0.25*1.30)}{0.85*1.75}$

$Td = 5035.99$ kN

$A_S = \frac{5035.99}{40} = 125.90\ cm^2 \rightarrow (2 \times 13)\phi 25$ sobre los pilotes.

$\phi 20$ /.15 entre pilotes → $40.84\ cm^2$

Armadura secundaria vertical

$\frac{Nd}{1.5n} = \frac{5256.87}{1.5*3} = 1168$ kN

$A_S = \frac{1168}{40} = 29\ cm^2$ con c $\phi 12$/.15 entre pilotes:

$2 * 1.131 * \frac{2.25}{0.15} = 33.93\ cm^2$

Armadura mínima tabique

b = 1,30 Vertical : 11.70 cm²/m < As disp.

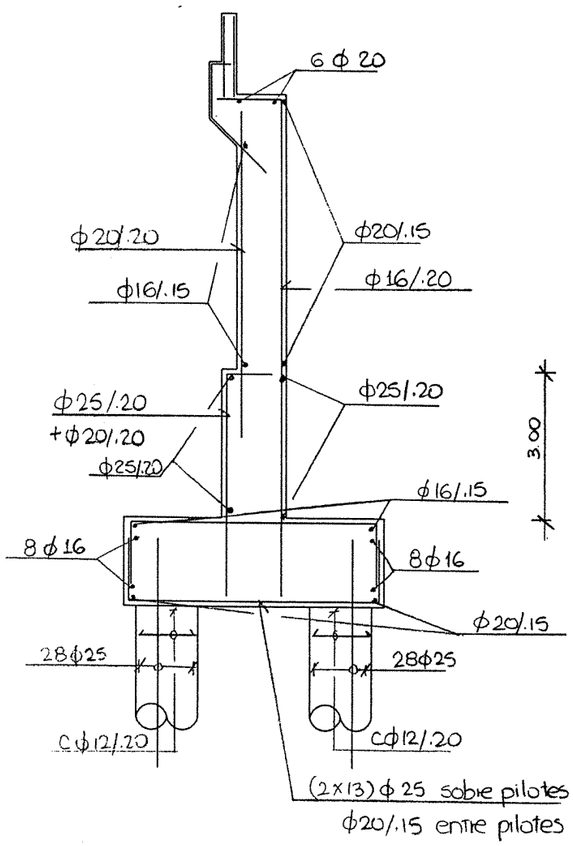
Horizontal 41.60 cm² $\phi 25$/.20 ambos caras

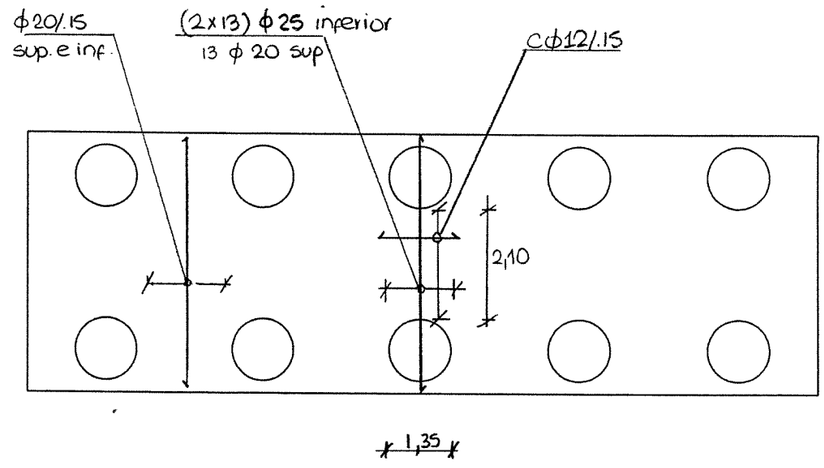
b = 1.00 Vertical : 9 cm² < As disp

Horizontal : 32 cm² $\phi 20$/.15 ext

$\phi 16$/.15 int

5.4. Esquema de armado.





Armadura de encepado

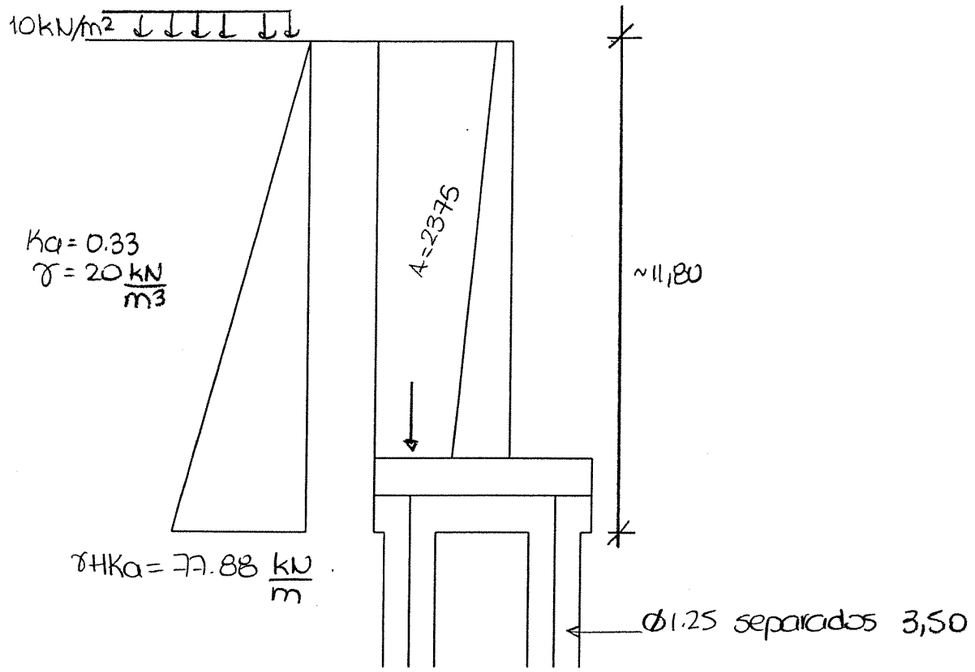
P.S. 4.3. Estribo

2817+218

5.5. Aletas.

Modelo de cálculo

Aletas. Acciones

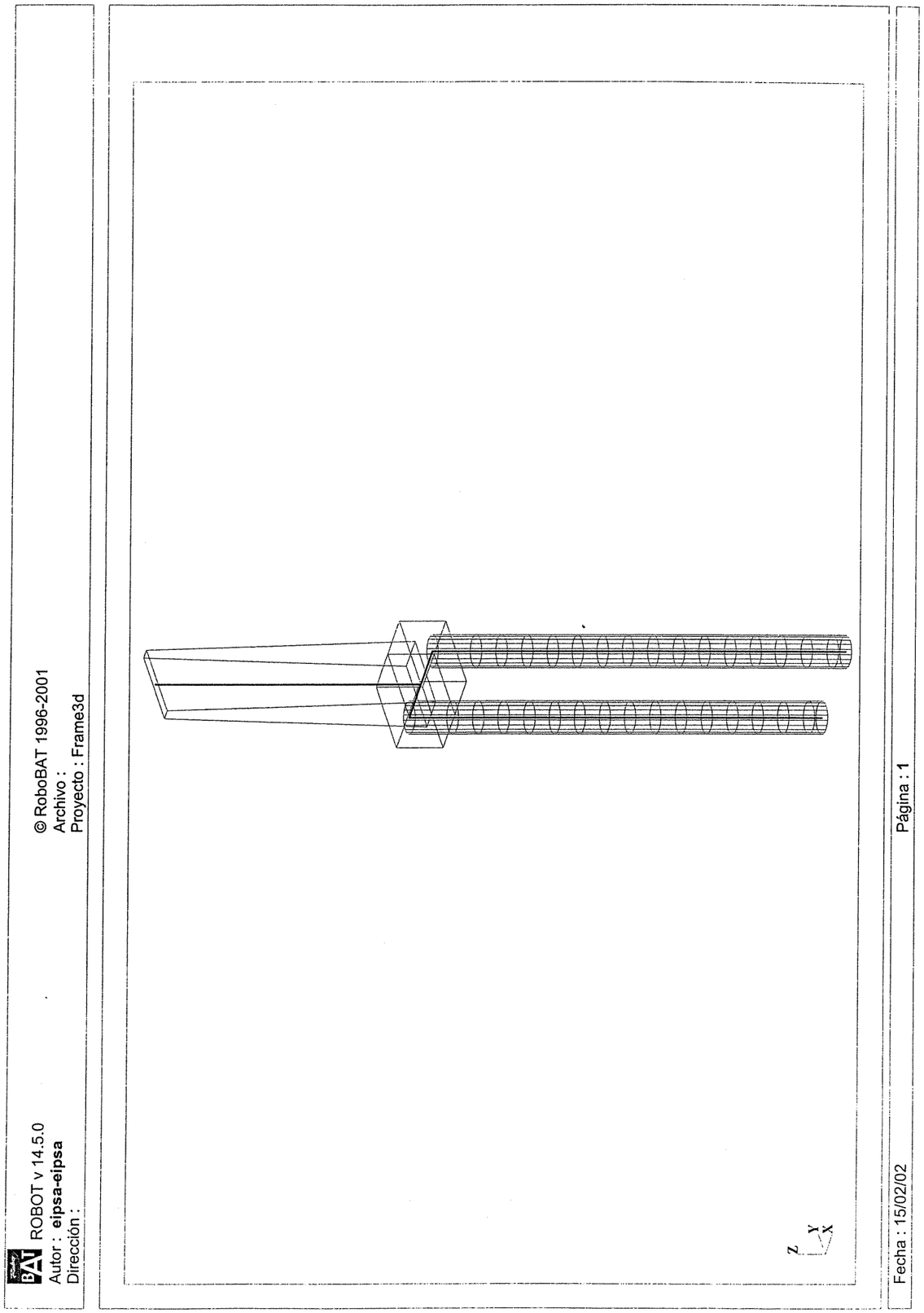


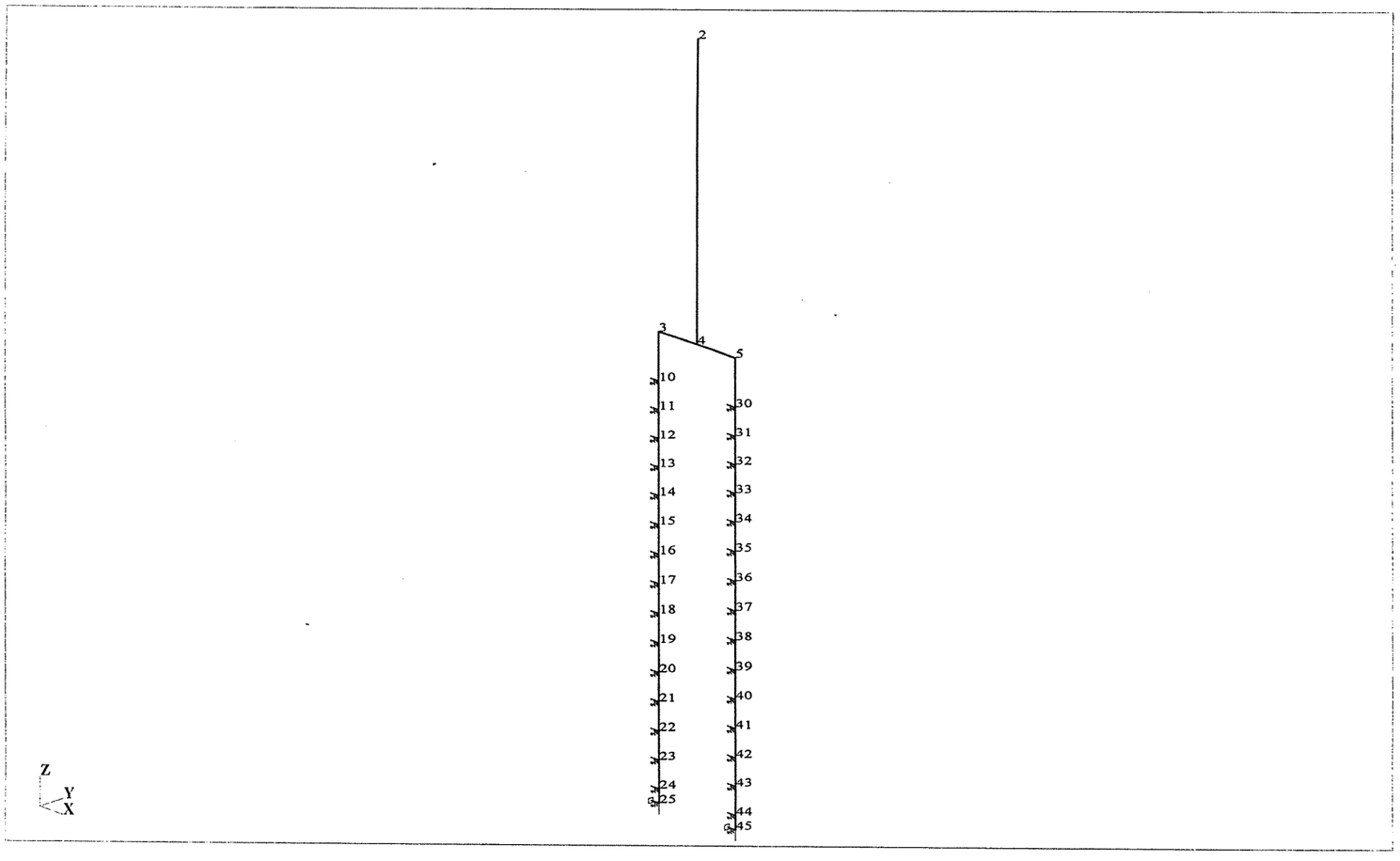
Empuje = 77.88 * 3,50 = 272.58

Empuje de la sc = 10*0.33* 3,50 = 11.55

Peso del terreno en talón = 23.75 * 20 * 3,50 = 1662,50

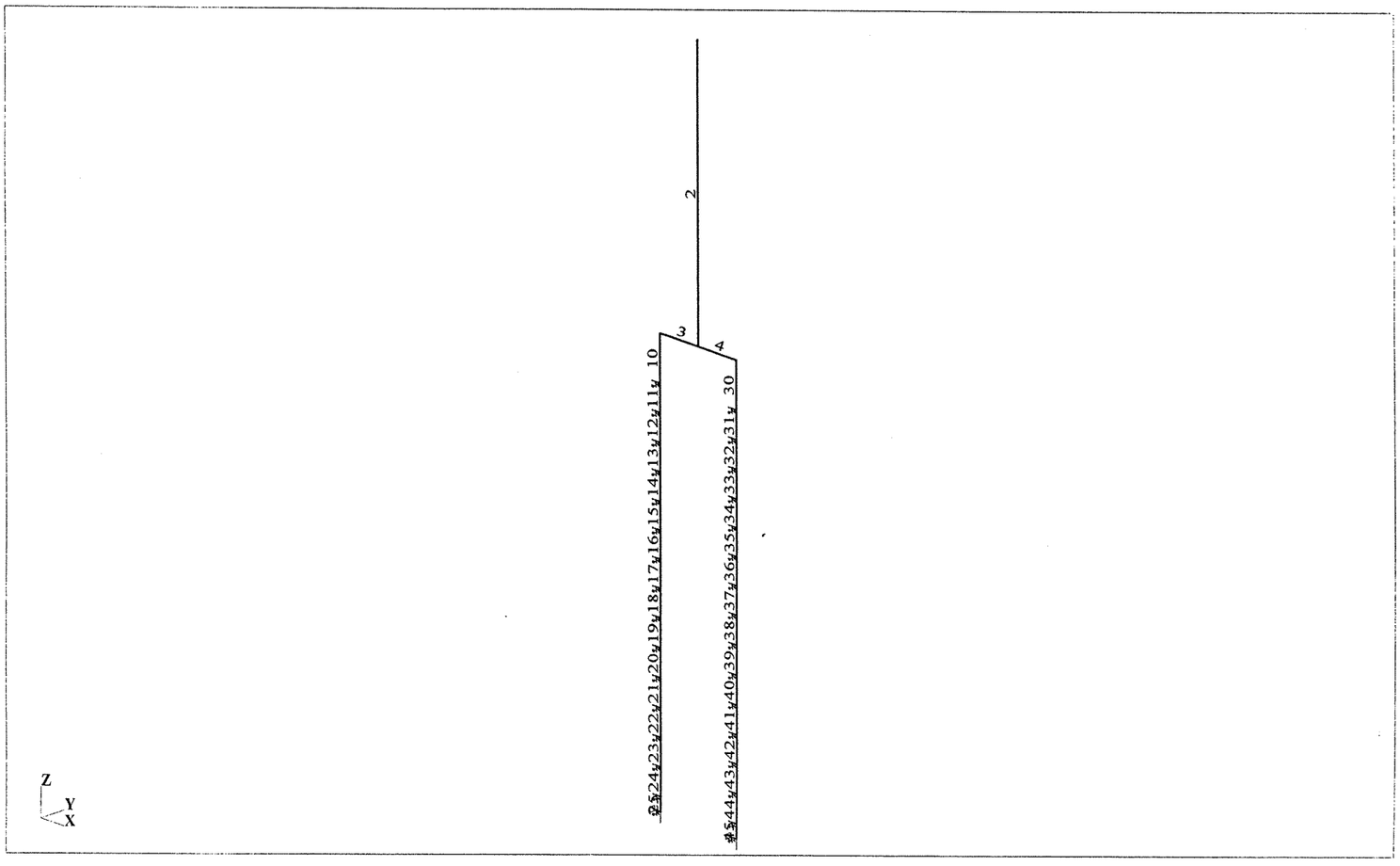
en puntera = 1.975 * 0.50 * 20 * 3.50 = 69,13





ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :

© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d



28 38
221

Filtrar	Nudo
Lista compl	2A5 10A25
Selección	2A5 10A25
Número tot	36
Número sel	36

Nudo	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo - código
2	0.0	0.0	53.70	
3	-1.75	0.0	43.20	
4	0.0	0.0	43.20	
5	1.75	0.0	43.20	
10	-1.75	0.0	41.50	eellll
11	-1.75	0.0	40.50	eellll
12	-1.75	0.0	39.50	eellll
13	-1.75	0.0	38.50	eellll
14	-1.75	0.0	37.50	eellll
15	-1.75	0.0	36.50	eellll
16	-1.75	0.0	35.50	eellll
17	-1.75	0.0	34.50	eellll
18	-1.75	0.0	33.50	eellll
19	-1.75	0.0	32.50	eellll
20	-1.75	0.0	31.50	eellll
21	-1.75	0.0	30.50	eellll
22	-1.75	0.0	29.50	eellll
23	-1.75	0.0	28.50	eellll
24	-1.75	0.0	27.50	eellll
25	-1.75	0.0	27.00	eeffll
30	1.75	0.0	41.50	eellll
31	1.75	0.0	40.50	eellll
32	1.75	0.0	39.50	eellll
33	1.75	0.0	38.50	eellll
34	1.75	0.0	37.50	eellll
35	1.75	0.0	36.50	eellll
36	1.75	0.0	35.50	eellll
37	1.75	0.0	34.50	eellll
38	1.75	0.0	33.50	eellll
39	1.75	0.0	32.50	eellll
40	1.75	0.0	31.50	eellll
41	1.75	0.0	30.50	eellll
42	1.75	0.0	29.50	eellll
43	1.75	0.0	28.50	eellll
44	1.75	0.0	27.50	eellll
45	1.75	0.0	27.00	eeffll

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :

© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d

Filtrar	Barra	Elemento
Lista compl	2A4 10A25	2A4 10A25
Selección	2A4 10A25	2A4 10A25
Número tot	35	35
Número sel	35	35

Barra	Nudos	Nudo 2	Sección	Longitud (m)
2	4	2	RE 2	10.50
3	3	4	RE 1	1.75
4	4	5	RE 1	1.75
10	10	3	TU 1	1.70
11	11	10	TU 1	1.00
12	12	11	TU 1	1.00
13	13	12	TU 1	1.00
14	14	13	TU 1	1.00
15	15	14	TU 1	1.00
16	16	15	TU 1	1.00
17	17	16	TU 1	1.00
18	18	17	TU 1	1.00
19	19	18	TU 1	1.00
20	20	19	TU 1	1.00
21	21	20	TU 1	1.00
22	22	21	TU 1	1.00
23	23	22	TU 1	1.00
24	24	23	TU 1	1.00
25	25	24	TU 1	0.50
30	30	5	TU 1	1.70
31	31	30	TU 1	1.00
32	32	31	TU 1	1.00
33	33	32	TU 1	1.00
34	34	33	TU 1	1.00
35	35	34	TU 1	1.00
36	36	35	TU 1	1.00
37	37	36	TU 1	1.00
38	38	37	TU 1	1.00
39	39	38	TU 1	1.00
40	40	39	TU 1	1.00
41	41	40	TU 1	1.00
42	42	41	TU 1	1.00
43	43	42	TU 1	1.00
44	44	43	TU 1	1.00
45	45	44	TU 1	0.50

	Nombre de la sección	Lista de barras	SX (cm^2)	SY (cm^2)	SZ (cm^2)	IX (cm^4)	IY (cm^4)	IZ (cm^4)	HY (cm)	HZ (cm)	VY (cm)	VZ (cm)	VPY (cm)
	Nombre de la sección	Lista de barras	SX (cm^2)	SY (cm^2)	SZ (cm^2)	IX (cm^4)	IY (cm^4)	IZ (cm^4)	HY (cm)	HZ (cm)	VY (cm)	VZ (cm)	VPY (cm)
	RE 1	3 4	57600.000	48000.000	48000.000	403191659.	155520000.	491520000.	320.0	180.0	160.0	90.0	160.0
	RE 2	2	27200.000	22666.667	22666.667	54540681.3	16376666.6	232106666.	320.0	85.0	160.0	42.5	160.0
	TU 1	10A25 30A45	12271.846	10354.370	10354.370	23968449.8	11984224.9	11984224.9	125.0	125.0	62.5	62.5	62.5

	VPZ (cm)
	90.0
	42.5
	62.5

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :

© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d

Caso	Nombre del caso	Naturaleza	tipo de análisis
1	PESO PROPIO	permanente	Estático lineal
2	ENCEPADO NO CONSIDERADO EN EL P	permanente	Estático lineal
3	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO	permanente	Estático lineal
4	ELS N maxima	explotación	Combinación lineal
5	ELU N maxima	explotación	Combinación lineal
6	ELU N minima	explotación	Combinación lineal

	Caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga	Nombre del caso
	1	peso propio	2A4	PZ Menos	PESO PROPIO
	2	fuerza nodal	3 5	FZ=-129.00(kN)	ENCEPADO NO CONSIDERADO EN EL PPROPIO
	3	carga trapezoidal	2	PX2=0.0(kN/m) PX1=272.58(kN/m) X2=1.00 X1=0.0 global no pr	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO
	3	sobrecarga uniforme	2	PX=11.55(kN/m)	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO
	3	fuerza nodal	5	FZ=-69.10(kN)	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO
	3	fuerza nodal	3	FZ=-1662.50(kN)	ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO

2823

- Casos: 4A6

Filtrar	Combinación
Lista completa	4A6
Selección	4A6
Número total	3
Número seleccionado	3

- Casos: 4A6

Combinación	Nombre	Tipo de análisis	Naturaleza de combin.	Naturaleza de caso	Definición
4 (C)	ELS N maxima	Combinación lin	ELU	explotación	(3+2+1)*1.00
5 (C)	ELU N maxima	Combinación lin	ELU	explotación	3*1.50+(2+1)*1.35
6 (C)	ELU N minima	Combinación lin	ELU	explotación	3*1.50+(2+1)*1.00

Resultados y dimensionamiento

- Caso: 4 (ELS N maxima)

Filtrar	Barra	Caso
Lista completa	2A4 10A25 30A4	1A6
Selección	10A25 30A45	4
Número total	35	6
Número seleccionado	32	1

- Caso: 4 (ELS N maxima)

Barra/Nudo/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
10/ 10/ 4 (C)	-269.22	769.22	491.41
10/ 3/ 4 (C)	-269.22	769.22	1799.08
11/ 11/ 4 (C)	-269.22	550.54	-59.13
11/ 10/ 4 (C)	-269.22	550.54	491.41
12/ 12/ 4 (C)	-269.22	380.46	-439.60
12/ 11/ 4 (C)	-269.22	380.46	-59.13
13/ 13/ 4 (C)	-269.22	258.59	-698.19
13/ 12/ 4 (C)	-269.22	258.59	-439.60
14/ 14/ 4 (C)	-269.22	87.55	-785.74
14/ 13/ 4 (C)	-269.22	87.55	-698.19
15/ 15/ 4 (C)	-269.22	-8.75	-776.99
15/ 14/ 4 (C)	-269.22	-8.75	-785.74
16/ 16/ 4 (C)	-269.22	-172.44	-604.55
16/ 15/ 4 (C)	-269.22	-172.44	-776.99
17/ 17/ 4 (C)	-269.22	-208.10	-396.45
17/ 16/ 4 (C)	-269.22	-208.10	-604.55
18/ 18/ 4 (C)	-269.22	-178.55	-217.90
18/ 17/ 4 (C)	-269.22	-178.55	-396.45
19/ 19/ 4 (C)	-269.22	-125.90	-92.00
19/ 18/ 4 (C)	-269.22	-125.90	-217.90
20/ 20/ 4 (C)	-269.22	-73.93	-18.06
20/ 19/ 4 (C)	-269.22	-73.93	-92.00
21/ 21/ 4 (C)	-269.22	-33.22	15.16
21/ 20/ 4 (C)	-269.22	-33.22	-18.06
22/ 22/ 4 (C)	-269.22	-6.36	21.52
22/ 21/ 4 (C)	-269.22	-6.36	15.16
23/ 23/ 4 (C)	-269.22	7.76	13.76
23/ 22/ 4 (C)	-269.22	7.76	21.52
24/ 24/ 4 (C)	-269.22	11.16	2.61
24/ 23/ 4 (C)	-269.22	11.16	13.76
25/ 25/ 4 (C)	-269.22	5.21	0.00
25/ 24/ 4 (C)	-269.22	5.21	2.61
30/ 30/ 4 (C)	3453.93	783.10	528.25
30/ 5/ 4 (C)	3453.93	783.10	1859.53
31/ 31/ 4 (C)	3453.93	562.96	-34.71
31/ 30/ 4 (C)	3453.93	562.96	528.25
32/ 32/ 4 (C)	3453.93	391.24	-425.94
32/ 31/ 4 (C)	3453.93	391.24	-34.71
33/ 33/ 4 (C)	3453.93	267.85	-693.79
33/ 32/ 4 (C)	3453.93	267.85	-425.94
34/ 34/ 4 (C)	3453.93	94.19	-787.98
34/ 33/ 4 (C)	3453.93	94.19	-693.79

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :

© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d

Barra/Nudo/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
35/ 35/ 4 (C)	3453.93	-3.94	-784.04
35/ 34/ 4 (C)	3453.93	-3.94	-787.98
36/ 36/ 4 (C)	3453.93	-171.82	-612.21
36/ 35/ 4 (C)	3453.93	-171.82	-784.04
37/ 37/ 4 (C)	3453.93	-209.49	-402.73
37/ 36/ 4 (C)	3453.93	-209.49	-612.21
38/ 38/ 4 (C)	3453.93	-180.53	-222.20
38/ 37/ 4 (C)	3453.93	-180.53	-402.73
39/ 39/ 4 (C)	3453.93	-127.70	-94.50
39/ 38/ 4 (C)	3453.93	-127.70	-222.20
40/ 40/ 4 (C)	3453.93	-75.25	-19.25
40/ 39/ 4 (C)	3453.93	-75.25	-94.50
41/ 41/ 4 (C)	3453.93	-34.02	14.77
41/ 40/ 4 (C)	3453.93	-34.02	-19.25
42/ 42/ 4 (C)	3453.93	-6.73	21.50
42/ 41/ 4 (C)	3453.93	-6.73	14.77
43/ 43/ 4 (C)	3453.93	7.67	13.83
43/ 42/ 4 (C)	3453.93	7.67	21.50
44/ 44/ 4 (C)	3453.93	11.21	2.63
44/ 43/ 4 (C)	3453.93	11.21	13.83
45/ 45/ 4 (C)	3453.93	5.25	0.00
45/ 44/ 4 (C)	3453.93	5.25	2.63

- Caso: 5 (ELU N maxima)

Filtrar	Barra	Caso
Lista completa	2A4 10A25 30A4	1A6
Selección	10A25 30A45	5
Número total	35	6
Número seleccionado	32	1

- Caso: 5 (ELU N maxima)

Barra/Nudo/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
10/ 10/ 5 (C)	-512.82	1154.87	739.88
10/ 3/ 5 (C)	-512.82	1154.87	2703.16
11/ 11/ 5 (C)	-512.82	826.75	-86.87
11/ 10/ 5 (C)	-512.82	826.75	739.88
12/ 12/ 5 (C)	-512.82	571.50	-658.37
12/ 11/ 5 (C)	-512.82	571.50	-86.87
13/ 13/ 5 (C)	-512.82	388.58	-1046.96
13/ 12/ 5 (C)	-512.82	388.58	-658.37
14/ 14/ 5 (C)	-512.82	131.82	-1178.78
14/ 13/ 5 (C)	-512.82	131.82	-1046.96
15/ 15/ 5 (C)	-512.82	-12.77	-1166.02
15/ 14/ 5 (C)	-512.82	-12.77	-1178.78
16/ 16/ 5 (C)	-512.82	-258.62	-907.40
16/ 15/ 5 (C)	-512.82	-258.62	-1166.02
17/ 17/ 5 (C)	-512.82	-312.26	-595.14
17/ 16/ 5 (C)	-512.82	-312.26	-907.40
17/ 17/ 5 (C)	-512.82	-312.26	-595.14
17/ 16/ 5 (C)	-512.82	-312.26	-907.40
18/ 18/ 5 (C)	-512.82	-267.97	-327.17
18/ 17/ 5 (C)	-512.82	-267.97	-595.14
19/ 19/ 5 (C)	-512.82	-188.98	-138.18
19/ 18/ 5 (C)	-512.82	-188.98	-327.17
20/ 20/ 5 (C)	-512.82	-111.00	-27.18
20/ 19/ 5 (C)	-512.82	-111.00	-138.18
21/ 21/ 5 (C)	-512.82	-49.89	22.71
21/ 20/ 5 (C)	-512.82	-49.89	-27.18
22/ 22/ 5 (C)	-512.82	-9.57	32.28
22/ 21/ 5 (C)	-512.82	-9.57	22.71
23/ 23/ 5 (C)	-512.82	11.63	20.65
23/ 22/ 5 (C)	-512.82	11.63	32.28
24/ 24/ 5 (C)	-512.82	16.74	3.91
24/ 23/ 5 (C)	-512.82	16.74	20.65
25/ 25/ 5 (C)	-512.82	7.82	0.00
25/ 24/ 5 (C)	-512.82	7.82	3.91
30/ 30/ 5 (C)	5071.91	1173.61	789.62
30/ 5/ 5 (C)	5071.91	1173.61	2784.76
31/ 31/ 5 (C)	5071.91	843.51	-53.89
31/ 30/ 5 (C)	5071.91	843.51	789.62
32/ 32/ 5 (C)	5071.91	586.05	-639.94
32/ 31/ 5 (C)	5071.91	586.05	-53.89
33/ 33/ 5 (C)	5071.91	401.08	-1041.02
33/ 32/ 5 (C)	5071.91	401.08	-639.94
34/ 34/ 5 (C)	5071.91	140.78	-1181.80
34/ 33/ 5 (C)	5071.91	140.78	-1041.02

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :

© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d

Barra/Nudo/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
35/ 35/ 5 (C)	5071.91	-6.28	-1175.53
35/ 34/ 5 (C)	5071.91	-6.28	-1181.80
36/ 36/ 5 (C)	5071.91	-257.78	-917.75
36/ 35/ 5 (C)	5071.91	-257.78	-1175.53
37/ 37/ 5 (C)	5071.91	-314.13	-603.62
37/ 36/ 5 (C)	5071.91	-314.13	-917.75
38/ 38/ 5 (C)	5071.91	-270.64	-332.98
38/ 37/ 5 (C)	5071.91	-270.64	-603.62
39/ 39/ 5 (C)	5071.91	-191.42	-141.56
39/ 38/ 5 (C)	5071.91	-191.42	-332.98
40/ 40/ 5 (C)	5071.91	-112.78	-28.78
40/ 39/ 5 (C)	5071.91	-112.78	-141.56
41/ 41/ 5 (C)	5071.91	-50.97	22.19
41/ 40/ 5 (C)	5071.91	-50.97	-28.78
42/ 42/ 5 (C)	5071.91	-10.07	32.26
42/ 41/ 5 (C)	5071.91	-10.07	22.19
43/ 43/ 5 (C)	5071.91	11.52	20.74
43/ 42/ 5 (C)	5071.91	11.52	32.26
44/ 44/ 5 (C)	5071.91	16.80	3.94
44/ 43/ 5 (C)	5071.91	16.80	20.74
45/ 45/ 5 (C)	5071.91	7.88	0.00
45/ 44/ 5 (C)	5071.91	7.88	3.94

- Caso: 6 (ELU N minima)

Filtrar	Barra	Caso
Lista completa	2A4 10A25 30A4	1A6
Selección	10A25 30A45	6
Número total	35	6
Número seleccionado	32	1

- Caso: 6 (ELU N minima)

Barra/Nudo/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
10/ 10/ 6 (C)	-767.11	1157.30	746.33
10/ 3/ 6 (C)	-767.11	1157.30	2713.73
11/ 11/ 6 (C)	-767.11	828.92	-82.59
11/ 10/ 6 (C)	-767.11	828.92	746.33
12/ 12/ 6 (C)	-767.11	573.39	-655.98
12/ 11/ 6 (C)	-767.11	573.39	-82.59
13/ 13/ 6 (C)	-767.11	390.20	-1046.19
13/ 12/ 6 (C)	-767.11	390.20	-655.98
14/ 14/ 6 (C)	-767.11	132.99	-1179.17
14/ 13/ 6 (C)	-767.11	132.99	-1046.19
15/ 15/ 6 (C)	-767.11	-11.92	-1167.25
15/ 14/ 6 (C)	-767.11	-11.92	-1179.17
16/ 16/ 6 (C)	-767.11	-258.51	-908.74
16/ 15/ 6 (C)	-767.11	-258.51	-1167.25
17/ 17/ 6 (C)	-767.11	-312.50	-596.24
17/ 16/ 6 (C)	-767.11	-312.50	-908.74
18/ 18/ 6 (C)	-767.11	-268.32	-327.92
18/ 17/ 6 (C)	-767.11	-268.32	-596.24
19/ 19/ 6 (C)	-767.11	-189.30	-138.62
19/ 18/ 6 (C)	-767.11	-189.30	-327.92
20/ 20/ 6 (C)	-767.11	-111.23	-27.39
20/ 19/ 6 (C)	-767.11	-111.23	-138.62
21/ 21/ 6 (C)	-767.11	-50.03	22.64
21/ 20/ 6 (C)	-767.11	-50.03	-27.39
22/ 22/ 6 (C)	-767.11	-9.64	32.28
22/ 21/ 6 (C)	-767.11	-9.64	22.64
23/ 23/ 6 (C)	-767.11	11.62	20.66
23/ 22/ 6 (C)	-767.11	11.62	32.28
24/ 24/ 6 (C)	-767.11	16.75	3.91
24/ 23/ 6 (C)	-767.11	16.75	20.66
25/ 25/ 6 (C)	-767.11	7.83	0.00
25/ 24/ 6 (C)	-767.11	7.83	3.91
30/ 30/ 6 (C)	4817.61	1171.18	783.17
30/ 5/ 6 (C)	4817.61	1171.18	2774.18
31/ 31/ 6 (C)	4817.61	841.34	-58.17
31/ 30/ 6 (C)	4817.61	841.34	783.17
32/ 32/ 6 (C)	4817.61	584.16	-642.33
32/ 31/ 6 (C)	4817.61	584.16	-58.17
33/ 33/ 6 (C)	4817.61	399.46	-1041.79
33/ 32/ 6 (C)	4817.61	399.46	-642.33
34/ 34/ 6 (C)	4817.61	139.62	-1181.41
34/ 33/ 6 (C)	4817.61	139.62	-1041.79

ROBOT v 14.5.0
Autor : **eipsa-eipsa**
Dirección :
© RoboBAT 1996-2001
Archivo :
Proyecto : Frame3d

Barra/Nudo/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
35/ 35/ 6 (C)	4817.61	-7.12	-1174.29
35/ 34/ 6 (C)	4817.61	-7.12	-1181.41
36/ 36/ 6 (C)	4817.61	-257.89	-916.40
36/ 35/ 6 (C)	4817.61	-257.89	-1174.29
37/ 37/ 6 (C)	4817.61	-313.89	-602.52
37/ 36/ 6 (C)	4817.61	-313.89	-916.40
38/ 38/ 6 (C)	4817.61	-270.29	-332.22
38/ 37/ 6 (C)	4817.61	-270.29	-602.52
39/ 39/ 6 (C)	4817.61	-191.10	-141.12
39/ 38/ 6 (C)	4817.61	-191.10	-332.22
40/ 40/ 6 (C)	4817.61	-112.55	-28.57
40/ 39/ 6 (C)	4817.61	-112.55	-141.12
41/ 41/ 6 (C)	4817.61	-50.83	22.25
41/ 40/ 6 (C)	4817.61	-50.83	-28.57
42/ 42/ 6 (C)	4817.61	-10.01	32.26
42/ 41/ 6 (C)	4817.61	-10.01	22.25
43/ 43/ 6 (C)	4817.61	11.53	20.73
43/ 42/ 6 (C)	4817.61	11.53	32.26
44/ 44/ 6 (C)	4817.61	16.80	3.93
44/ 43/ 6 (C)	4817.61	16.80	20.73
45/ 45/ 6 (C)	4817.61	7.87	0.00
45/ 44/ 6 (C)	4817.61	7.87	3.93

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: estribo
Fecha: 15/02/2002
Hora: 12:31:19

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

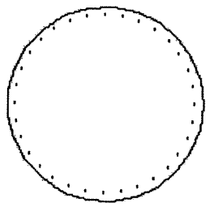
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

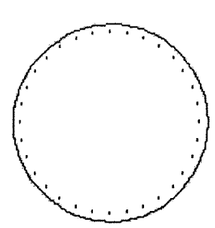
Sección : PILOTE
ϕ [m] = 1.25
r [m] = 0.050
nº barras = 32

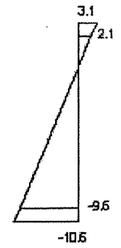


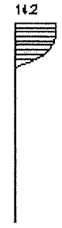
2 Comprobación

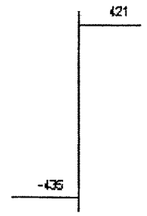
ϕ [mm] = 25
Nd [kN] = -767
Md [kN·m] = 2714

Nu [kN] = -820.2
Mu [kN·m] = 2902.4
γ = 1.07









Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.282
1/r [1/m]·1.E-3 = 10.9
εs ·1.E-3 = 3.1
εi ·1.E-3 = -10.6

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.089	2.1	-421.4
1.161	-9.6	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: estribo
Fecha: 15/02/2002
Hora: 12:31:41

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

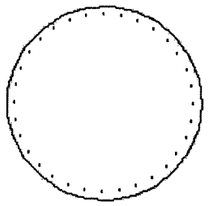
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

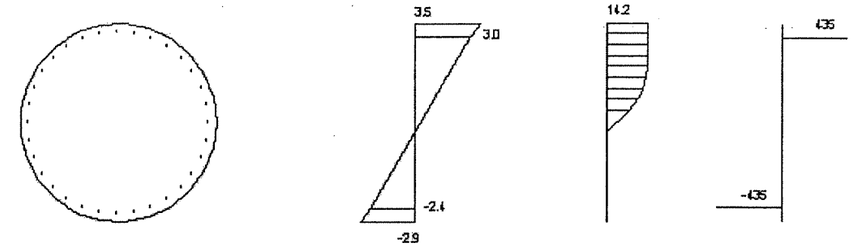
Sección : PILOTE
ϕ [m] = 1.25
r [m] = 0.050
nº barras = 32



2 Comprobación

ϕ [mm] = 25
Nd [kN] = 5072
Md [kN·m] = 2785

Nu [kN] = 7971.8
Mu [kN·m] = 4377.3
γ = 1.57



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.688
1/r [1/m]·1.E-3 = 5.1
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -2.9

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.089	3.0	-434.8
1.161	-2.4	434.8

- Caso: 5 (ELU N maxima)

Filtrar	Barra	Caso
Lista completa	2A4 10A25 30A4	1A6
Selección	2	5
Número total	35	6
Número seleccionado	1	1

- Caso: 5 (ELU N maxima)

Barra/Punto/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
2/ 4/ 5 (C)	945.78	2328.48	-8468.03
2/ 2/11/ 5 (C)	806.14	1902.44	-6250.55
2/ 3/11/ 5 (C)	676.51	1519.33	-4457.87
2/ 4/11/ 5 (C)	556.90	1179.16	-3044.92
2/ 5/11/ 5 (C)	447.30	881.91	-1966.62
2/ 6/11/ 5 (C)	347.71	627.60	-1177.88
2/ 7/11/ 5 (C)	258.14	416.22	-633.64
2/ 8/11/ 5 (C)	178.59	247.76	-288.80
2/ 9/11/ 5 (C)	109.04	122.25	-98.31
2/ 10/11/ 5 (C)	49.51	39.66	-17.06
2/ 2/ 5 (C)	0.00	0.00	-0.00

Barra 2
Longitud = 10,50

Para h = 6,00 $M_{yd} \simeq$ 633.64

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV MAD-BCN PAPIOL P.S.4.3 ESTRIBOS
Fecha: 15/02/2002
Hora: 12:38:20

Comprobación de secciones a flexión simple

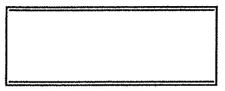
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : TABIQUEMURO
b [m] = 3.50
h [m] = 1.30
ri [m] = 0.050
rs [m] = 0.050

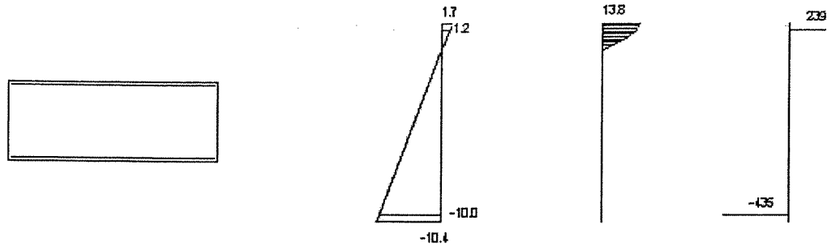


2 Comprobación

At [cm²] = 140.9
Ac [cm²] = 35.2

Mu [kN·m] = 7272.1 > 6250.55

2839



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.178

1/r [1/m]·1.E-3 = 9.3

εs ·1.E-3 = 1.7

εi ·1.E-3 = -10.4

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	35.2	1.2	-238.6
1.250	140.9	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: LAV MAD-BCN PAPIOL P.S.4.3 ESTRIBOS
Fecha: 15/02/2002
Hora: 12:56:44

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

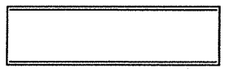
Sección : TABIQUEMURO2

b [m] = 3.50

h [m] = 1.00

ri [m] = 0.050

rs [m] = 0.050



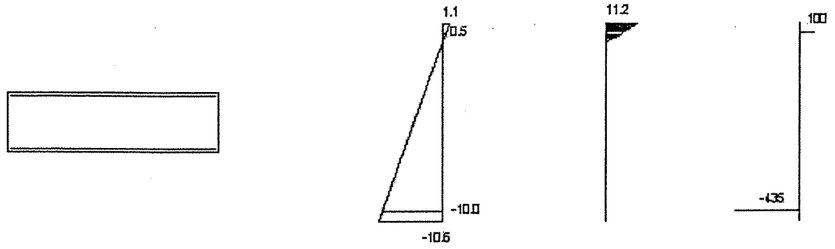
2 Comprobación

At [cm²] = 55.0

Ac [cm²] = 35.2

Mu [kN·m] = 2187.6

2849



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.093

1/r [1/m]·1.E-3 = 11.7

εs ·1.E-3 = 1.1

εi ·1.E-3 = -10.6

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	35.2	0.5	-100.2
0.950	55.0	-10.0	434.8

Aleta. Armadura de encepado:

$Nd = 4818$ kN

$$Td = \frac{4818\,(1.10 + 0.25 * 1.30)}{0.85 * 1.75}$$

$Td = 4616$ kN

$$As = \frac{4616}{40} = 115,4\ cm^2 \rightarrow (2 \times 13)\ \phi 25 \text{ sobre pilotes}$$

$\phi 20/.15$ entre pilotes

Armadura secundaria

$$\frac{Nd}{1.5n} = \frac{4818}{1.5*3} = 1071\ kN$$

$$As = \frac{1071}{40} = 27\ cm^2 \quad \text{con c } \phi\ 12/.15 \text{ entre pilotes}$$

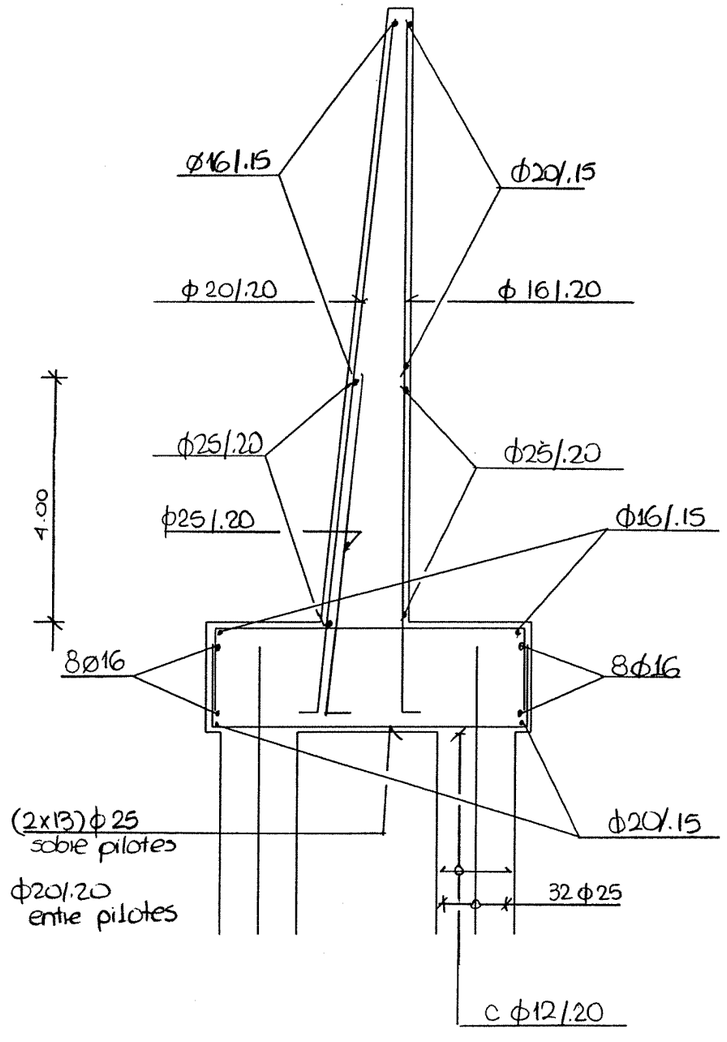
$$2 * 1.131 * \frac{2.25}{0.15} = 33.93\ cm^2$$

Armadura mínima

b = 1.30 — vertical: 11.70 cm² — hor: 41.60 cm² → $\phi 25/.20$ ambas caras

b = 1.00 — vertical: 9 cm² — hor: 32 cm² → $\phi 20/.15$ EXT, $\phi 16/.15$ INT

Esquema de armado



Armadura de aletas

6. PRUEBA DE CARGA

GENERALIDADES

Una vez finalizada la estructura objeto del presente proyecto se procederá a realizar la Prueba de Carga, de acuerdo con el art. 6 de la vigente "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera".

Los criterios para la ejecución de las Pruebas de Carga están basados en las "Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Pruebas de Carga en Puentes de Carreteras" (M.O.P.U. 1974) y en la publicación Nº 23 del M.O.P.U "Pruebas de carga en puentes de carretera", de marzo de 1988.

En el presente apartado se incluyen las indicaciones necesarias para la ejecución de la prueba de carga, posición de vehículos y estimación de las correspondientes flechas.

Los esfuerzos producidos durante la prueba de carga podrán ser presumiblemente mayores que los que cabría esperar de las cargas normales de tráfico, dada la escasa probabilidad de que concurran en el futuro las circunstancias impuestas expresamente para la prueba de carga.

Ningún elemento de la estructura podrá ser sometido durante la prueba de carga a esfuerzos mayores que los deducidos del cálculo con el tren de la citada Instrucción Oficial de Puentes del Ministerio de Obras Públicas.

Se registrarán las flechas en los puntos más característicos, cotejándose posteriormente con las previstas en el cálculo.

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

Para el cálculo de la flecha máxima se considera un módulo instantáneo de deformación longitudinal del hormigón igual a 31928 N/mm^2, que corresponde a una resistencia característica de 45 N/mm^2. El hormigón de la losa superior, de 25 N/mm^2, se homogeiniza con el de las vigas.

En este caso se considera el módulo de deformación instantáneo del hormigón a 28 días. En el caso de que la prueba de carga se realice cuando el hormigón tenga una edad distinta, se procederá a multiplicar la flecha obtenida por la relación de módulos.

Se comprobará la recuperación de flechas después de retirada la carga, considerándose admisible un 80%. En caso de que fuera inferior, se repetirá la prueba hasta alcanzar la recuperación citada en relación con la nueva medida efectuada. En caso de que siguiese siendo inferior, se pondrá el hecho en conocimiento del Director de Obra, para que adopte las medidas oportunas.

PUNTOS DE MEDIDA

Se medirán las flechas en el centro del vano del tablero, antes y después de la entrada de los vehículos, para cada una de las fases de carga y se registrará la flecha remanente, si la hubiere, después de la retirada de los vehículos.

Dada la escasa magnitud de las flechas previsibles, para efectuar la medición se deberá utilizar una instrumentación adecuada, no solamente en los puntos de medida, sino también en la zona de apoyos, para valorar el descenso relativo.

En los puntos que corresponden a centro de vano se medirán los descensos verticales del tablero producidos por las cargas. En los puntos correspondientes a apoyos se medirá el descenso de los mismos, a fin de descontarlo del descenso medido en el centro de los vanos, con el objeto de determinar las flechas. Tanto en centro de vano como en apoyos se medirán los descensos de las seis vigas, calculándose la media de los mismos.

El valor real del descenso en relación con el calculado podrá diferir, debido a la imprecisión en la determinación del módulo de elasticidad considerado en el cálculo.

- **Paso Superior 4.8**

CÁLCULO DE LAS PILAS-PILOTE DEL P.S. 4.8

LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID-ZARAGOZA- BARCELONA-
FRONTERA FRANCESA.

TRAMO: CASTELLBISBAL-PAPIOL

Junio 2004

PEDELTA
INGENIERÍA CIVIL



ANEJO DE CÁLCULO
Índice

1 INTRODUCCIÓN

2 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ESFUERZOS

3 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

1 INTRODUCCIÓN

A petición de UTE Castellbisbal-Papiol, se ha realizado una verificación de los cálculos correspondientes a los alzados del paso superior 4.8, perteneciente al Proyecto de Construcción de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, tramo: Castellbisbal-Papiol.

La geometría de la pila-pilote, las hipótesis de cálculo consideradas y el valor de las acciones que solicitan a la pila-pilote, se han obtenido de los datos usados en el proyecto original.

A partir de estos datos se ha realizado el cálculo de los esfuerzos que solicitan el elemento estructural mediante un modelo de barras. El terreno se ha simulado mediante un lecho elástico, que coacciona el movimiento horizontal del pilote. El valor del módulo de elasticidad del terreno corresponde al módulo de balasto del mismo.

A raíz de los cálculos realizados, se ha creído conveniente aumentar la armadura longitudinal del fuste y del pilote. De modo que ahora se dispongan:

Armadura longitudinal en fuste: 30 barras Ø25mm
Armadura longitudinal en pilotes: 30 barras Ø20mm

En el siguiente apartado se adjuntan los modelos de cálculo realizados así como los esfuerzos obtenidos con ellos.

Finalmente, en el apartado 3, se incluyen las verificaciones correspondientes al los Estados Límites Últimos de flexocompresión y cortante y al Estado Límite de Servicio de Fisuración.

2 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ESFUERZOS

El cálculo de esfuerzos se ha realizado mediante un modelo de barras.

En las páginas adjuntas se incluye la geometría de cálculo, así como las cargas en coronación de fuste. Tanto la geometría como las cargas se han obtenido del proyecto original.

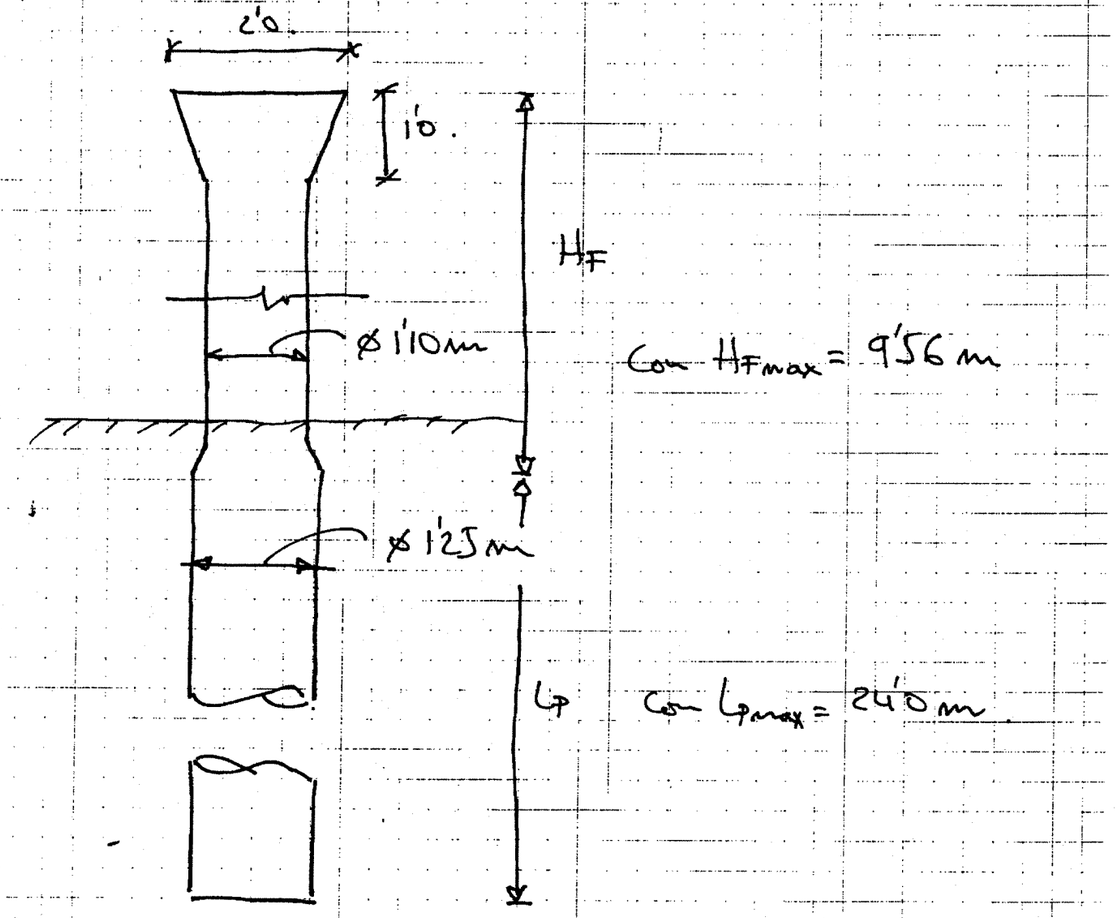
Incluimos, también, el modelo de cálculo realizado y los esfuerzos obtenidos con el mismo.

Para tener en cuenta los efectos de segundo orden se ha definido un modelo con el que se ha realizado un cálculo no lineal. Con este modelo ha obtenido la longitud de pandeo de la pila-pilote. Aplicando el método simplificado definido en el artículo 43.5.2 de la normativa vigente (EHE), se ha obtenido el incremento de esfuerzo generado por los efectos de 2º orden.

PEDELTA
INGENIERIA CIVIL

FECHA HOJA

Definición Geométrica Pila-Pilote del Paso Superior 4.8.

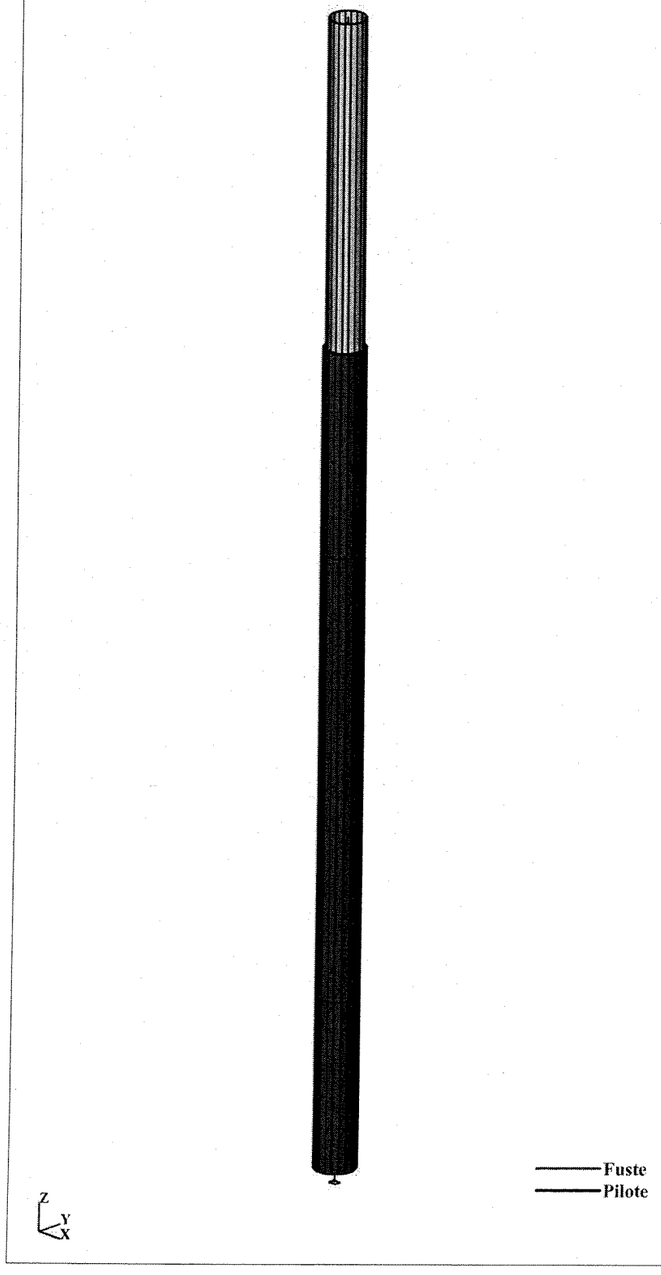


LAV MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
Paso Superior 4.8

CARGAS EN CABEZA DE PILA

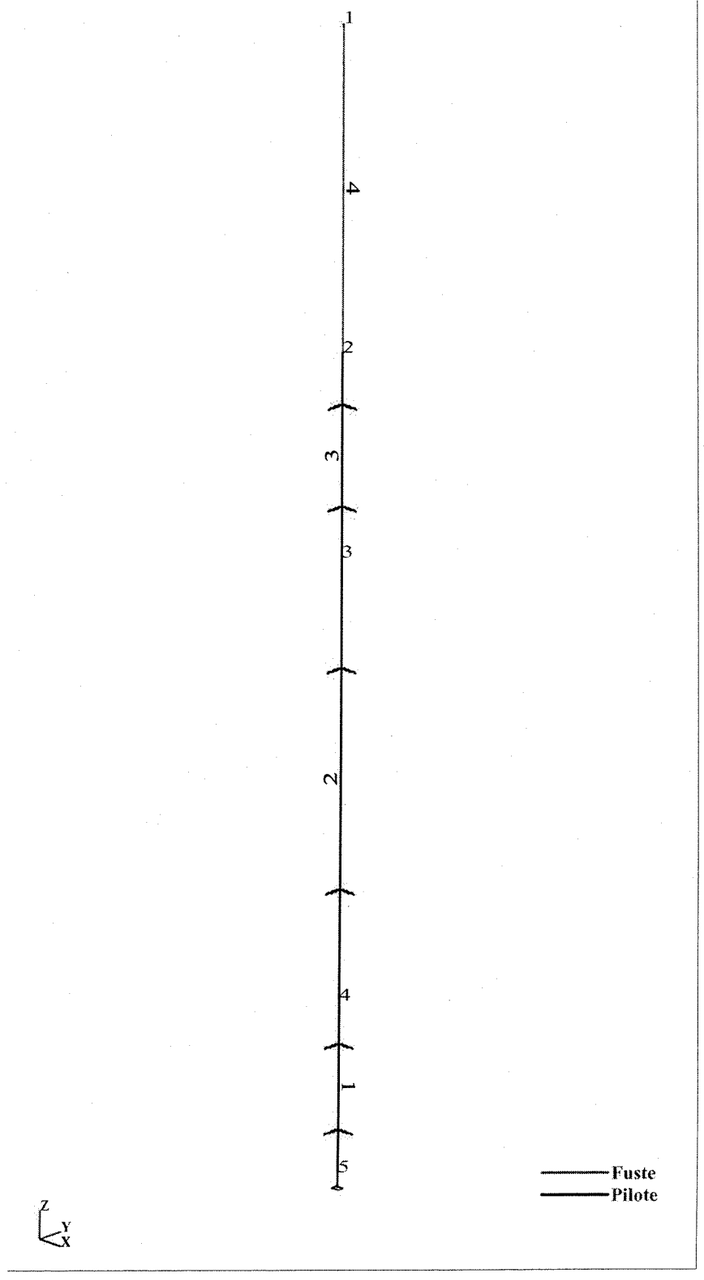
Hipotesis de Carga	Fz max [kN]	Fz min [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	My [kN·m]
Peso propio viga	551.25	551.25			
Peso propio losa	875.00	875.00			
Sobreespesor losa	173.25	173.25			
Carga muerta	728.25	659.00			
SC 4 kN en vano izquierdo	200.00				-110.00
SC 4 kN en vano derecho	200.00				110.00
Vehículo 600 kN	600.00				330.00
Frenado			26.88		
Viento dominante				69.79	
Viento concomitante				55.48	
Temperatura			23.44		
Acciones Reológicas			30.00		
COMBINACIONES ELU					
Combinación 1	4642.46		106.42	49.93	495.00
Combinación 1A	4342.46		106.42	49.93	660.00
Combinación 2	3142.46		66.10	104.69	
Combinación 3		3258.50	92.98	49.93	330.00
Combinación 3A		3058.50	92.98	49.93	440.00
combinación 4		2258.50	66.10	104.69	
COMBINACIONES ELS					
Combinación 1	3327.75		70.94	33.29	330.00
Combinación 1A	3127.75		70.94	33.29	440.00
Combinación 2	2327.75		44.06	69.79	
Combinación 3		3258.50	70.94	33.29	330.00
Combinación 3A		3058.50	70.94	33.29	440.00
combinación 4		2258.50	44.06	69.79	

Modelo de Cálculo



ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cálculo Pila Pilote.rtd**

Modelo de Cálculo. Numeración de Nudos y Barras



Nudos que Componen la Estructura

Nudo	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo - código	Apoyo
1	0,0	0,0	47,100		
2	0,0	0,0	37,500		
3	0,0	0,0	31,500		
4	0,0	0,0	18,500		
5	0,0	0,0	13,500	llellf	Apoyo Pilote

Barras que Componen la Estructura

Barra	Nudos	Nudo 2	Sección	Material	Longitud (m)	Suelo elástico	KY (T/m2)	KZ (T/m2)
1	5	4	Pilote	HORM	5,000	Suelo 3	25000,00	25000,00
2	4	3	Pilote	HORM	13,000	Suelo 2	10000,00	10000,00
3	3	2	Pilote	HORM	6,000	Suelo 1	3750,00	3750,00
4	2	1	Fuste	HORM	9,600	No existe		

Características de las Barras que Componen la Estructura

Nombre de la sección	Lista de barras	SX (m2)	SY (m2)	SZ (m2)	IX (m4)	IY (m4)	IZ (m4)	Ø (m)
Fuste	4	0,950	0,802	0,802	0,144	0,072	0,072	1,100
Pilote	1A3	1,227	1,035	1,035	0,240	0,120	0,120	1,250

Apoyos Aplicados a la Estructura

Nombre del apoyo	Lista de nudos	Condiciones de apoyo
Apoyo Pilote	5	KZ=21175,00 (T/m) RZ

ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cálculo Pila Pilote.rtd**

Cargas Aplicadas a la Estructura - ELS

Caso	Nombre del caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga
1	Peso Fuste	peso propio	4	PZ Menos Coef=1,00
2	Peso Pilote	peso propio	1A3	PZ Menos Coef=1,00
11	Combinación 1	fuerza nodal	1	FX=7,09(T) FY=3,33(T) FZ=-332,76(T) CY=33,00(Tm)
12	Combinación 1A	fuerza nodal	1	FX=7,09(T) FY=3,33(T) FZ=-312,76(T) CY=44,00(Tm)
13	Combinación 2	fuerza nodal	1	FX=4.41(T) FY=6,98(T) FZ=-232,76(T)
14	Combinación 3	fuerza nodal	1	FX=7,09 (T) FY=3,33(T) FZ=-325,85(T) CY=33,00(Tm)
15	Combinación 3A	fuerza nodal	1	FX=7,09 (T) FY=3,33(T) FZ=-305,85(T) CY=44,00(Tm)
16	Combinación 4	fuerza nodal	1	FX=4,41(T) FY=6,98(T) FZ=-225,85(T)
17	Viento sobre Fuste	sobrecarga uniforme	4	PY=0,27(T/m)

Combinación de Acciones - ELS

Combinación	Nombre	Definición
21	ELS-1	1*1.00+11*1.00+17*1.00
22	ELS-1A	1*1.00+12*1.00+17*1.00
23	ELS-2	1*1.00+13*1.00+17*1.00
24	ELS-3	1*1.00+14*1.00+17*1.00
25	ELS-3A	1*1.00+15*1.00+17*1.00
26	ELS-4	1*1.00+16*1.00+17*1.00

Cargas Aplicadas a la Estructura - ELU

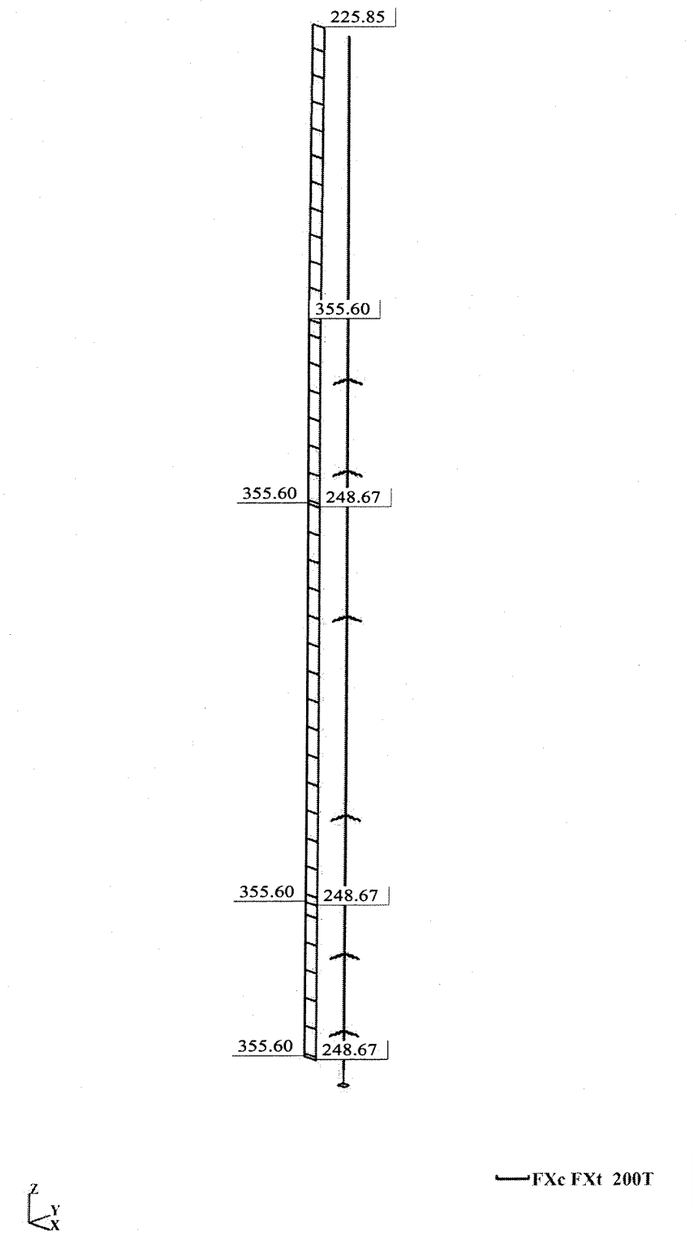
Caso	Nombre del caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga
1	Peso Fuste	peso propio	4	PZ Menos Coef=1,00
2	Peso Pilote	peso propio	1A3	PZ Menos Coef=1,00
11	Combinación 1	fuerza nodal	1	FX=10,64(T) FY=4,99(T) FZ=-464,25(T) CY=49,50(Tm)
12	Combinación 1A	fuerza nodal	1	FX=10,64(T) FY=4,99(T) FZ=-434,25(T) CY=66,00(Tm)
13	Combinación 2	fuerza nodal	1	FX=6,61(T) FY=10,47(T) FZ=-314,25(T)
14	Combinación 3	fuerza nodal	1	FX=9,30(T) FY=4,99(T) FZ=-325,85(T) CY=33,00(Tm)
15	Combinación 3A	fuerza nodal	1	FX=9,30(T) FY=4,99(T) FZ=-305,85(T) CY=44,00(Tm)
16	Combinación 4	fuerza nodal	1	FX=6,61(T) FY=10,47(T) FZ=-225,85(T)
17	Viento sobre Fuste	sobrecarga uniforme	4	PY=0,27(T/m)

Combinación de Acciones - ELU

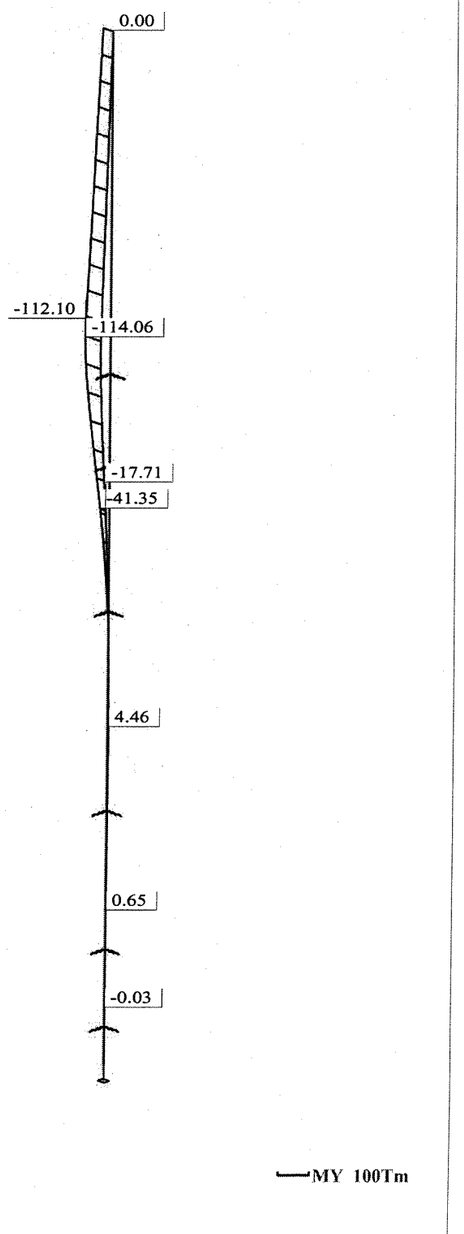
Combinación	Nombre	Definición
21	ELU-1	1*1.35+11*1.00+17*1.50
22	ELU-1A	1*1.35+12*1.00+17*1.50
23	ELU-2	1*1.35+13*1.00+17*1.50
24	ELU-3	1*1.35+14*1.00+17*1.50
25	ELU-3A	1*1.35+15*1.00+17*1.50
26	ELU-4	1*1.35+16*1.00+17*1.50

ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cálculo Pila Pilote.rtd**

Envolvente de Esfuerzos Axiles Fx - ELS

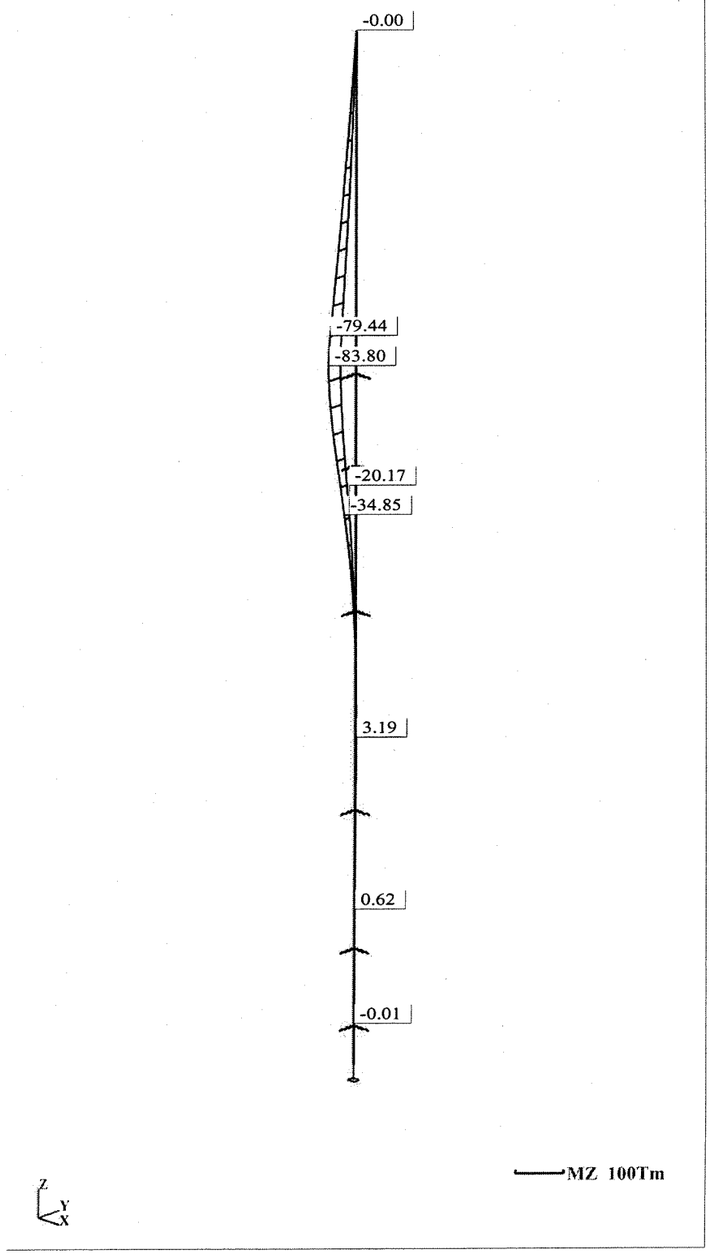


Envolvente de Esfuerzos Flectores My - ELS

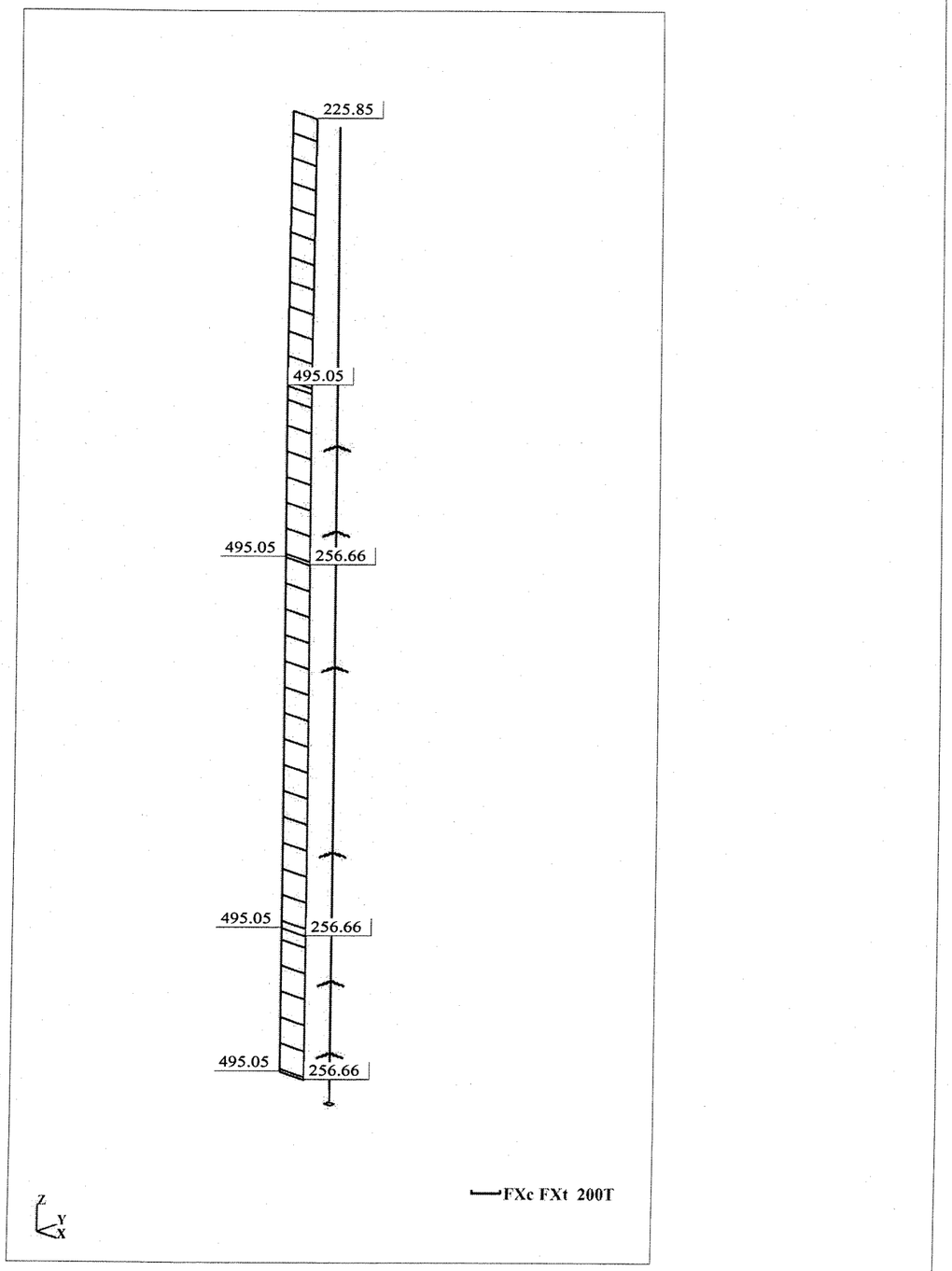


ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cálculo Pila Pilote.rtd**

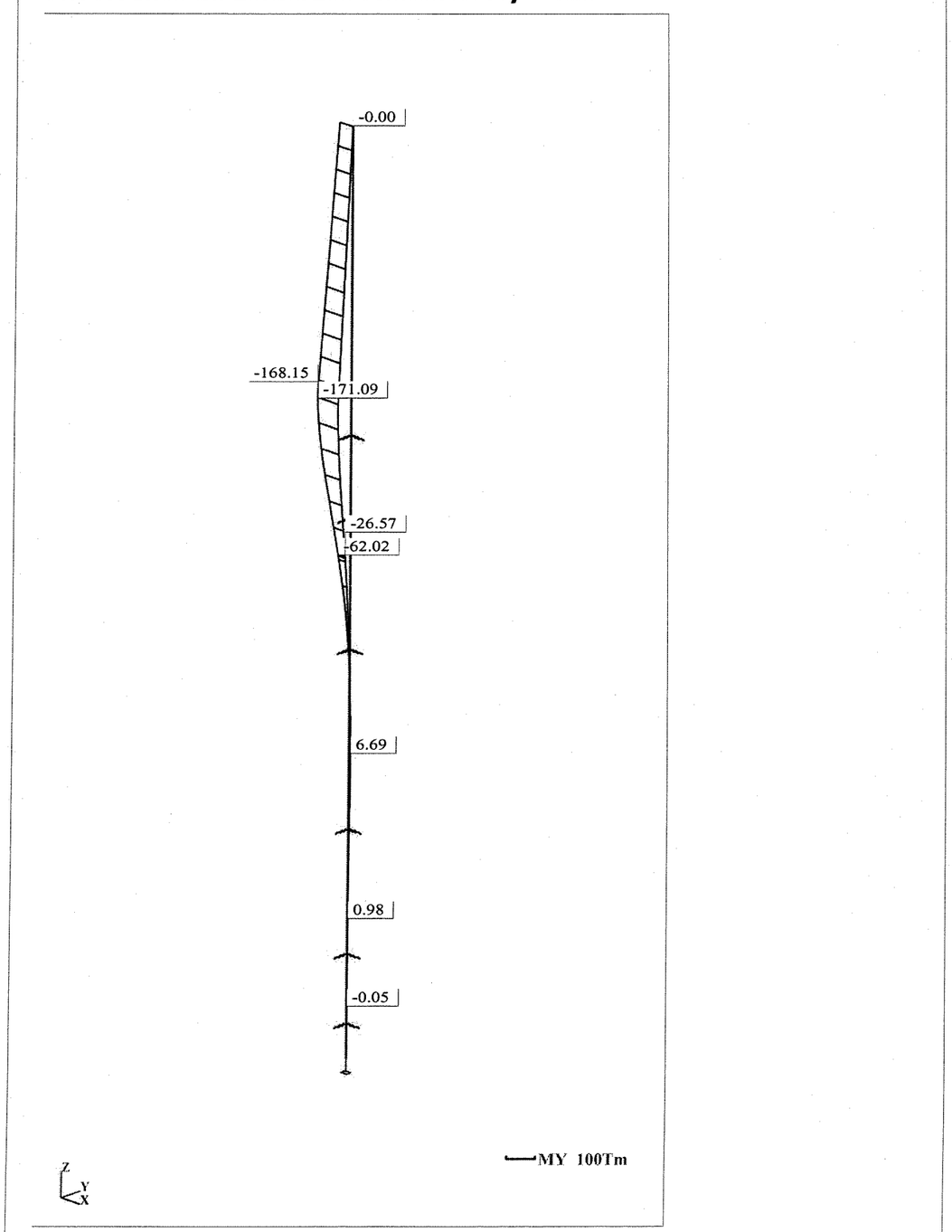
Envolvente de Esfuerzos Flectores Mz - ELS



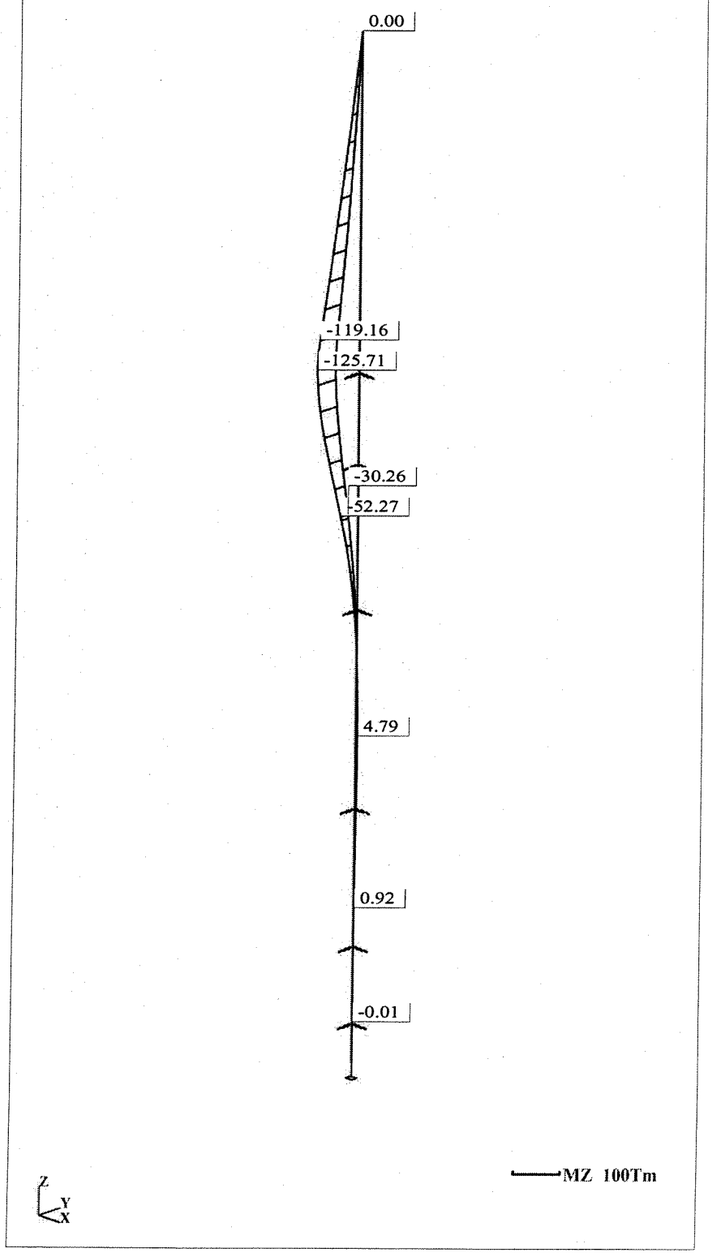
Envolvente de Esfuerzos Axiles Fx - ELU



Envolvente de Esfuerzos Flectores My - ELU

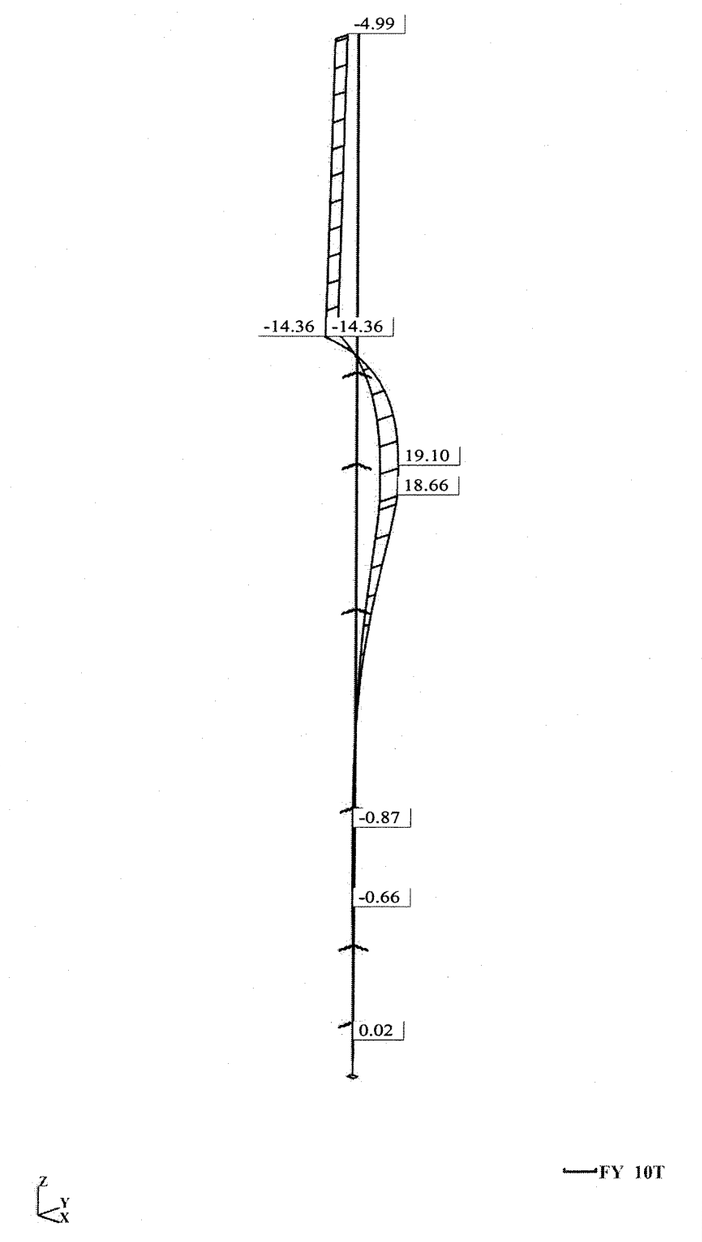


Envolvente de Esfuerzos Flectores Mz - ELU

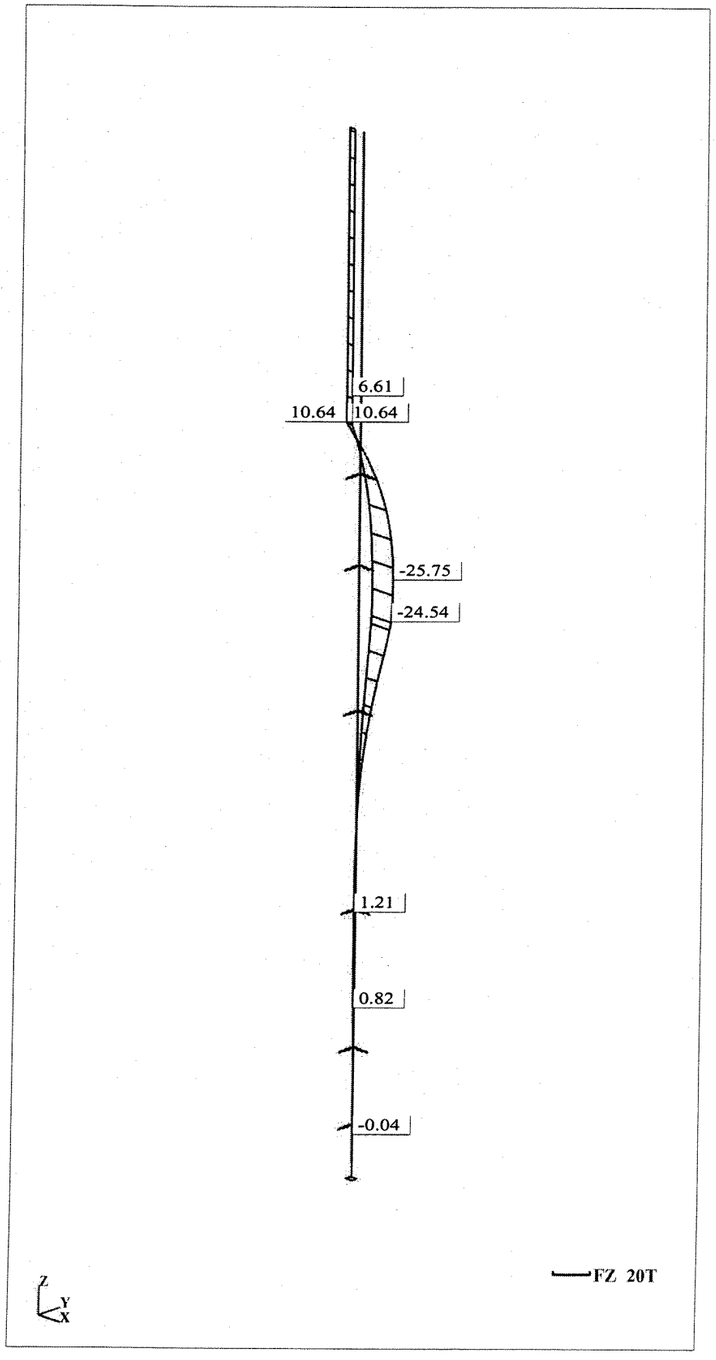


ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Modelo Pila Pilote.rtd**

Envolvente de Esfuerzos Cortantes Fy - ELU



Envolvente de Esfuerzos Cortantes Fz - ELU



ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Modelo Pila Pilote.rtd**

Esfuerzos en Base de Fuste - ELS

Barra/Punto (m)/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
4/ inicio (2)/21 (C)	355.60	-5.92	7.09	-101.10	-44.40
4/ inicio (2)/22 (C)	335.60	-5.92	7.09	-112.10	-44.40
4/ inicio (2)/23 (C)	255.60	-9.57	4.41	-42.30	-79.44
4/ inicio (2)/24 (C)	348.67	-5.92	7.09	-101.10	-44.40
4/ inicio (2)/25 (C)	328.67	-5.92	7.09	-112.10	-44.40
4/ inicio (2)/26 (C)	248.67	-9.57	4.41	-42.30	-79.44

Envolvente de Esfuerzos en Pilotes - ELS

Barra/Punto/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
1/ 5/ 21 (C)	**355.60>>**	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
1/ 5/ 26 (C)	**248.67<<**	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1/ 14/101/ 23 (C)	255.60	**0.01>>**	-0.01	-0.00	-0.00
1/ 4/ 23 (C)	255.60	**-0.44<<**	0.23	0.30	0.62
1/ 4/ 22 (C)	335.60	-0.25	**0.54>>**	0.65	0.36
1/ 19/101/ 22 (C)	335.60	0.00	**-0.03<<**	-0.02	-0.00
1/ 4/ 22 (C)	335.60	-0.25	0.54	**0.65>>**	0.36
1/ 38/101/ 22 (C)	335.60	-0.02	0.00	**-0.03<<**	0.00
1/ 4/ 23 (C)	255.60	-0.44	0.23	0.30	**0.62>>**
1/ 27/101/ 23 (C)	255.60	0.00	-0.00	-0.01	**-0.01<<**
2/ 4/ 21 (C)	**355.60>>**	-0.25	0.50	0.61	0.36
2/ 4/ 26 (C)	**248.67<<**	-0.44	0.23	0.30	0.62
2/ 3/ 23 (C)	255.60	**12.44>>**	-6.50	-17.71	-34.85
2/ 21/101/ 23 (C)	255.60	**-0.58<<**	0.31	1.02	1.99
2/ 25/101/ 22 (C)	335.60	-0.32	**0.81>>**	2.85	1.31
2/ 3/ 22 (C)	335.60	7.06	**-16.36<<**	-41.35	-20.17
2/ 47/101/ 22 (C)	335.60	0.17	-0.00	**4.46>>**	1.75
2/ 3/ 22 (C)	335.60	7.06	-16.36	**-41.35<<**	-20.17
2/ 44/101/ 23 (C)	255.60	0.03	0.02	1.69	**3.19>>**
2/ 3/ 23 (C)	255.60	12.44	-6.50	-17.71	**-34.85<<**
3/ 3/ 21 (C)	**355.60>>**	7.06	-14.88	-38.14	-20.17
3/ 3/ 26 (C)	**248.67<<**	12.44	-6.50	-17.71	-34.85
3/ 17/101/ 23 (C)	255.60	**12.73>>**	-6.68	-24.06	-46.97
3/ 2/ 23 (C)	255.60	**-9.57<<**	4.41	-42.30	-79.44
3/ 2/ 21 (C)	355.60	-5.92	**7.09>>**	-101.10	-44.40
3/ 24/101/ 22 (C)	335.60	7.13	**-17.16<<**	-64.63	-30.05
3/ 3/ 23 (C)	255.60	12.44	-6.50	**-17.71>>**	-34.85
3/ 91/101/ 22 (C)	335.60	-2.25	-0.27	**-114.06<<**	-46.81
3/ 3/ 21 (C)	355.60	7.06	-14.88	-38.14	**-20.17>>**
3/ 85/101/ 23 (C)	255.60	-0.11	-0.38	-44.09	**-83.80<<**

© RoboBAT 1996-2003

Esfuerzos en Base de Fuste - ELU

Barra/Punto (m)/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
4/ inicio (2)/ 21 (C)	495,05	-8,88	10,64	-151,64	-66,60
4/ inicio (2)/ 22 (C)	465,05	-8,88	10,64	-168,15	-66,60
4/ inicio (2)/ 23 (C)	345,05	-14,36	6,61	-63,46	-119,16
4/ inicio (2)/ 24 (C)	356,66	-8,88	9,30	-122,25	-66,60
4/ inicio (2)/ 25 (C)	336,66	-8,88	9,30	-133,25	-66,60
4/ inicio (2)/ 26 (C)	256,66	-14,36	6,61	-63,46	-119,16

Envolvente de Esfuerzos en Pilotes - ELU

Barra/Punto/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
1/ 5/ 21 (C)	495,05>>	-0,00	-0,00	0,00	-0,00
1/ 5/ 26 (C)	256,66<<	0,00	0,00	-0,00	-0,00
1/ 14/101/ 23 (C)	345,05	0,02>>	-0,01	-0,00	-0,01
1/ 4/ 23 (C)	345,05	-0,66<<	0,34	0,46	0,92
1/ 4/ 22 (C)	465,05	-0,38	0,82>>	0,98	0,55
1/ 19/101/ 22 (C)	465,05	0,01	-0,04<<	-0,03	-0,01
1/ 4/ 22 (C)	465,05	-0,38	0,82	0,98>>	0,55
1/ 38/101/ 22 (C)	465,05	-0,02	0,00	-0,05<<	0,00
1/ 4/ 23 (C)	345,05	-0,66	0,34	0,46	0,92>>
1/ 27/101/ 23 (C)	345,05	0,00	-0,00	-0,01	-0,01<<
2/ 4/ 21 (C)	495,05>>	-0,38	0,75	0,92	0,55
2/ 4/ 26 (C)	256,66<<	-0,66	0,34	0,46	0,92
2/ 3/ 23 (C)	345,05	18,66>>	-9,74	-26,57	-52,27
2/ 21/101/ 23 (C)	345,05	-0,87<<	0,46	1,53	2,98
2/ 25/101/ 22 (C)	465,05	-0,48	1,21>>	4,27	1,97
2/ 3/ 22 (C)	465,05	10,59	-24,54<<	-62,02	-30,26
2/ 47/101/ 22 (C)	465,05	0,25	-0,00	6,69>>	2,63
2/ 3/ 22 (C)	465,05	10,59	-24,54	-62,02<<	-30,26
2/ 44/101/ 23 (C)	345,05	0,04	0,02	2,54	4,79>>
2/ 3/ 23 (C)	345,05	18,66	-9,74	-26,57	-52,27<<
3/ 3/ 21 (C)	495,05>>	10,59	-22,33	-57,20	-30,26
3/ 3/ 26 (C)	256,66<<	18,66	-9,74	-26,57	-52,27
3/ 17/101/ 23 (C)	345,05	19,10>>	-10,03	-36,09	-70,46
3/ 2/ 23 (C)	345,05	-14,36<<	6,61	-63,46	-119,16
3/ 2/ 22 (C)	465,05	-8,88	10,64>>	-168,15	-66,60
3/ 24/101/ 22 (C)	465,05	10,70	-25,75<<	-96,95	-45,08
3/ 3/ 23 (C)	345,05	18,66	-9,74	-26,57>>	-52,27
3/ 91/101/ 22 (C)	465,05	-3,37	-0,40	-171,09<<	-70,21
3/ 3/ 21 (C)	495,05	10,59	-22,33	-57,20	-30,26>>
3/ 85/101/ 23 (C)	345,05	-0,16	-0,56	-66,14	-125,71<<

ESFUERZOS EN BASE DE FUSTE

Esfuerzos combinando Fy con Fz y My con Mz

ELU - COMPOSICIÓN ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
4/ inicio (2)/ 21 (C)	495.05	13.86	165.62
4/ inicio (2)/ 22 (C)	465.05	13.86	180.86
4/ inicio (2)/ 23 (C)	345.05	15.81	135.00
4/ inicio (2)/ 24 (C)	356.66	12.86	139.21
4/ inicio (2)/ 25 (C)	336.66	12.86	148.97
4/ inicio (2)/ 26 (C)	256.66	15.81	135.00

ELS - COMPOSICIÓN ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
4/ inicio (2)/ 21 (C)	355.60	9.24	110.42
4/ inicio (2)/ 22 (C)	335.60	9.24	120.57
4/ inicio (2)/ 23 (C)	255.60	10.54	90.00
4/ inicio (2)/ 24 (C)	348.67	9.24	110.42
4/ inicio (2)/ 25 (C)	328.67	9.24	120.57
4/ inicio (2)/ 26 (C)	248.67	10.54	90.00

ESFUERZOS EN PILOTES

Esfuerzos combinando Fy con Fz y My con Mz

ELS - COMPOSICIÓN ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
1/ 5/ 21 (C)	355.60	0.00	0.00
1/ 5/ 26 (C)	248.67	0.00	0.00
1/ 14/101/ 23 (C)	255.60	0.01	0.00
1/ 4/ 23 (C)	255.60	0.50	0.69
1/ 4/ 22 (C)	335.60	0.60	0.74
1/ 19/101/ 22 (C)	335.60	0.03	0.02
1/ 4/ 22 (C)	335.60	0.60	0.74
1/ 38/101/ 22 (C)	335.60	0.02	0.03
1/ 4/ 23 (C)	255.60	0.50	0.69
1/ 27/101/ 23 (C)	255.60	0.00	0.01
2/ 4/ 21 (C)	355.60	0.56	0.71
2/ 4/ 26 (C)	248.67	0.50	0.69
2/ 3/ 23 (C)	255.60	14.04	39.09
2/ 21/101/ 23 (C)	255.60	0.66	2.24
2/ 25/101/ 22 (C)	335.60	0.87	3.14
2/ 3/ 22 (C)	335.60	17.82	46.01
2/ 47/101/ 22 (C)	335.60	0.17	4.79
2/ 3/ 22 (C)	335.60	17.82	46.01
2/ 44/101/ 23 (C)	255.60	0.04	3.61
2/ 3/ 23 (C)	255.60	14.04	39.09
3/ 3/ 21 (C)	355.60	16.47	43.14
3/ 3/ 26 (C)	248.67	14.04	39.09
3/ 17/101/ 23 (C)	255.60	14.38	52.77
3/ 2/ 23 (C)	255.60	10.54	90.00
3/ 2/ 22 (C)	355.60	9.24	110.42
3/ 24/101/ 22 (C)	335.60	18.58	71.27
3/ 3/ 23 (C)	255.60	14.04	39.09
3/ 91/101/ 22 (C)	335.60	2.27	123.29
3/ 3/ 21 (C)	355.60	16.47	43.14
3/ 85/101/ 23 (C)	255.60	0.40	94.69

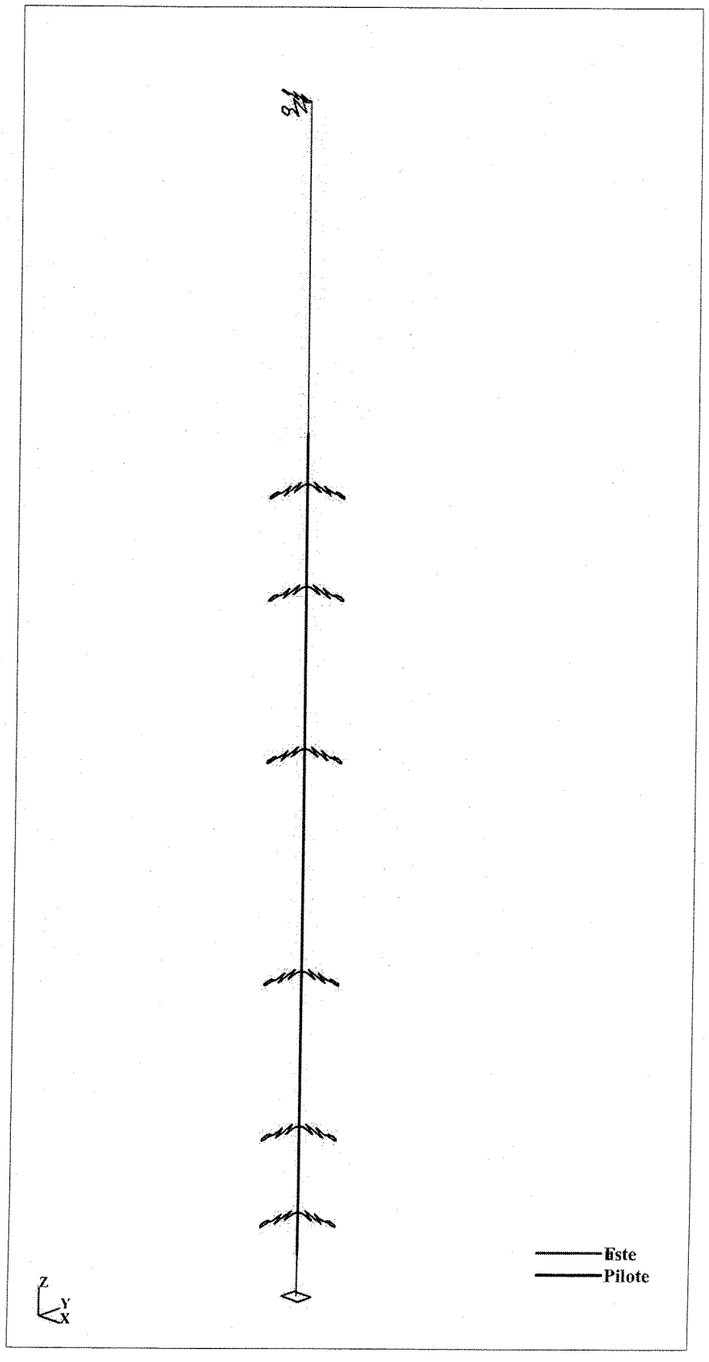
ESFUERZOS EN PILOTES

Esfuerzos combinando Fy con Fz y My con Mz

ELU - COMPOSICIÓN ESFUERZOS

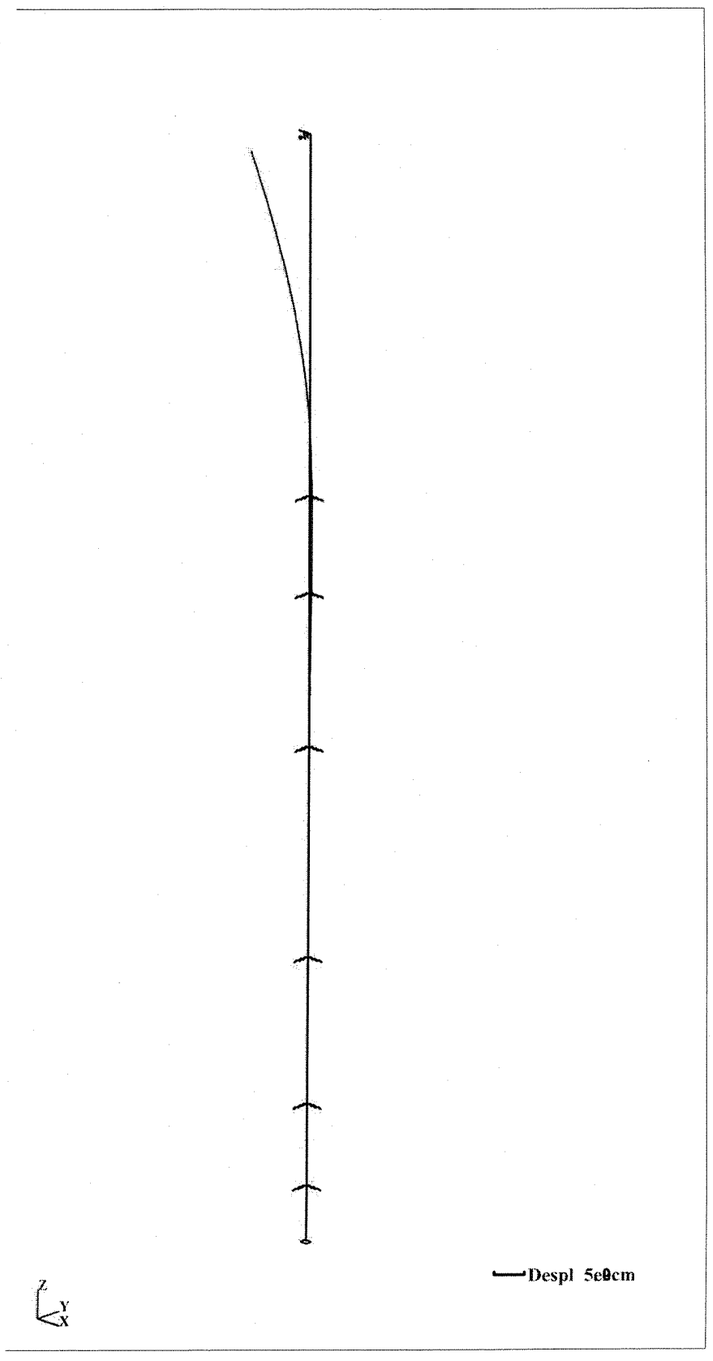
Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
1/ 5/ 21 (C)	495.05	0.00	0.00
1/ 5/ 26 (C)	256.66	0.00	0.00
1/ 14/101/ 23 (C)	345.05	0.02	0.01
1/ 4/ 23 (C)	345.05	0.74	1.03
1/ 4/ 22 (C)	465.05	0.90	1.12
1/ 19/101/ 22 (C)	465.05	0.04	0.03
1/ 4/ 22 (C)	465.05	0.90	1.12
1/ 38/101/ 22 (C)	465.05	0.02	0.05
1/ 4/ 23 (C)	345.05	0.74	1.03
1/ 27/101/ 23 (C)	345.05	0.00	0.01
2/ 4/ 21 (C)	495.05	0.84	1.07
2/ 4/ 26 (C)	256.66	0.74	1.03
2/ 3/ 23 (C)	345.05	21.05	58.64
2/ 21/101/ 23 (C)	345.05	0.98	3.35
2/ 25/101/ 22 (C)	465.05	1.30	4.70
2/ 3/ 22 (C)	465.05	26.73	69.01
2/ 47/101/ 22 (C)	465.05	0.25	7.19
2/ 3/ 22 (C)	465.05	26.73	69.01
2/ 44/101/ 23 (C)	345.05	0.04	5.42
2/ 3/ 23 (C)	345.05	21.05	58.64
3/ 3/ 21 (C)	495.05	24.71	64.71
3/ 3/ 26 (C)	256.66	21.05	58.64
3/ 17/101/ 23 (C)	345.05	21.57	79.17
3/ 2/ 23 (C)	345.05	15.81	135.00
3/ 2/ 22 (C)	465.05	13.86	180.86
3/ 24/101/ 22 (C)	465.05	27.88	106.92
3/ 3/ 23 (C)	345.05	21.05	58.64
3/ 91/101/ 22 (C)	465.05	3.39	184.94
3/ 3/ 21 (C)	495.05	24.71	64.71
3/ 85/101/ 23 (C)	345.05	0.58	142.05

Modelo de Cálculo: OBTENCIÓN DE LA LONGITUD DE PANDEO



ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Long Pandeo Pila Pilote.rtd**

Deformación debida a Pandeo



Longitudes de Pandeo

Caso	Precisión	Longitud de pandeo Y (m)	Longitud de pandeo Z (m)
21	3.75142e-007	16.579	16.579
22	3.81751e-007	16.562	16.562
23	4.22348e-007	16.463	16.463
24	4.16967e-007	16.476	16.476
25	4.26526e-007	16.454	16.454
26	4.84455e-007	16.331	16.331

Esfuerzos considerando los efectos de 2º orden

Calculados usando el método simplificado definido en EHE, Art. 43.5.2

Datos de pandeo

Coef pandeo x	1.66	Altura pila	10.00 m
Factor de Arm.	1.50	Diam. Pila	1.10 m
Fy	500 MPa	Ac	0.950
Ey	210000 MPa	Ic	0.072
ε	0.003	ic	0.275

Esbeltez mecánica

λx	60.29

Excentricidad de pandeo - Incremento de Momento

Caso de carga	Axil	Momento	e_e	e_a	ΔMx
Comb. 1	464.25	49.50	0.107	0.178	82.86
Comb. 1A	434.25	66.00	0.152	0.189	82.08
Comb. 2	314.25	0.00	0.000	0.120	37.59
Comb. 3	325.85	33.00	0.101	0.177	57.66
Comb. 3A	305.85	44.00	0.144	0.187	57.32
Comb. 4	225.85	0.00	0.000	0.120	27.02

Excentricidad de pandeo - Incremento de Momento

Caso de carga	Axil	Momento	e_e	e_a	ΔMx
Comb. 1	332.78	33.00	0.099	0.176	58.68
Comb. 1A	312.78	44.00	0.141	0.187	58.41
Comb. 2	232.78	0.00	0.000	0.120	27.84
Comb. 3	325.85	33.00	0.101	0.177	57.66
Comb. 3A	205.85	44.00	0.214	0.199	40.88
Comb. 4	225.85	0.00	0.000	0.120	27.02

ESFUERZOS DE CÁLCULO

- ELS -

Caso	Axil [T]	Cortante [T]	Flector [T·m]	Flector 2ºord [T·m]
21 FUSTE	355.60	9.24	110.42	169.10
22 FUSTE	335.60	9.24	120.57	178.98
26 FUSTE	248.67	10.54	90.00	117.02
21 PILOTE	355.60	16.47	43.14	101.82
22 PILOTE	335.60	2.27	123.29	181.70
26 PILOTE	248.67	14.04	39.09	66.11

- ELU -

Caso	Axil [T]	Cortante [T]	Flector [T·m]	Flector 2ºord [T·m]
21 FUSTE	495.05	13.86	165.62	248.49
22 FUSTE	465.05	13.86	180.86	262.94
26 FUSTE	256.66	15.81	135.00	162.02
21 PILOTE	495.05	24.71	64.71	147.58
22 PILOTE	465.05	3.39	184.94	267.01
26 PILOTE	256.66	21.05	58.64	85.65

3 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

En el presente apartado se incluyen las verificaciones correspondientes a los diferentes Estados Límite definidas en la normativa vigente (EHE).

Obra: [illegible]stellbisbal-Pajol
[illegible]STE - P.S. 4.8

Verficación E.L.U. de Flexocompresión en el Fuste

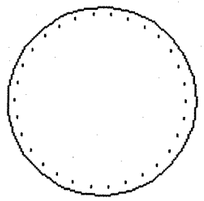
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : FUSTE
ϕ [m] = 1.10
r [m] = 0.050
n° barras = 30

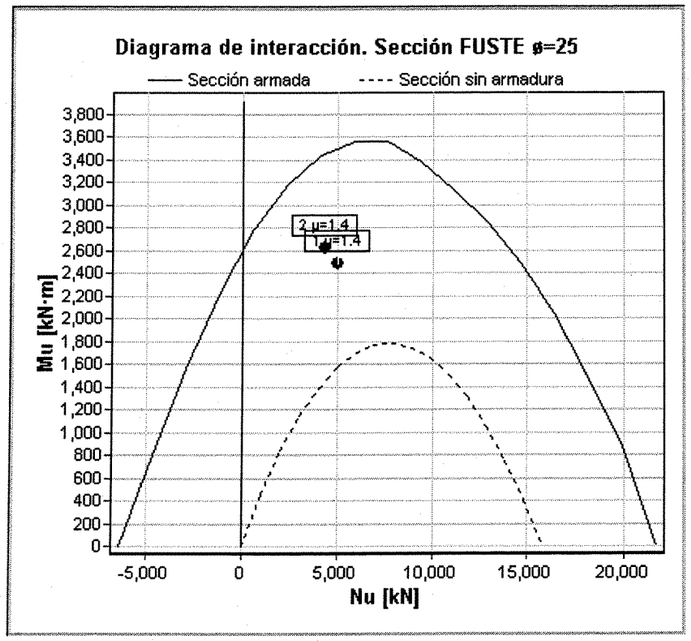


2 Diagrama

ϕ [mm] = 25

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	0.0	6402.7	0.0
0.082	10.4	4649.2	797.1
0.173	11.4	2895.6	1555.2
0.237	12.4	1142.1	2242.8
0.308	11.4	-611.4	2787.7
0.388	9.0	-2364.9	3176.0
0.465	7.5	-4118.5	3442.8
0.540	6.5	-5872.0	3565.2
0.613	5.7	-7625.5	3559.3
0.680	5.1	-9379.0	3388.6
0.750	4.7	-11132.6	3140.6
0.827	4.2	-12886.1	2844.4
0.911	3.8	-14639.6	2485.2
1.007	3.5	-16393.1	2038.6
1.132	3.0	-18146.7	1497.0
1.453	2.0	-19900.2	869.7
9999.000	0.5	-21653.7	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	4950.5	2484.9	1.45
2	4342.5	2629.4	1.36

Obra: Castellbisbal-Papiol
PDE - P.S. 4.8

Verfificación E.L.U. de Flexocompresión en los Pilotes

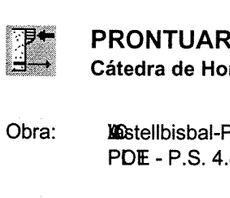
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Sección

```
Sección : PILOTE
ϕ [m] = 1.25
r [m] = 0.050
n° barras = 30
```

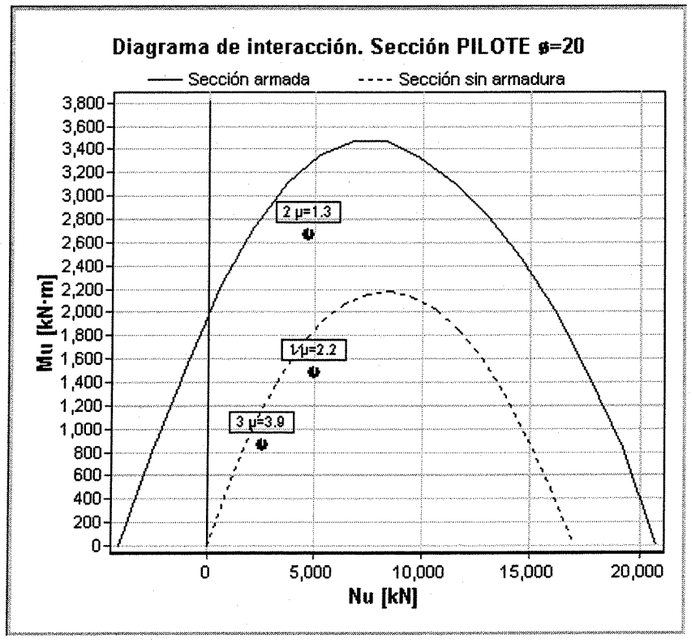


2 Diagrama

ϕ [mm] = 20

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	0.0	4097.7	0.0
0.123	9.3	2544.1	812.5
0.219	10.2	990.5	1568.1
0.294	11.1	-563.1	2233.0
0.381	9.2	-2116.7	2736.4
0.468	7.5	-3670.3	3104.3
0.553	6.3	-5223.9	3350.5
0.637	5.5	-6777.5	3475.2
0.717	4.9	-8331.1	3472.1
0.793	4.4	-9884.7	3321.2
0.873	4.0	-11438.3	3103.9
0.958	3.7	-12991.9	2822.7
1.051	3.3	-14545.5	2464.0
1.154	3.0	-16099.1	2013.6
1.289	2.6	-17652.7	1463.4
1.628	1.8	-19206.3	835.2
9999.000	0.5	-20759.9	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	4950.5	1475.8	2.18
2	4650.5	2670.1	1.30
3	2566.6	856.5	3.87

Estructura: Pila Fija - Riera de Rubí
Elemento: Cortante en Fuste

Cortante Máximo y Axil Mínimo

D(mm)	1050	
fck(N/mm2)	30	
Sigmas(N/mm2)	400	Limitación de tensión en armadura de cortante (art. 40.2 EHE)
B(mm)	1100	
As(cm2)	49.09	
Vd(Tn)	15.81	
N(Tn)	-256.66	N< 0 para compresión.

VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE CORTANTE

PSI	1.436
Roele	0.0043
Sigmaprima (N/mm2)	-2.18
Vu2 (N)	842790.0

No necesita armadura de cortante

OBTENCIÓN DE LA ARMADURA DE CORTANTE NECESARIA

Theta	
Vu2	765270.90
Vsu,p	378000.00

As,c = ***0.0*** **cm2/m**
As, min= ***11.0*** **cm2/m**

Estructura: Pila Fija - Riera de Rubí
Elemento: Cortante en Pilotes

Cortante Máximo y Axil Mínimo

D(mm)	1200	
fck(N/mm2)	25	
Sigmas(N/mm2)	400	Limitación de tensión en armadura de cortante (art. 40.2 EHE)
B(mm)	1250	
As(cm2)	31.42	
Vd(Tn)	21.05	
N(Tn)	-256.66	N< 0 para compresión.

VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE CORTANTE

PSI	1.408
Roele	0.0021
Sigmaprima (N/mm2)	-1.68
Vu2 (N)	817861.7

No necesita armadura de cortante

OBTENCIÓN DE LA ARMADURA DE CORTANTE NECESARIA

Theta	
Vu2	744497.27
Vsu,p	432000.00

As,c = ***0.0*** **cm2/m**
As, min= ***10.4*** **cm2/m**

CÁLCULO DE FISURACIÓN en SECCIONES CIRCULARES

Proyecto: AVE Castellbisbal-Papiol - P.S. 4.8
Elemento: FUSTE - CASO 22

FUSTE			
Diametro	D	cm	110.00
Recubrimiento	c	cm	5.00
nº de redondos	nb		30
Diametro barras	d	mm	25
Separación barras	s	cm	10.5
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	285,768
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

SOLICITACIONES DE CÁLCULO			
Momento Flector	M	T·m	178.98
Axil (>0 -> Compr)	N	T	335.60

PARAMETROS ADIMENSIONALES			
Coeficiente k1	k1		0.125
Parámetro k2	k2		0.5

CÁLCULO AREAS FISURACIÓN EFICACES			
b	n		31.250
Angulo ciruclo	α		55.376
Area horm eficac	Ac,efic	cm2	1509.303
Area armado en Ac, efic	As, efic	cm2	50.214

DATOS PARA EL CÁLCULO MOMENTO FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	300
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-28.96
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Coeficiente homogeneización	n		7.35
Area hormigón	Ac	cm2	9503.317777
Area sec. Homog.	Ah	cm2	10585.49
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	55.00
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	9892318.4

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Momento de fisuración	Mfis	mT	109.118
Prof. fibra neutra	x	cm	22
Inercia fisurada	If	cm4	640400.99
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	798
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	1,884

CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Parámetro β	β		1.7
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.00082
Separación media de fisuras	Sm	mm	158.52
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.22**

CÁLCULO DE FISURACIÓN en SECCIONES CIRCULARES

Proyecto: AVE Castellbisbal-Papiol - P.S. 4.8
Elemento: PILOTE - CASO 22

FUSTE			
Diametro	D	cm	125.00
Recubrimiento	c	cm	4.00
nº de redondos	nb		30
Diametro barras	d	mm	20
Separación barras	s	cm	12.3
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	272,640
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

SOLICITACIONES DE CÁLCULO			
Momento Flector	M	T·m	181.70
Axil (>0 -> Compr)	N	T	335.60

PARAMETROS ADIMENSIONALES			
Coeficiente k1	k1		0.125
Parámetro k2	k2		0.5

CÁLCULO AREAS FISURACIÓN EFICACES			
b	n		43.500
Angulo ciruclo	α		45.893
Area horm eficac	Ac,efic	cm2	1176.670
Area armado en Ac, efic	As, efic	cm2	27.171

DATOS PARA EL CÁLCULO MOMENTO FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	250
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-25.65
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Coeficiente homogeneización	n		7.70
Area hormigón	Ac	cm2	12271.8463
Area sec. Homog.	Ah	cm2	12997.79
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	62.50
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	14468570.0

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Momento de fisuración	Mfis	mT	119.150
Prof. fibra neutra	x	cm	30
Inercia fisurada	If	cm4	632590.19
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	1,306
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	2,670

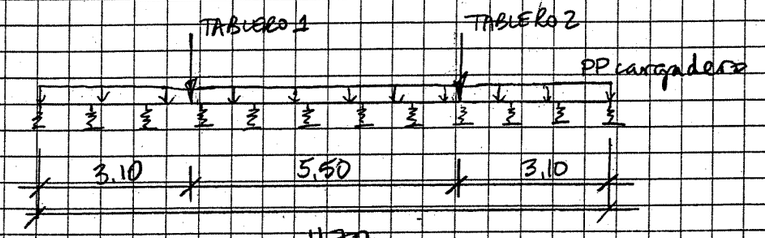
CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Parámetro β	β		1.7
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.00112
Separación media de fisuras	Sm	mm	147.81
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.28**

UTE LLOBREGAT S VII

P.S. 4,8 — Fecha: 24/03/04 — Hoja:

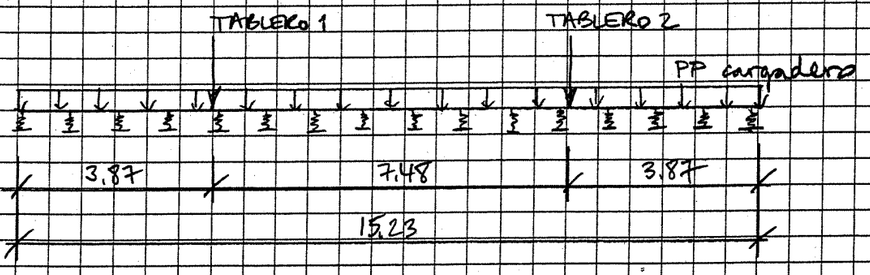
Comprobación cargadero de estribos 1 y 2

- Modelo analizado en proyecto



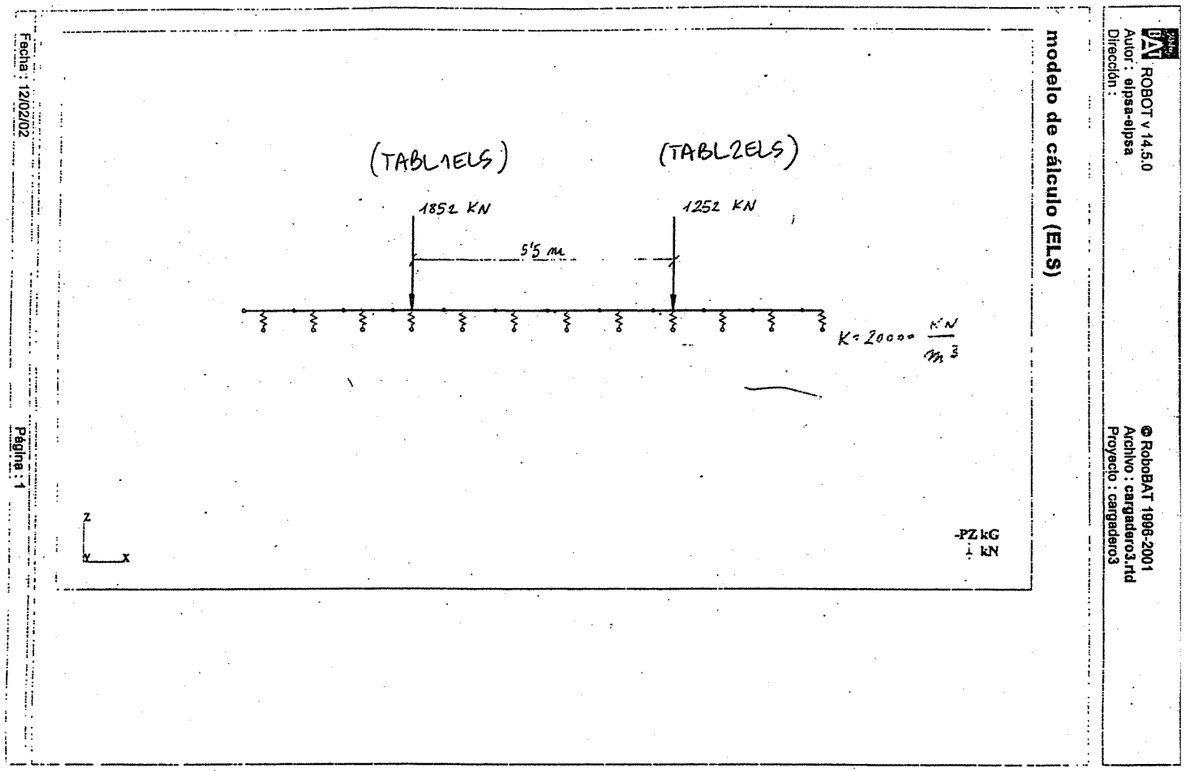
archivo SAP cargadero.sdb

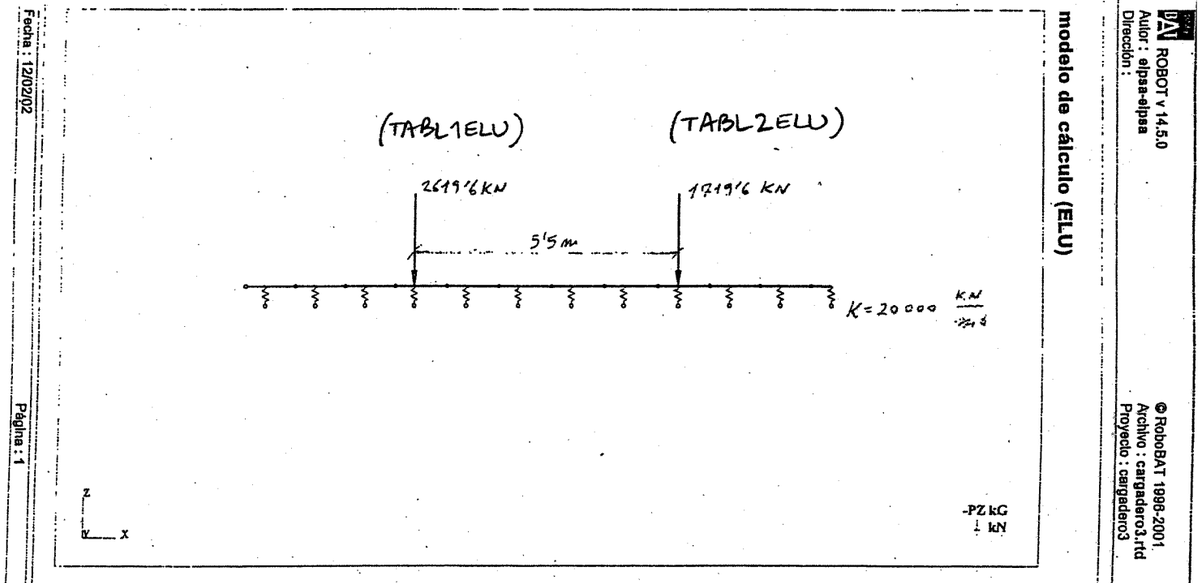
- Modelo real con luz esviada.



c:\Proyectos\6401\PS 4.8\

2





272

Cálculo de acciones sobre cargadero

Peso propio

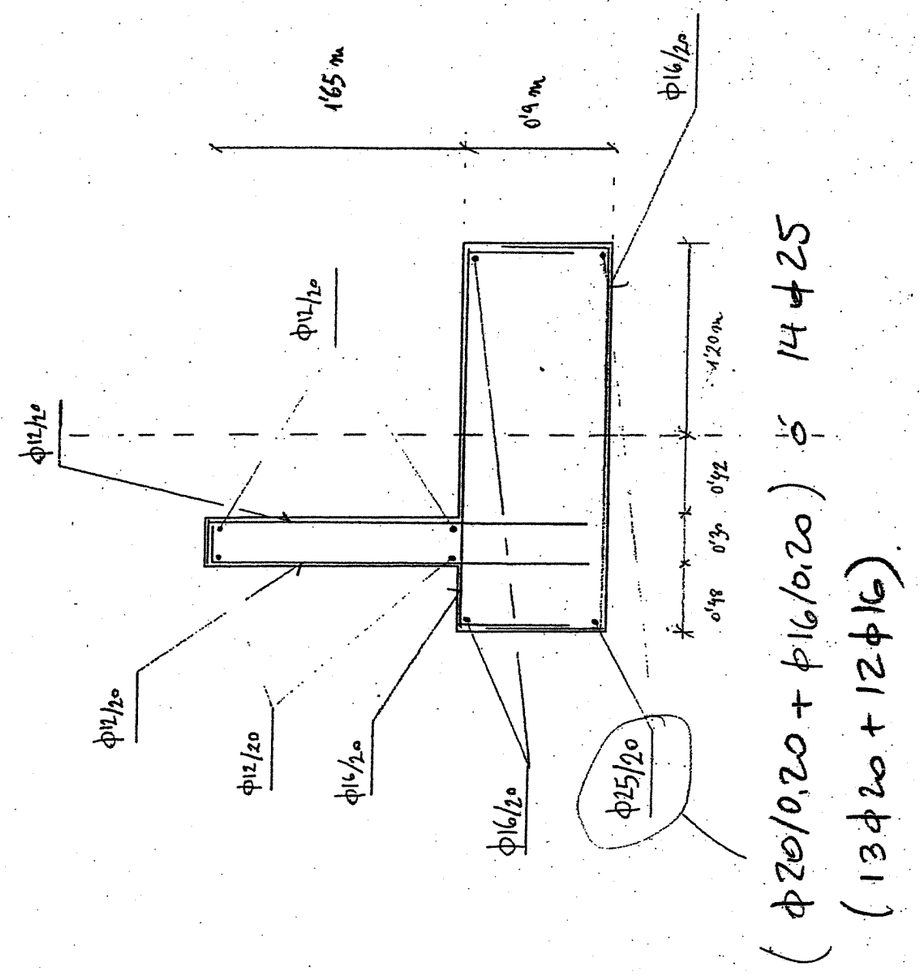
viga:	0.882 m^2 x 25 kN/m^3 x 12.25 m =	270.1 kN
losa:	0.25 m x 5.6 m x 25 kN/m^3 x 12.25 m =	428.8 kN

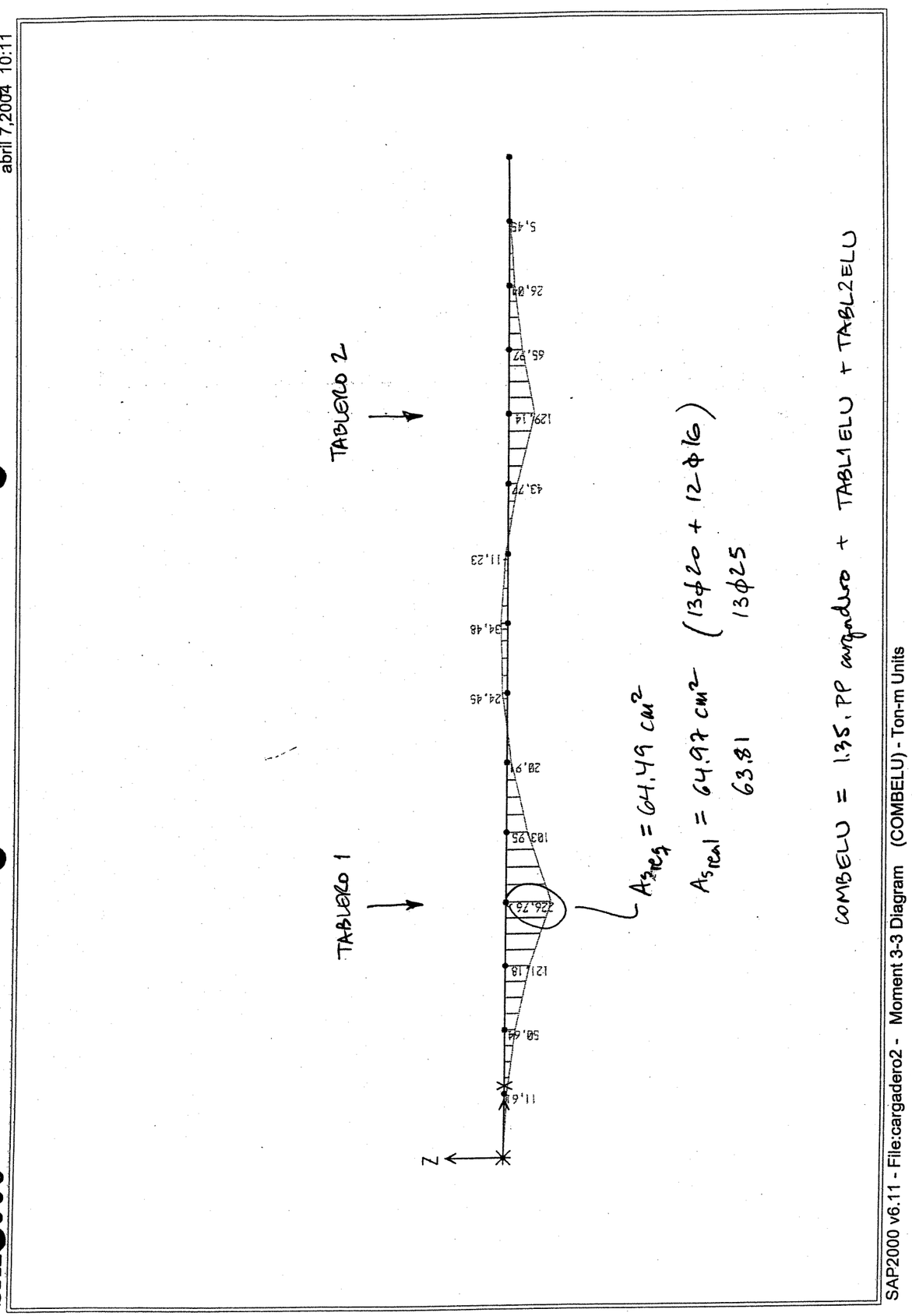
Carga muerta

máxima:	58.3 kN/m /2 x 12.25 m =	357.1 kN

Sobrecargas de uso

repartida:	4 kN/m^2 x 4 m x 12.25 m =	196.0 kN
carro:		600.0 kN
Total ELS =		1852.0 kN
Total ELU (1.35 pp + 1.35 cm + 1.5 sc) =		2619.6 kN





Flexión simple

Sección:

h = 90.0 cm
d' = 5.0 cm
b = 240.0 cm

Materiales:

Hormigón: **H - 250** f_c = 250 Kp/cm²
f_{cd} = 166.7 Kp/cm²

Acero: **B 500 S** f_s = 5000 Kp/cm²

Dimensionamento:

M_d = 226.80 mT

$U_0 = 0{,}85*d*b*f_{cd}$ = 2890.00 T

$0{,}3*U_0*d$ = 736.95 mT

U_{s1} = 280.43 T

U_{s2} = 0.00 T

A_{s1} = 64.50 cm²

A_{s2} = 0.00 cm²

$A_{s1,min}$ = 60.48 cm²

$A_{s2,min}$ = 20.16 cm²

ϕ_1 = 20
n_1 = 13

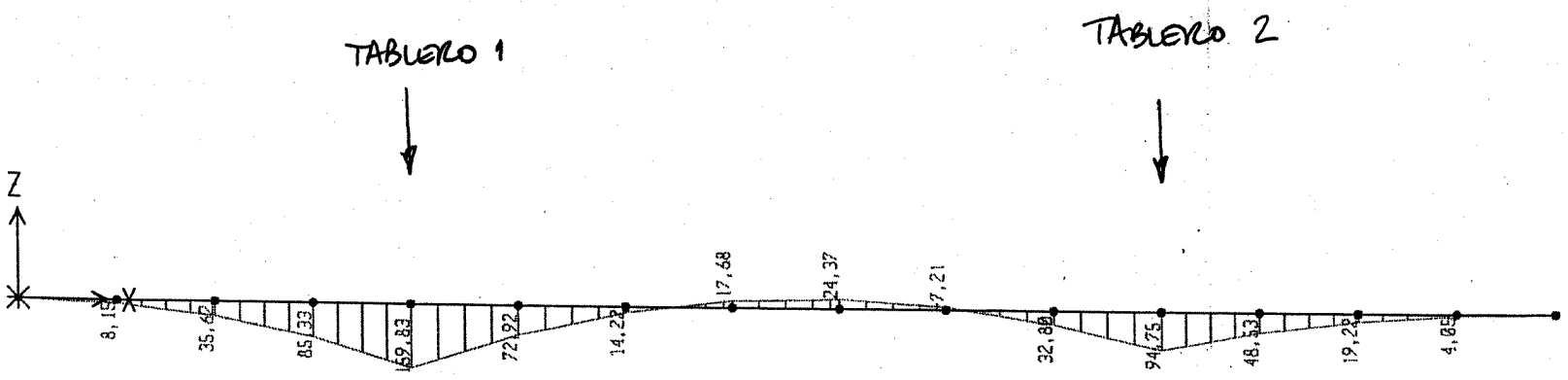
ϕ = 8
n = 5

ϕ_2 = 16
n_2 = 12

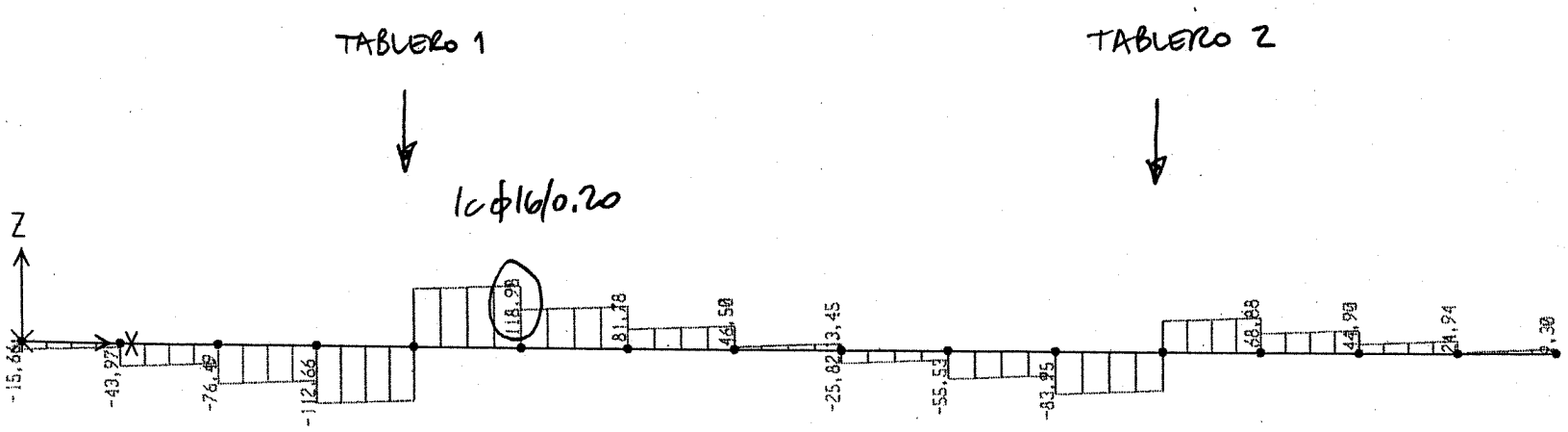
$A_{s1,real}$ = 64.97 cm²
O.K.

$A_{s2,real}$ = 2.51 cm²
O.K.

separación de barras: 9.6 cm



SAP2000 v6.11 - File:cargadero2 - Moment 3-3 Diagram (COMBELS) - Ton-m Units



SAP2000 v6.11 - File:cargadero2 - Shear Force 2-2 Diagram (COMBELU) - Ton-m Units

Cortante

Sección:

h =	90.0	cm
d´ =	5.0	cm
b =	240.0	cm
d =	85.00	cm

Materiales:

Hormigón: **H - 250** f_c = 250 Kp/cm²
f_{cd} = 166.7 Kp/cm²

Acero: **B 500 S** f_s = 5000 Kp/cm²

Esfuerzo cortante V_{rd} = [119.00] T

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma, V_{u1}

Resistencia por compresión del hormigón: $f_{1cd} = 0{,}6 * f_{cd}$ = 100.0 Kp/cm²

Tensión axil efectiva en la sección: $\delta'_{cd} = N_d / A_c$ = 0.00 Kp/cm²

Coeficiente por reducción por efecto del esfuerzo axil: $K = 5/3 * (1 + \delta'_{cd}/f_{cd})$ = 1.67 siempre menor que 1,0

$V_{u1} = K * f_{1cd} * b_0 * d$ = 1020.00 T > V_{rd} = [119.00] T
O.K.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma, V_{u2}

$\xi = 1 + (200/d)^{0.5}$ = 1.49

Armadura longitudinal: **numero de barras, n =** 13 **barra ϕ =** 25

A_s = 63.81 cm²

Cuantía geometrica de armadura longitudinal: $\rho_l = A_s / (b_0 * d)$ = 0.0031 siempre menor que 0,02

Caso 1º: *Piezas sin armadura de cortante*

$V_{u2} = [0{,}12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} - 0{,}15 * \delta'_{cd}] * b_0 * d$ = 72.16 T < V_{rd} = [119.00] T
Aumentar la sección o armar a cortante

Caso 2º: *Piezas con armadura de cortante*

Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

$V_{cu} = [0{,}10 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} - 0{,}15 * \delta'_{cd}] * b_0 * d$ = 60.13 T

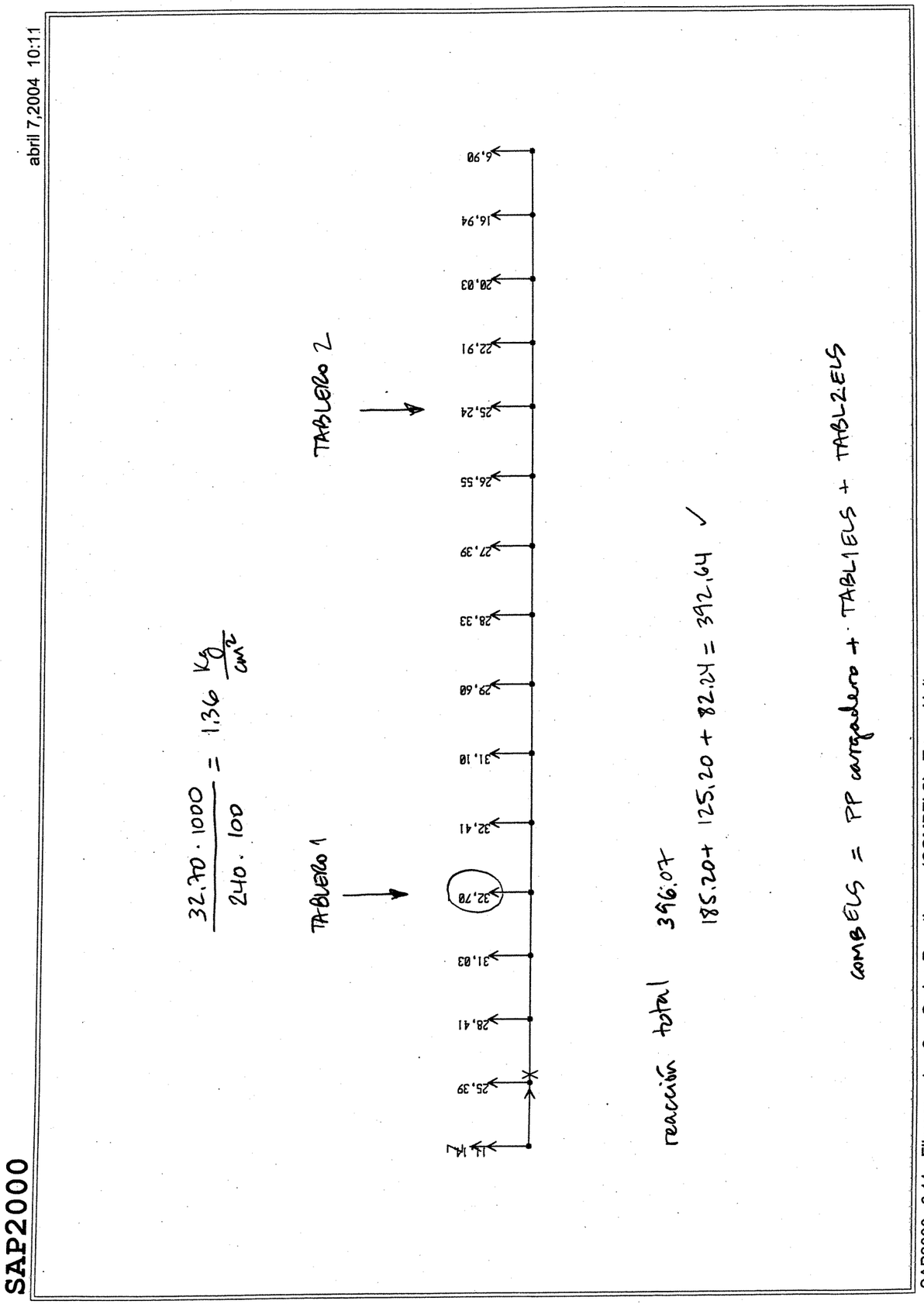
Contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante

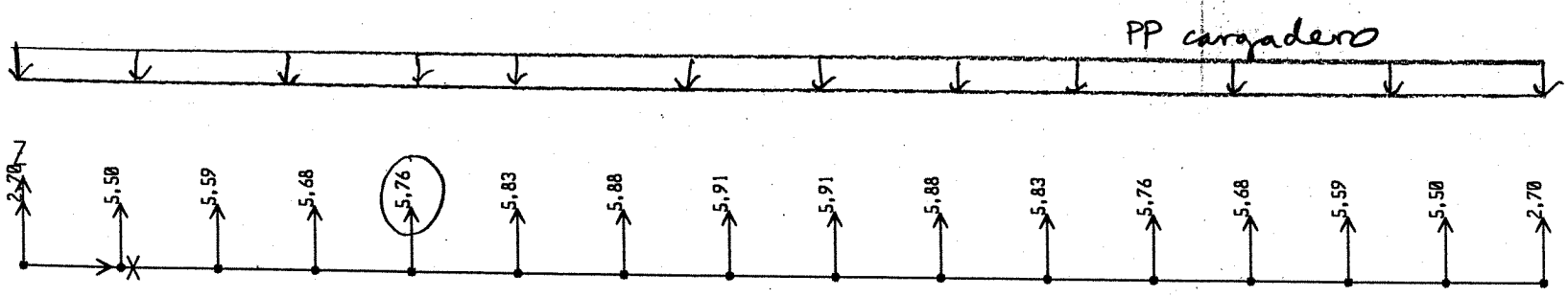
En la sección 1 **cercos de ϕ** 16 **a cada** 20 **cm**

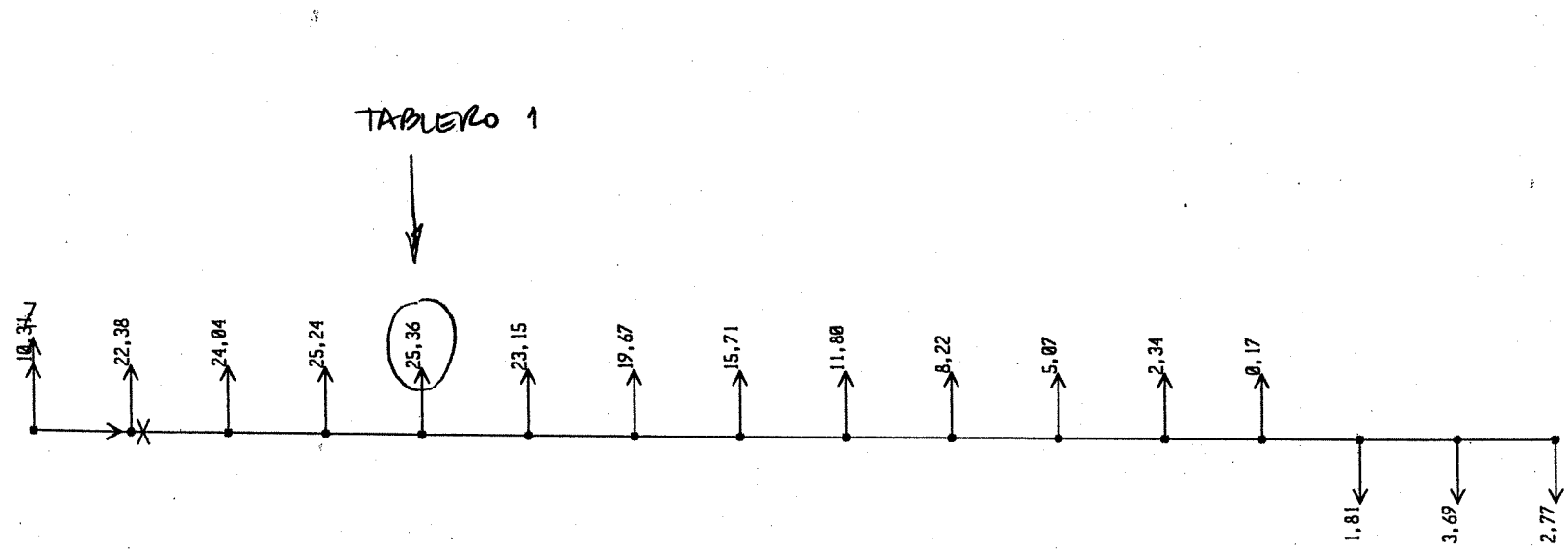
A_{90} = 20.11 cm²/m

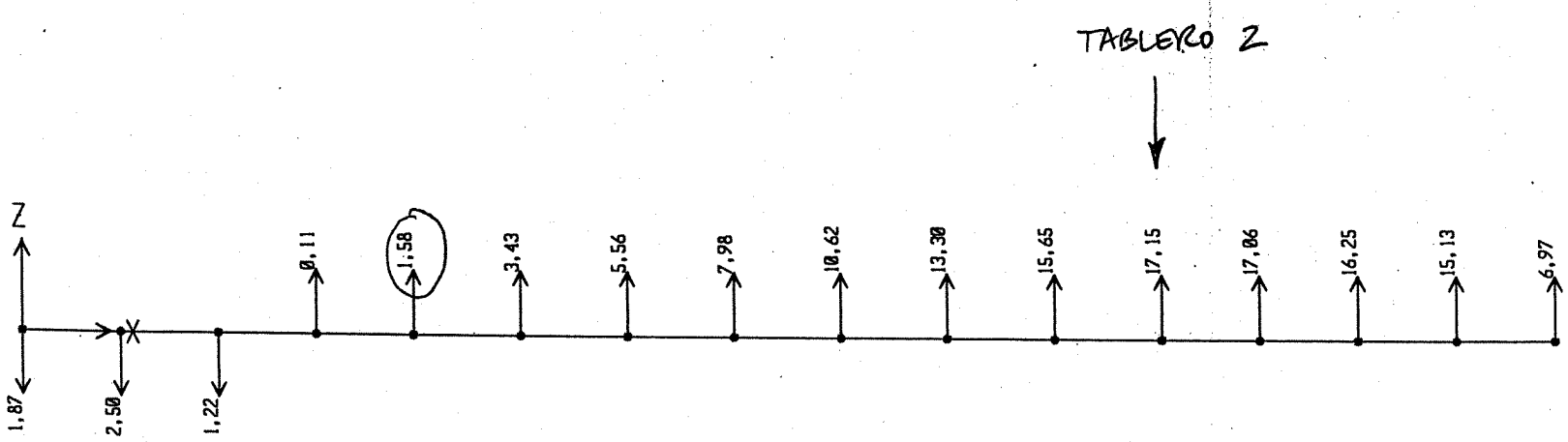
$V_{su} = A_{90} * f_{y90,d} * 0{,}9 * d$ = 61.52 T

$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$ = 121.66 T > V_{rd} = 119.00
O.K.



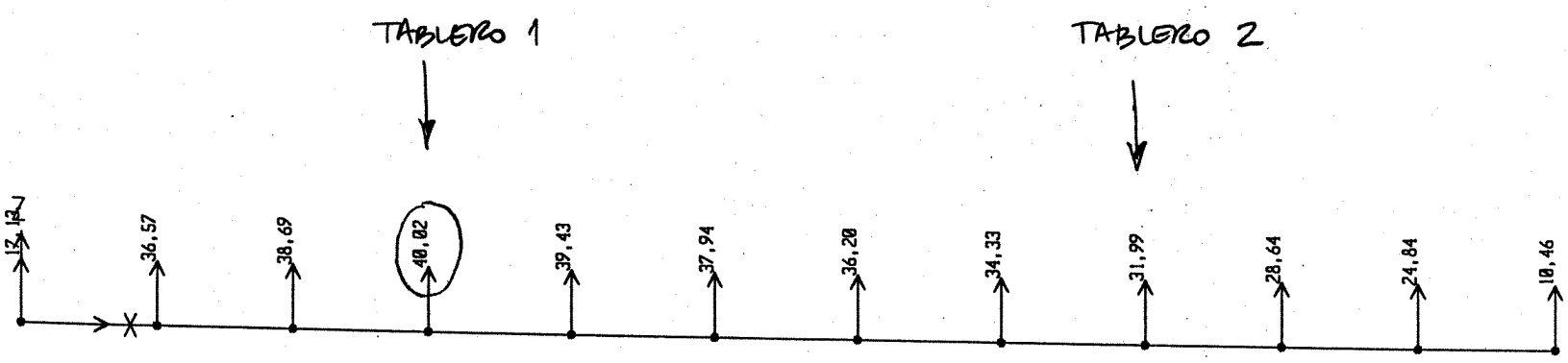

PP cargadero
2,70
5,50
5,59
5,68
5,76
5,83
5,88
5,91
5,91
5,88
5,83
5,76
5,68
5,59
5,50
2,70


TABLERO 1
22,38
24,04
25,24
25,36
23,15
19,67
15,71
11,80
8,22
5,07
2,34
0,17
1,81
3,69
2,77


TABLERO 2
Z
1,87
2,50
1,22
0,11
1,58
3,43
5,56
7,98
10,62
13,30
15,65
17,15
17,06
16,25
15,13
6,97


TABLERO 1
TABLERO 2
Z
28,89
86,82
86,22
24,03
42,58
117,84
47,99
10,57

$$\frac{40{,}02 \cdot 1000}{240 \cdot 100} = 1{,}67 \ \frac{Kg}{cm^2}$$



reacción total 376,24.

185.20 + 125.20 + 63.18 = 373.58 ✓

CÁLCULO DE LA PILA 1 DEL P.S. 4.8

LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID-ZARAGOZA- BARCELONA-
FRONTERA FRANCESA.

TRAMO: CASTELLBISBAL-PAPIOL

Julio 2004

PEDELTA
INGENIERÍA CIVIL



ANEJO DE CÁLCULO
Índice

1 INTRODUCCIÓN

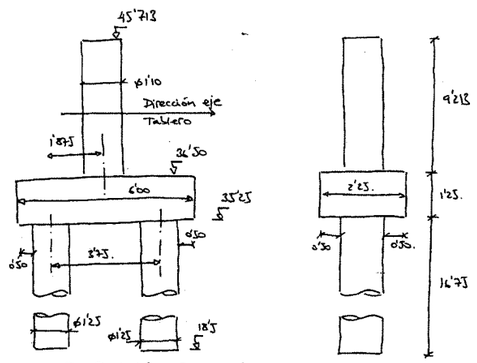
2 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ESFUERZOS

3 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

1 INTRODUCCIÓN

En la presente memoria se adjunta el cálculo de la pila 1 izquierda del paso superior 4.8, perteneciente al Proyecto de Construcción de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, tramo: Castellbisbal-Papiol.

La motivación del cálculo se debe a la variación en la geometría de la pila respecto el proyecto original. Esta pasa de ser una pila-pilote a ser una pila cimentada en un encepado con dos pilotes. La geometría de la misma se puede ver en la figura adjunta.



Definición Geométrica de la Pila 1

Las hipótesis de cálculo consideradas y el valor de las acciones que solicitan a la pila se han obtenido de los datos usados en el proyecto original.

A partir de estos datos se ha realizado el cálculo de los esfuerzos que solicitan el elemento estructural mediante un modelo de barras. El terreno se ha simulado mediante un lecho elástico, que coacciona el movimiento horizontal del pilote. El valor del módulo de elasticidad del terreno corresponde al módulo de balasto obtenido del estudio geotécnico del proyecto original.

En el siguiente apartado se adjuntan los modelos de cálculo realizados así como los esfuerzos obtenidos con ellos.

Finalmente, en el apartado 3, se incluyen las verificaciones correspondientes al los Estados Límites Últimos de flexocompresión y cortante y al Estado Límite de Servicio de Fisuración.

También se incluye el dimensionamiento de la armadura del encepado, calculado mediante el método de bielas y tirantes definido en el artículo 59.4.1.2.1 de la normativa vigente (EHE).

2 MODELO DE CÁLCULO Y CÁLCULO DE ESFUERZOS

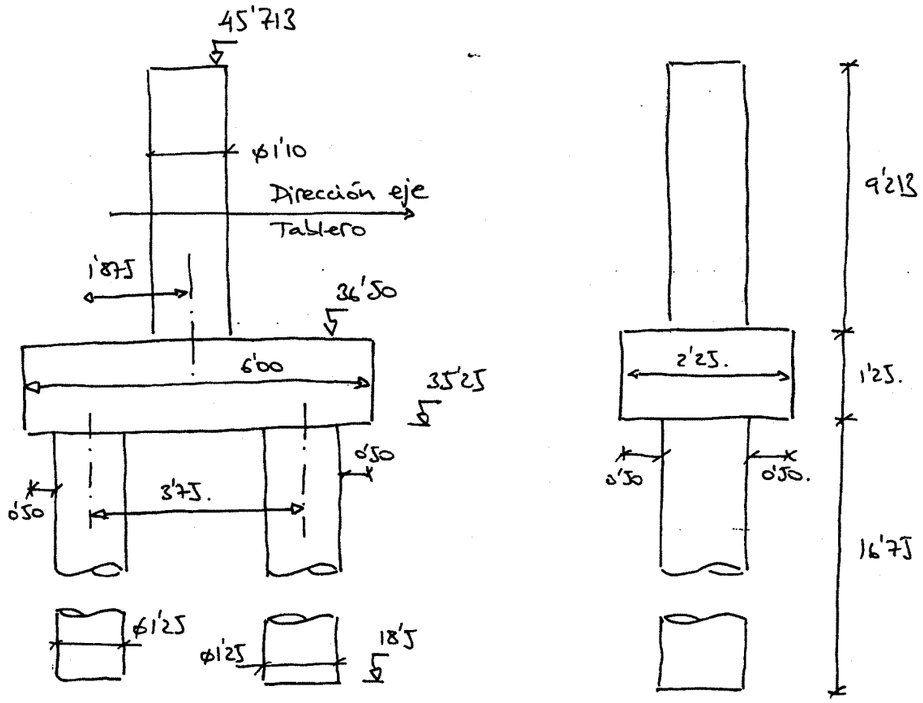
El cálculo de esfuerzos se ha realizado mediante un modelo de barras.

En las páginas adjuntas se incluye la geometría de cálculo, así como las cargas en coronación de fuste. Tanto la geometría como las cargas se han obtenido del proyecto original.

Las cargas en coronación de fuste han sido incrementadas para tener en cuenta los efectos de segundo orden. Este incremento se ha obtenido aplicando el método simplificado definido en el artículo 43.5.2 de la normativa vigente (EHE).

Incluimos, también, el modelo de cálculo realizado y los esfuerzos obtenidos con el mismo.

GEOMETRÍA DE CÁLCULO



LAV MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
Paso Superior 4.8

CARGAS EN CABEZA DE PILA

Hipotesis de Carga	Fz max [kN]	Fz min [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	My [kN·m]
Peso propio viga	551.25	551.25			
Peso propio losa	875.00	875.00			
Sobreespesor losa	173.25	173.25			
Carga muerta	728.25	659.00			
SC 4 kN en vano izquierdo	200.00				-110.00
SC 4 kN en vano derecho	200.00				110.00
Vehículo 600 kN	600.00				330.00
Frenado			26.88		
Viento dominante				69.79	
Viento concomitante				55.48	
Temperatura			23.44		
Acciones Reológicas			30.00		
COMBINACIONES ELU					
Combinación 1	4642.46		106.42	49.93	495.00
Combinación 1A	4342.46		106.42	49.93	660.00
Combinación 2	3142.46		66.10	104.69	
Combinación 3		3258.50	92.98	49.93	330.00
Combinación 3A		3058.50	92.98	49.93	440.00
combinación 4		2258.50	66.10	104.69	
COMBINACIONES ELS					
Combinación 1	3327.75		70.94	33.29	330.00
Combinación 1A	3127.75		70.94	33.29	440.00
Combinación 2	2327.75		44.06	69.79	
Combinación 3		3258.50	70.94	33.29	330.00
Combinación 3A		3058.50	70.94	33.29	440.00
combinación 4		2258.50	44.06	69.79	

Esfuerzos considerando los efectos de 2º orden

Calculados usando el método simplificado definido en EHE, Art. 43.5.2

Datos de pandeo

Coef pandeo y	1.7	Altura pila	9.21 m
Factor de Arm.	1.50	Diam. Pila	1.10 m
Fy	500 MPa	Ac	0.950
Ey	210000 MPa	Ic	0.072
ε	0.003	ic	0.275

Esbeltez mecánica

λy	55.55

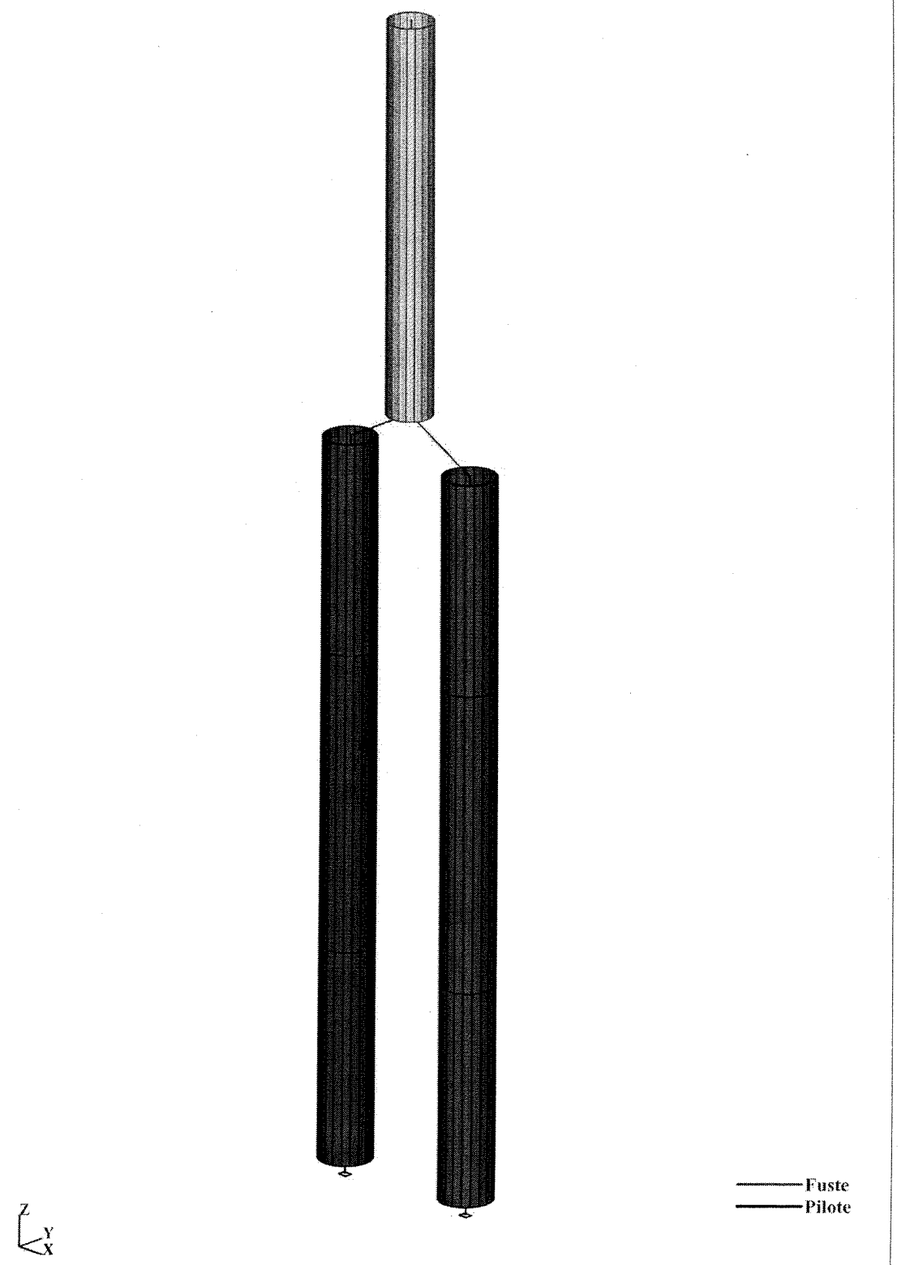
Excentricidad de pandeo - Incremento de Momento - ELU

Caso de carga	Axil	Momento	e_e	e_a	ΔMy	My total
Comb. 1	464.25	49.50	0.107	0.152	70.33	119.83
Comb. 1A	434.25	66.00	0.152	0.160	69.67	135.67
Comb. 2	314.25	0.00	0.000	0.102	31.91	31.91
Comb. 3	325.85	33.00	0.101	0.150	48.94	81.94
Comb. 3A	305.85	44.00	0.144	0.159	48.65	92.65
Comb. 4	225.85	0.00	0.000	0.102	22.93	22.93

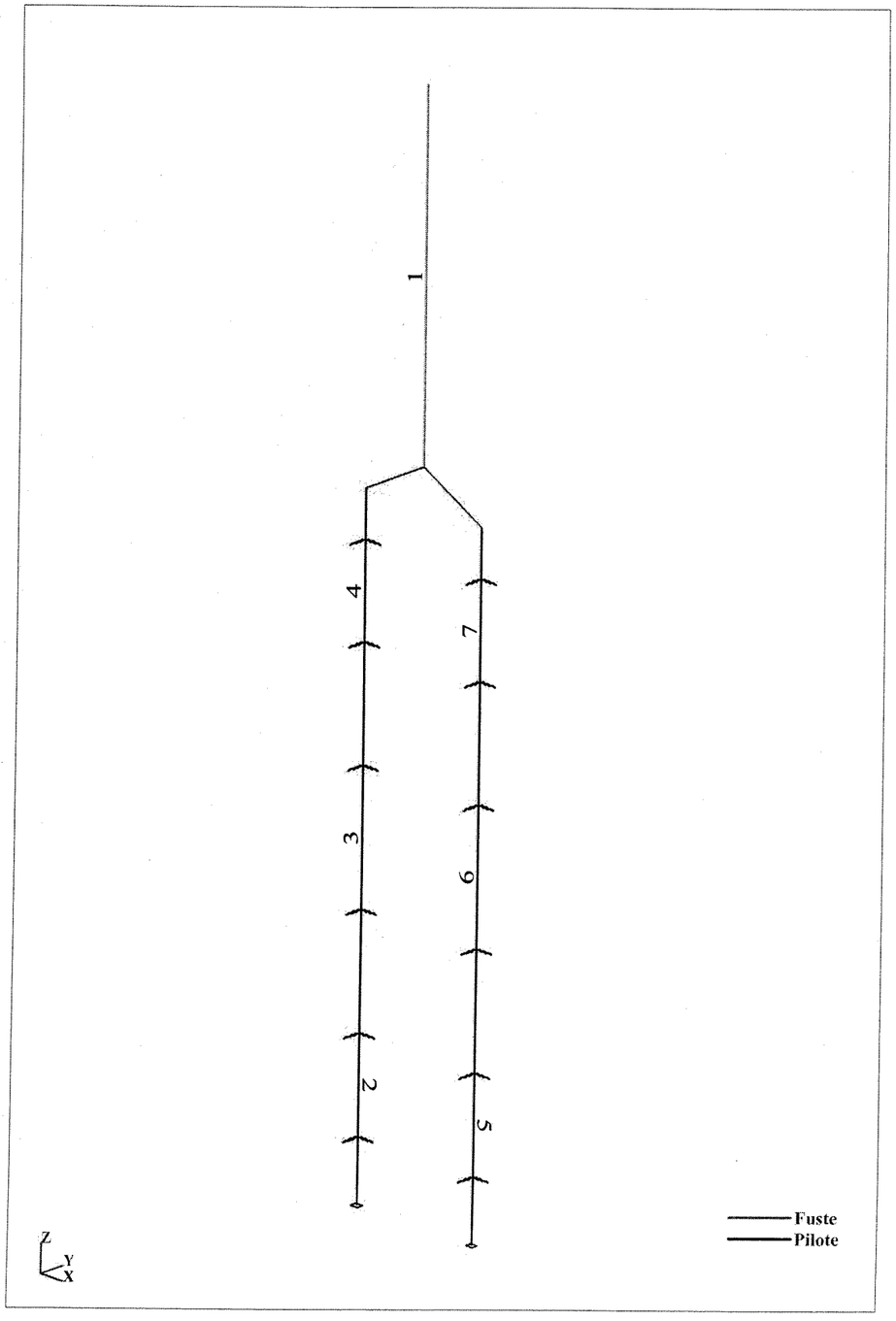
Excentricidad de pandeo - Incremento de Momento - ELS

Caso de carga	Axil	Momento	e_e	e_a	ΔMx	Mx total
Comb. 1	332.78	33.00	0.099	0.150	49.80	82.80
Comb. 1A	312.78	44.00	0.141	0.159	49.58	93.58
Comb. 2	232.78	0.00	0.000	0.102	23.63	23.63
Comb. 3	325.85	33.00	0.101	0.150	48.94	81.94
Comb. 3A	205.85	44.00	0.214	0.169	34.70	78.70
Comb. 4	225.85	0.00	0.000	0.102	22.93	22.93

Modelo de Cálculo



Numeración de Barras



ROBOT v 17.0.1
Autor :
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cálculo Pila 2 Pilotes.rtd**

Nudos que Componen la Estructura

Nudo	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo - código	Apoyo
1	0.0	0.0	45.713		
2	0.0	0.0	36.500		
3	1.875	0.0	23.500		
4	-1.875	0.0	23.500		
7	1.875	0.0	18.500	llellf	Apoyo Pilote
8	1.875	0.0	30.500		
9	1.875	0.0	35.500		
11	-1.875	0.0	18.500	llellf	Apoyo Pilote
12	-1.875	0.0	30.500		
13	-1.875	0.0	35.500		

Barras que Componen la Estructura

Barra	Nudos	Nudo 2	Sección	Material	Longitud (m)	Suelo elástico	KY (T/m2)	KZ (T/m2)
1	2	1	Fuste	HORM	9.213	No existe		
2	11	4	Pilote	HORM	5.000	Suelo 3	25000.00	25000.00
3	4	12	Pilote	HORM	7.000	Suelo 2	10000.00	10000.00
4	12	13	Pilote	HORM	5.000	Suelo 1	3750.00	3750.00
5	7	3	Pilote	HORM	5.000	Suelo 3	25000.00	25000.00
6	3	8	Pilote	HORM	7.000	Suelo 2	10000.00	10000.00
7	8	9	Pilote	HORM	5.000	Suelo 1	3750.00	3750.00

Características de las Barras que Componen la Estructura

Nombre de la sección	Lista de barras	Diam. (m)	SX (m2)	SY (m2)	SZ (m2)	IX (m4)	IY (m4)	IZ (m4)
Fuste	1	1.100	0.950	0.802	0.802	0.144	0.072	0.072
Pilote	2A7	1.250	1.227	1.035	1.035	0.240	0.120	0.120

Apoyos Aplicados a la Estructura

Nombre del apoyo	Lista de nudos	Condiciones de apoyo
Apoyo Pilote	7 11	KZ=21175.00 (T/m) RZ

Uniones Rígidas Aplicadas a la Estructura

Nombre de la unión	Nudo principal	Lista de los nudos secundarios	Condiciones de la unión
Encepado	2	9 13	UX UY UZ RX RY RZ

ROBOT v 17.0.1
Autor :

© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cálculo Pila 2 Pilotes.rtd**

Cargas Aplicadas a la Estructura

Caso	Nombre del caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga
1	Peso Fuste	peso propio	1	PZ Menos Coef=1.00
2	Peso Pilote	peso propio	2A7	PZ Menos Coef=1.00
11	Combinación 1 - ELU	fuerza nodal	1	FX=10.64(T) FY=4.99(T) FZ=-464.25(T) CY=119.83(Tm)
12	Combinación 1A - ELU	fuerza nodal	1	FX=10.64(T) FY=4.99(T) FZ=-434.25(T) CY=135.67(Tm)
13	Combinación 2 - ELU	fuerza nodal	1	FX=6.61(T) FY=10.47(T) FZ=-314.25(T) CY=31.91(Tm)
14	Combinación 3 - ELU	fuerza nodal	1	FX=9.30(T) FY=4.99(T) FZ=-325.85(T) CY=81.94(Tm)
15	Combinación 3A - ELU	fuerza nodal	1	FX=9.30(T) FY=4.99(T) FZ=-305.85(T) CY=92.65(Tm)
16	Combinación 4 - ELU	fuerza nodal	1	FX=6.61(T) FY=10.47(T) FZ=-225.85(T) CY=22.93(Tm)
21	Combinación 1 - ELS	fuerza nodal	1	FX=7.09(T) FY=3.33(T) FZ=-332.77(T) CY=82.80(Tm)
22	Combinación 1A - ELS	fuerza nodal	1	FX=7.09(T) FY=3.33(T) FZ=-312.77(T) CY=93.58(Tm)
23	Combinación 2 - ELS	fuerza nodal	1	FX=4.41(T) FY=6.98(T) FZ=-232.77(T) CY=23.63(Tm)
24	Combinación 3 - ELS	fuerza nodal	1	FX=7.09(T) FY=3.33(T) FZ=-325.85(T) CY=81.91(Tm)
25	Combinación 3A - ELS	fuerza nodal	1	FX=7.09(T) FY=3.33(T) FZ=-305.85(T) CY=78.70(Tm)
26	Combinación 4 - ELS	fuerza nodal	1	FX=4.41(T) FY=6.98(T) FZ=-225.85(T) CY=22.93(Tm)
31	Viento sobre Fuste	sobrecarga uniforme	1	PY=0.27(T/m)

Combinación de Acciones

Combinación	Nombre	Naturaleza de combinación	Definición
41 (C)	ELU-1	ELU	1*1.35+11*1.00+31*0.90
42 (C)	ELU-2	ELU	1*1.35+12*1.00+31*0.90
43 (C)	ELU-3	ELU	1*1.35+13*1.00+31*1.50
44 (C)	ELU-4	ELU	(1+14)*1.00+31*0.90
45 (C)	ELU-5	ELU	(1+15)*1.00+31*0.90
46 (C)	ELU-6	ELU	(1+16)*1.00+31*1.50
51 (C)	ELS-1	ELS	(1+21)*1.00+31*0.60
52 (C)	ELS-2	ELS	(1+22)*1.00+31*0.60
53 (C)	ELS-3	ELS	(1+23+31)*1.00
54 (C)	ELS-4	ELS	(1+24)*1.00+31*0.60
55 (C)	ELS-5	ELS	(1+25)*1.00+31*0.60
56 (C)	ELS-6	ELS	(1+26+31)*1.00

Esfuerzos en Base Fuste - ELS

Barra/Punto (m)/Caso			FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
1/	inicio (2)/	51 (C)	354.68	-4.82	7.09	-148.16	-37.55
1/	inicio (2)/	52 (C)	334.68	-4.82	7.09	-158.94	-37.55
1/	inicio (2)/	53 (C)	254.68	-9.47	4.41	-64.22	-75.76
1/	inicio (2)/	54 (C)	347.75	-4.82	7.09	-147.27	-37.55
1/	inicio (2)/	55 (C)	327.75	-4.82	7.09	-144.06	-37.55
1/	inicio (2)/	56 (C)	247.75	-9.47	4.41	-63.52	-75.76

Esfuerzos en Base Fuste - ELU

Barra/Punto (m)/Caso			FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
1/	inicio (2)/	41 (C)	493.81	-7.23	10.64	-217.86	-56.31
1/	inicio (2)/	42 (C)	463.81	-7.23	10.64	-233.71	-56.31
1/	inicio (2)/	43 (C)	343.81	-14.20	6.61	-92.81	-113.64
1/	inicio (2)/	44 (C)	347.75	-7.23	9.30	-167.59	-56.31
1/	inicio (2)/	45 (C)	327.75	-7.23	9.30	-178.30	-56.31
1/	inicio (2)/	46 (C)	247.75	-14.20	6.61	-83.83	-113.64

ROBOT v 17.0.1
Autor :

© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cálculo Pila 2 Pilotes.rtd**

Envolvente de Esfuerzos en Pilotes - ELS

Barra/Punto/Caso			FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
2/	11/	51 (C)	157.78>>	0.00	-0.00	0.00	-0.00
2/	11/	56 (C)	114.97<<	0.00	-0.00	0.00	-0.00
2/	4/	53 (C)	118.35	0.71>>	-0.32	0.59	1.47
2/	46/101/	53 (C)	118.35	-0.62<<	0.26	0.39	0.92
2/	47/101/	52 (C)	146.55	-0.31	0.62>>	0.93	0.48
2/	4/	52 (C)	146.55	0.36	-0.60<<	1.57	0.73
2/	87/101/	52 (C)	146.55	0.04	-0.01	1.77>>	0.86
2/	11/	51 (C)	157.78	0.00	-0.00	0.00<<	-0.00
2/	85/101/	53 (C)	118.35	0.01	-0.02	0.72	1.73>>
2/	11/	53 (C)	118.35	0.00	-0.00	0.00	-0.00<<
3/	4/	51 (C)	157.78>>	0.36	-0.58	1.45	0.73
3/	4/	56 (C)	114.97<<	0.71	-0.32	0.58	1.47
3/	100/101/	53 (C)	118.35	6.84>>	-2.84	-10.34	-24.30
3/	4/	51 (C)	157.78	0.36<<	-0.58	1.45	0.73
3/	4/	56 (C)	114.97	0.71	-0.32>>	0.58	1.47
3/	12/	52 (C)	146.55	3.41	-6.92<<	-23.65	-12.40
3/	4/	52 (C)	146.55	0.36	-0.60	1.57>>	0.73
3/	12/	52 (C)	146.55	3.41	-6.92	-23.65<<	-12.40
3/	4/	53 (C)	118.35	0.71	-0.32	0.59	1.47>>
3/	12/	53 (C)	118.35	6.84	-2.83	-10.54	-24.78<<
4/	12/	51 (C)	157.78>>	3.41	-6.47	-22.35	-12.40
4/	12/	56 (C)	114.97<<	6.84	-2.80	-10.45	-24.78
4/	12/	53 (C)	118.35	6.84>>	-2.83	-10.54	-24.78
4/	13/	53 (C)	118.35	-4.73<<	2.20	-17.46	-42.61
4/	13/	54 (C)	154.41	-2.41	3.55>>	-40.69	-21.18
4/	4/101/	52 (C)	146.55	3.40	-6.93<<	-24.69	-12.91
4/	12/	56 (C)	114.97	6.84	-2.80	-10.45>>	-24.78
4/	87/101/	52 (C)	146.55	-0.52	0.02	-45.23<<	-22.18
4/	12/	51 (C)	157.78	3.41	-6.47	-22.35	-12.40>>
4/	83/101/	53 (C)	118.35	-0.05	0.19	-18.49	-44.64<<
5/	7/	51 (C)	196.90>>	0.00	0.00	-0.00	-0.00
5/	7/	56 (C)	132.78<<	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
5/	3/	53 (C)	136.33	0.71>>	-0.32	0.59	1.47
5/	46/101/	53 (C)	136.33	-0.62<<	0.26	0.39	0.92
5/	47/101/	52 (C)	188.13	-0.31	0.62>>	0.93	0.48
5/	3/	52 (C)	188.13	0.36	-0.60<<	1.57	0.73
5/	87/101/	52 (C)	188.13	0.04	-0.01	1.77>>	0.86
5/	7/	52 (C)	188.13	0.00	0.00	-0.00<<	-0.00
5/	85/101/	53 (C)	136.33	0.01	-0.02	0.72	1.73>>
5/	7/	53 (C)	136.33	-0.00	0.00	0.00	-0.00<<
6/	3/	51 (C)	196.90>>	0.36	-0.58	1.45	0.73
6/	3/	56 (C)	132.78<<	0.71	-0.32	0.58	1.47
6/	100/101/	53 (C)	136.33	6.84>>	-2.84	-10.34	-24.30
6/	3/	51 (C)	196.90	0.36<<	-0.58	1.45	0.73
6/	3/	56 (C)	132.78	0.71	-0.32>>	0.58	1.47
6/	8/	52 (C)	188.13	3.41	-6.92<<	-23.65	-12.40
6/	3/	52 (C)	188.13	0.36	-0.60	1.57>>	0.73
6/	8/	52 (C)	188.13	3.41	-6.92	-23.65<<	-12.40
6/	3/	53 (C)	136.33	0.71	-0.32	0.59	1.47>>
6/	8/	53 (C)	136.33	6.84	-2.83	-10.54	-24.78<<

7/	8/	51 (C)	196.90>>	3.41	-6.47	-22.35	-12.40
7/	8/	56 (C)	132.78<<	6.84	-2.80	-10.45	-24.78
7/	8/	53 (C)	136.33	6.84>>	-2.83	-10.54	-24.78
7/	9/	53 (C)	136.33	-4.73<<	2.20	-17.46	-42.61
7/	9/	54 (C)	193.34	-2.41	3.55>>	-40.69	-21.18
7/	4/101/	52 (C)	188.13	3.40	-6.93<<	-24.69	-12.91
7/	8/	56 (C)	132.78	6.84	-2.80	-10.45>>	-24.78
7/	87/101/	52 (C)	188.13	-0.52	0.02	-45.23<<	-22.18
7/	8/	51 (C)	196.90	3.41	-6.47	-22.35	-12.40>>
7/	83/101/	53 (C)	136.33	-0.05	0.19	-18.49	-44.64<<

Envolvente de Esfuerzos en Pilotes - ELU

Barra/Punto/Caso			FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
2/	11/	41 (C)	218.06>>	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2/	11/	46 (C)	111.82<<	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2/	4/	43 (C)	158.82	1.07>>	-0.47	0.85	2.20
2/	46/101/	43 (C)	158.82	-0.93<<	0.37	0.56	1.38
2/	47/101/	42 (C)	201.26	-0.46	0.91>>	1.38	0.71
2/	4/	42 (C)	201.26	0.54	-0.89<<	2.30	1.09
2/	87/101/	42 (C)	201.26	0.06	-0.02	2.60>>	1.29
2/	11/	44 (C)	151.26	-0.00	-0.00	-0.00<<	-0.00
2/	85/101/	43 (C)	158.82	0.01	-0.03	1.03	2.60>>
2/	11/	41 (C)	218.06	-0.00	-0.00	0.00	-0.00<<
3/	4/	41 (C)	218.06>>	0.54	-0.87	2.13	1.09
3/	4/	46 (C)	111.82<<	1.07	-0.46	0.74	2.20
3/	100/101/	43 (C)	158.82	10.26>>	-4.10	-15.09	-36.45
3/	4/	41 (C)	218.06	0.54<<	-0.87	2.13	1.09
3/	4/	46 (C)	111.82	1.07	-0.46>>	0.74	2.20
3/	12/	42 (C)	201.26	5.11	-10.19<<	-34.91	-18.60
3/	4/	42 (C)	201.26	0.54	-0.89	2.30>>	1.09
3/	12/	42 (C)	201.26	5.11	-10.19	-34.91<<	-18.60
3/	4/	43 (C)	158.82	1.07	-0.47	0.85	2.20>>
3/	12/	43 (C)	158.82	10.26	-4.10	-15.38	-37.17<<
4/	12/	41 (C)	218.06>>	5.11	-9.51	-33.00	-18.60
4/	12/	46 (C)	111.82<<	10.26	-3.72	-14.30	-37.17
4/	12/	43 (C)	158.82	10.26>>	-4.10	-15.38	-37.17
4/	13/	43 (C)	158.82	-7.10<<	3.30	-25.18	-63.92
4/	13/	42 (C)	201.26	-3.62	5.32>>	-64.71	-31.77
4/	4/101/	42 (C)	201.26	5.10	-10.19<<	-36.44	-19.37
4/	12/	46 (C)	111.82	10.26	-3.72	-14.30>>	-37.17
4/	87/101/	42 (C)	201.26	-0.78	0.10	-66.52<<	-33.27
4/	12/	41 (C)	218.06	5.11	-9.51	-33.00	-18.60>>
4/	83/101/	43 (C)	158.82	-0.08	0.36	-26.76	-66.97<<
5/	7/	41 (C)	275.75>>	0.00	0.00	0.00	-0.00
5/	7/	46 (C)	135.93<<	0.00	0.00	0.00	0.00
5/	3/	43 (C)	184.99	1.07>>	-0.47	0.85	2.20
5/	46/101/	43 (C)	184.99	-0.93<<	0.37	0.56	1.38
5/	47/101/	42 (C)	262.55	-0.46	0.91>>	1.38	0.71
5/	3/	42 (C)	262.55	0.54	-0.89<<	2.30	1.09
5/	87/101/	42 (C)	262.55	0.06	-0.02	2.60>>	1.29
5/	7/	42 (C)	262.55	0.00	0.00	0.00<<	-0.00
5/	85/101/	43 (C)	184.99	0.01	-0.03	1.03	2.60>>
5/	7/	41 (C)	275.75	0.00	0.00	0.00	-0.00<<

ROBOT v 17.0.1
Autor :

© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **Cálculo Pila 2 Pilotes.rtd**

6/	3/	41 (C)	275.75>>	0.54	-0.87	2.13	1.09
6/	3/	46 (C)	135.93<<	1.07	-0.46	0.74	2.20
6/	100/101/	43 (C)	184.99	10.26>>	-4.10	-15.09	-36.45
6/	3/	41 (C)	275.75	0.54<<	-0.87	2.13	1.09
6/	3/	46 (C)	135.93	1.07	-0.46>>	0.74	2.20
6/	8/	42 (C)	262.55	5.11	-10.19<<	-34.91	-18.60
6/	3/	42 (C)	262.55	0.54	-0.89	2.30>>	1.09
6/	8/	42 (C)	262.55	5.11	-10.19	-34.91<<	-18.60
6/	3/	43 (C)	184.99	1.07	-0.47	0.85	2.20>>
6/	8/	43 (C)	184.99	10.26	-4.10	-15.38	-37.17<<
7/	8/	41 (C)	275.75>>	5.11	-9.51	-33.00	-18.60
7/	8/	46 (C)	135.93<<	10.26	-3.72	-14.30	-37.17
7/	8/	43 (C)	184.99	10.26>>	-4.10	-15.38	-37.17
7/	9/	43 (C)	184.99	-7.10<<	3.30	-25.18	-63.92
7/	9/	42 (C)	262.55	-3.62	5.32>>	-64.71	-31.77
7/	4/101/	42 (C)	262.55	5.10	-10.19<<	-36.44	-19.37
7/	8/	46 (C)	135.93	10.26	-3.72	-14.30>>	-37.17
7/	87/101/	42 (C)	262.55	-0.78	0.10	-66.52<<	-33.27
7/	8/	41 (C)	275.75	5.11	-9.51	-33.00	-18.60>>
7/	83/101/	43 (C)	184.99	-0.08	0.36	-26.76	-66.97<<

ESFUERZOS EN BASE DE FUSTE

Esfuerzos combinando Fy con Fz y My con Mz

ELS - COMPOSICIÓN ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
1/ inicio (2)/ 51 (C)	354.68	8.57	152.84
1/ inicio (2)/ 52 (C)	334.68	8.57	163.32
1/ inicio (2)/ 53 (C)	254.68	10.45	99.32
1/ inicio (2)/ 54 (C)	347.75	8.57	151.98
1/ inicio (2)/ 55 (C)	327.75	8.57	148.87
1/ inicio (2)/ 56 (C)	247.75	10.45	98.87

ELU - COMPOSICIÓN ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
1/ inicio (2)/ 41 (C)	493.81	12.86	225.02
1/ inicio (2)/ 42 (C)	463.81	12.86	240.40
1/ inicio (2)/ 43 (C)	343.81	15.66	146.72
1/ inicio (2)/ 44 (C)	347.75	11.78	176.80
1/ inicio (2)/ 45 (C)	327.75	11.78	186.98
1/ inicio (2)/ 46 (C)	247.75	15.66	141.21

ESFUERZOS EN PILOTES

Esfuerzos combinando Fy con Fz y My con Mz

ELS - COMPOSICIÓN ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
2/ 11/ 51 (C)	157.78	0.00	0.00
2/ 11/ 56 (C)	114.97	0.00	0.00
2/ 4/ 53 (C)	118.35	0.78	1.58
2/ 46/101/ 53 (C)	118.35	0.67	1.00
2/ 47/101/ 52 (C)	146.55	0.69	1.05
2/ 4/ 52 (C)	146.55	0.70	1.73
2/ 87/101/ 52 (C)	146.55	0.04	1.97
2/ 11/ 51 (C)	157.78	0.00	0.00
2/ 85/101/ 53 (C)	118.35	0.02	1.87
2/ 11/ 53 (C)	118.35	0.00	0.00
3/ 4/ 51 (C)	157.78	0.68	1.62
3/ 4/ 56 (C)	114.97	0.78	1.58
3/ 100/101/ 53 (C)	118.35	7.41	26.41
3/ 4/ 51 (C)	157.78	0.68	1.62
3/ 4/ 56 (C)	114.97	0.78	1.58
3/ 12/ 52 (C)	146.55	7.71	26.70
3/ 4/ 52 (C)	146.55	0.70	1.73
3/ 12/ 52 (C)	146.55	7.71	26.70
3/ 4/ 53 (C)	118.35	0.78	1.58
3/ 12/ 53 (C)	118.35	7.40	26.93
4/ 12/ 51 (C)	157.78	7.31	25.56
4/ 12/ 56 (C)	114.97	7.39	26.89
4/ 12/ 53 (C)	118.35	7.40	26.93
4/ 13/ 53 (C)	118.35	5.22	46.05
4/ 13/ 54 (C)	154.41	4.29	45.87
4/ 4/101/ 52 (C)	146.55	7.72	27.86
4/ 12/ 56 (C)	114.97	7.39	26.89
4/ 87/101/ 52 (C)	146.55	0.52	50.38
4/ 12/ 51 (C)	157.78	7.31	25.56
4/ 83/101/ 53 (C)	118.35	0.20	48.32
5/ 7/ 51 (C)	196.90	0.00	0.00
5/ 7/ 56 (C)	132.78	0.00	0.00
5/ 3/ 53 (C)	136.33	0.78	1.58
5/ 46/101/ 53 (C)	136.33	0.67	1.00
5/ 47/101/ 52 (C)	188.13	0.69	1.05
5/ 3/ 52 (C)	188.13	0.70	1.73
5/ 87/101/ 52 (C)	188.13	0.04	1.97
5/ 7/ 52 (C)	188.13	0.00	0.00
5/ 85/101/ 53 (C)	136.33	0.02	1.87
5/ 7/ 53 (C)	136.33	0.00	0.00
6/ 3/ 51 (C)	196.90	0.68	1.62
6/ 3/ 56 (C)	132.78	0.78	1.58
6/ 100/101/ 53 (C)	136.33	7.41	26.41
6/ 3/ 51 (C)	196.90	0.68	1.62
6/ 3/ 56 (C)	132.78	0.78	1.58
6/ 8/ 52 (C)	188.13	7.71	26.70
6/ 3/ 52 (C)	188.13	0.70	1.73
6/ 8/ 52 (C)	188.13	7.71	26.70
6/ 3/ 53 (C)	136.33	0.78	1.58
6/ 8/ 53 (C)	136.33	7.40	26.93
7/ 8/ 51 (C)	196.90	7.31	25.56
7/ 8/ 56 (C)	132.78	7.39	26.89
7/ 8/ 53 (C)	136.33	7.40	26.93
7/ 9/ 53 (C)	136.33	5.22	46.05
7/ 9/ 54 (C)	193.34	4.29	45.87
7/ 4/101/ 52 (C)	188.13	7.72	27.86
7/ 8/ 56 (C)	132.78	7.39	26.89
7/ 87/101/ 52 (C)	188.13	0.52	50.38
7/ 8/ 51 (C)	196.90	7.31	25.56
7/ 83/101/ 53 (C)	136.33	0.20	48.32

ESFUERZOS EN PILOTES

Esfuerzos combinando Fy con Fz y My con Mz

ELU - COMPOSICIÓN ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
2/ 11/ 41 (C)	218.06	0.00	0.00
2/ 11/ 46 (C)	111.82	0.00	0.00
2/ 4/ 43 (C)	158.82	1.17	2.36
2/ 46/101/ 43 (C)	158.82	1.00	1.49
2/ 47/101/ 42 (C)	201.26	1.02	1.55
2/ 4/ 42 (C)	201.26	1.04	2.55
2/ 87/101/ 42 (C)	201.26	0.06	2.90
2/ 11/ 44 (C)	151.26	0.00	0.00
2/ 85/101/ 43 (C)	158.82	0.03	2.80
2/ 11/ 41 (C)	218.06	0.00	0.00
3/ 4/ 41 (C)	218.06	1.02	2.39
3/ 4/ 46 (C)	111.82	1.16	2.32
3/ 100/101/ 43 (C)	158.82	11.05	39.45
3/ 4/ 41 (C)	218.06	1.02	2.39
3/ 4/ 46 (C)	111.82	1.16	2.32
3/ 12/ 42 (C)	201.26	11.40	39.56
3/ 4/ 42 (C)	201.26	1.04	2.55
3/ 12/ 42 (C)	201.26	11.40	39.56
3/ 4/ 43 (C)	158.82	1.17	2.36
3/ 12/ 43 (C)	158.82	11.05	40.23
4/ 12/ 41 (C)	218.06	10.80	37.88
4/ 12/ 46 (C)	111.82	10.91	39.83
4/ 12/ 43 (C)	158.82	11.05	40.23
4/ 13/ 43 (C)	158.82	7.83	68.70
4/ 13/ 42 (C)	201.26	6.43	72.09
4/ 4/101/ 42 (C)	201.26	11.40	41.27
4/ 12/ 46 (C)	111.82	10.91	39.83
4/ 87/101/ 42 (C)	201.26	0.79	74.38
4/ 12/ 41 (C)	218.06	10.80	37.88
4/ 83/101/ 43 (C)	158.82	0.37	72.12
5/ 7/ 41 (C)	275.75	0.00	0.00
5/ 7/ 46 (C)	135.93	0.00	0.00
5/ 3/ 43 (C)	184.99	1.17	2.36
5/ 46/101/ 43 (C)	184.99	1.00	1.49
5/ 47/101/ 42 (C)	262.55	1.02	1.55
5/ 3/ 42 (C)	262.55	1.04	2.55
5/ 87/101/ 42 (C)	262.55	0.06	2.90
5/ 7/ 42 (C)	262.55	0.00	0.00
5/ 85/101/ 43 (C)	184.99	0.03	2.80
5/ 7/ 41 (C)	275.75	0.00	0.00
6/ 3/ 41 (C)	275.75	1.02	2.39
6/ 3/ 46 (C)	135.93	1.16	2.32
6/ 100/101/ 43 (C)	184.99	11.05	39.45
6/ 3/ 41 (C)	275.75	1.02	2.39
6/ 3/ 46 (C)	135.93	1.16	2.32
6/ 8/ 42 (C)	262.55	11.40	39.56
6/ 3/ 42 (C)	262.55	1.04	2.55
6/ 8/ 42 (C)	262.55	11.40	39.56
6/ 3/ 43 (C)	184.99	1.17	2.36
6/ 8/ 43 (C)	184.99	11.05	40.23
7/ 8/ 41 (C)	275.75	10.80	37.88
7/ 8/ 46 (C)	135.93	10.91	39.83
7/ 8/ 43 (C)	184.99	11.05	40.23
7/ 9/ 43 (C)	184.99	7.83	68.70
7/ 9/ 42 (C)	262.55	6.43	72.09
7/ 4/101/ 42 (C)	262.55	11.40	41.27
7/ 8/ 46 (C)	135.93	10.91	39.83
7/ 87/101/ 42 (C)	262.55	0.79	74.38
7/ 8/ 41 (C)	275.75	10.80	37.88
7/ 83/101/ 43 (C)	184.99	0.37	72.12

ESFUERZOS DE CÁLCULO

- ELS -

Caso	Axil [T]	Cortante [T]	Flector [T·m]
51 FUSTE	354.68	8.57	152.84
56 FUSTE	247.75	10.45	98.87
52 FUSTE	334.68	8.57	163.32
51 PILOTE	196.90	7.31	25.56
56 PILOTE	114.97	7.39	26.89
53 PILOTE	118.35	0.20	48.32

- ELU -

Caso	Axil [T]	Cortante [T]	Flector [T·m]
41 FUSTE	493.81	12.86	225.02
46 FUSTE	247.75	15.66	141.21
42 FUSTE	463.81	12.86	240.40
41 PILOTE	275.75	10.80	37.88
46 PILOTE	111.82	10.91	39.83
43 PILOTE	158.82	0.37	72.12

Reacciones Pilotes - ELS

Caso/Nudo	FZ (T)
Nombre del caso	ELS-1
51 (C)/ 7	196.90
51 (C)/ 11	157.78
Nombre del caso	ELS-2
52 (C)/ 7	188.13
52 (C)/ 11	146.55
Nombre del caso	ELS-3
53 (C)/ 7	136.33
53 (C)/ 11	118.35
Nombre del caso	ELS-4
54 (C)/ 7	193.34
54 (C)/ 11	154.41
Nombre del caso	ELS-5
55 (C)/ 7	182.97
55 (C)/ 11	144.78
Nombre del caso	ELS-6
56 (C)/ 7	132.78
56 (C)/ 11	114.97

Reacciones Pilotes - ELU

Caso/Nudo	FZ (T)
Nombre del caso	ELU-1
41 (C)/ 7	275.75
41 (C)/ 11	218.06
Nombre del caso	ELU-2
42 (C)/ 7	262.55
42 (C)/ 11	201.26
Nombre del caso	ELU-3
43 (C)/ 7	184.99
43 (C)/ 11	158.82
Nombre del caso	ELU-4
44 (C)/ 7	196.49
44 (C)/ 11	151.26
Nombre del caso	ELU-5
45 (C)/ 7	187.71
45 (C)/ 11	140.04
Nombre del caso	ELU-6
46 (C)/ 7	135.93
46 (C)/ 11	111.82

3 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

En el presente apartado se incluyen las verificaciones correspondientes a los diferentes Estados Límite definidas en la normativa vigente (EHE).

La armadura considerada en el fuste y los pilotes no se ha visto modificada respecto al resto de pilas y, por tanto, no se ha detallado en los croquis. Sí que se incluye un croquis con la armadura a disponer en el encepado.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Castellbisbal-Papiol
FUSTE Pila 1 - P.S. 4.8
17:48:35

Verificación ELU Flexocompresión en el Fuste

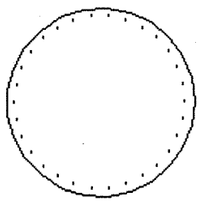
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : FUSTE
ϕ [m] = 1.10
r [m] = 0.050
n° barras = 30

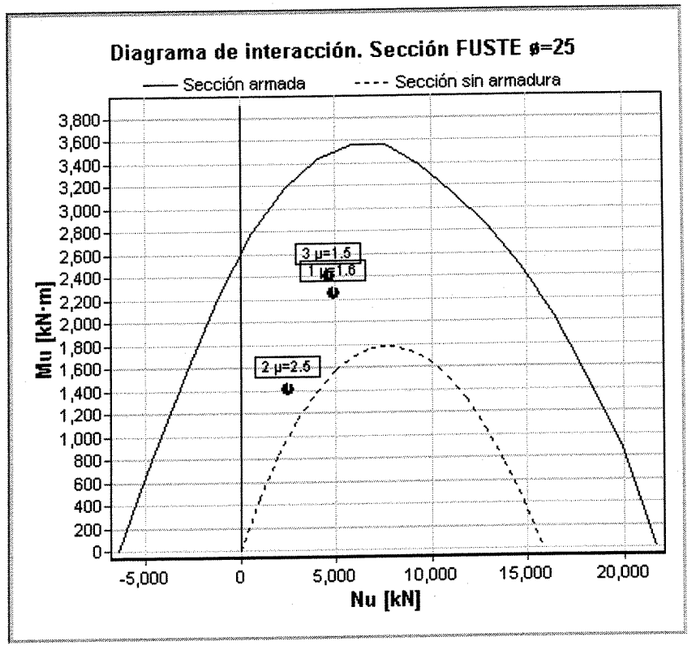


2 Diagrama

ϕ [mm] = 25

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	0.0	6402.7	0.0
0.082	10.4	4649.2	797.1
0.173	11.4	2895.6	1555.2
0.237	12.4	1142.1	2242.8
0.308	11.4	-611.4	2787.7
0.388	9.0	-2364.9	3176.0
0.465	7.5	-4118.5	3442.8
0.540	6.5	-5872.0	3565.2
0.613	5.7	-7625.5	3559.3
0.680	5.1	-9379.0	3388.6
0.750	4.7	-11132.6	3140.6
0.827	4.2	-12886.1	2844.4
0.911	3.8	-14639.6	2485.2
1.007	3.5	-16393.1	2038.6
1.132	3.0	-18146.7	1497.0
1.453	2.0	-19900.2	869.7
9999.000	0.5	-21653.7	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	4938.1	2250.2	1.58
2	2477.5	1412.1	2.55
3	4638.1	2404.0	1.51

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Castellbisbal-Papiol
PDES Pila 1 - PS 4.8

Verificación ELU Flexocompresión en los Pilotes

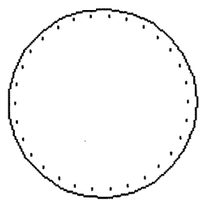
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : PILOTE
ϕ [m] = 1.25
r [m] = 0.050
n° barras = 30

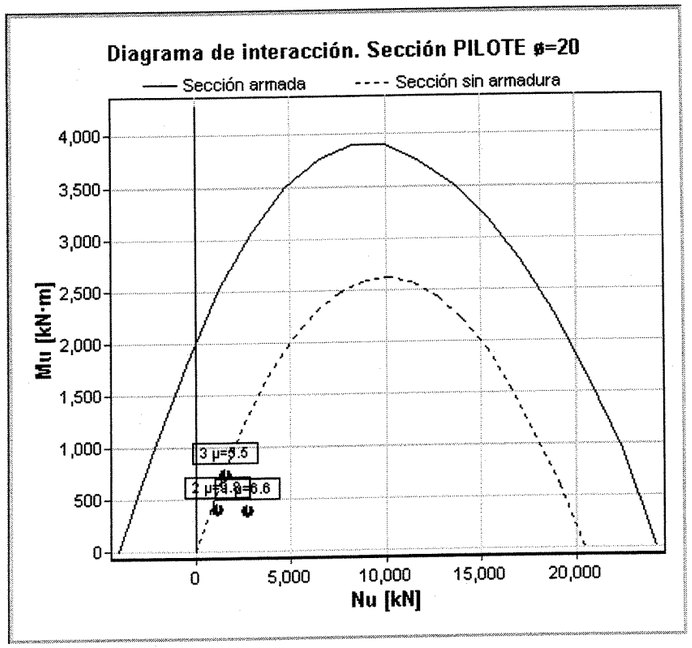


2 Diagrama

ϕ [mm] = 20

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	0.0	4097.7	0.0
0.134	9.4	2331.3	925.9
0.227	10.3	564.8	1778.4
0.302	11.2	-1201.7	2520.4
0.390	9.0	-2968.2	3075.5
0.477	7.3	-4734.6	3486.1
0.561	6.2	-6501.1	3762.0
0.644	5.4	-8267.6	3903.9
0.723	4.8	-10034.1	3901.5
0.799	4.4	-11800.5	3739.4
0.878	4.0	-13567.0	3503.2
0.963	3.6	-15333.5	3189.1
1.055	3.3	-17099.9	2782.7
1.157	3.0	-18866.4	2270.9
1.290	2.6	-20632.9	1644.7
1.620	1.8	-22399.4	932.5
9999.000	0.5	-24165.8	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	2757.5	378.8	6.61
2	1118.2	398.3	9.79
3	1588.2	721.2	5.46

CÁLCULO DE FISURACIÓN en SECCIONES CIRCULARES

Proyecto: AVE Castellbisbal-Papiol - P.S. 4.8
Elemento: FUSTE - Pila 1

FUSTE			
Diametro	D	cm	110.00
Recubrimiento	c	cm	5.00
nº de redondos	nb		30
Diametro barras	d	mm	25
Separación barras	s	cm	10.5
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	285,768
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

SOLICITACIONES DE CÁLCULO			
Momento Flector	M	T·m	163.32
Axil (>0 -> Compr)	N	T	334.68

PARAMETROS ADIMENSIONALES			
Coeficiente k1	k1		0.125
Parámetro k2	k2		0.5

CÁLCULO AREAS FISURACIÓN EFICACES			
b	n		31.250
Angulo ciruclo	α		55.376
Area horm eficac	Ac,efic	cm2	1509.303
Area armado en Ac, efic	As, efic	cm2	50.214

DATOS PARA EL CÁLCULO MOMENTO FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	300
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-28.96
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Coeficiente homogeneización	n		7.35
Area hormigón	Ac	cm2	9503.317777
Area sec. Homog.	Ah	cm2	10585.49
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	55.00
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	9892318.4

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Momento de fisuración	Mfis	mT	108.962
Prof. fibra neutra	x	cm	21
Inercia fisurada	If	cm4	715721.04
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	796
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	1,656

CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Parámetro β	β		1.7
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.00070
Separación media de fisuras	Sm	mm	158.52
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.19**

CÁLCULO MOMENTO FISURACIÓN FUSTE CIRCULAR

Obra: LAV Castellbisbal-Papiol - PILOTES Pila 1 - P.S. 4.8

Datos geométricos

Diametro fuste	1.25 m
Diametro armadura	20 mm
Recubrimiento	0.05 m
Nº de barras	30

Datos mecánicos

Resistencia hormigón	250 Kp/cm2
Resistencia acero	5000 Kp/cm2
Axil de cálculo	118.35 T

Obtención momento fisuración

Area sección:	1.2904 m2
Inercia sección:	0.1303 m4

Cálculos previos

Area hormigón	1.2272 m2
Inercia hormigón	0.1198 m4

Area acero	0.0094 m2
Inercia acero	0.0016 m4

Ehorm	2.73E+06 Kp/cm3
Eacero	2.10E+07 Kp/cm2
n	7.70

fctm	25.65 Kp/cm2

Mfis	**72.59 T·m**

El momento que afecta la sección en ELS combinación frecuente
tiene un valor de: Md = 48.32 T·m
Al ser el momento de fisuración Mfis > Md
Queda verificado el ELS de fisuración.

- **Paso Superior 5.8 (vía P-M y vía doble B-M)**

CÁLCULO CIMENTACIONES DEL P.S. 5.8

LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD
MADRID-ZARAGOZA- BARCELONA-
FRONTERA FRANCESA.

TRAMO: CASTELLBISBAL-PAPIOL

Marzo 2005

PEDELTA



CALCULO CIMENTACIONES PASO SUPERIOR 5.8

En el presente documento se adjunta el recálculo de una de las cimentaciones del Paso Superior 5.8 correspondiente al proyecto de construcción de la plataforma de la Línea de Alta Velocidad: Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, tramo Castellbisbal-Papiol.

El paso superior 5.8 es un puente de carretera isostático. Éste está constituido por tres vigas tipo artesa de 1,70 metros de canto sobre las que se hormigonará una losa de espesor constante e igual a 0,25 m.

El tablero descansa sobre las pilas y los estribos mediante apoyos de neopreno zunchado. Cada eje de pilas del paso superior esta compuesto por tres pilas-pilote. El diametro del fuste es de 1,10 metros i el pilote tiene un diámetro de 1,25 metros.

Durante la ejecución de los pilotes, uno de ellos ha sido desplazado de su posición original de proyecto (tal como se muestra en la figura 1).

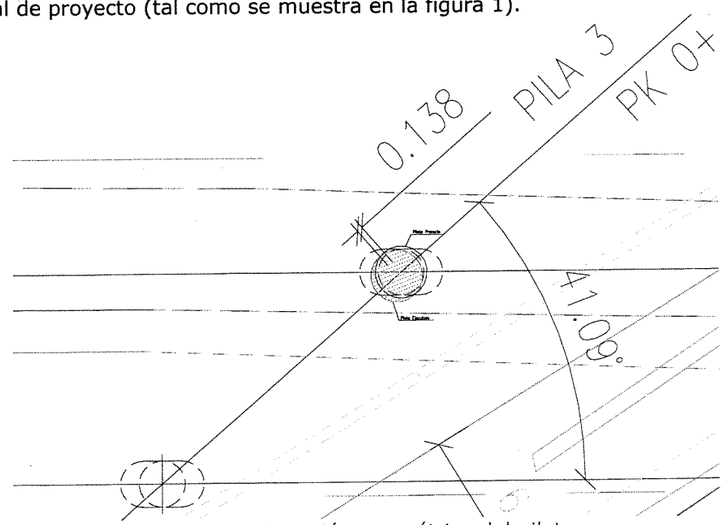


Figura 1: Situación geométrica del pilote

A petición de UTE Castellbisbal-Papiol, se ha verificado que pese a la excentricidad introducida en el pilote respecto la pila, éste sigue cumpliendo los requisitos resistentes especificados en la normativa vigente EHE.

Para realizar esta verificación se ha desarrollado un modelo de barras con la posición definitiva del pilote y la pila. La estructura se ha cargado con las acciones consideradas en el proyecto original.

Dado el aumento de los esfuerzos que solicitan al pilote será necesario recrecer su sección en los ultimo 3 metros, quedando de este modo verificada la resistencia del mismo.

En las páginas adjuntas se describe el modelo de cálculo y se incluyen los esfuerzos obtenidos con éste y las verificaciones resistentes realizadas.

ACCIONES DE CÁLCULO
PILA 3

Accione totales en coronación de pila

Fuezas Verticales

	Axil [T]	My [T·m]
Permanentes	275.42	14.04
SC - 1	125.34	28.64
SC - 2	89.75	-35.90
SC - 3	98.47	39.39

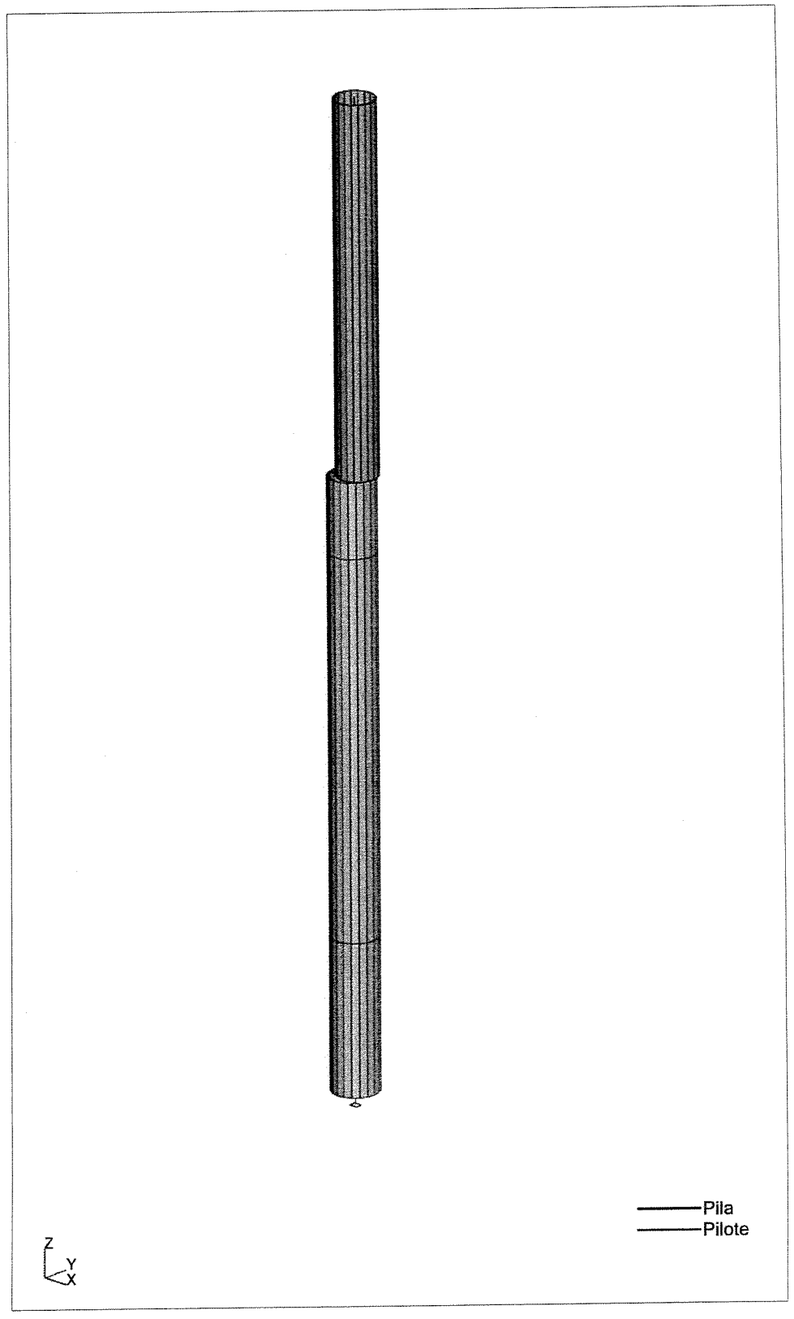
Fuerzas Horizontales

	Fx [T]	Fy [T]
ELU - SC	17.03	5.64
ELU - Temp	16.62	4.10
ELU - Viento	15.48	12.03
ELS - SC	11.97	3.76
ELS - Temp	11.70	2.74
ELS - Viento	10.94	8.02

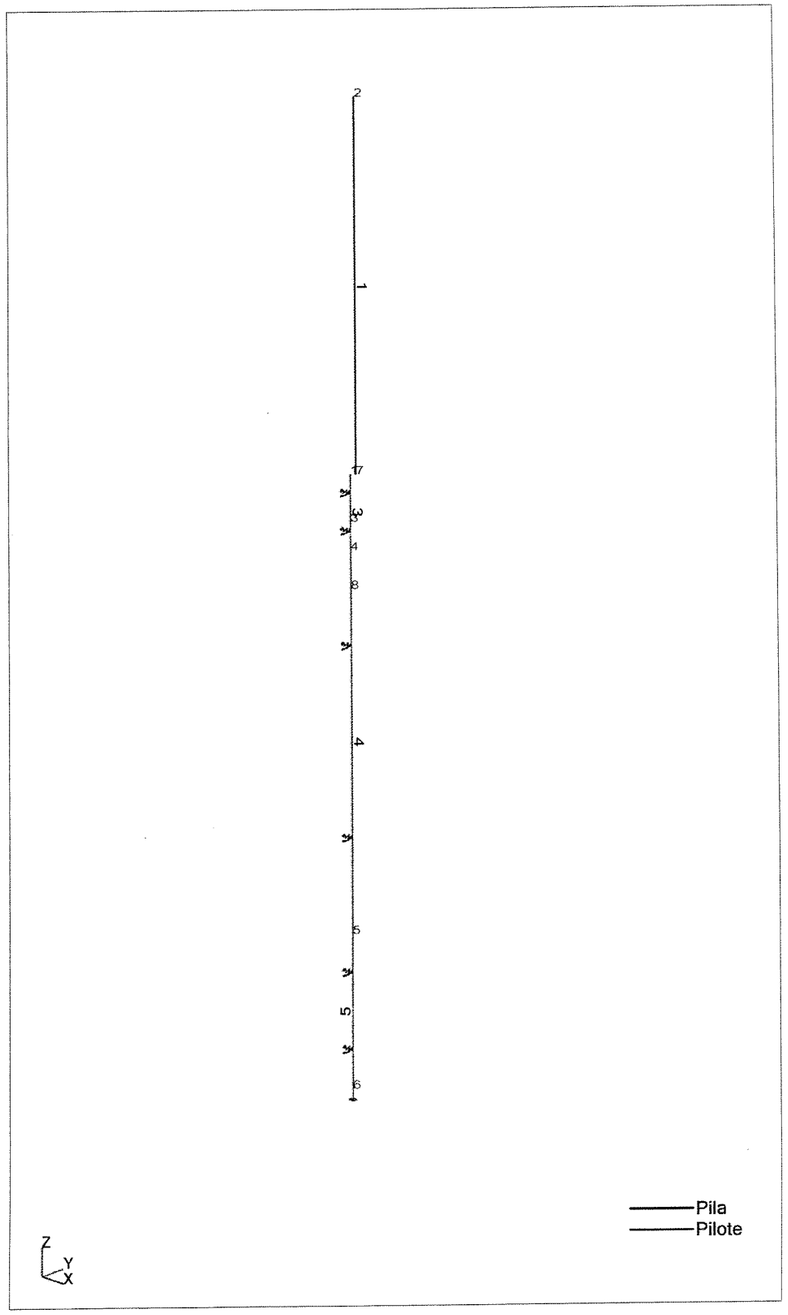
Combinación de Esfuerzos

	Fz [T]	Fx [T]	Fy [T]	My [T·m]
ELU - 01	559.82	17.03	5.64	61.91
ELU - 02	506.45	17.03	5.64	-34.90
ELU - 03	519.52	17.03	5.64	78.03
ELU - 04	452.59	16.62	4.10	-13.36
ELU - 05	452.59	15.48	12.03	-13.36
ELS - 01	400.76	11.97	3.76	42.68
ELS - 02	365.17	11.97	3.76	-21.87
ELS - 03	373.89	11.97	3.76	53.42
ELS - 04	329.27	11.70	2.74	-7.51
ELS - 05	329.27	10.94	8.02	-7.51

Modelo de Cálculo



Modelo de Cálculo. Numeración de Nudos y Barras



Nudos que Componen la Estructura

Nudo	X (m)	Y (m)	Z (m)	Apoyo - código	Apoyo
1	0.0	0.0	0.0		
2	0.098	0.098	9.780		
4	0.0	0.0	-2.000		
5	0.0	0.0	-12.000		
6	0.0	0.0	-16.000	llfllf	Apoyo Ficticio
7	0.098	0.098	0.0		

Barras que Componen la Estructura

Barra	Nudos	Nudo 2	Sección	Material	Longitud (m)	Suelo elástico	KY (T/m2)	KZ (T/m2)	HX (Tm/Degm)
1	2	7	Pila	HORM	9.780	No existe			
3	1	4	Pilote	HORM	2.000	Aluvial	6250	6250	0.0
4	4	5	Pilote	HORM	10.000	Aluvial	6250	6250	0.0
5	5	6	Pilote	HORM	4.000	Form. Terciaria	90000	90000	0.0

Características de las Barras que Componen la Estructura

Nombre de la sección	Lista de barras	TUBO_DIA (cm)	SX (cm2)	SY (cm2)	SZ (cm2)	IX (cm4)	IY (cm4)	IZ (cm4)
Pila	1	110	9503	8018	8018	14373768	7186884	7186884
Pilote	3A5	125	12272	10354	10354	23968450	11984224	11984225

Apoyos Aplicados a la Estructura

Nombre del apoyo	Lista de nudos	Condiciones de apoyo
Apoyo Ficticio	6	UZ RZ

Cargas Aplicadas a la Estructura

- Casos: 1 2 5 11A15 21A25 101A105 151A155

Caso	Nombre del caso	Tipo de carga	Lista	Valores de carga
1	Peso Propio Fuste	peso propio	1	PZ Menos Coef=1.00
2	Peso Propio Pilotes	peso propio	3A5	PZ Menos Coef=1.00
5	Viento Sobre Fuste	carga trapezoidal	1	PX2=0.189(T/m) PX1=0.189(T/m) X2=9.780(m) X1=3.150(m) global no proyectadas absolutos
5	Viento Sobre Fuste	carga trapezoidal	1	PX2=0.189(T/m) PX1=0.206(T/m) X2=3.150(m) X1=0.0(m) global no proyectadas absolutos
11	ELU 01 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=17.030(T) FY=5.640(T) FZ=-559.820(T) CY=61.910(Tm)
12	ELU 02 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=17.030(T) FY=5.640(T) FZ=-506.450(T) CY=34.900(Tm)
13	ELU 03 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=17.030(T) FY=5.640(T) FZ=-519.520(T) CY=78.030(Tm)
14	ELU 04 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=16.620(T) FY=4.100(T) FZ=-452.590(T) CY=13.360(Tm)
15	ELU 05 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=15.480(T) FY=12.030(T) FZ=-452.590(T) CY=13.360(Tm)
21	ELS 01 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=11.970(T) FY=3.760(T) FZ=-400.760(T) CY=42.680(Tm)
22	ELS 02 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=11.970(T) FY=3.760(T) FZ=-365.170(T) CY=21.870(Tm)
23	ELS 03 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=11.970(T) FY=3.760(T) FZ=-373.890(T) CY=53.420(Tm)
24	ELS 04 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=11.700(T) FY=2.740(T) FZ=-329.270(T) CY=7.510(Tm)
25	ELS 05 - Coronación	fuerza nodal	2	FX=10.940(T) FY=8.020(T) FZ=-329.270(T) CY=7.510(Tm)

ROBOT v 17.0.1
Autor :
Dirección :

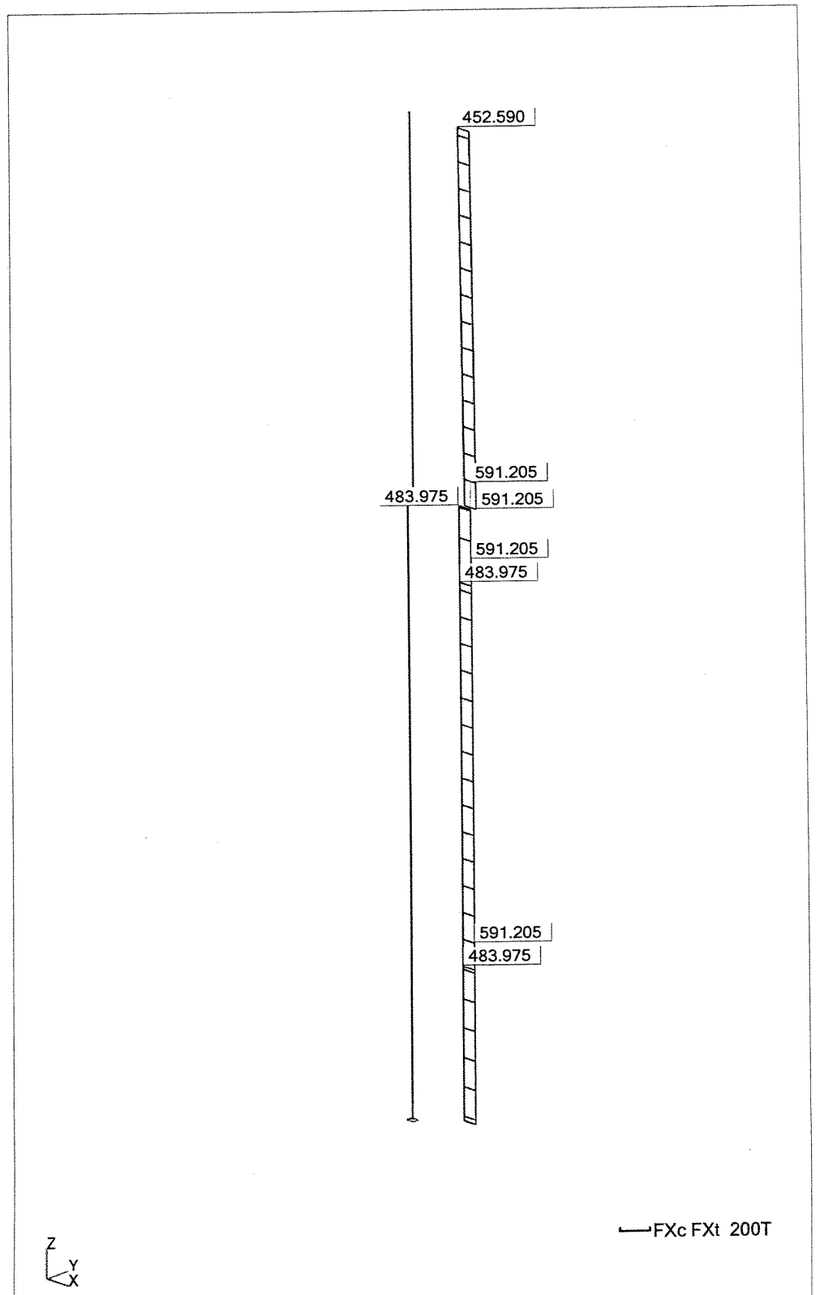
© RoboBAT 1996-2003
Archivo : **PILA 3.rtd**
Proyecto : PILA 3bis

Combinación de Acciones

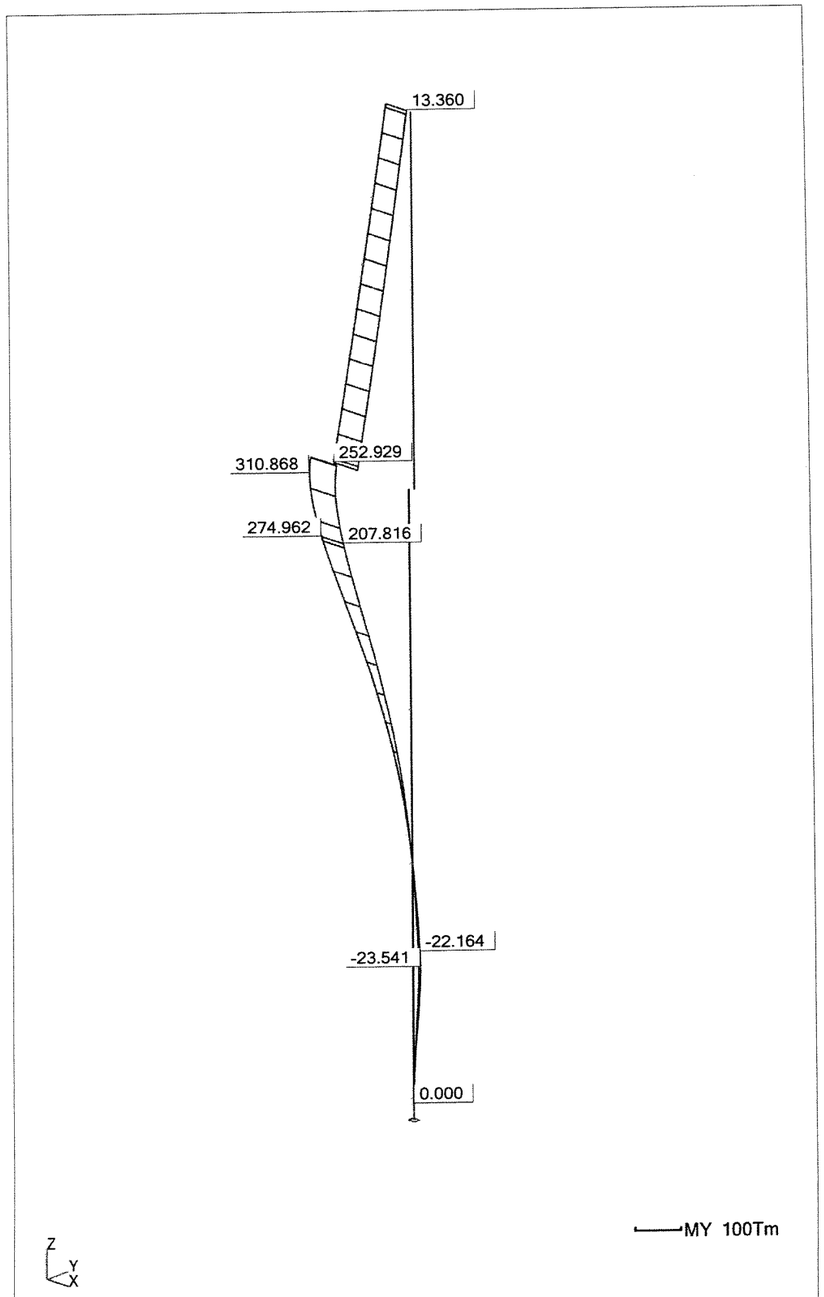
- Casos: 101A105 151A155

Combinación	Nombre	Tipo de análisis	Naturaleza de combinación	Definición
101 (C)	ELU-01	Combinación lineal	ELU	1*1.35+11*1.00+5*0.90
102 (C)	ELU-02	Combinación lineal	ELU	1*1.35+12*1.00+5*0.90
103 (C)	ELU-03	Combinación lineal	ELU	1*1.35+13*1.00+5*0.90
104 (C)	ELU-04	Combinación lineal	ELU	1*1.35+14*1.00+5*0.90
105 (C)	ELU-05	Combinación lineal	ELU	1*1.35+15*1.00+5*1.50
151 (C)	ELS-01	Combinación lineal	ELS	(1+21)*1.00+5*0.60
152 (C)	ELS-02	Combinación lineal	ELS	(1+22)*1.00+5*0.60
153 (C)	ELS-03	Combinación lineal	ELS	(1+23)*1.00+5*0.60
154 (C)	ELS-04	Combinación lineal	ELS	(1+24)*1.00+5*0.60
155 (C)	ELS-05	Combinación lineal	ELS	(1+25+5)*1.00

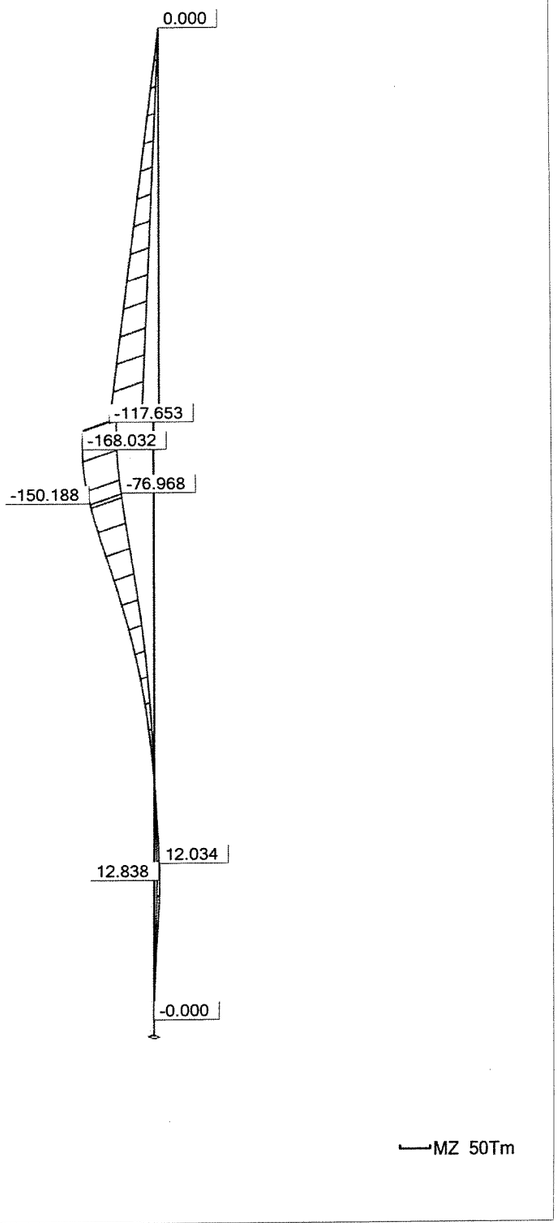
Envolvente de Esfuerzos Axiles - ELU



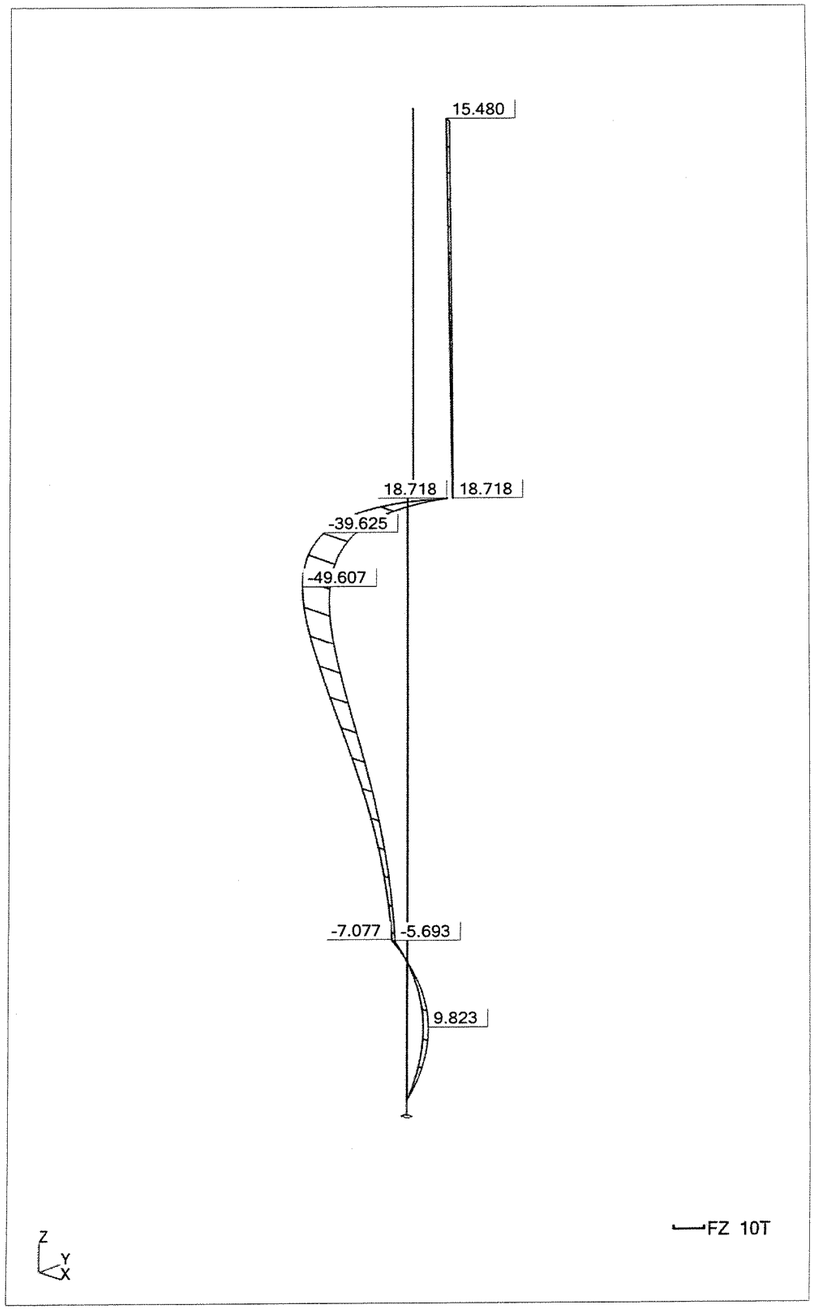
Envolvente de Esfuerzos Flectores Longitudinales, My - ELU



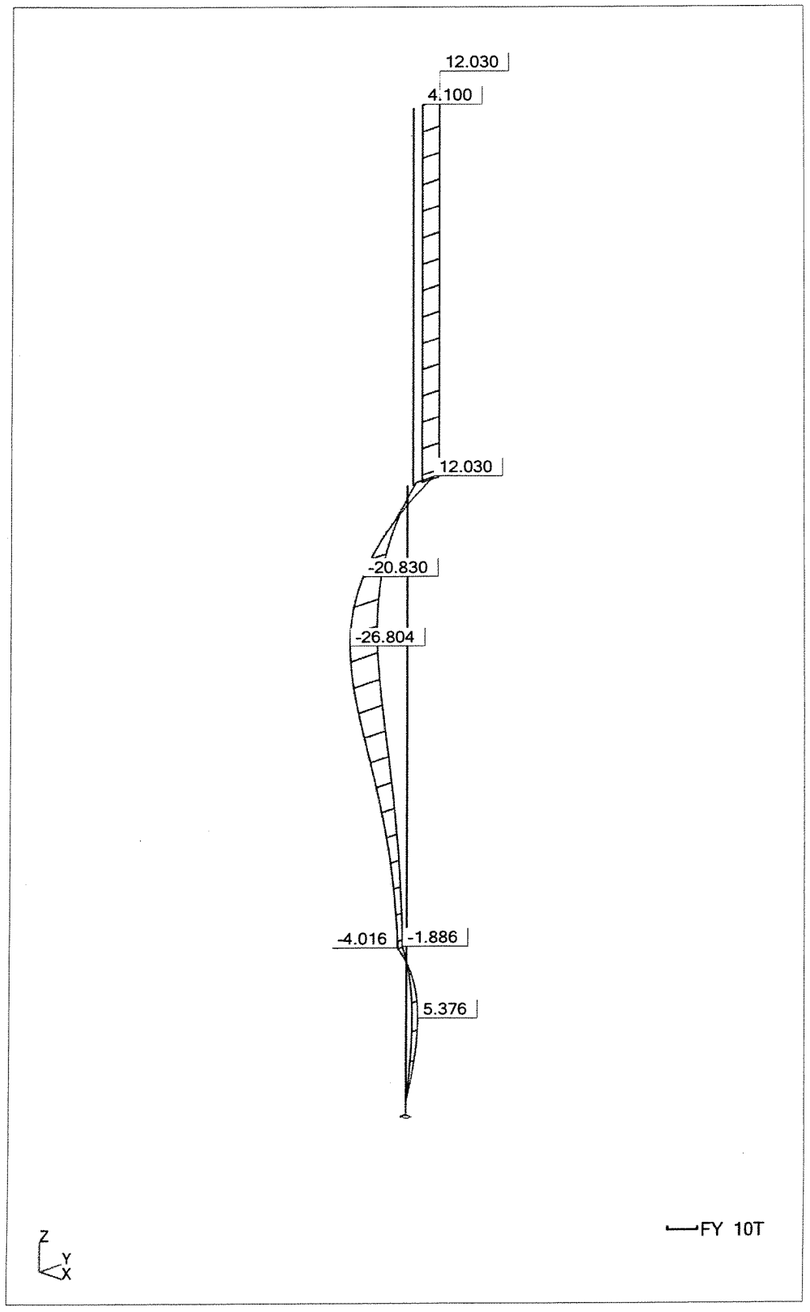
Envolvente de Esfuerzos Flectores Transversales, Mz - ELU



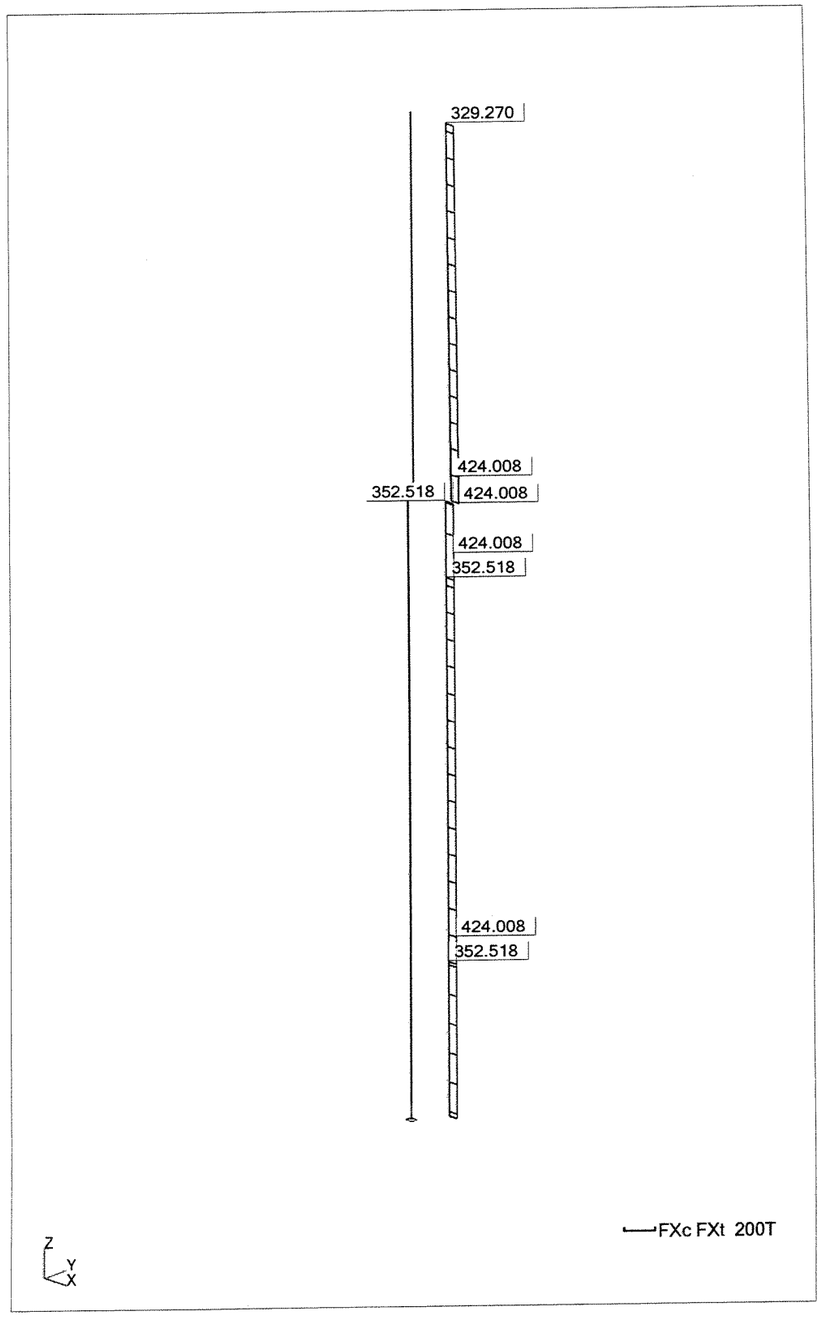
Envolvente de Esfuerzos Cortantes Longitudinales, Mz - ELU



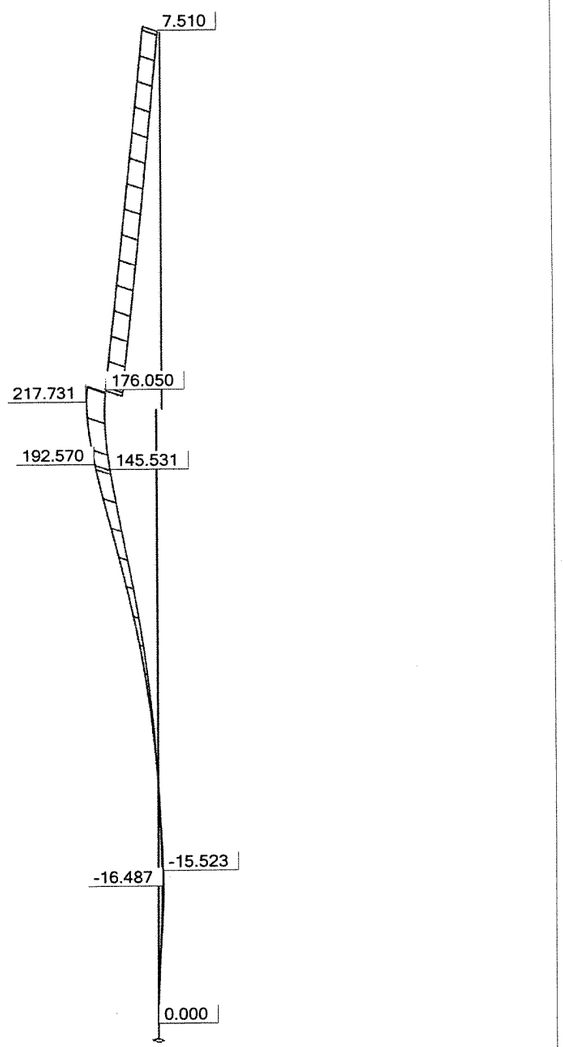
Envolvente de Esfuerzos Cortantes Transversales, My - ELU



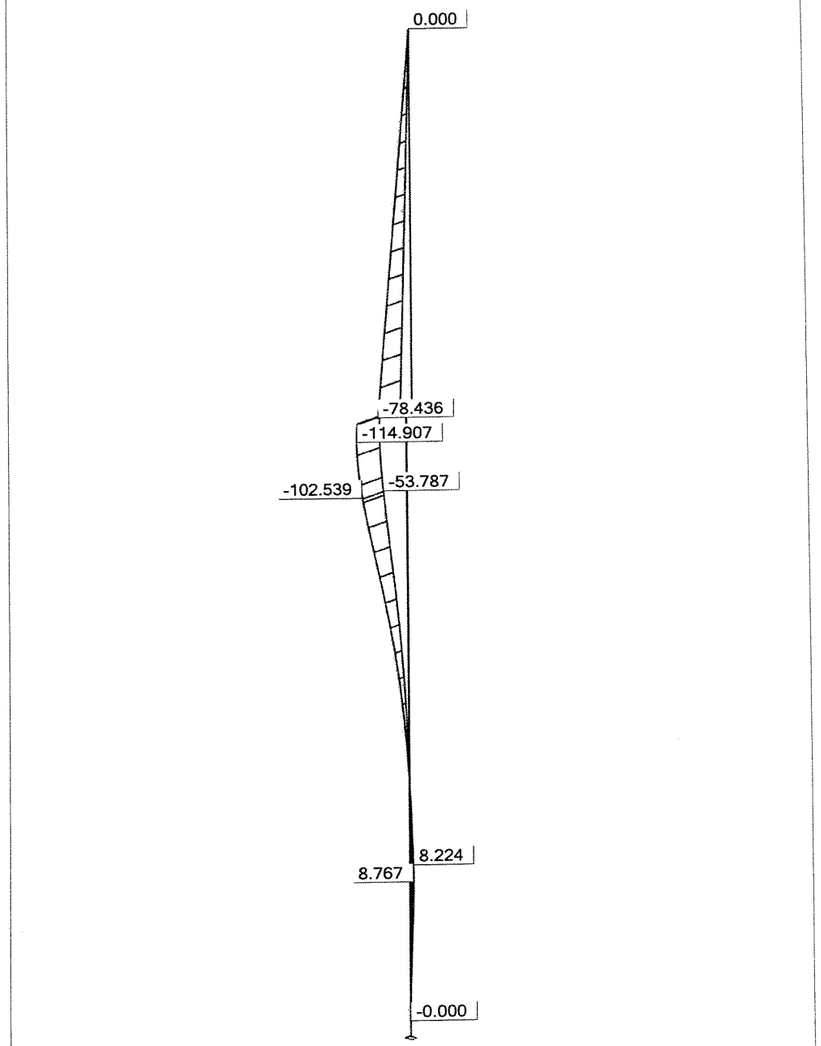
Envolvente de Esfuerzos Axiles - ELS



Envolvente de Esfuerzos Flectores Longitudinales, My - ELS



Envolvente de Esfuerzos Flectores Transversales, Mz - ELS



ESFUERZOS EN PILOTES
PILA 3

ELU

Barra/Punto (m)/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
3/4/101 (C)	591.21	-14.91	-37.87	264.93	-99.85
3/1/105 (C)	483.98	12.03	18.29	226.09	-165.08
3/1/105 (C)	483.98	12.03	18.29	226.09	-165.08
3/4/105 (C)	483.98	-20.83	-28.08	207.82	-150.19
3/1/102 (C)	537.84	5.64	18.72	262.51	-107.87
3/4/103 (C)	550.91	-14.34	-39.63	274.96	-96.60
3/1/103 (C)	550.91	5.64	18.72	306.92	-109.15
3/4/105 (C)	483.98	-20.83	-28.08	207.82	-150.19
3/4/104 (C)	483.98	-11.61	-28.88	212.44	-76.97
3/1/105 (C)	483.98	12.03	18.29	226.09	-165.08
4/5/101 (C)	591.21	-2.47	-6.88	-21.33	8.10
4/4/105 (C)	483.98	-20.83	-28.08	207.82	-150.19
4/5/104 (C)	483.98	-1.89	-5.79	-16.97	6.25
4/4/105 (C)	483.98	-20.83	-28.08	207.82	-150.19
4/5/105 (C)	483.98	-4.02	-5.69	-16.59	12.03
4/4/103 (C)	550.91	-14.34	-39.63	274.96	-96.60
4/4/103 (C)	550.91	-14.34	-39.63	274.96	-96.60
4/5/103 (C)	550.91	-2.41	-7.08	-22.16	7.82
4/5/105 (C)	483.98	-4.02	-5.69	-16.59	12.03
4/4/105 (C)	483.98	-20.83	-28.08	207.82	-150.19
5/5/101 (C)	591.21	-2.47	-6.88	-21.33	8.10
5/5/105 (C)	483.98	-4.02	-5.69	-16.59	12.03
5/6/105 (C)	483.98	0.00	0.00	0.00	0.00
5/5/105 (C)	483.98	-4.02	-5.69	-16.59	12.03
5/6/101 (C)	591.21	0.00	0.00	0.00	0.00
5/5/103 (C)	550.91	-2.41	-7.08	-22.16	7.82
5/6/101 (C)	591.21	0.00	0.00	0.00	0.00
5/5/103 (C)	550.91	-2.41	-7.08	-22.16	7.82
5/5/105 (C)	483.98	-4.02	-5.69	-16.59	12.03
5/6/102 (C)	537.84	0.00	0.00	0.00	0.00

ESFUERZOS EN PILOTES
PILA 3

ELS

Barra/Punto (m)/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
3/1/151 (C)	424.00	3.76	13.10	206.86	-78.33
3/1/154 (C)	352.52	2.74	12.83	162.05	-61.34
3/1/155 (C)	352.52	8.02	12.82	158.32	-112.98
3/4/155 (C)	352.52	-14.31	-19.66	145.53	-102.54
3/1/153 (C)	397.14	3.76	13.10	214.97	-75.69
3/4/153 (C)	397.14	-9.98	-27.76	192.57	-66.81
3/1/153 (C)	397.14	3.76	13.10	214.97	-75.69
3/4/155 (C)	352.52	-14.31	-19.66	145.53	-102.54
3/4/154 (C)	352.52	-8.17	-20.20	148.61	-53.79
3/1/155 (C)	352.52	8.02	12.82	158.32	-112.98
4/5/151 (C)	424.01	-1.70	-4.82	-14.97	5.60
4/4/154 (C)	352.52	-8.17	-20.20	148.61	-53.79
4/5/154 (C)	352.52	-1.31	-4.05	-11.87	4.37
4/4/155 (C)	352.52	-14.31	-19.66	145.53	-102.54
4/5/155 (C)	352.52	-2.73	-3.99	-11.61	8.22
4/4/153 (C)	397.14	-9.98	-27.76	192.57	-66.81
4/4/153 (C)	397.14	-9.98	-27.76	192.57	-66.81
4/5/153 (C)	397.14	-1.65	-4.96	-15.52	5.42
4/5/155 (C)	352.52	-2.73	-3.99	-11.61	8.22
4/4/155 (C)	352.52	-14.31	-19.66	145.53	-102.54
5/6/151 (C)	424.01	0.00	0.00	0.00	0.00
5/5/154 (C)	352.52	-1.31	-4.05	-11.87	4.37
5/6/153 (C)	397.14	0.00	0.00	0.00	0.00
5/5/155 (C)	352.52	-2.73	-3.99	-11.61	8.22
5/6/154 (C)	352.52	0.00	0.00	0.00	0.00
5/5/153 (C)	397.14	-1.65	-4.96	-15.52	5.42
5/6/153 (C)	397.14	0.00	0.00	0.00	0.00
5/5/153 (C)	397.14	-1.65	-4.96	-15.52	5.42
5/5/155 (C)	352.52	-2.73	-3.99	-11.61	8.22
5/6/154 (C)	352.52	0.00	0.00	0.00	0.00

PILA 3

ELU - COMPOSICIÓN DE ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
3/4/101 (C)	591.21	40.70	283.12
3/1/105 (C)	483.98	21.89	279.95
3/1/105 (C)	483.98	21.89	279.95
3/4/105 (C)	483.98	34.96	256.41
3/1/102 (C)	537.84	19.55	283.80
3/4/103 (C)	550.91	42.14	291.44
3/1/103 (C)	550.91	19.55	325.75
3/4/105 (C)	483.98	34.96	256.41
3/4/104 (C)	483.98	31.13	225.95
3/1/105 (C)	483.98	21.89	279.95
4/5/101 (C)	591.21	7.31	22.81
4/4/105 (C)	483.98	34.96	256.41
4/5/104 (C)	483.98	6.09	18.08
4/4/105 (C)	483.98	34.96	256.41
4/5/105 (C)	483.98	6.97	20.49
4/4/103 (C)	550.91	42.14	291.44
4/4/103 (C)	550.91	42.14	291.44
4/5/103 (C)	550.91	7.48	23.50
4/5/105 (C)	483.98	6.97	20.49
4/4/105 (C)	483.98	34.96	256.41
5/5/101 (C)	591.21	7.31	22.81
5/5/105 (C)	483.98	6.97	20.49
5/6/105 (C)	483.98	0.00	0.00
5/5/105 (C)	483.98	6.97	20.49
5/6/101 (C)	591.21	0.00	0.00
5/5/103 (C)	550.91	7.48	23.50
5/6/101 (C)	591.21	0.00	0.00
5/5/103 (C)	550.91	7.48	23.50
5/5/105 (C)	483.98	6.97	20.49
5/6/102 (C)	537.84	0.00	0.00

PILA 3

ELS - COMPOSICIÓN DE ESFUERZOS

Barra/Punto (m)/Caso	Axil (T)	Cort. (T)	Flect (T·m)
3/1/151 (C)	424.00	13.62	221.20
3/1/154 (C)	352.52	13.11	173.27
3/1/155 (C)	352.52	15.12	194.50
3/4/155 (C)	352.52	24.32	178.03
3/1/153 (C)	397.14	13.62	227.91
3/4/153 (C)	397.14	29.50	203.83
3/1/153 (C)	397.14	13.62	227.91
3/4/155 (C)	352.52	24.32	178.03
3/4/154 (C)	352.52	21.79	158.05
3/1/155 (C)	352.52	15.12	194.50
4/5/151 (C)	424.01	5.11	15.98
4/4/154 (C)	352.52	21.79	158.05
4/5/154 (C)	352.52	4.26	12.65
4/4/155 (C)	352.52	24.32	178.03
4/5/155 (C)	352.52	4.83	14.23
4/4/153 (C)	397.14	29.50	203.83
4/4/153 (C)	397.14	29.50	203.83
4/5/153 (C)	397.14	5.22	16.44
4/5/155 (C)	352.52	4.83	14.23
4/4/155 (C)	352.52	24.32	178.03
5/6/151 (C)	424.01	0.00	0.00
5/5/154 (C)	352.52	4.26	12.65
5/6/153 (C)	397.14	0.00	0.00
5/5/155 (C)	352.52	4.83	14.23
5/6/154 (C)	352.52	0.00	0.00
5/5/153 (C)	397.14	5.22	16.44
5/6/153 (C)	397.14	0.00	0.00
5/5/153 (C)	397.14	5.22	16.44
5/5/155 (C)	352.52	4.83	14.23
5/6/154 (C)	352.52	0.00	0.00

Esfuerzos considerando los efectos de 2º orden

Calculados usando el método simplificado definido en EHE, Art. 43.5.2

- PILA 3 -

Datos de pandeo

Coef pandeo x	1.81	Altura pila	9.78 m
Factor de Arm.	1.50	Diam. Pila	1.10 m
Fy	500 MPa	Ac	0.950
Ey	210000 MPa	Ic	0.072
ε	0.003	ic	0.275

Esbeltez mecánica

λx	64.41

Excentricidad de pandeo - Incremento de Momento - ELU

Caso de carga	Axil	Momento	e_e	e_a	ΔMx
101	591.21	243.15	0.411	0.244	144.37
102	537.84	216.93	0.403	0.244	131.10
103	550.91	258.87	0.470	0.247	136.13
104	483.98	188.56	0.390	0.243	117.58
105	483.98	213.92	0.442	0.246	118.96

Excentricidad de pandeo - Incremento de Momento - ELS

Caso de carga	Axil	Momento	e_e	e_a	ΔMx
151	424.01	169.35	0.399	0.244	103.26
152	388.42	149.11	0.384	0.243	94.23
153	397.14	179.85	0.453	0.246	97.83
154	352.52	130.29	0.370	0.242	85.20
155	352.52	146.54	0.416	0.244	86.17

© RoboBAT 1996-2003

Envolvente de Esfuerzos en Pilotes - ELU

- Casos: 101A105

Barra/Punto/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
3/ 1/ 101 (C)	**591.205**	5.640	18.718	294.747	-113.097
3/ 1/ 104 (C)	**483.975**	4.100	18.308	231.678	-87.528
3/ 1/ 105 (C)	483.975	**12.030**	18.293	226.093	-165.083
3/ 4/ 105 (C)	483.975	**-20.830**	-28.081	207.816	-150.188
3/ 1/ 101 (C)	591.205	5.640	**18.718**	294.747	-113.097
3/ 4/ 103 (C)	550.905	-14.342	**-39.625**	274.962	-96.596
3/ 23/101/ 103 (C)	550.905	-0.845	-0.108	**310.868**	-110.153
3/ 4/ 105 (C)	483.975	-20.830	-28.081	**207.816**	-150.188
3/ 4/ 104 (C)	483.975	-11.605	-28.883	212.440	**-76.968**
3/ 27/101/ 105 (C)	483.975	-0.189	1.119	230.960	**-168.032**
4/ 4/ 101 (C)	**591.205**	-14.911	-37.871	264.926	-99.853
4/ 4/ 105 (C)	**483.975**	-20.830	-28.081	207.816	-150.188
4/ 5/ 104 (C)	483.975	**-1.886**	-5.787	-16.970	6.250
4/ 18/101/ 105 (C)	483.975	**-26.804**	-36.842	149.855	-107.718
4/ 5/ 105 (C)	483.975	-4.016	**-5.693**	-16.585	12.034
4/ 17/101/ 103 (C)	550.905	-17.580	**-49.607**	200.551	-70.012
4/ 4/ 103 (C)	550.905	-14.342	-39.625	**274.962>>**	-96.596
4/ 5/ 103 (C)	550.905	-2.408	-7.077	**-22.164<<**	7.824
4/ 5/ 105 (C)	483.975	-4.016	-5.693	-16.585	**12.034**
4/ 4/ 105 (C)	483.975	-20.830	-28.081	207.816	**-150.188**
5/ 5/ 101 (C)	**591.205**	-2.474	-6.875	-21.328	8.095
5/ 5/ 105 (C)	**483.975**	-4.016	-5.693	-16.585	12.034
5/ 51/101/ 105 (C)	483.975	**5.376**	7.448	-9.703	6.989
5/ 5/ 105 (C)	483.975	**-4.016**	-5.693	-16.585	12.034
5/ 50/101/ 103 (C)	550.905	3.446	**9.823**	-13.125	4.592
5/ 5/ 103 (C)	550.905	-2.408	**-7.077**	-22.164	7.824
5/ 6/ 104 (C)	483.975	0.000	0.000	**0.000**	0.000
5/ 11/101/ 103 (C)	550.905	-0.011	-0.182	**-23.541**	8.282
5/ 12/101/ 105 (C)	483.975	0.114	0.068	-17.747	**12.838**
5/ 6/ 101 (C)	591.205	0.000	-0.000	-0.000	**-0.000**

© RoboBAT 1996-2003

Envolvente de Esfuerzos en Pilotes - ELS

- Casos: 151A155

Barra/Punto/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
3/ 1/ 151 (C)	**424.008**	3.760	13.095	206.863	-78.326
3/ 1/ 154 (C)	**352.518**	2.740	12.825	162.046	-61.344
3/ 1/ 155 (C)	352.518	**8.020**	12.815	158.323	-112.982
3/ 4/ 155 (C)	352.518	**-14.309**	-19.663	145.531	-102.539
3/ 1/ 152 (C)	388.418	3.760	**13.095**	182.565	-74.838
3/ 4/ 153 (C)	397.138	-9.983	**-27.758**	192.570	-66.811
3/ 23/101/ 153 (C)	397.138	-0.706	-0.087	**217.731**	-76.329
3/ 4/ 155 (C)	352.518	-14.309	-19.663	**145.531**	-102.539
3/ 4/ 154 (C)	352.518	-8.166	-20.197	148.613	**-53.787**
3/ 26/101/ 155 (C)	352.518	-0.008	1.198	161.713	**-114.907**
4/ 4/ 151 (C)	**424.008**	-10.363	-26.590	185.885	-68.982
4/ 4/ 154 (C)	**352.518**	-8.166	-20.197	148.613	-53.787
4/ 5/ 154 (C)	352.518	**-1.308**	-4.050	-11.870	4.373
4/ 17/101/ 155 (C)	352.518	**-18.329**	-25.780	107.523	-75.282
4/ 5/ 155 (C)	352.518	-2.726	**-3.987**	-11.614	8.224
4/ 17/101/ 153 (C)	397.138	-12.183	**-34.745**	140.450	-48.357
4/ 4/ 153 (C)	397.138	-9.983	-27.758	**192.570**	-66.811
4/ 5/ 153 (C)	397.138	-1.654	-4.955	**-15.523**	5.417
4/ 5/ 155 (C)	352.518	-2.726	-3.987	-11.614	**8.224**
4/ 4/ 155 (C)	352.518	-14.309	-19.663	145.531	**-102.539**
5/ 5/ 151 (C)	**424.008**	-1.698	-4.821	-14.966	5.598
5/ 5/ 154 (C)	**352.518**	-1.308	-4.050	-11.870	4.373
5/ 51/101/ 155 (C)	352.518	**3.669**	5.216	-6.795	4.768
5/ 5/ 155 (C)	352.518	**-2.726**	-3.987	-11.614	8.224
5/ 50/101/ 153 (C)	397.138	2.383	**6.880**	-9.192	3.174
5/ 5/ 153 (C)	397.138	-1.654	**-4.955**	-15.523	5.417
5/ 6/ 152 (C)	388.418	0.000	0.000	**0.000**	0.000
5/ 11/101/ 153 (C)	397.138	0.000	-0.127	**-16.487**	5.730
5/ 12/101/ 155 (C)	352.518	0.088	0.047	-12.428	**8.767**
5/ 6/ 151 (C)	424.008	0.000	-0.000	-0.000	**-0.000**

ESFUERZOS DE CÁLCULO
PILA 3

ESFUERZOS EN PILOTES
PILA 3

- ELU -

Caso		Elemento	Axil [T]	Cortante [T]	Flector [T·m]	Flector total [T·m]	ctor 2ºord [T	Flector limite que resiste la sección exhistente [T·m]	Flector de primer orden máximo [T·m]
ELU-01	Máximo Axil	FUSTE	591.21	19.55	243.15	387.52			
ELU-05	Mínimo Axil	FUSTE	483.98	21.89	213.92	332.88			
ELU-03	Máximo Flector	FUSTE	550.91	19.55	258.87	395.01			
ELU-05	Máximo Cortante	FUSTE	483.98	21.89	213.92	332.88			
ELU-01	Máximo Axil	PILOTE	591.21	40.70	283.12	427.49	144.37	450.00	305.63
ELU-05	Mínimo Axil	PILOTE	483.98	21.89	279.95	398.91	118.96	450.00	331.04
ELU-03	Máximo Flector	PILOTE	550.91	19.55	325.75	461.88	136.13	450.00	313.87
ELU-03	Máximo Cortante	PILOTE	550.91	42.14	291.44	427.57	136.13	450.00	313.87

- ELS -

Caso		Elemento	Axil [T]	Cortante [T]	Flector [T·m] (primer orden)	Flector total [T·m]	ctor 2ºord [T	Flector limite que resiste la sección exhistente [T·m]	Flector de primer orden máximo [T·m]
ELS-01	Máximo Axil	FUSTE	424.01	13.62	169.35	272.61			
ELS-05	Mínimo Axil	FUSTE	352.52	15.12	146.54	232.70			
ELS-03	Máximo Flector	FUSTE	397.14	13.62	179.85	277.67			
ELS-05	Máximo Cortante	FUSTE	352.52	15.12	146.54	232.70			
ELS-01	Máximo Axil	PILOTE	424.01	5.11	15.98	119.24	103.26	270.00	166.74
ELS-05	Mínimo Axil	PILOTE	352.52	15.12	194.50	280.67	86.17	260.00	173.83
ELS-03	Máximo Flector	PILOTE	397.14	13.62	227.91	325.73	97.83	270.00	172.17
ELS-03	Máximo Cortante	PILOTE	397.14	29.50	203.83	301.66	97.83	270.00	172.17

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Verificaciones EHE
Fecha: 29/03/2005
Hora: 16:24:27

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta flectores totales

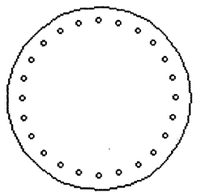
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Sección

```
Sección : PILOTE
ϕ [m] = 1.25
r [m] = 0.100
n° barras = 24
```

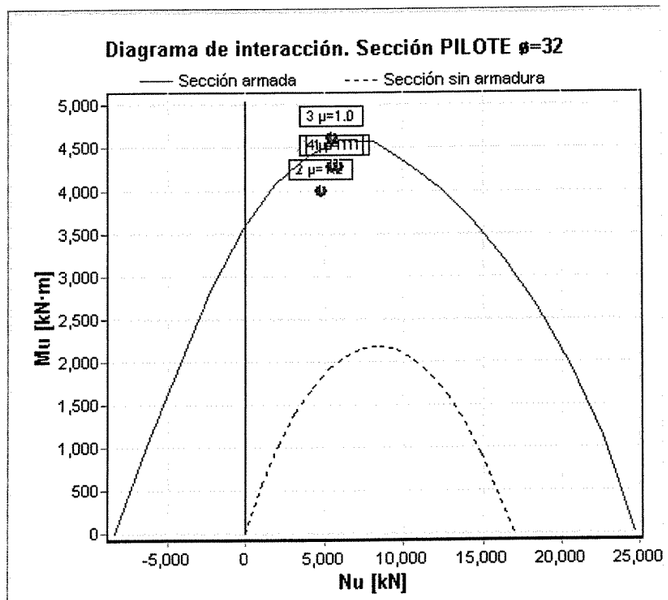


2 Diagrama

ϕ [mm] = 32

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	0.0	8392.2	0.0
0.109	9.6	6325.8	1009.7
0.204	10.6	4259.5	1971.9
0.275	11.4	2193.2	2861.8
0.351	10.0	126.9	3568.5
0.436	8.0	-1939.4	4086.7
0.522	6.7	-4005.7	4427.3
0.606	5.8	-6072.0	4600.5
0.685	5.1	-8138.3	4578.5
0.759	4.6	-10204.6	4331.2
0.837	4.2	-12270.9	4021.4
0.924	3.8	-14337.2	3653.8
1.021	3.4	-16403.5	3194.1
1.132	3.1	-18469.8	2629.2
1.271	2.7	-20536.1	1945.2
1.635	1.8	-22602.4	1125.0
9999.000	0.5	-24668.7	0.0

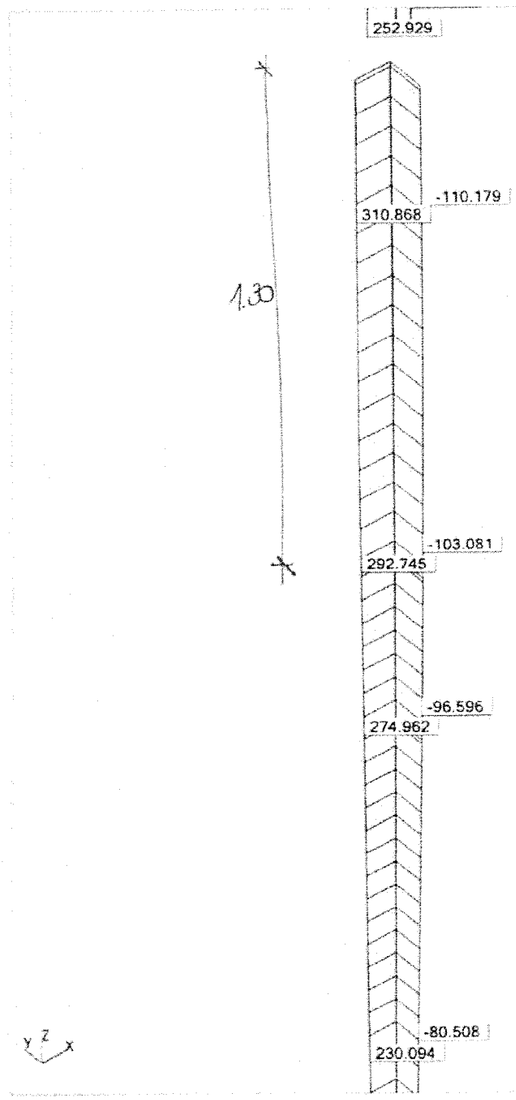


No verifica por todos los casos de carga

Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	5912.1	4274.9	1.08
2	4839.8	3989.1	1.15
3	5509.1	4618.8	1.00
4	5509.1	4275.7	1.08

Vista - MY;MZ; casos: 103 (ELU-03)



$M_T = \sqrt{292.75^2 + 103.08^2} = 310.36$ Tm
< 313.87 Tm OK!

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Verificaciones EHE
Fecha: 30/03/2005
Hora: 16:03:36

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

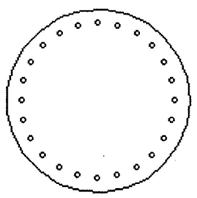
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Sección

```
Sección : PILOTE
ϕ [m] = 1.25
r [m] = 0.100
n° barras = 24
```

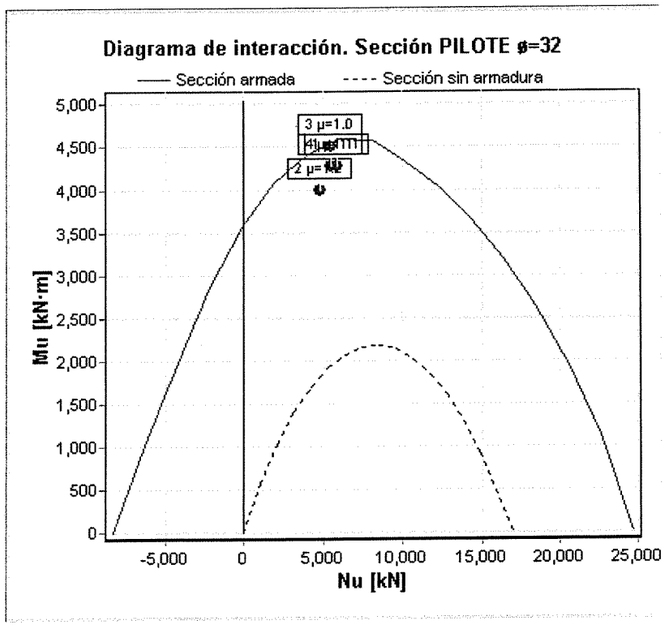


2 Diagrama

```
ϕ [mm] = 3
```

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	0.0	8392.2	0.0
0.109	9.6	6325.8	1009.7
0.204	10.6	4259.5	1971.9
0.275	11.4	2193.2	2861.8
0.351	10.0	126.9	3568.5
0.436	8.0	-1939.4	4086.7
0.522	6.7	-4005.7	4427.3
0.606	5.8	-6072.0	4600.5
0.685	5.1	-8138.3	4578.5
0.759	4.6	-10204.6	4331.2
0.837	4.2	-12270.9	4021.4
0.924	3.8	-14337.2	3653.8
1.021	3.4	-16403.5	3194.1
1.132	3.1	-18469.8	2629.2
1.271	2.7	-20536.1	1945.2
1.635	1.8	-22602.4	1125.0
9999.000	0.5	-24668.7	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	5912.1	4274.9	1.08
2	4839.8	3989.1	1.15
3	5509.1	4500	1.02
4	5509.1	4275.7	1.08

Momento limite que resiste la sección existente a 1.3 m de la base del pilar

Obra: Verificaciones EHE
Fecha: 29/03/2005
Hora: 17:41:25

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

1 Datos

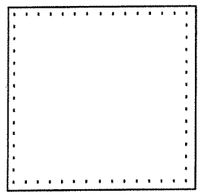
- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : PILOTE_CUADR
b [m] = 1.80
h [m] = 1.75
r [m] = 0.080

n° barras horizontales = 15
n° barras verticales = 15

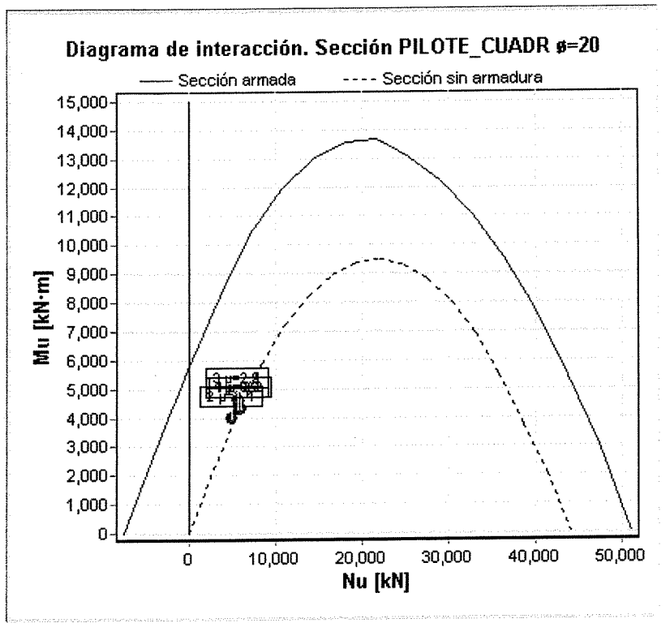


2 Diagrama

ϕ [mm] = 20

Resultados numéricos del diagrama de interacción

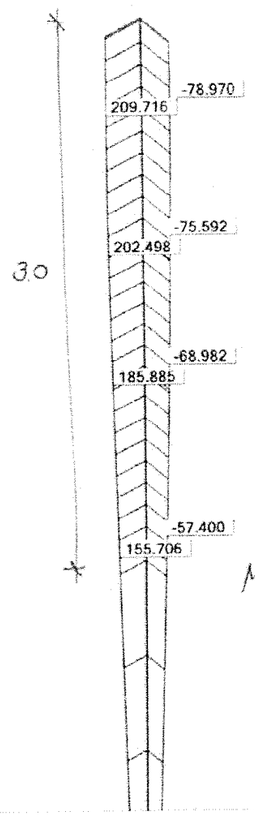
x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	0.0	7649.1	0.0
0.120	6.5	3974.8	2898.9
0.237	7.0	300.5	5691.0
0.333	7.5	-3373.7	8235.5
0.443	7.9	-7048.0	10361.6
0.587	6.0	-10722.3	11898.0
0.732	4.8	-14396.6	12962.8
0.876	4.0	-18070.9	13557.5
1.021	3.4	-21745.1	13679.9
1.148	3.0	-25419.4	13047.7
1.281	2.7	-29093.7	12165.4
1.422	2.5	-32768.0	11011.3
1.568	2.2	-36442.3	9523.5
1.720	2.0	-40116.5	7668.2
1.944	1.7	-43790.8	5385.0
2.456	1.2	-47465.1	3045.2
9999.000	0.4	-51139.4	0.0



Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	5912.1	4274.9	3.20
2	4839.8	3989.1	3.40
3	5509.1	4618.8	2.91
4	5509.1	4275.7	3.17

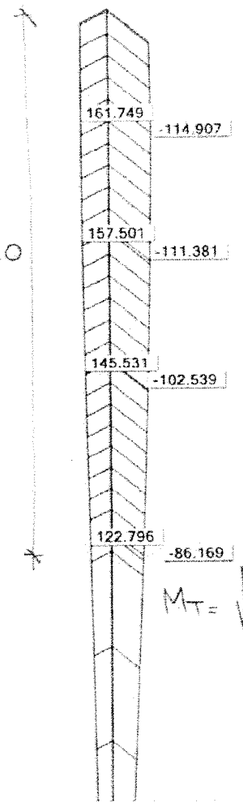
Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Vista:2 - MY;MZ; casos: 151 (ELS-01)



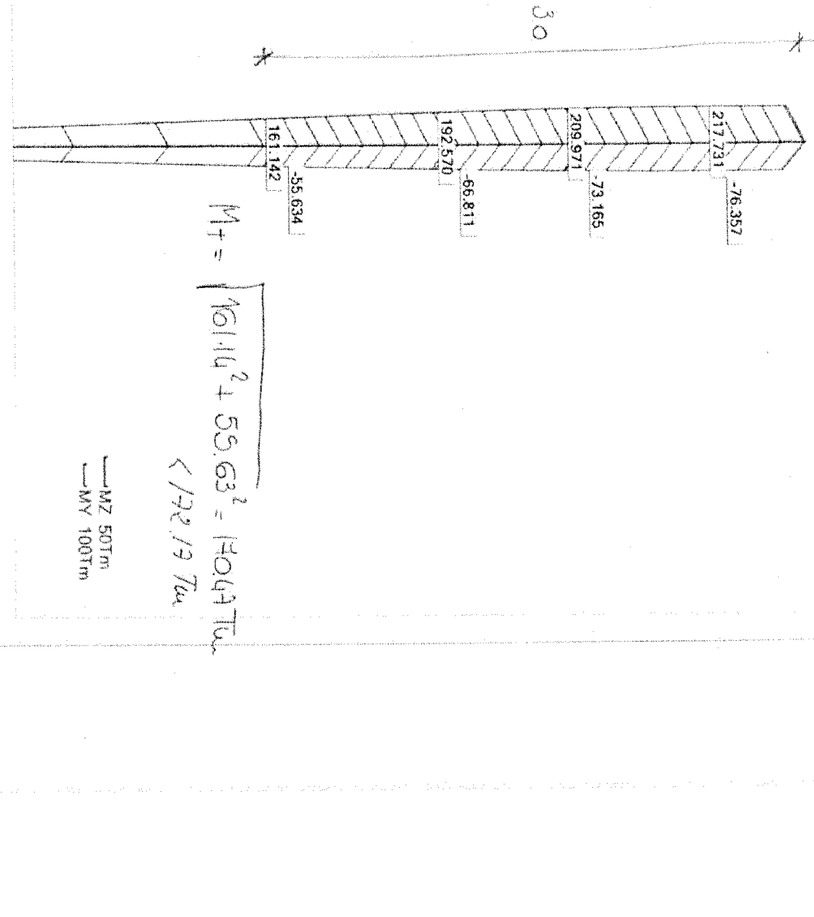
$M_{tot} = \sqrt{155.71^2 + 87.40^2} = 165.95$ Tm
< 166.74 Tm ok

Vista:2 - MY;MZ; casos: 155 (ELS-05)



$M_T = \sqrt{122.80^2 + 86.17^2} = 150.02$ Tm
< 173.83 Tm OK!

Vista:2 - MY;MZ; casos: 153 (ELS-03)



$M_T = \sqrt{161.14^2 + 55.63^2} = 170.49$ Tm

< 172.13 Tm

CÁLCULO DE FISURACIÓN en SECCIONES CIRCULARES

Proyecto: AVE Castellbisbal-Papiol - P.S. 5.8
Elemento: PILOTE Pila 3 - Mínimo Axil

FUSTE			
Diametro	D	cm	125.00
Dist cdg As - Paramento ext	c	cm	5.50
nº de redondos	nb		30
Diametro barras	d	mm	29
Separación barras	s	cm	11.9
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	272,640
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

SOLICITACIONES DE CÁLCULO			
Momento Flector	M	T·m	325.73
Axil (>0 -> Compr)	N	T	397.14

PARAMETROS ADIMENSIONALES			
Coeficiente k1	k1		0.125
Parámetro k2	k2		0.5

CÁLCULO AREAS FISURACIÓN EFICACES			
b	n		35.465
Angulo ciruclo	α		55.429
Area horm eficac	Ac,efic	cm2	1953.818
Area armado en Ac, efic	As, efic	cm2	59.822

DATOS PARA EL CÁLCULO MOMENTO FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	250
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-25.65
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Coeficiente homogeneización	n		7.70
Area hormigón	Ac	cm2	12271.85
Area sec. Homog.	Ah	cm2	13768.18
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	62.50
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	16845803.3

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Momento de fisuración	Mfis	mT	146.88
Prof. fibra neutra	x	cm	41.96
Inercia fisurada	If	cm4	8363128.55
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	454.18
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	2152.69

CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Parámetro β	β		1.7
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.00100
Separación media de fisuras	Sm	mm	152.05
Abertura característica	**Wk**	**mm**	[redacted]

CÁLCULO DE FISURACIÓN en SECCIONES CIRCULARES

Proyecto: AVE Castellbisbal-Papiol - P.S. 5.8
Elemento: PILOTE Pila 3 - Máximo Flector

FUSTE			
Diametro	D	cm	125.00
Dist cdg As - Paramento ext	c	cm	5.50
nº de redondos	nb		30
Diametro barras	d	mm	29
Separación barras	s	cm	11.9
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	272,640
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

SOLICITACIONES DE CÁLCULO			
Momento Flector	M	T·m	270.00
Axil (>0 -> Compr)	N	T	424.01

PARAMETROS ADIMENSIONALES			
Coeficiente k1	k1		0.125
Parámetro k2	k2		0.5

CÁLCULO AREAS FISURACIÓN EFICACES			
b	n		35.465
Angulo ciruclo	α		55.429
Area horm eficac	Ac,efic	cm2	1953.818
Area armado en Ac, efic	As, efic	cm2	59.822

DATOS PARA EL CÁLCULO MOMENTO FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	250
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-25.65
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Coeficiente homogeneización	n		7.70
Area hormigón	Ac	cm2	12271.85
Area sec. Homog.	Ah	cm2	13768.18
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	62.50
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	16845803.3

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Momento de fisuración	Mfis	mT	152.14
Prof. fibra neutra	x	cm	43.60
Inercia fisurada	If	cm4	8679451.18
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	447.95
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	1603.94

CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Parámetro β	β		1.7
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.00073
Separación media de fisuras	Sm	mm	152.05
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.19**

CÁLCULO DE FISURACIÓN en SECCIONES CIRCULARES

Proyecto: AVE Castellbisbal-Papiol - P.S. 5.8
Elemento: PILOTE Pila 3 - Máximo Flector

FUSTE			
Diametro	D	cm	125.00
Dist cdg As - Paramento ext	c	cm	5.50
nº de redondos	nb		30
Diametro barras	d	mm	29
Separación barras	s	cm	11.9
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	272,640
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

SOLICITACIONES DE CÁLCULO			
Momento Flector	M	T·m	260.00
Axil (>0 -> Compr)	N	T	352.52

PARAMETROS ADIMENSIONALES			
Coeficiente k1	k1		0.125
Parámetro k2	k2		0.5

CÁLCULO AREAS FISURACIÓN EFICACES			
b	n		35.465
Angulo ciruclo	α		55.429
Area horm eficac	Ac,efic	cm2	1953.818
Area armado en Ac, efic	As, efic	cm2	59.822

DATOS PARA EL CÁLCULO MOMENTO FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	250
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-25.65
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Coeficiente homogeneización	n		7.70
Area hormigón	Ac	cm2	12271.85
Area sec. Homog.	Ah	cm2	13768.18
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	62.50
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	16845803.3

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Momento de fisuración	Mfis	mT	138.15
Prof. fibra neutra	x	cm	42.60
Inercia fisurada	If	cm4	8480476.99
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	465.56
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	1650.39

CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Parámetro β	β		1.7
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.00075
Separación media de fisuras	Sm	mm	152.05
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.20**

CÁLCULO DE FISURACIÓN en SECCIONES CIRCULARES

Proyecto: AVE Castellbisbal-Papiol - P.S. 5.8
Elemento: PILOTE Pila 3 - Máximo Flector

FUSTE			
Diametro	D	cm	125.00
Dist cdg As - Paramento ext	c	cm	5.50
nº de redondos	nb		30
Diametro barras	d	mm	29
Separación barras	s	cm	11.9
Módulo hormigón	Ec	kp/cm2	272,640
Módulo acero	Es	kp/cm2	2,100,000

SOLICITACIONES DE CÁLCULO			
Momento Flector	M	T·m	270.00
Axil (>0 -> Compr)	N	T	397.14

PARAMETROS ADIMENSIONALES			
Coeficiente k1	k1		0.125
Parámetro k2	k2		0.5

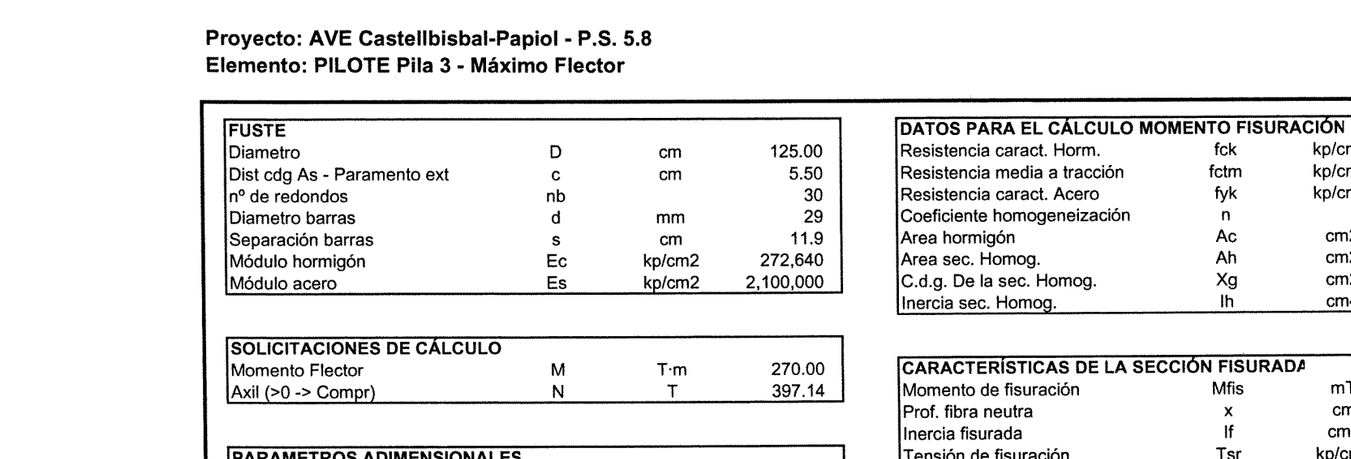
CÁLCULO AREAS FISURACIÓN EFICACES			
b	n		35.465
Angulo ciruclo	α		55.429
Area horm eficac	Ac,efic	cm2	1953.818
Area armado en Ac, efic	As, efic	cm2	59.822

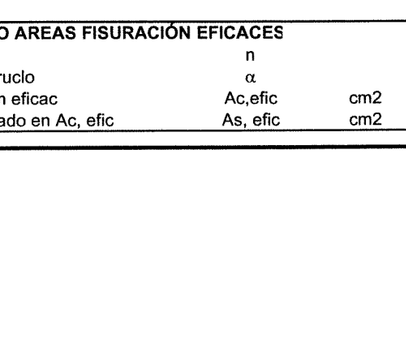
DATOS PARA EL CÁLCULO MOMENTO FISURACIÓN			
Resistencia caract. Horm.	fck	kp/cm2	250
Resistencia media a tracción	fctm	kp/cm2	-25.65
Resistencia caract. Acero	fyk	kp/cm2	5100
Coeficiente homogeneización	n		7.70
Area hormigón	Ac	cm2	12271.85
Area sec. Homog.	Ah	cm2	13768.18
C.d.g. De la sec. Homog.	Xg	cm2	62.50
Inercia sec. Homog.	Ih	cm4	16845803.3

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN FISURADA			
Momento de fisuración	Mfis	mT	146.88
Prof. fibra neutra	x	cm	43.13
Inercia fisurada	If	cm4	8584852.21
Tensión de fisuración	Tsr	kp/cm2	454.18
Tensión de servicio	Ts	kp/cm2	1654.81

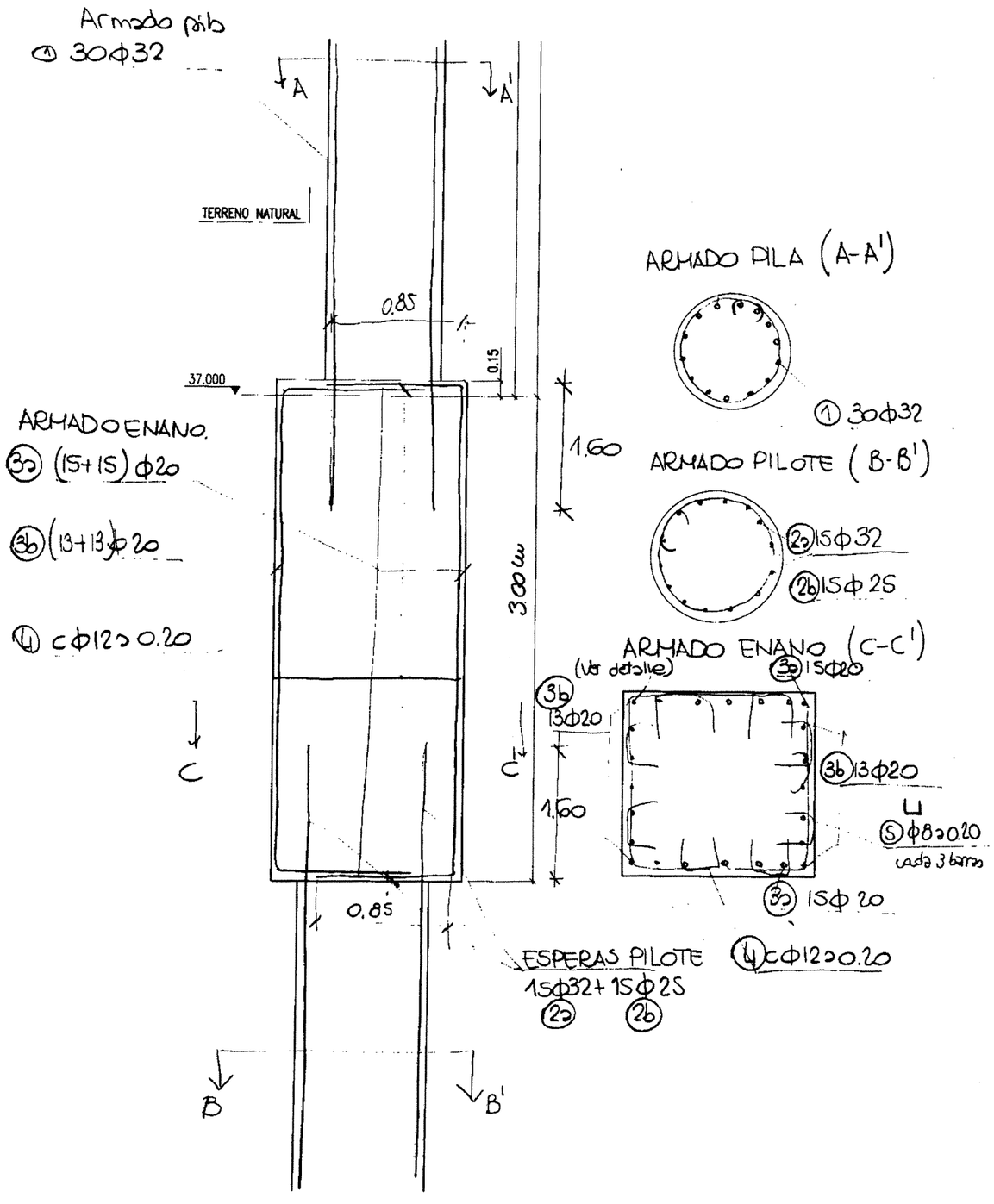
CÁLCULO DE LA ABERTURA DE FISURA			
Parámetro β	β		1.7
Alargamiento medio armaduras	εsm		0.00076
Separación media de fisuras	Sm	mm	152.05
Abertura característica	**Wk**	**mm**	**0.20**

PS 5.8 PILA 3
GEOMETRIA

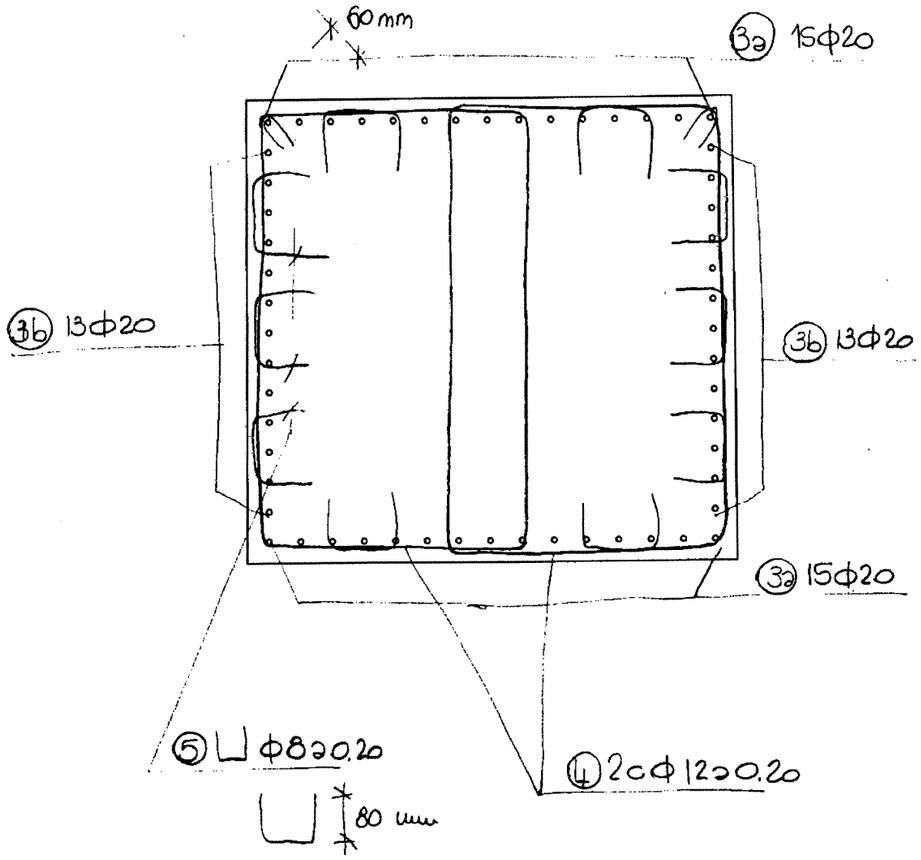




PS S.0 PILA 3
ARMADO



Detalle armado enano



Paso Superior 5.8

CÁLCULO DE LOS ALZADOS

Septiembre, 2004

PEDELTA
INGENIERIA DE ESTRUCTURAS



ANEJO DE CÁLCULO DE LOS ALZADOS DEL PASO SUPERIOR 5.8

ÍNDICE DEL ANEJO DE CÁLCULO

1 GEOMETRÍA

1.1 Introducción
1.2 Geometría y esquema estructural
1.3 Sección tipo

2 ACCIONES, MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NORMATIVAS

2.1 Acciones
2.2 Coeficientes de seguridad, materiales, niveles de control y Normativas
2.3 Ambientes, recubrimientos, fisuración y cuantías mínimas
2.4 Hipótesis de combinación de esfuerzos

3 APARATOS DE APOYO Y JUNTAS

3.1 Reacciones verticales
3.2 Reacciones horizontales
3.3 Verificación de aparatos de apoyo y moviminetos en juntas

4 CÁLCULO DEL ESTRIBO 1

4.1 Geometría
4.2 Acciones en coronación
4.3 Cálculo de esfuerzos y dimensionamiento
4.4 Cálculo de las aletas

5 CÁLCULO DEL ESTRIBO 2

5.1 Geometría
5.2 Acciones en coronación
5.3 Cálculo de esfuerzos y dimensionamiento
5.4 Cálculo de las aletas

5 CÁLCULO LAS PILAS

5.1 Geometría
5.2 Acciones en coronación
5.3 Cálculo de esfuerzos y dimensionamiento

1 GEOMETRÍA

1.1 INTRODUCCIÓN

En la presente memoria se resumen los cálculos realizados para el dimensionamiento y el armado de las pilas y estribos del Paso Superior 5.8, correspondiente al "Proyecto de Construcción de la Plataforma de Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa. Tramo: Castellbisbal-Papiol".

La motivación del cálculo se debe a la variación del trazado, en planta y en alzado, de la carretera c-1413 respecto a la situación original de proyecto. Esta variación a obligado a definir un nuevo paso superior con mayor numero de vanos y luces diferentes.

El cálculo de los alzados incluido en el presente anejo se ha realizado a partir de las reacciones proporcionadas por UTE Castellbisbal-Papiol.

1.2 GEOMETRÍA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL

El paso superior 5.8 es un puente de carretera isostático. Éste está constituido por tres vigas tipo artesa de 1,50 metros de canto sobre las que se hormigonará una losa de espesor constante e igual a 0,25 m.

La longitud total del viaducto es de 104,80 metros, divididos en cuatro vanos de 20,00+25,50+26,00+33,30 metros. En la figura 1-1 se puede ver un alzado del viaducto.

La figura 1-1 también permite ver que el viaducto está en una zona de fuerte pendiente. Esta varía del 2,05% en el estribo 1 hasta el 4,72% en el estribo 2.

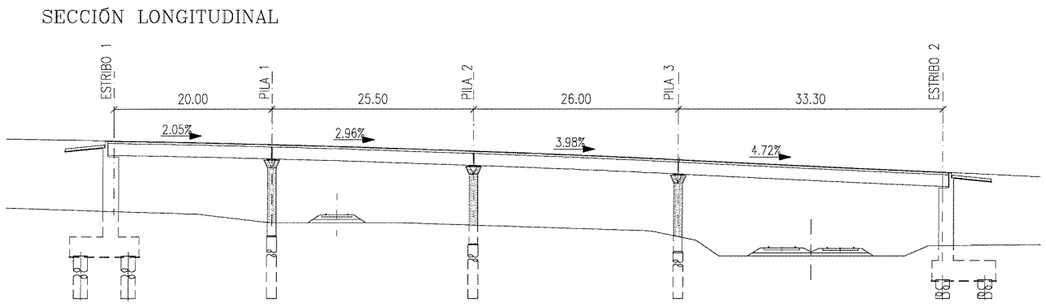


Figura 1-1: Sección Longitudinal del Paso Superior.

En planta, el viaducto tiene un trazado recto en el estribo 1 que pasa a ser curvo en el estribo 2. Esto hace que el angulo de esviaje varíe tambien en función del estribo en el que nos hallemos. En el estribo 1 el tablero tiene un angulo de esviaje de 41,14º mientras que en el estribo 2 el angulo de esviaje es de 39,40º.

En la figura 1-2 se adjunta una planta del paso superior.

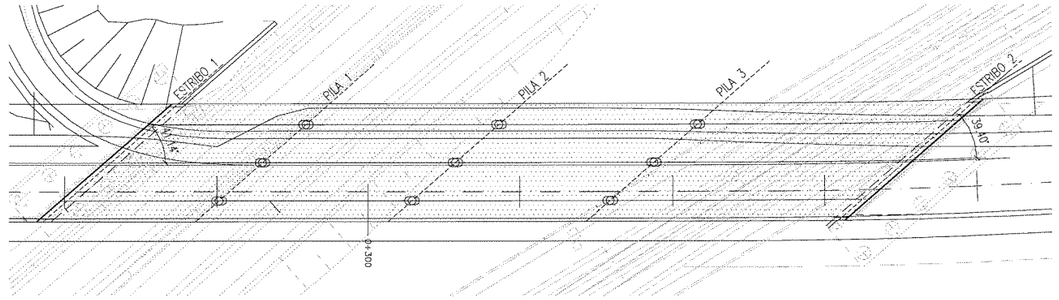


Figura 1-2: Planta del Paso Superior

El tablero descansa sobre las pilas y los estribos mediante apoyos de neopreno zunchado.

Cada eje de pilas del paso superior esta compuesto por tres pilas-pilote. El diametro del fuste es de 1,10 metros i el pilote tiene un diámetro de 1,25 metros. El fuste se abre en su coronación, en sentido longitudinal, para dejar espacio a los dos aparatos de apoyo que se deben colocar en el mismo.

Los estribos descansan, también, sobre una cimentación profunda. El diametro de los pilotes de los estribos es de 1,80 metros.

Segun el infomre geotécnico proporcionado por UTE Castellbisbal-Papiol, los pilotes deberán penetrar un mínimo de tres diametros en la formación terciaria. De este modo se alcanza como resistencia característica del terreno el tope estructural del pilote, limitado a 45 kp/cm^2.

1.3 SECCIÓN TIPO

El tablero está constituido por tres vigas prefabricadas tipo artesa. Las vigas tienen 1,50 m de canto y un intereje de 5,00 metros. La losa superior tiene un ancho de 15,5 metros con peralte variable del 2% en el estribo 1 al 4,6% en el estribo 2. En la figura 1-3 se puede ver la una sección transversal del tablero por eje de pilas.

El hormigonado de la losa se realizará sobre unas prelosas de hormigón armado. Sobre la losa se dispondrá una capa de pavimento de 6,0 cm de espesor.

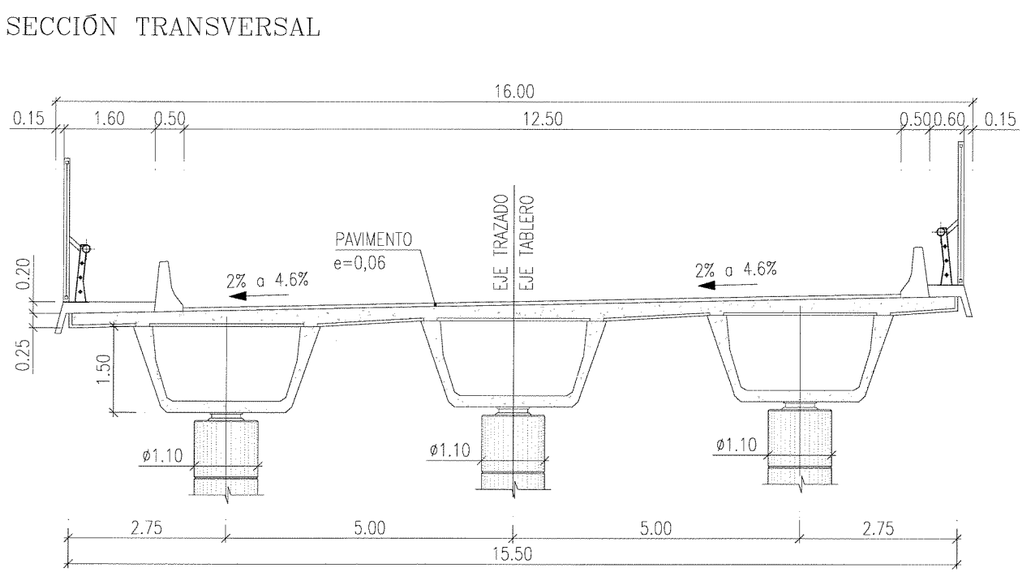


Figura 1-3: Sección Transversal del Viaducto por Eje de Pilas

2 ACCIONES, MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NORMATIVAS

2.1 ACCIONES

Las acciones consideradas para realizar el cálculo de los alzados del viaducto han sido las proporcionadas por UTE Castellbisbal-Papiol.

Acciones debidas al Viaducto

Las acciones que transmite el viaducto a los alzados son las proporcionadas por el prefabricador de las vigas artesa. Estas acciones se incluyen en las páginas adjuntas. En las tablas 2-1 y 2-2 se puede ver un resumen de las mismas.

REACCIONES VERTICALES

	Carga Permanente [kN]		Sobrecarga A [kN]		Sobrecarga B [kN]		Sobrecarga C [kN]		Sobrecarga D [kN]	
	V.Dorsal	V.Frontal	V.Dorsal	V.Frontal	V.Dorsal	V.Frontal	V.Dorsal	V.Frontal	V.Dorsal	V.Frontal
Estribo 1	-	927,16	-	832,97	-	0,00	-	832,97	-	211,83
Pila 1	927,16	1153,30	832,97	0,00	0,00	891,80	832,97	263,50	211,83	891,80
Pila 2	1153,30	1175,91	891,80	0,00	0,00	897,53	891,80	268,67	263,50	897,53
Pila 3	1175,91	1528,69	897,53	0,00	0,00	984,72	897,53	349,27	268,67	984,72
Estribo 2	1528,69	-	0,00	-	984,72	-	349,27	-	984,72	-

Tabla 2-1: Reacciones Verticales en coronación de los alzados del viaducto.

REACCIONES HORIZONTALES

Fuerzas Reológicas [kN]

Estribo 1	74,57
Pila 1	86,93
Pila 2	10,10
Pila 3	85,24
Estribo 2	86,36

Viento Transversal [kN]

Estribo 1	41,27
Pila 1	63,19
Pila 2	72,98
Pila 3	86,89
Estribo 2	41,27

Viento Longitudinal [kN]

Estribo 1	10,32
Pila 1	15,80
Pila 2	18,24
Pila 3	21,72
Estribo 2	10,32

Fuerzas de Frenado [kN]

	Hipótesis A			Hipótesis B			Hipótesis C			Hipótesis D		
	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 1	Pila 2	Pila 3
Estribo 1	13,91	13,84	12,75	14,61	13,91	13,84	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47
Pila 1	21,29	21,19	19,52	22,36	21,29	21,19	26,74	26,74	26,74	26,74	26,74	26,74
Pila 2	24,59	24,47	22,54	25,82	24,59	24,47	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88	30,88
Pila 3	29,28	29,13	26,84	30,75	29,28	29,13	36,77	36,77	36,77	36,77	36,77	36,77
Estribo 2	13,91	13,84	12,75	14,61	13,91	13,84	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47

Fuerza de viento sobre pilas, transvesal = longitudinal, [kN/m]

	0 =(inf)	1	2	3	4	5 (central)	6	7	8	9	10 (sup)
Pila 1	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,42	1,49	1,55	1,60	1,65
Pila 2	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,44	1,50	1,55	1,60
Pila 3	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,42	1,47	1,52

Tabla 2-2: Reacciones Horizontales en coronación de los alzados del viaducto.

OBTENCION DE REACCIONES

OBRA: LINEA ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-
BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO CASTELLBISBALBISBAL-PAPIOL
ESTRUCTURA: P.S. 5.8

DESTINATARIO: U.T.E. CASTELLBISBAL
FECHA: 24 DE AGOSTO DE 2004

Fecha:

1. DIMENSIONES

1.1. Sección longitudinal

- Nº de vanos:	4
- Luz de cálculo:	19,9 / 24,9 / 25,4 / 33,2 m

1.2. Sección transversal

- Ancho de tablero:	16.00 m	
- Ancho de barreras:	0.50 m	
- Ancho de plataforma:	12.30 m	
- Número de vigas:	3	
- Canto de vigas:	1.50 m	
- Espesor de losa:	0.25 m	(el espesor de losa incluye las placas de encofrado perdido de canto 6 cm)
- Espesor de aglomerado	8 cm	

2. ACCIONES CONSIDERADAS

2.1. Pesos propios

Peso propio losa:	6.25	kN/m^2
Peso propio viga:	24.24	kN/ml

2.2. Cargas permanentes

Pavimento	2.88	kN/m^2
Barandilla e imposta....	15.00	kN/ml

2.3. Sobrecargas

Se han considerado las acciones previstas en la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera", I.A.P-98.

Según dicha Instrucción el tren de cargas se valorará por la acción simultánea de las sobrecargas siguientes:

SOBRECARGA DE USO

a) Una sobrecarga uniforme de 4 kN/m^2 extendida a toda la superficie a nivel de la calzada o a parte de ella, según sea más desfavorable para el elemento en estudio.

b) Uno o dos vehículos de 600 kN, cuyo eje longitudinal se considerará paralelo al eje de la calzada y formado cada uno por seis cargas, de 100 kN, pudiendo desplazarse en sentido transversal.

La separación entre cargas en sentido longitudinal será de 1.50 m y en sentido transversal de 2 m.

La superficie de apoyo sobre la que actuará cada carga será de 0.2 m paralelamente al eje del vehículo, por 0.6 m de ancho.

ALVISA
Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

En puentes de anchura de plataforma menor o igual de 12 m se considerará un solo vehículo pesado.

En puentes de anchura de plataforma superior a 12 m e inferior a 25 m, se considerará la acción de uno o dos vehículos pesados, según sea más desfavorable.

La disposición transversal de los vehículos pesados dentro de la plataforma cumplirá las siguientes prescripciones:

- Distancia mínima de una de las líneas de carga a bordes de plataforma: 0.50 m
- Distancia transversal mínima entre líneas de carga de vehículos pesados diferentes situados en la misma zona de la plataforma: 2.00 m

ACCIONES ACCIDENTALES

Sistemas de contención deformables: fuerza puntual de 45 kN aplicada a 60 cm sobre la superficie del pavimento, perpendicularmente al elemento considerado.

Sistemas de contención rígidos: fuerza puntual de 300 kN, aplicada perpendicularmente al elemento considerado y a una altura igual a la altura útil del mismo.

FRENADO

Para el frenado se toma 1/20 de la sobrecarga total en calzada con un mínimo de 20b (≥140 kN) y un máximo de 60b (≤720 kN), siendo b el ancho de plataforma en m.

ANEXOS

1. DESCRIPCION DEL PROCESO DE OBTENCIÓN DE ESFUERZOS
2. REPARTO DE ACCIONES HORIZONTALES
3. OBTENCIÓN DE REACCIONES EN LA BASE DE LOS FUSTES
4. DEFINICIÓN DE VIGA TIPO

ALVISA
Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

1. DESCRIPCION DEL PROCESO DE OBTENCIÓN DE ESFUERZOS

ALVISA
Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

PROGRAMA PÌLA

El programa PILA es un programa desarrollado por los servicios técnicos de Prainsa en lenguaje HPBASIC para Windows. Su objeto es el dimensionamiento de pilas pórtico, pilas martillo y fustes exentos.

Para el cálculo de esfuerzos sobre la estructura se seguirán las indicaciones propuestas en la IAP. Se tendrán en cuenta por tanto, el peso propio, las cargas permanentes y todas las sobrecargas especificadas por dicha normativa en el tablero/s sustentado/s, así como los empujes de viento y agua (en caso de existir) en las pilas.

2. REPARTO DE ACCIONES HORIZONTALES

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

```
-------------------------------------------------------------------------------
 PROGRAMA:       P I L A         VERSION: Diciembre 2002        P R A I N S A
-------------------------------------------------------------------------------

ARCHIVO:  12159·UTE CASTELLBISBAL


TABLERO CON LOSA DE CONTINUIDAD
PUENTE CON FUSTES EXENTOS (3 FUSTES)


CARACTERISTICAS DEL PUENTE

NOMBRE DEL PROYECTO: 12159·UTE CASTELLBISBAL

FECHA: 23-07-2004


CARACTERISTICAS MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD EN ROTURA

Hormigón en fuste:          Fck=    35 N/mm2         Cc= 1.50
Acero arm pasiva:           Fyk=   500 N/mm2         Cs= 1.15


DATOS DEL TABLERO

NUMERO DE VANOS             4
NUMERO DE VIGAS POR VANO    3


TIPO DE VIGA:                              U150
VUELO TABLERO:                           2.75 m
ANCHO TABLERO:                          15.50 m
PENDIENTE TRANSVERSAL TABLERO:           0.00 %
ANCHO ACERAS (IZQUIERDA, DERECHA):       1.20 m  1.20 m
ESPESOR DE LOSA+ENCOFRADO PERDIDO:        .25 m
ESPESOR REAL DE AGLOMERADO:               .08 m
ALTURA DE BARANDILLA:                    1.20 m
PESO POR METRO CUADRADO DE ACERA:        6.25 KN/m2
PESO POR METRO LINEAL DE BARANDILLA:    15.00 KN/ml
ENTREGA:                                  .40 m


LONGITUDES DE LOS VANOS:

  VANO      LONGITUD (m)
=======================
   1            20.50
   2            25.50
   3            26.00
   4            33.80


TABLERO CON LOSA DE CONTINUIDAD
```

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

PUENTE CON FUSTES EXENTOS (3 FUSTES)

DATOS DE LOS FUSTES

FUSTE DEL TIPO: FF100

ALTURA DEL DINTEL: 0.00 m.

FUSTE	ALTURA (m)
E-1	0.000
1	7.157
2	6.403
3	5.368
E-2	0.000

DATOS PARA EL CALCULO DEL EMPUJE DE VIENTO

VELOCIDAD DE REFERENCIA: Vref = 28 m/s
FACTOR DE TOPOGRAFIA: Ct = 1.00
TIEMPO DE RETORNO 100 años
TIPO DE ENTORNO II
PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO 0.00 %

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

CARACTERISTICAS MECANICAS

MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON DE LOS FUSTES: E = 35034 N/mm2

INERCIA DE LOS FUSTES (PARA FUERZAS LONGITUDINALES): I = 0.057425 m4

INERCIA DE LOS FUSTES (PARA FUERZAS TRANSVERSALES): I = 0.057425 m4

MODULO DE RIGIDEZ TRANSVERSAL DE LOS NEOPRENOS: G = 900 KN/m2 (acciones lentas)
G = 1800 KN/m2 (acciones rápidas)

RIGIDEZ DE CADA FUSTE:

FUSTE	ALTURA (m)	RIGIDEZ (KN/m) (para fuerzas long.)	RIGIDEZ (KN/m) (para fuerzas transv.)
1	7.16	16461	16461
2	6.40	22996	22996
3	5.37	39023	39023

RIGIDEZ DE CADA NEOPRENO:

NEOPRENO (mm) (ancho x largo x esp.neto)	RIGIDEZ (KN/m) (acciones lentas)	RIGIDEZ (KN/m) (acciones rápidas)
400 x 500 x 71	2535	5070
400 x 500 x 49	3673	7347

RIGIDECES CONJUNTAS:

FUSTE	Nº NEOPRENOS ASOCIADOS A CADA FUSTE	RIGIDEZ (KN/m) (acciones lentas) (para fuerzas longitudinales)	RIGIDEZ (KN/m) (acciones rápidas) (para fuerzas longitudinales)	RIGIDEZ (KN/m) (acciones rápidas) (para fuerzas transv.)
E-1	1	2535	15211	15211
1	2	5080	7764	7764
2	2	5568	8965	8965
3	2	6183	10674	10674
E-2	1	2535	15211	15211

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

GENERACION DE CARGAS

FUERZAS REOLOGICAS (LONGITUDINALES LENTAS)

Coeficiente reológico = 0.0006

PUNTO DE DESPLAZAMIENTO NULO: x = 49.02

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	74.57	29.414
Pila 1 Extremo 1	43.47	11.833
Pila 1 Extremo 2	43.47	11.833
Pila 2 Extremo 1	5.05	1.375
Pila 2 Extremo 2	5.05	1.375
Pila 3 Extremo 1	42.62	11.602
Pila 3 Extremo 2	42.62	11.602
Estribo 2	86.36	34.066

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	74.57	-----
Pila 1	86.93	5.281
Pila 2	10.10	.439
Pila 3	85.24	2.184
Estribo 2	86.36	-----

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

FUERZAS DE FRENADO (LONGITUDINALES RAPIDAS)

NORMA IAP

Sobrecarga uniforme: 4.0 KN/m2

Ancho del tablero: 15.50 m.

Ancho de plataforma del tablero: 13.10 m.

Número de carros de la instrucción (600 KN): 2

Límite máximo del valor de frenado: 720 KN

Límite mínimo del valor de frenado: 262 KN

LAS HIPOTESIS DE SOBRECARGA CONSIDERADAS SON LAS SIGUIENTES:

Hipótesis A: Sobrecarga y carro en vano dorsal, nada en vano frontal y sobrecarga en resto de vanos.

Hipótesis B: Nada en vano dorsal, sobrecarga y carro en vano frontal y sobrecarga en resto de vanos.

Hipótesis C: Sobrecarga en todo el puente y carro en el vano dorsal

Hipótesis D: Sobrecarga en todo el puente y carro en el vano frontal

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

HIPOTESIS A

PILA 1

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	123.55
Vano 2	0.00
Vano 3	80.60
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 308.93 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	13.91	2.743
Pila 1 Extremo 1	10.65	1.449
Pila 1 Extremo 2	10.65	1.449
Pila 2 Extremo 1	12.30	1.673
Pila 2 Extremo 2	12.30	1.673
Pila 3 Extremo 1	14.64	1.993
Pila 3 Extremo 2	14.64	1.993
Estribo 2	13.91	2.743

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	13.91	-----
Pila 1	21.29	1.294
Pila 2	24.59	1.069
Pila 3	29.28	.750
Estribo 2	13.91	-----

HIPOTESIS A

PILA 2

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	139.05
Vano 3	0.00
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 307.38 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	13.84	2.729
Pila 1 Extremo 1	10.59	1.442
Pila 1 Extremo 2	10.59	1.442
Pila 2 Extremo 1	12.23	1.665
Pila 2 Extremo 2	12.23	1.665
Pila 3 Extremo 1	14.57	1.983
Pila 3 Extremo 2	14.57	1.983
Estribo 2	13.84	2.729

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	13.84	-----
Pila 1	21.19	1.287
Pila 2	24.47	1.064
Pila 3	29.13	.747
Estribo 2	13.84	-----

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

HIPOTESIS A

PILA 3

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	79.05
Vano 3	140.60
Vano 4	0.00

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 283.20 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	12.75	2.514
Pila 1 Extremo 1	9.76	1.328
Pila 1 Extremo 2	9.76	1.328
Pila 2 Extremo 1	11.27	1.534
Pila 2 Extremo 2	11.27	1.534
Pila 3 Extremo 1	13.42	1.827
Pila 3 Extremo 2	13.42	1.827
Estribo 2	12.75	2.514

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	12.75	-----
Pila 1	19.52	1.186
Pila 2	22.54	.980
Pila 3	26.84	.688
Estribo 2	12.75	-----

HIPOTESIS B

PILA 1

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	0.00
Vano 2	139.05
Vano 3	80.60
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 324.43 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	14.61	2.880
Pila 1 Extremo 1	11.18	1.522
Pila 1 Extremo 2	11.18	1.522
Pila 2 Extremo 1	12.91	1.757
Pila 2 Extremo 2	12.91	1.757
Pila 3 Extremo 1	15.37	2.093
Pila 3 Extremo 2	15.37	2.093
Estribo 2	14.61	2.880

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	14.61	-----
Pila 1	22.36	1.359
Pila 2	25.82	1.123
Pila 3	30.75	.788
Estribo 2	14.61	-----

```
 PROGRAMA:       P I L A         VERSION: Diciembre 2002         P R A I N S A
```

HIPOTESIS B

PILA 2

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	0.00
Vano 3	140.60
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 308.93 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	13.91	2.743
Pila 1 Extremo 1	10.65	1.449
Pila 1 Extremo 2	10.65	1.449
Pila 2 Extremo 1	12.30	1.673
Pila 2 Extremo 2	12.30	1.673
Pila 3 Extremo 1	14.64	1.993
Pila 3 Extremo 2	14.64	1.993
Estribo 2	13.91	2.743

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	13.91	-----
Pila 1	21.29	1.294
Pila 2	24.59	1.069
Pila 3	29.28	.750
Estribo 2	13.91	-----

HIPOTESIS B

PILA 3

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	79.05
Vano 3	0.00
Vano 4	164.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 307.38 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	13.84	2.729
Pila 1 Extremo 1	10.59	1.442
Pila 1 Extremo 2	10.59	1.442
Pila 2 Extremo 1	12.23	1.665
Pila 2 Extremo 2	12.23	1.665
Pila 3 Extremo 1	14.57	1.983
Pila 3 Extremo 2	14.57	1.983
Estribo 2	13.84	2.729

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	13.84	-----
Pila 1	21.19	1.287
Pila 2	24.47	1.064
Pila 3	29.13	.747
Estribo 2	13.84	-----

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

```
 PROGRAMA:       P I L A         VERSION: Diciembre 2002         P R A I N S A
```

HIPOTESIS C

PILA 1

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	123.55
Vano 2	79.05
Vano 3	80.60
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 387.98 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	17.47	3.445
Pila 1 Extremo 1	13.37	1.820
Pila 1 Extremo 2	13.37	1.820
Pila 2 Extremo 1	15.44	2.102
Pila 2 Extremo 2	15.44	2.102
Pila 3 Extremo 1	18.39	2.502
Pila 3 Extremo 2	18.39	2.502
Estribo 2	17.47	3.445

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	17.47	-----
Pila 1	26.74	1.625
Pila 2	30.88	1.343
Pila 3	36.77	.942
Estribo 2	17.47	-----

HIPOTESIS C

PILA 2

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	139.05
Vano 3	80.60
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 387.98 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	17.47	3.445
Pila 1 Extremo 1	13.37	1.820
Pila 1 Extremo 2	13.37	1.820
Pila 2 Extremo 1	15.44	2.102
Pila 2 Extremo 2	15.44	2.102
Pila 3 Extremo 1	18.39	2.502
Pila 3 Extremo 2	18.39	2.502
Estribo 2	17.47	3.445

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	17.47	-----
Pila 1	26.74	1.625
Pila 2	30.88	1.343
Pila 3	36.77	.942
Estribo 2	17.47	-----

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

HIPOTESIS C

PILA 3

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	79.05
Vano 3	140.60
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 387.98 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	17.47	3.445
Pila 1 Extremo 1	13.37	1.820
Pila 1 Extremo 2	13.37	1.820
Pila 2 Extremo 1	15.44	2.102
Pila 2 Extremo 2	15.44	2.102
Pila 3 Extremo 1	18.39	2.502
Pila 3 Extremo 2	18.39	2.502
Estribo 2	17.47	3.445

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	17.47	-----
Pila 1	26.74	1.625
Pila 2	30.88	1.343
Pila 3	36.77	.942
Estribo 2	17.47	-----

HIPOTESIS D

PILA 1

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	139.05
Vano 3	80.60
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 387.98 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	17.47	3.445
Pila 1 Extremo 1	13.37	1.820
Pila 1 Extremo 2	13.37	1.820
Pila 2 Extremo 1	15.44	2.102
Pila 2 Extremo 2	15.44	2.102
Pila 3 Extremo 1	18.39	2.502
Pila 3 Extremo 2	18.39	2.502
Estribo 2	17.47	3.445

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	17.47	-----
Pila 1	26.74	1.625
Pila 2	30.88	1.343
Pila 3	36.77	.942
Estribo 2	17.47	-----

ALVISA
Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

HIPOTESIS D

PILA 2

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	79.05
Vano 3	140.60
Vano 4	104.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 387.98 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	17.47	3.445
Pila 1 Extremo 1	13.37	1.820
Pila 1 Extremo 2	13.37	1.820
Pila 2 Extremo 1	15.44	2.102
Pila 2 Extremo 2	15.44	2.102
Pila 3 Extremo 1	18.39	2.502
Pila 3 Extremo 2	18.39	2.502
Estribo 2	17.47	3.445

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	17.47	-----
Pila 1	26.74	1.625
Pila 2	30.88	1.343
Pila 3	36.77	.942
Estribo 2	17.47	-----

HIPOTESIS D

PILA 3

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA FRENADO (KN)
Vano 1	63.55
Vano 2	79.05
Vano 3	80.60
Vano 4	164.78

TOTAL FUERZAS FRENADO EN PUENTE = 387.98 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	17.47	3.445
Pila 1 Extremo 1	13.37	1.820
Pila 1 Extremo 2	13.37	1.820
Pila 2 Extremo 1	15.44	2.102
Pila 2 Extremo 2	15.44	2.102
Pila 3 Extremo 1	18.39	2.502
Pila 3 Extremo 2	18.39	2.502
Estribo 2	17.47	3.445

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	17.47	-----
Pila 1	26.74	1.625
Pila 2	30.88	1.343
Pila 3	36.77	.942
Estribo 2	17.47	-----

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

FUERZA DE VIENTO SOBRE TABLERO (TRANSVERSAL RAPIDA)

NORMA IAP

FUERZA TRANSVERSAL EN CADA VANO DEBIDO AL VIENTO: F = Cd x A x (1/2 x Ro x Vc^2)

MASA ESPECIFICA DEL AIRE: Ro = 1.25 Kg/m3

DATOS GEOGRAFICOS

Velocidad de referencia: Vref = 28 m/s

Factor de topografía: Ct = 1.00

Factor de riesgo: Cr = 1.04

Tipo de entorno II

DATOS GEOMETRICOS

Anchura total del tablero: B = 15.50 m

Altura equivalente: Heq = 3.87 m

COEFICIENTE DE ARRASTRE: Cd = 1.30

CALCULO DE EMPUJES:

SITUACION	AREA EXPUESTA A (m2)	Z (m)	Cz	Cg	VELOCIDAD CALCULO Vc (m/s)	EMPUJE EQUIVALENTE (KN/m2)
Vano 1	127.54	5.05	0.88	1.59	40.47	1.33
Vano 2	158.65	8.26	0.97	1.54	43.45	1.53
Vano 3	161.76	7.36	0.95	1.55	42.76	1.49
Vano 4	210.29	4.16	0.84	1.61	39.27	1.25

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

SOLICITACIONES:

SITUACION	FUERZA VIENTO (KN)
Vano 1	169.69
Vano 2	243.38
Vano 3	240.28
Vano 4	263.47

TOTAL FUERZAS DE VIENTO EN TABLERO = 916.81 KN

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA NEOPRENO:

SITUACION NEOPRENO	FUERZA EN NEOPRENO (KN)	DESPLAZ.ELASTICO NEOPRENO (mm)
Estribo 1	41.27	8.140
Pila 1 Extremo 1	31.60	4.301
Pila 1 Extremo 2	31.60	4.301
Pila 2 Extremo 1	36.49	4.966
Pila 2 Extremo 2	36.49	4.966
Pila 3 Extremo 1	43.44	5.913
Pila 3 Extremo 2	43.44	5.913
Estribo 2	41.27	8.140

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	41.27	-----
Pila 1	63.19	3.839
Pila 2	72.98	3.173
Pila 3	86.89	2.227
Estribo 2	41.27	-----

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

FUERZA DE VIENTO SOBRE TABLERO (LONGITUDINAL RAPIDA)

NORMA IAP

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN CABEZA DE CADA FUSTE:

SITUACION	FUERZA EN CABEZA DE FUSTE (KN)	DESPLAZ.ELASTICO EN CABEZA DE FUSTE(mm)
Estribo 1	10.32	-----
Pila 1	15.80	.960
Pila 2	18.24	.793
Pila 3	21.72	.557
Estribo 2	10.32	-----

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

FUERZA DE VIENTO SOBRE PILAS (TRANSVERSAL RAPIDA)

NORMA IAP

FUERZA TRANSVERSAL EN CADA PILA DEBIDO AL VIENTO: F = Cd x A x (1/2 x Ro x Vc^2)

MASA ESPECIFICA DEL AIRE: Ro = 1.25 Kg/m3

DATOS GEOGRAFICOS

Velocidad de referencia: Vref = 28 m/s

Factor de topografía: Ct = 1.00

Factor de riesgo: Cr = 1.04 (tiempo de retorno = 100 años)

Tipo de entorno II

DATOS GEOMETRICOS

COEFICIENTE DE ARRASTRE DE LAS PILAS: Cd = 1.40

CALCULO DE EMPUJES:

PILA 1

SITUACION	AREA EXPUESTA A (m2)	Z (m)	Cz	Cg	VELOCIDAD CALCULO Vc (m/s)	EMPUJE EQUIVALENTE (KN/m2)
Sección 0(inf)	.37	0.00	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 1	.74	.72	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 2	.74	1.43	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 3	.74	2.15	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 4	.74	2.86	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 5(cen)	.74	3.58	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 6	.74	4.29	0.85	1.60	39.47	1.36
Sección 7	.74	5.01	0.88	1.59	40.41	1.43
Sección 8	.74	5.73	0.90	1.57	41.23	1.49
Sección 9	.74	6.44	0.92	1.56	41.95	1.54
Sección 10(sup)	.37	7.16	0.94	1.55	42.59	1.59

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

PILA 2

SITUACION	AREA EXPUESTA A (m2)	Z (m)	Cz	Cg	VELOCIDAD CALCULO Vc (m/s)	EMPUJE EQUIVALENTE (KN/m2)
Sección 0(inf)	.33	0.00	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 1	.67	.64	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 2	.67	1.28	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 3	.67	1.92	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 4	.67	2.56	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 5(cen)	.67	3.20	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 6	.67	3.84	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 7	.67	4.48	0.85	1.60	39.73	1.38
Sección 8	.67	5.12	0.88	1.59	40.55	1.44
Sección 9	.67	5.76	0.90	1.57	41.27	1.49
Sección 10(sup)	.33	6.40	0.92	1.56	41.91	1.54

PILA 3

SITUACION	AREA EXPUESTA A (m2)	Z (m)	Cz	Cg	VELOCIDAD CALCULO Vc (m/s)	EMPUJE EQUIVALENTE (KN/m2)
Sección 0(inf)	.28	0.00	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 1	.56	.54	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 2	.56	1.07	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 3	.56	1.61	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 4	.56	2.15	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 5(cen)	.56	2.68	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 6	.56	3.22	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 7	.56	3.76	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 8	.56	4.29	0.85	1.60	39.47	1.36
Sección 9	.56	4.83	0.87	1.59	40.19	1.41
Sección 10(sup)	.28	5.37	0.89	1.58	40.83	1.46

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

CARGA LINEALMENTE REPARTIDA EN LAS SECCIONES DEL FUSTE (KN/m):

SITUAC.	SECCIONES 0 (INF)	1	2	3	4	5 (CENTRAL)	6	7	8	9	10 (SUP)
Pila 1	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.42	1.49	1.55	1.60	1.65
Pila 2	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.44	1.50	1.55	1.60
Pila 3	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.42	1.47	1.52

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

FUERZA DE VIENTO SOBRE PILAS (LONGITUDINAL RAPIDA)

NORMA IAP

FUERZA LONGITUDINAL EN CADA PILA DEBIDO AL VIENTO: F = Cd x A x (1/2 x Ro x Vc^2)

MASA ESPECIFICA DEL AIRE: Ro = 1.25 Kg/m3

DATOS GEOGRAFICOS

Velocidad de referencia: Vref = 28 m/s

Factor de topografía: Ct = 1.00

Factor de riesgo: Cr = 1.04 (tiempo de retorno = 100 años)

Tipo de entorno II

DATOS GEOMETRICOS

COEFICIENTE DE ARRASTRE DE LAS PILAS: Cd = 1.40

CALCULO DE EMPUJES:

PILA 1

SITUACION	AREA EXPUESTA A (m2)	Z (m)	Cz	Cg	VELOCIDAD CALCULO Vc (m/s)	EMPUJE EQUIVALENTE (KN/m2)
Sección 0(inf)	.37	0.00	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 1	.74	.72	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 2	.74	1.43	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 3	.74	2.15	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 4	.74	2.86	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 5(cen)	.74	3.58	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 6	.74	4.29	0.85	1.60	39.47	1.36
Sección 7	.74	5.01	0.88	1.59	40.41	1.43
Sección 8	.74	5.73	0.90	1.57	41.23	1.49
Sección 9	.74	6.44	0.92	1.56	41.95	1.54
Sección 10(sup)	.37	7.16	0.94	1.55	42.59	1.59

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

PILA 2

SITUACION	AREA EXPUESTA A (m2)	Z (m)	Cz	Cg	VELOCIDAD CALCULO Vc (m/s)	EMPUJE EQUIVALENTE (KN/m2)
Sección 0(inf)	.33	0.00	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 1	.67	.64	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 2	.67	1.28	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 3	.67	1.92	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 4	.67	2.56	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 5(cen)	.67	3.20	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 6	.67	3.84	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 7	.67	4.48	0.85	1.60	39.73	1.38
Sección 8	.67	5.12	0.88	1.59	40.55	1.44
Sección 9	.67	5.76	0.90	1.57	41.27	1.49
Sección 10(sup)	.33	6.40	0.92	1.56	41.91	1.54

PILA 3

SITUACION	AREA EXPUESTA A (m2)	Z (m)	Cz	Cg	VELOCIDAD CALCULO Vc (m/s)	EMPUJE EQUIVALENTE (KN/m2)
Sección 0(inf)	.28	0.00	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 1	.56	.54	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 2	.56	1.07	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 3	.56	1.61	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 4	.56	2.15	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 5(cen)	.56	2.68	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 6	.56	3.22	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 7	.56	3.76	0.83	1.61	39.03	1.33
Sección 8	.56	4.29	0.85	1.60	39.47	1.36
Sección 9	.56	4.83	0.87	1.59	40.19	1.41
Sección 10(sup)	.28	5.37	0.89	1.58	40.83	1.46

PROGRAMA: P I L A VERSION: Diciembre 2002 P R A I N S A

CARGA LINEALMENTE REPARTIDA EN LAS SECCIONES DEL FUSTE (KN/m):

SITUAC.	SECCIONES 0 (INF)	1	2	3	4	5 (CENTRAL)	6	7	8	9	10 (SUP)
Pila 1	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.42	1.49	1.55	1.60	1.65
Pila 2	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.44	1.50	1.55	1.60
Pila 3	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.42	1.47	1.52

3. OBTENCIÓN DE REACCIONES EN LA BASE DE LOS FUSTES Y ESTRIBOS

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

ESTRIBO 1

SOLICITACIONES : EN CABEZA DE PILA Y POR METRO LINEAL

TIPOS DE SOBRECARGA DE CALCULO
A.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO DORSAL
B.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO FRONTAL
C.- CARRO EN VANO DORSAL, SOBRECARGA EN AMBOS
D.- CARRO EN VANO FRONTAL, SOBRECARGA EN AMBOS

SOLICITACION	Fvert. vano 1 (KN)	Fhori. total.X (KN)
CARGA PERM.	927.16	---
SOBREC. A	832.97	---
SOBREC. B	0.00	---
SOBREC. C	832.97	---
SOBREC. D	211.83	---
FRENADO	---	17.27
VIENTO	---	41.27

SOLICITACIONES VERTICALES EN ESTRIBO

		REACCIONES (KN)						
VIGA	APOYO	PP	PLOSA	CM	SCUP	SCUN	CARRO +	CARRO -
1	1	-242.4	-342.0	-425.9	7.4	-238.4	0.0	-659.9
1	2	-242.4	-342.0	-425.9	7.4	-238.4	0.0	-659.9
2	3	-242.4	-310.9	14.4	0.0	-174.7	0.0	-623.4
2	4	-242.4	-310.9	14.4	0.0	-174.7	0.0	-623.4
3	5	-242.4	-342.0	-425.9	7.4	-238.4	0.0	-659.9
3	6	-242.4	-342.0	-425.9	7.4	-238.4	0.0	-659.9

Fecha:

FUSTE 1

SOLICITACIONES : EN CABEZA DE PILA Y POR METRO LINEAL

TIPOS DE SOBRECARGA DE CALCULO
A.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO DORSAL
B.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO FRONTAL
C.- CARRO EN VANO DORSAL, SOBRECARGA EN AMBOS
D.- CARRO EN VANO FRONTAL, SOBRECARGA EN AMBOS

SOLICITACION	Fvert. vano 1 (KN)	Fvert. vano 2 (KN)	Fvert. total (KN)	Fhori. total.X (KN)	desplaz. elast.X (m)	Fhori. total.Y (KN)	desplaz. elast.Y (m)
CARGA PERM.	927.16	1153.30	2080.46	---	---	---	---
SOBREC. A	832.97	0.00	832.97	---	---	---	---
SOBREC. B	0.00	891.80	891.80	---	---	---	---
SOBREC. C	832.97	263.50	1096.47	---	---	---	---
SOBREC. D	211.83	891.80	1103.63	---	---	---	---

COMBINACIONES DE HIPOTESIS DE CARGA

NUMERO	COMBINACION DE HIPOTESIS
I: 1 a 4	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA
IIa: 5 a 6	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * VIENTO
IIb: 7 a 8	1 * CARGA PERMANENTE - 1 * VIENTO
IIIa: 9 a 16	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA + 1 * .6 * .5 * VIENTO
IIIb: 17 a 24	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA - 1 * .6 * .5 * VIENTO

COMBINACION DE LAS SOLICITACIONES (VALORES SIN MAYORAR)

ACCIONES EN BASE DE LA PILA Nº 1

Nº HIPOTESIS	Mx (mKN)	My (mKN)	N (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)
1	0.00	1335.89	3065.44	108.23	0.00
2	0.00	1375.52	3124.27	109.30	0.00
3	0.00	1247.44	3328.94	113.68	0.00
4	0.00	1304.14	3336.10	113.68	0.00
5	508.15	758.67	2232.47	86.93	73.57
6	0.00	915.32	2232.47	113.11	0.00
7	-508.15	758.67	2232.47	86.93	-73.57
8	0.00	597.92	2232.47	60.76	0.00
9	155.60	1336.20	3065.44	108.23	22.07
10	0.00	1385.61	3065.44	116.08	0.00
11	155.87	1375.83	3124.27	109.30	22.07
12	0.00	1425.38	3124.27	117.15	0.00
13	155.47	1247.77	3328.94	113.68	22.07
14	0.00	1297.05	3328.94	121.53	0.00
15	155.77	1304.46	3336.10	113.68	22.07
16	0.00	1353.94	3336.10	121.53	0.00
17	-155.60	1336.20	3065.44	108.23	-22.07
18	0.00	1286.27	3065.44	100.37	0.00
19	-155.87	1375.83	3124.27	109.30	-22.07
20	0.00	1325.74	3124.27	101.44	0.00
21	-155.47	1247.77	3328.94	113.68	-22.07
22	0.00	1197.97	3328.94	105.82	0.00
23	-155.77	1304.46	3336.10	113.68	-22.07
24	0.00	1254.46	3336.10	105.82	0.00

ALVISA
Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

FUSTE 2

SOLICITACIONES : EN CABEZA DE PILA Y POR METRO LINEAL

TIPOS DE SOBRECARGA DE CALCULO
A.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO DORSAL
B.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO FRONTAL
C.- CARRO EN VANO DORSAL, SOBRECARGA EN AMBOS
D.- CARRO EN VANO FRONTAL, SOBRECARGA EN AMBOS

SOLICITACION	Fvert. vano 1 (KN)	Fvert. vano 2 (KN)	Fvert. total (KN)	Fhori. total.X (KN)	desplaz. elast.X (m)	Fhori. total.Y (KN)	desplaz. elast.Y (m)
CARGA PERM.	1153.30	1175.91	2329.21	---	---	---	---
SOBREC. A	891.80	0.00	891.80	---	---	---	---
SOBREC. B	0.00	897.53	897.53	---	---	---	---
SOBREC. C	891.80	268.67	1160.47	---	---	---	---
SOBREC. D	263.50	897.53	1161.03	---	---	---	---

COMBINACIONES DE HIPOTESIS DE CARGA

NUMERO	COMBINACION DE HIPOTESIS
I: 1 a 4	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA
IIa: 5 a 6	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * VIENTO
IIb: 7 a 8	1 * CARGA PERMANENTE - 1 * VIENTO
IIIa: 9 a 16	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA + 1 * .6 * .5 * VIENTO
IIIb: 17 a 24	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA - 1 * .6 * .5 * VIENTO

COMBINACION DE LAS SOLICITACIONES (VALORES SIN MAYORAR)

ACCIONES EN BASE DE LA PILA Nº 2

Nº HIPOTESIS	Mx (mKN)	My (mKN)	N (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)
1	0.00	662.81	3356.99	34.69	0.00
2	0.00	673.84	3362.72	35.92	0.00
3	0.00	579.01	3625.65	40.98	0.00
4	0.00	584.20	3626.22	40.98	0.00
5	635.64	66.35	2465.19	10.10	82.13
6	0.00	341.78	2465.19	37.49	0.00
7	-635.64	66.35	2465.19	10.10	-82.13
8	0.00	-209.36	2465.19	-17.29	0.00
9	154.33	662.92	3356.99	34.69	24.64
10	0.00	708.66	3356.99	42.91	0.00
11	154.36	673.95	3362.72	35.92	24.64
12	0.00	719.71	3362.72	44.14	0.00
13	154.66	579.04	3625.65	40.98	24.64
14	0.00	624.69	3625.65	49.20	0.00
15	154.66	584.23	3626.22	40.98	24.64
16	0.00	629.88	3626.22	49.20	0.00
17	-154.33	662.92	3356.99	34.69	-24.64
18	0.00	617.07	3356.99	26.47	0.00
19	-154.36	673.95	3362.72	35.92	-24.64
20	0.00	628.06	3362.72	27.71	0.00
21	-154.66	579.04	3625.65	40.98	-24.64
22	0.00	533.38	3625.65	32.76	0.00
23	-154.66	584.23	3626.22	40.98	-24.64
24	0.00	538.57	3626.22	32.76	0.00

FUSTE 3

SOLICITACIONES : EN CABEZA DE PILA Y POR METRO LINEAL

TIPOS DE SOBRECARGA DE CALCULO
A.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO DORSAL
B.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO FRONTAL
C.- CARRO EN VANO DORSAL, SOBRECARGA EN AMBOS
D.- CARRO EN VANO FRONTAL, SOBRECARGA EN AMBOS

SOLICITACION	Fvert. vano 1 (KN)	Fvert. vano 2 (KN)	Fvert. total (KN)	Fhori. total.X (KN)	desplaz. elast.X (m)	Fhori. total.Y (KN)	desplaz. elast.Y (m)
CARGA PERM.	1175.91	1528.69	2704.60	---	---	---	---
SOBREC. A	897.53	0.00	897.53	---	---	---	---
SOBREC. B	0.00	984.72	984.72	---	---	---	---
SOBREC. C	897.53	349.27	1246.80	---	---	---	---
SOBREC. D	268.67	984.72	1253.39	---	---	---	---

COMBINACIONES DE HIPOTESIS DE CARGA

NUMERO	COMBINACION DE HIPOTESIS
I: 1 a 4	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA
IIa: 5 a 6	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * VIENTO
IIb: 7 a 8	1 * CARGA PERMANENTE - 1 * VIENTO
IIIa: 9 a 16	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA + 1 * .6 * .5 * VIENTO
IIIb: 17 a 24	1 * CARGA PERMANENTE + 1 * SOBRECARGA - 1 * .6 * .5 * VIENTO

COMBINACION DE LAS SOLICITACIONES (VALORES SIN MAYORAR)

ACCIONES EN BASE DE LA PILA Nº 3

Nº HIPOTESIS	Mx (mKN)	My (mKN)	N (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)
1	0.00	1225.79	3716.13	114.52	0.00
2	0.00	1277.26	3803.32	115.99	0.00
3	0.00	1102.03	4065.39	122.01	0.00
4	0.00	1183.04	4071.99	122.01	0.00
5	497.41	631.38	2818.60	85.24	94.43
6	0.00	771.09	2818.60	114.50	0.00
7	-497.41	631.38	2818.60	85.24	-94.43
8	0.00	490.30	2818.60	55.98	0.00
9	150.97	1225.96	3716.13	114.52	28.33
10	0.00	1269.18	3716.13	123.29	0.00
11	151.18	1277.44	3803.32	115.99	28.33
12	0.00	1320.74	3803.32	124.76	0.00
13	150.90	1102.18	4065.39	122.01	28.33
14	0.00	1145.13	4065.39	130.79	0.00
15	151.10	1183.19	4071.99	122.01	28.33
16	0.00	1226.32	4071.99	130.79	0.00
17	-150.97	1225.96	3716.13	114.52	-28.33
18	0.00	1182.50	3716.13	105.74	0.00
19	-151.18	1277.44	3803.32	115.99	-28.33
20	0.00	1233.82	3803.32	107.21	0.00
21	-150.90	1102.18	4065.39	122.01	-28.33
22	0.00	1058.99	4065.39	113.23	0.00
23	-151.10	1183.19	4071.99	122.01	-28.33
24	0.00	1139.83	4071.99	113.23	0.00

ALVISA Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:

ESTRIBO 2

SOLICITACIONES : EN ESTRIBO Y POR METRO LINEAL

TIPOS DE SOBRECARGA DE CALCULO
A.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO DORSAL
B.- SOBRECARGA UNIFORME Y CARRO EN EL VANO FRONTAL
C.- CARRO EN VANO DORSAL, SOBRECARGA EN AMBOS
D.- CARRO EN VANO FRONTAL, SOBRECARGA EN AMBOS

SOLICITACION	Fvert. vano 1 (KN)	Fhori. total.X (KN)
CARGA PERM.	1528.69	---
SOBREC. A	0.00	---
SOBREC. B	987.72	---
SOBREC. C	1246.80	---
SOBREC. D	1253.39	---
FRENADO	---	17.27
VIENTO	---	41.27

SOLICITACIONES VERTICALES EN ESTRIBO

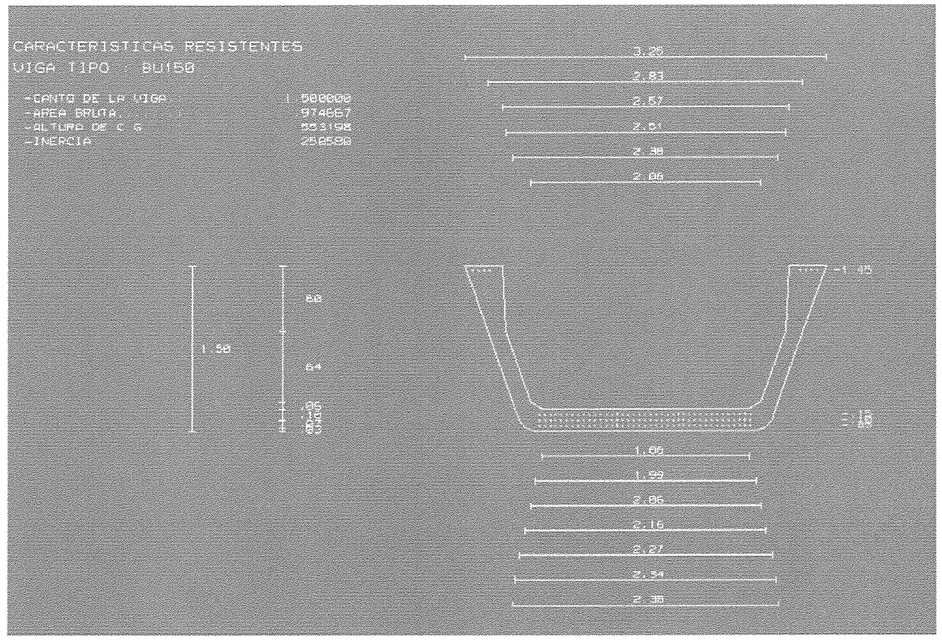
		REACCIONES (KN)						
VIGA	APOYO	PP	PL	CM	SCUP	SCUN	CARRO +	CARRO -
1	1	-404.5	-570.6	-643.1	28.4	-407.1	0.0	-680.7
1	2	-404.5	-570.6	-643.1	28.4	-407.1	0.0	-680.7
2	3	-404.5	-518.8	-111.0	0.0	-304.9	0.0	-624.7
2	4	-404.5	-518.8	-111.0	0.0	-304.9	0.0	-624.7
3	5	-404.5	-570.6	-643.1	28.4	-407.1	0.0	-680.7
3	6	-404.5	-570.6	-643.1	28.4	-407.1	0.0	-680.7

4. DEFINICIÓN DE VIGA TIPO

ALVISA
Prefabricados, S.A.

DEPARTAMENTO TECNICO

Fecha:



Acciones debidas al Terreno

Carga sobre zapatas y empuje de las tierras en alzados de estribos y aletas, con una densidad 2,0 T/m^3 y un ángulo de rozamiento interno de 30º (con presiones horizontales correspondientes a un empuje con coeficiente Ka= 0,33).

Adjuntamos también, en este apartado, las páginas del informe geotécnico correspondientes a la estructura objeto de estudio. De estas páginas se han obtenido las características del terreno sobre el que descansa la estructura.

Acciones debidas a las Sobrecargas de Uso – Componentes Horizontales

FUERZA DE FRENADO/ARRANQUE:

La fuerza de frenado y arranque se obtendrá como un veinteavo de la máxima carga vertical que solicita al viaducto. La normativa vigente acota el valor de la fuerza de frenado entre un mínimo de 20 veces el ancho o 140 kN y un máximo de 60 veces el ancho o 720 kN. De este modo obtenemos:

$F_{FRENADO\ MIN}$ = 20·15,5 = **310 kN** > 140 kN

$F_{FRENADO\ MAX}$ = **720 kN** < 60·15,5 = 930 kN

$F_{FRENADO}$ = (4,0·14,70·105,8 + 600·2) ÷ 20 = 7421,0÷ 20 = **371,1 kN**

FUERZA CENTRÍFUGA.

La fuerza centrífuga se determina mediante la siguiente expresión:

$$Fc = KM\,\frac{Ve^2}{R}$$

$$K = \frac{231}{Ve^2 + 231}$$

donde:

Fc= fuerza centrífuga (N)
M= masa de la sobrecarga (Kg)
Ve = velocidad específica en el tramo de ubicación del puente (m/s)
R= radio en planta del eje de la plataforma del tablero (m).
K = factor de distancia adimensional.

El tablero está en el inicio de una alineación curva. El menor radio de curvatura que se da en el tablero corresponde al estribo 2. En éste, el radio es de 470 metros. Por tanto, la fuerza centrífuga en el tablero será de:

$F_{CENTRÍFUGA}$ = 302,0 kN

5.2.3 Paso superior 5.8 (Vía doble B-M y Vía P-M)

Es una estructura de 3 vanos, de 21,50 m el central y el inicial y de 27 m el dorsal.

Para la caracterización del terreno en la zona de apoyo de esta estructura se han realizado las siguientes prospecciones:

- PE-2-2
- S-1-5
- S-1-4

En base a estas prospecciones se ha elaborado el perfil geotécnico del que puede deducirse la siguiente columna:

0,00 a 10,00 m: Aluvial constituido por un predominio de arenas y limos de compacidad floja a media (N_{30} de 7 a 9) y con un porcentaje del 0 al 30% de intercalaciones de gravas

> 10,00 m: Formación terciaria de conglomerados, areniscas y lutitas, con predominio del primer tipo de materiales.

El nivel freático de acuerdo con las prospecciones realizada se sitúa a una profundidad de 8,50 m.

Además en la zona de estribos se cuentan con vertidos antrópicos por encima del terreno natural, y con espesores en torno a 4 m. Estos materiales deberán recolocarse y compactarse para el apoyo de los terraplenes de aproximación, tal y como se ha contemplado en la geotecnia del corredor.

De cara a la cimentación de los apoyos, deben considerarse:

- En pilas y estribos sería necesaria la profundización por debajo del aluvial flojo (mínimo 10 m).

- En estribos, el apoyo debía quedar por debajo del relleno artificial recompactado, lo que ya llevaría a alturas de estribos de 11 a 13 m.

Por consiguiente, a la vista de estos puntos, parece necesario recurrir a una cimentación profunda a base de pilotes.

Los pilotes deberán trabajar como pilotes columna, penetrando en el sustrato terciario de conglomerados, areniscas y lutitas, y penetrando en el mismo al menos 3 diámetros.

De acuerdo con esto, si consideramos los siguientes valores de la resistencia:

- Para la resistencia de punta, el valor de la resistencia a compresión simple de la roca, esto es, como mínimo del orden de 80 kp/cm^2.

- Para la resistencia de fuste, en la zona en que el pilote penetra en la formación $r_f = \frac{q_u}{20}$ = 4 kp/cm^2, con lo que, tomando un coeficiente de seguridad de F = 2,5 tanto para fuste como para punta, se tendría:

$$Q_{adm} = \frac{1}{2,5} \times \left(800 \times \frac{\pi \times D^2}{4} + 40 \times \pi \times D \times 3 \right) = 102 \text{ x } D^2$$

Con lo que se tendría una tensión de trabajo de los pilotes de 50 kp/cm^2, superior al tope estructural, que debe estimarse no mayor de 45 kp/cm^2.

El pie de los pilotes deberá quedar por tanto un mínimo de 3 diámetros por debajo del techo de la formación terciaria, esto es, desde la superficie del terreno natural a 14 m para pilotes ϕ 1000 y a 17 m para pilotes ϕ 1500.

Para la consideración de los esfuerzos horizontales sobre los pilotes, pueden adoptarse los siguientes valores del coeficiente de balasto:

- En el aluvial superior: K_{100} = 5 kp/cm^3
- En el sustrato terciario: K_{100} = 60 kp/cm^3

Para las excavaciones provisionales de encepados, pueden admitirse taludes de 3V/2H, y profundidades menores de 3 m, y 1V/1H para profundidades mayores. De acuerdo con la prospección realizada, todas estas prospecciones se realizarían en seco.

Igual que en la estructura anterior, deberá emplearse para la realización de los pilotes entubación recuperable en el tramo de aluvial superior.

Acciones climáticas

VIENTO

Al estar la estructura ubicada en el municipio de el Papiol, junto a Barcelona, la velocidad de cálculo se puede determinar a partir de una velocidad de referencia de vref=24 m/s corregida con los siguientes parámetros multiplicadores:

Ct = factor de topografía

Cr = factor de riesgo (se toma un periodo de retorno de 100 años)

Cz = factor de altura (se adopta un entorno Tipo II, zona plana con algunos obstáculos)

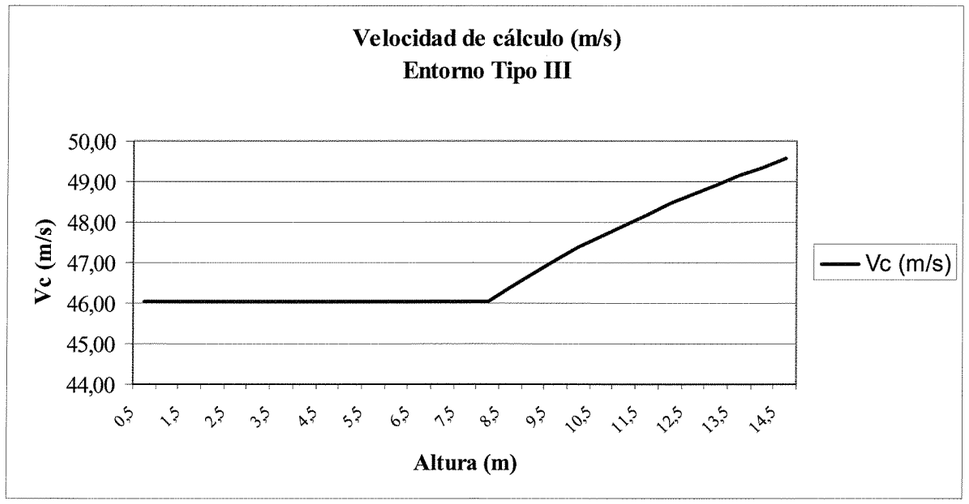
Cg = factor de ráfaga

$$Cz = Kz \ln(\frac{z}{zo}) \quad si \quad z \geq z_{min}$$

$$Cz = Kz \ln(\frac{z_{min}}{zo}) \quad si \quad z \leq z_{min}$$

$$Cg = \sqrt{\left(1 + \frac{7Kz}{CzCt}\right)}$$

Vref=24 m/s, Ct=1.0 y Cr=1.04



Para un entorno Tipo III

Kz= 0,22 zo = 0,30 m zmin = 8,00 m

La velocidad de cálculo es:

Vc = Ct . Cr . Cz . Cg . Vref

Y, a partir de la velocidad de cálculo, se obtiene la fuerza que ejerce el viento sobre los distintos elementos estructurales mediante la expresión:

$$F_w = C_D \cdot A \cdot (\tfrac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_C^2)$$

ACCIONES TÉRMICAS

Variación Uniforme de Temperatura:

El puente está emplazado en la región climática III (Figura 7 de la IAP)

Por ser un tablero de vigas de hormigón, la variación uniforme de temperatura en el mismo viene dada por la expresión:

$$\Delta T = K \cdot z^a \cdot h^b \cdot s^c = 26{,}90 \cdot 3{,}0^{0{,}30} \cdot 1{,}75^{-0{,}088} \cdot 3{,}50^{0{,}057} = 38{,}24\ ^oC$$

El incremento de temperatura de cálculo corresponde a la mitad del incremento térmico más 5º. Esto nos da un valor de:

ΔT = 24,12 ºC

CÁLCULO DE EMPUJE DE VIENTO EN TABLERO

Proyecto: **L.A.V. Castellbisbal-Papiol**
Estructura: **P.S. 5.8**

Características de la sección transversal del tablero

Canto tablero	1,75	m
Distancia de fibra neutra a base inferior	1,30	m
Número de vigas o cajones	3	ud
Canto viga o cajón	1,50	m
Distancia libre entre vigas	5,00	m
Ancho tablero	16,00	m
Altura de barrera	2,00	m
Relación de solidez barrera	0,20	
Valores sin tráfico		
Espaciamiento relativo entre barreras	7,6	
Espaciamiento relativo entre vigas	3,33	
Coeficiente de ocultamiento barreras	1	
Coeficiente de ocultamiento vigas	0,86	
Altura equivalente sin trafico	3,75	m
Area transversal sin tráfico	8,33	m
CD sin trafico	1,30	
Valores con tráfico		
Espaciamiento relativo entre barreras	7,6	
Espaciamiento relativo entre vigas	3,33	
Espaciamiento relativo barrera vehículo a barlovento	6,41	
Espaciamiento relativo barrera vehículo centrado	3,16	
Espaciamiento relativo barrera vehículo a sotavento	0,00	
Espaciamiento relativo vehículo a barlovento	0,00	
Espaciamiento relativo vehículo centrado	3,25	
Espaciamiento relativo vehículo a sotavento	6,60	
Coeficiente de ocultamiento barreras hip. 1	1	
Coeficiente de ocultamiento barreras hip. 2	0,86	
Coeficiente de ocultamiento barreras hip. 3	0,4	
Coeficiente de ocultamiento vehículo hip. 1	0,4	
Coeficiente de ocultamiento vehículo hip. 2	0,86	
Coeficiente de ocultamiento vehículo hip. 3	1	
Coeficiente de ocultamiento vigas	0,86	
Altura equivalente con trafico	3,81	m
CD con trafico	1,300	
Area transversal con tráfico hip. 1	9,19	m2
Area transversal con tráfico hip. 2	9,83	m2
Area transversal con tráfico hip. 3	9,19	m2
Máxima area transversal con tráfico	9,83	m2
Inclinación media del tablero+barrera	0	º
Coeficiente reductor de CD	1	
Altura média del tablero	9	m
Longitud del tablero	105,8	m

Tabla de valores del coeficiente de ocultamiento

Espaciamiento relativo	Relación de solidez					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
0	0,75	0,4	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1	0,82	0,64	0,46	0,28	0,1
2	1	0,84	0,68	0,52	0,36	0,2
3	1	0,86	0,72	0,59	0,45	0,31
4	1	0,89	0,78	0,68	0,57	0,46
5	1	1	0,92	0,85	0,77	0,69
6	1	1	1	1	1	1
	1	2	3	4	5	6

Notación :

Fh= Componente horizontal del empuje de viento
Fv= Componente vertical del empuje de viento
Mv= Momento de vuelco debido al empuje de viento

El viento longitudinal equivale a un 25 % del viento transversal

Hipótesis de posición del carril cargado:
Hip. 1 A barlovento
Hip. 2 Centrado en el tablero
Hip. 3 A sotavento

Empuje de viento máximo sobre el tablero

							Esfuerzos totales en tablero			
Altura media del tablero+barrera	Cz	Cg	Vc (m/s)	Pw (T/m2)	Fh (T/m)	Fv (T/m)	Mv(mT/m)	Fh (T)	Fv (T)	Mv(mT)
9	1,255	1,492	46,74	0,178	1,479	1,092	5,775	156,45	115,58	610,95

Empuje de viento concomitante con sobrecarga sobre el tablero

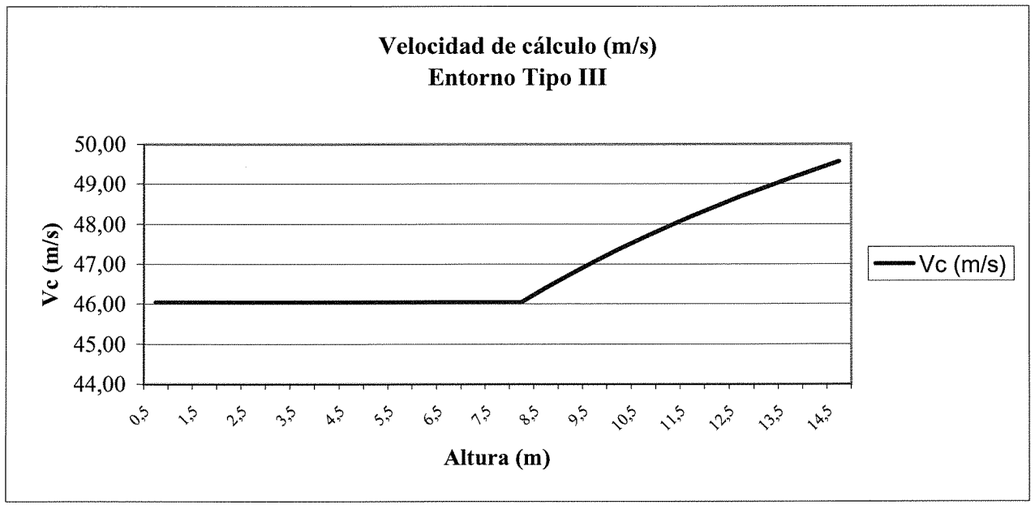
							Esfuerzos totales en tablero			
Altura media del tablero+barrera	Cz	Cg	Vc (m/s)	Pw (T/m2)	Fh (T/m)	Fv (T/m)	Mv(mT/m)	Fh (T)	Fv (T)	Mv(mT)
10	1,278	1,485	47,37	0,091	0,896	0,561	3,095	94,80	59,35	327,44

CÁLCULO DE EMPUJE DE VIENTO EN PILA

CÁLCULO DE EMPUJES DE VIENTO

Vref	24	m/s
Ct	1	
Periodo de retorno	100	
Cr	1,04	
Entorno Tipo	3	
Kz	0,22	
zo	0,03	m
Zmin	8	m

Altura (m)	Cz	Cg	Vc (m/s)
0,5	1,229	1,501	46,04
1,0	1,229	1,501	46,04
1,5	1,229	1,501	46,04
2,0	1,229	1,501	46,04
2,5	1,229	1,501	46,04
3,0	1,229	1,501	46,04
3,5	1,229	1,501	46,04
4,0	1,229	1,501	46,04
4,5	1,229	1,501	46,04
5,0	1,229	1,501	46,04
5,5	1,229	1,501	46,04
6,0	1,229	1,501	46,04
6,5	1,229	1,501	46,04
7,0	1,229	1,501	46,04
7,5	1,229	1,501	46,04
8,0	1,229	1,501	46,04
8,5	1,242	1,497	46,40
9,0	1,255	1,492	46,74
9,5	1,267	1,489	47,06
10,0	1,278	1,485	47,37
10,5	1,289	1,482	47,66
11,0	1,299	1,478	47,93
11,5	1,309	1,475	48,20
12,0	1,318	1,473	48,45
12,5	1,327	1,470	48,69
13,0	1,336	1,467	48,92
13,5	1,344	1,465	49,14
14,0	1,352	1,463	49,36
14,5	1,360	1,460	49,56



2.2 COEFICIENTES DE SEGURIDAD, MATERIALES, NIVELES DE CONTROL Y NORMATIVAS

HORMIGONES

- Alzados ..... HA-30 / B / 20 / IIb
- Cimentaciones ..... HA-25 / B / 20 / IIa

Control del hormigón ESTADÍSTICO

γc= 1.50 (Situación persistente o transitoria)
γc= 1.30 (Situación accidental)

El módulo de elasticidad se ha evaluado en todos los casos de acuerdo a la expresión de la EHE:

Ec = 8500 $\sqrt[3]{f_{ck}+8}$ (N/mm^2)

La resistencia a tracción se ha calculado como:

Valor medio fctm = 0,30 $\sqrt[3]{f_{ck}^{\ 2}}$ (N/mm^2)

Valor característico inferior fctk = 0,21 $\sqrt[3]{f_{ck}^{\ 2}}$ (N/mm2)

Los límites establecidos para la consistencia en la puesta en obra podrán superarse con el empleo de aditivos superfluidificantes, siempre que el valor de la relación agua-cemento cumpla los requisitos prefijados en EHE.

ACEROS

- Acero corrugado para la armadura pasiva tipo B500S, con fyk > 500 MPa
  5100 Kp/cm^2

- Acero de pretensado tipo 170/190 con tendones de 0,6 " (Y 1860 S7 15.2).

Control de los aceros NORMAL

γs= 1.15 (Situación persistente o transitoria)
γs= 1.0 (Situación accidental)

CONTROL DE EJECUCIÓN

El control de ejecución será INTENSO (γg= 1,35 y γfq= 1,5) en tablero y estribos de acuerdo con las especificaciones de la normativa EHE.

NORMAS UTILIZADAS

Las normativas utilizadas para realizar el cálculo de los alzados del Paso Superior 5.8, correspondiente al "Proyecto de Construcción de la Plataforma de Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa: Tramo Castellbisbal-Papiol" han sido:

- Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP, aprobada por Orden de12 de febrero de 1998.

- Instrucción para el proyecto de estructuras de hormigón estructural EHE, aprobada por el Real Decreto 2661/1998 de 11 de diciembre.

- Normativa Sismoresistente NCSE-94.

2.3 AMBIENTES, RECUBRIMIENTOS, FISURACIÓN Y CUANTÍAS MÍNIMAS

De acuerdo con la normativa EHE se consideran los ambientes indicados en la tabla siguiente.

Elemento	Ambiente	Recubrimiento de Armadura pasiva (mm)	Límite de abertura de fisura Wmax (mm)	
			Hormigón armado	Hormigón postesado
Alzados de pilas y estribos	IIb	35	0.3	-
Cimentaciones	IIa	30	0.3	-

Para las armaduras postesas el recubrimiento es el máximo de los siguientes valores: 4 cm o el diámetro de la vaina.

Las cuantías mínimas de armadura pasiva B500S serán las expuestas en la siguiente tabla (EHE, art. 4.3.5)

Elemento	Posición	Tipo	Cuantía geométrica o/oo
Zapatas	cara superior o inferior	transversal o longitudinal	0.90
Pilas	vertical	-	4.0
Alzados de estribos y aletas (1)	horizontal	lado tierras	1.07
		lado visto	2.13
	vertical	lado tierras	0.90
		lado visto	0.30

(1) las cuantías geométricas horizontales se pueden reducir un 50 % si se colocan juntas de contracción distanciadas menos de 7,5 m.

2.4 HIPÓTESIS DE COMBINACIÓN DE ESFUERZOS

Se han considerado las combinaciones de hipótesis de las acciones recogidas en la Normativas IAP y EHE, basados en la teoría de Estados Límites, para las distintas situaciones de cálculo de la estructura.

2.4.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Las hipótesis de cálculo consideradas son:

- Situaciones persistentes o transitorias

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum \gamma_{Gj} G^*_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

- Situaciones accidentales

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gaj} G_{kj} + \sum \gamma_{Gj} G^*_{kj} + \gamma_A A_k + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

- Situaciones accidentales de sismo

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum \gamma_{Gj} G^*_{kj} + \gamma_i A_{Ed} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

donde:

G = Valor característico de las cargas permanentes.
G* = Valor característico de las cargas permanentes de valor no constante.
Q_{k1} = Valor característico de la carga variable dominante.
A_k = Valor característico de la acción accidental
A_{eq} = Valor característico de la acción sísmica, calculado según la Norma Sismorresistente.

Los coeficientes de seguridad y de combinación de acciones empleados se definen en la EHE para control de ejecución intenso.

2.4.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Las hipótesis de cálculo consideradas son:

- Combinación característica

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum \gamma_{Gj} G^*_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

- Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gaj} G_{kj} + \sum \gamma_{Gj} G^*_{kj} + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

- Combinación casi permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum \gamma_{Gj} G^*_{kj} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

Los valores representativos de las acciones se han obtenido de acuerdo con las especificaciones de las normativas vigentes, tomándose los siguientes valores de los coeficientes ψ:

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas de uso	0,7	0,5	0,3
Viento	0,6	0,5	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,0

Nota: (a) Una vía cargada (b) dos vías cargadas (c) 0.4 tres o más vías cargadas

3 APARATOS DE APOYO Y JUNTAS

3.1. REACCIONES VERTICALES

Las reacciones verticales en los distintos apoyos son las proporcionadas por el prefabricador de las vigas artesa. Ya se ha presentado, en el apartado 2 de la presente memória, el informe completo con todas las reacciones (verticales y horitzontales) que solicitan a los alzados. En el presente apartado adjuntamos un cuadro-resumen con las mismas.

Reacciones Verticales sobre Estribo 1

Carga Aplicada	Viga 1	Viga 2	Viga 3
Peso Propio [kN]	242.40	242.40	242.40
Peso Losa [kN]	342.00	310.90	342.00
Cargas Muertas [kN]	425.90	-14.40	425.90
SCUP [kN]	-7.40	0.00	-7.40
SCUN [kN]	238.40	-174.70	238.40
Carro + [kN]	0.00	0.00	0.00
Carro - [kN]	659.90	623.40	659.90

Reacciones Verticales sobre Estribo 2

Carga Aplicada	Viga 1	Viga 2	Viga 3
Peso Propio [kN]	404.50	404.50	404.50
Peso Losa [kN]	570.60	518.80	570.60
Cargas Muertas [kN]	643.10	111.00	643.10
SCUP [kN]	-28.40	0.00	-28.40
SCUN [kN]	407.10	304.90	407.10
Carro + [kN]	0.00	0.00	0.00
Carro - [kN]	680.70	624.70	680.70

Reacciones Verticales sobre Pilas

	Carga Permanente [kN]		Sobrecarga A [kN]		Sobrecarga B [kN]		Sobrecarga C [kN]		Sobrecarga D [kN]	
	V.Dorsal	V.Frontal	V.Dorsal	V.Frontal	V.Dorsal	V.Frontal	V.Dorsal	V.Frontal	V.Dorsal	V.Frontal
Pila 1	927.16	1153.30	832.97	0.00	0.00	891.80	832.97	263.50	211.83	891.80
Pila 2	1153.30	1175.91	891.80	0.00	0.00	897.53	891.80	268.67	263.50	897.53
Pila 3	1175.91	1528.69	897.53	0.00	0.00	984.72	897.53	349.27	268.67	984.72

Las reacciones sobre pilas corresponden a la carga por viga sobre cada uno de los apoyos que componen el fuste.

3.2. REACCIONES HORIZONTALES

En este apartado se resume el cálculo del reparto de fuerzas horizontales actuantes sobre el tablero en las pilas y estribos.

Las acciones horizontales se han determinado de acuerdo con los criterios de la normativa vigente y su cálculo se detalla en el apartado 2 del presente anejo de cálculo. Se han incluido las acciones reológicas, ambientales, frenado y sismo (éstas últimas se incorporan en el análisis de fuerzas horizontales en el caso de puentes ubicados en regiones sísmicas tal y como especifica la normativa IAP).

El reparto de acciones horizontales en las pilas y estribos se realiza con un programa desarrollado que calcula las rigideces horizontales de cada elemento de apoyo (pilas y estribos) incluyéndose la rigidez del neopreno (rigidez equivalente de pila/estribo + neoprenos). Una vez determinada la rigidez de cada eje de apoyo se reparten las fuerzas horizontales que actúan sobre el tablero suponiendo que éste se comporta como un sólido indeformable, distribuyéndose las fuerzas actuantes de forma proporcional a la rigidez horizontal del elemento de apoyo (pila o estribo). En el caso de movimientos impuestos, previamente se calcula el punto fijo del tablero y los movimientos sobre cada línea de apoyo.

En los cálculos de las rigideces de los apoyos se han adoptado los siguientes parámetros:

Módulos de deformación transversal del neopreno

- Acciones a corto plazo Gi= 160 T/m^2
- Acciones lentas Gl= 80 T/m^2

Módulo de deformación del hormigón

- Ec= 8500 $(fcm)^{1/3}$ MPa

Acciones horizontales consideradas

- Deformaciones diferidas (mm/m) = 0.6
- Incremento térmico (ºC) = 24,1 ºC
- Frenado: $F_{x,frenado}$ = 37,10 T
- Viento longitudinal: $F_{x,long}$ = 39,11 T
- Viento longitudinal concomitante con sobrecarga: $F_{x,long,conc}$ = 23,70 T
- Fuerza centrífuga: $F_{y,centrífuga}$ = 30,20 T
- Viento transversal: $F_{y,transv}$ = 156,45 T
- Viento transversal concomitante con sobrecarga: $F_{y,transv,conc}$ = 94,80 T

CALCULO DE REACCIONES HORIZONTALES EN SENTIDO LONGITUDINAL

PEDELTA, S.L.
C. Urgell, 288
08036 BARCELONA

REFERENCIA DEL PROYECTO : Paso Superior 5.8

Numero de apoyos longitudinales = 5

Mod. de Rigidez transversal del neopreno (mov. inst.) T/m2 = 160.0
Mod. de Rigidez transversal del neopreno (mov. lentos) T/m2 = 80.0

ESTRIBO 1

Altura = 9.70
Canto medio del muro frontal del estribo = 2.00
Ancho del estribo (m) = 16.00
Modulo de deformacion (T/m2) = 2857679.00
Numero de aparatos de apoyo = 3
Area total del neopreno (m2) = 0.20
Altura del neopreno (m) = 0.077
Rigidez de la cimentacion TIPO= 2

APOYO = 2

Numero de fustes = 3
Pila de fuste circular
Altura de la pila = 9.4
Diametro de la pila (m) = 1.1
Modulo de deformacion (T/m2) = 2857679.00
Numero de aparatos de apoyo = 6
Area total del neopreno (m2) = 0.20
Altura del neopreno (m) = 0.044
Tipo 1=Dato (T/m) 2=Superficial TIPO= 2
Rigidez de la cimentacion TIPO= 0

APOYO = 3

Numero de fustes = 3
Pila de fuste circular
Altura de la pila = 8.65
Diametro de la pila (m) = 1.1
Modulo de deformacion (T/m2) = 2857679.00
Numero de aparatos de apoyo = 6
Area total del neopreno (m2) = 0.20
Altura del neopreno (m) = 0.044
Tipo 1=Dato (T/m) 2=Superficial TIPO= 2
Rigidez de la cimentacion TIPO= 0

APOYO = 4

Numero de fustes = 3
Pila de fuste circular
Altura de la pila = 8.1
Diametro de la pila (m) = 1.1
Modulo de deformacion (T/m2) = 2857679.00
Numero de aparatos de apoyo = 6
Area total del neopreno (m2) = 0.20
Altura del neopreno (m) = 0.044
Tipo 1=Dato (T/m) 2=Superficial TIPO= 2
Rigidez de la cimentacion TIPO= 0

REPARTO FUERZAS HORIZONTALES - P.S. 5.8
LAV Castellbisbal-Papiol

ESTRIBO 2

Altura = 8.90
Canto medio del muro frontal del estribo = 2.00
Ancho del estribo = 16.00
Modulo de deformacion (T/m2) = 2857679.00
Numero de aparatos de apoyo = 3
Area total del neopreno (m2) = 0.20
Altura del neopreno (m) = 0.077
Rigidez de la cimentacion TIPO= 2

LUCES DESDE EL ESTRIBO 1

Luz del vano (m) 1 L = 20.00
Luz del vano (m) 2 L = 25.50
Luz del vano (m) 3 L = 26.00
Luz del vano (m) 4 L = 33.30

CALCULO DE RESPUESTA LONGITUDINAL FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES

REFERENCIA DEL PROYECTO : Paso Superior 5.8

RIGIDEZ EQUIVALENTE DEL APOYO = 1
Rigidez frente a esfuerzos longitudinales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1231.4
Rigidez para movimientos lentos (T/m) = 619.5

Rigidez frente a esfuerzos transversales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1246.5

RIGIDEZ EQUIVALENTE DEL APOYO = 2
Rigidez frente a esfuerzos longitudinales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1473.8
Rigidez para movimientos lentos (T/m) = 1101.7

Rigidez frente a esfuerzos transversales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1473.8

RIGIDEZ EQUIVALENTE DEL APOYO = 3
Rigidez frente a esfuerzos longitudinales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1726.2
Rigidez para movimientos lentos (T/m) = 1236.9

Rigidez frente a esfuerzos transversales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1726.2

RIGIDEZ EQUIVALENTE DEL APOYO = 4
Rigidez frente a esfuerzos longitudinales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1935.4
Rigidez para movimientos lentos (T/m) = 1340.8

Rigidez frente a esfuerzos transversales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1935.4

RIGIDEZ EQUIVALENTE DEL APOYO = 5
Rigidez frente a esfuerzos longitudinales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1234.9
Rigidez para movimientos lentos (T/m) = 620.4

Rigidez frente a esfuerzos transversales
Rigidez para movimientos instant. (T/m) = 1246.6

DISTANCIA DEL PUNTO FIJO AL ESTRIBO 1 X (m) = 48.62393

MOVIMIENTOS DIFERIDOS Y POR TEMPERATURA

Deformaciones diferidas (mm/m) = 0.6
Incremento termico (C) = 24.1

APOYO = 1
Maximo movimiento por efectos diferidos (mm) = 29.1744
Maximo movimiento del neopreno por efectos diferidos (mm) = 28.9940
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 6.02
Maximo movimiento por efectos termicos (mm) = 11.7184
Maximo movimiento del neopreno por temperatura (mm) = 11.6459
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 2.42

APOYO = 2
Maximo movimiento por efectos diferidos (mm) = 17.1744
Maximo movimiento del neopreno por efectos diferidos (mm) = 8.6721
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 3.15
Maximo movimiento por efectos termicos (mm) = 6.8984
Maximo movimiento del neopreno por temperatura (mm) = 3.4833
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 1.27

APOYO = 3
Maximo movimiento por efectos diferidos (mm) = 1.8744
Maximo movimiento del neopreno por efectos diferidos (mm) = 1.0626
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 0.39
Maximo movimiento por efectos termicos (mm) = 0.7529
Maximo movimiento del neopreno por temperatura (mm) = 0.4268
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 0.16

APOYO = 4
Maximo movimiento por efectos diferidos (mm) = 13.7256
Maximo movimiento del neopreno por efectos diferidos (mm) = 8.4346
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 3.07
Maximo movimiento por efectos termicos (mm) = 5.5131
Maximo movimiento del neopreno por temperatura (mm) = 3.3879
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 1.23

APOYO = 5
Maximo movimiento por efectos diferidos (mm) = 33.7056
Maximo movimiento del neopreno por efectos diferidos (mm) = 33.5444
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 6.97
Maximo movimiento por efectos termicos (mm) = 13.5384
Maximo movimiento del neopreno por temperatura (mm) = 13.4737
Reaccion del aparato de apoyo (T) = 2.80

REPARTO FUERZAS HORIZONTALES - P.S. 5.8
LAV Castellbisbal-Papiol

REPARTO DE CARGAS LONGITUDINALES BAJO UNA FUERZA HORIZONTAL F (T) = 37.10
Fuerza de Frenado

Eje de APOYO = 1
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 6.01
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 2.00
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 4.820
Movimiento total del apoyo (mm) = 4.880
Eje de APOYO = 2
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 7.19
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 1.20
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 1.648
Movimiento total del apoyo (mm) = 4.880
Eje de APOYO = 3
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 8.42
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 1.40
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 1.931
Movimiento total del apoyo (mm) = 4.880
Eje de APOYO = 4
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 9.45
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 1.57
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 2.165
Movimiento total del apoyo (mm) = 4.880
Eje de APOYO = 5
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 6.03
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 2.01
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 4.834
Movimiento total del apoyo (mm) = 4.880

REPARTO DE CARGAS LONGITUDINALES BAJO UNA FUERZA HORIZONTAL F (T) = 39.11
Fuerza de Viento Longitudinal

Eje de APOYO = 1
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 6.34
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 2.11
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 5.082
Movimiento total del apoyo (mm) = 5.145
Eje de APOYO = 2
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 7.58
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 1.26
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 1.738
Movimiento total del apoyo (mm) = 5.145
Eje de APOYO = 3
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 8.88
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 1.48
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 2.035
Movimiento total del apoyo (mm) = 5.145
Eje de APOYO = 4
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 9.96
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 1.66
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 2.282
Movimiento total del apoyo (mm) = 5.145
Eje de APOYO = 5
Solicitacion por Eje de Apoyo (T) = 6.35
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T) = 2.12
Movimiento del aparato de apoyo (mm) = 5.096
Movimiento total del apoyo (mm) = 5.145

REPARTO DE CARGAS LONGITUDINALES BAJO UNA FUERZA HORIZONTAL F (T) = 23.70
Fuerza de Viento Longitudinal Concomitante

Eje de APOYO	=	1
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	3.84
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.28
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	3.079
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.118
Eje de APOYO	=	2
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	4.59
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	0.77
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.053
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.118
Eje de APOYO	=	3
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	5.38
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	0.90
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.233
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.118
Eje de APOYO	=	4
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	6.03
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.01
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.383
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.118
Eje de APOYO	=	5
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	3.85
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.28
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	3.088
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.118

REPARTO DE CARGAS TRANSVERSALES BAJO UNA FUERZA HORIZONTAL F (T) = 30.20
Fuerza Centrífuga

APOYO =	1	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	4.93
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.64
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	3.958
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.959
APOYO =	2	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	5.83
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	0.97
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.337
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.959
APOYO =	3	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	6.83
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.14
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.566
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.959
APOYO =	4	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	7.66
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.28
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.756
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.959
APOYO =	5	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	4.93
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.64
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	3.958
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.959

REPARTO FUERZAS HORIZONTALES - P.S. 5.8
LAV Castellbisbal-Papiol

REPARTO DE CARGAS TRANSVERSALES BAJO UNA FUERZA HORIZONTAL F (T) = 94.80
Fuerza de Viento Transversal

APOYO =	1	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	15.49
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	5.16
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	12.425
Movimiento total del apoyo (mm)	=	12.427
APOYO =	2	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	18.32
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	3.05
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	4.197
Movimiento total del apoyo (mm)	=	12.427
APOYO =	3	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	21.45
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	3.58
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	4.916
Movimiento total del apoyo (mm)	=	12.427
APOYO =	4	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	24.05
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	4.01
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	5.512
Movimiento total del apoyo (mm)	=	12.427
APOYO =	5	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	15.49
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	5.16
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	12.425
Movimiento total del apoyo (mm)	=	12.427

REPARTO DE CARGAS TRANSVERSALES BAJO UNA FUERZA HORIZONTAL F (T) = 23.70
Fuerza de Viento Transversal Concomitante

APOYO =	1	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	3.87
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.29
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	3.106
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.107
APOYO =	2	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	4.58
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	0.76
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.049
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.107
APOYO =	3	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	5.36
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	0.89
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.229
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.107
APOYO =	4	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	6.01
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.00
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	1.378
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.107
APOYO =	5	
Solicitacion por Eje de Apoyo (T)	=	3.87
Solicitacion por Aparato de Apoyo (T)	=	1.29
Movimiento del aparato de apoyo (mm)	=	3.106
Movimiento total del apoyo (mm)	=	3.107

3.3. VERIFICACIÓN DE APARATOS DE APOYO Y MOVIMIENTOS EN JUNTAS

Aparatos de apoyo de neopreno zunchado

En la página siguiente se comprueban las condiciones de trabajo de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado. Se han verificado las siguientes condiciones:

- Cálculo de la tensión normal máxima en el neopreno, comprobándose que bajo la combinación característica las tensiones normales son menores a $\sigma < 150$ Kp/cm^2.
- Cálculo de la tensión mínima en el neopreno, comprobándose que bajo la combinación característica las tensiones normales son menores a $\sigma > 20$ Kp/cm^2 en aparatos de apoyo convencionales y de 3 Kp/cm^2 en aquellos con chapa gofrada.
- Determinación del desplazamiento máximo en el neopreno, comprobándose que bajo la combinación característica el desplazamiento no supera el valor admisible δadm, max < 0.70 ne o el valor δadm, max < 1.0 ne, en caso de incluir acciones sísmicas.
- Cálculo del desplazamiento máximo en el neopreno bajo bajo la combinación cuasi-permanente, comprobando que éste no supera el valor admisible δadm, max < 0.50 ne
- Verificación del giros máximos en neoprenos (calculados en el apartado 8.1) menores a los valores admisibles a:

$$\alpha \text{ adm} = 3\ n\ (e/a)^2$$

ne =espesor neto de neopreno

Juntas de calzada

Los movimientos en juntas coinciden con los previstos en los neoprenos de estribos. Durante la ejecución del tablero se deberán prever las holguras necesarias entre la junta y el muro de resguardo del estribo teniendo en cuenta que durante los primeros años se van a producir los acortamientos del puente debidos a a las acciones reológicas (retracción y fluencia). Estas holguras dependen de la temperatura media ambiental en el momento de ejecutar las juntas de calzada.

La normativa IAP especifica los rangos máximos de variación anual de temperatura media efectiva (ΔT) en el tablero para las distintas regiones climáticas españolas, donde:

ΔT = (Temperatura máxima-Temperatura mínima).

Éste valor de ΔT es el empleado en los cálculo de fuerzas horizontales sobre el tablero debido al incremento de temperatura.

Los valores máximos del recorrido de la junta serán inferiores a los detallados a continuación:

Máximo acortamiento = (Temperatura mínima – To) + movimientos reológicos + + (frenado/arranque)

Máximo alargamiento = (Temperatura máxima – To) + (frenado/arranque)

Recorrido máximo = ΔT + movimientos reológicos + 2·(frenado/arranque) =
= 13,54 + 33,54 + 2·4,83 = 56,74 mm

To = Temperatura media ambiental durante el montaje de la junta

P.S. 5.8 - Apoyos Estribos

Reacción Vertical por apoyo	Rmax (T)	Rmin (T)
Peso propio	152.87	92.72
Carga permanente	0.00	0.00
Pretensado	0.00	0.00
Sobrecarga uniforme	0.00	0.00
Otras Cargas	98.47	21.18
Gradiente térmico	0.00	0.00
Rmin		92.72
Rmax	251.34	

Movimientos del aparato de apoyo (mm)	Retracción+fluencia	Temperatura	Frenado	Viento transversal	Viento transv. con trafico	Viento long.	Viento long. conc.
	33.54	13.47	4.83	12.43	7.06	5.91	3.09

Fuerzas del aparato de apoyo	Retracción+fluencia	Temperatura	Frenado	Viento transversal	Viento transv. con trafico	Sismo longitudinal	Sismo transversal
	6.97	2.80	2.01	5.16	2.93	0.00	0.00

Combinaciones para desplazamientos (mm)	Longitudinal	Transversal	Total
Permanente	33.5		33.5
Permanente + Temp + 0.6 Fren + 0.6 Viento transv.	49.92	4.2	50.1
Permanente + 0.6 Temp + Fren + 0.6 Viento transv.	46.46	4.2	46.7
Permanente + Temp + 0.6 Fren + 0.6 Vientolong.	51.77	0.0	51.8
Permanente + 0.6 Temp + Fren + 0.6 Viento long	48.32	0.0	48.3
Permanente + Temp + 0.6 Viento transv.	47.02	7.5	47.6
Permanente + Viento transv + 0.6 Temp	41.63	12.4	43.4

Combinaciones para esfuerzos ELS

Poco probable	Longitudinal	Transversal	Total
Permanente + Temp + 0.6 Fren + 0.6 Viento transv.	10.98	1.8	11.1
Permanente + fren + 0.6 temp + 0.6 Viento transv.	10.66	1.8	10.8
Permanente + viento transv + 0.6 temp + 0.6 fren.	9.86	2.9	10.3
Permanente + viento transv + 0.6 temp	8.65	5.2	10.1
Permanente +temp +0.6 viento transv	9.77	3.1	10.2
Frecuente	**Longitudinal**	**Transversal**	**Total**
Permanente +0.5 Temp + 0.2 Fren + 02 Viento transv.	8.77	0.6	8.8
Permanente + 0.5fren + 0.2temp + 0.2 Viento transv.	8.54	0.6	8.6
Permanente + 0.5 viento transv + 0.2 temp + 0.2 fren.	7.93	1.5	8.1
Permanente + 0.5 viento transv + 0.2 temp	7.53	2.6	8.0
Permanente + 0.2 viento transv + 0.5 temp	8.37	1.0	8.4
Casi permanente	**Longitudinal**	**Transversal**	**Total**
Permanente +0.2 Temp + 0.2 Fren + 02 Viento transv.	7.93	0.6	8.0
Permanente +0.2 Temp + 02 Viento transv.	7.53	1.0	7.6

Combinaciones para esfuerzos ELU

Característica	Longitudinal	Transversal	Total
Permanente + Temp + 0.6 Fren + 0.6 Viento transv.	15.42	2.6	15.6
Permanente + fren + 0.6 temp + 0.6 Viento transv.	14.94	2.6	15.2
Permanente + viento transv + 0.6 temp + 0.6 fren.	13.74	4.4	14.4
Permanente + viento transv + 0.6 temp	11.93	7.7	14.2
Permanente + temp + 0.6 viento transv	13.61	4.6	14.4
Frecuentes	**Longitudinal**	**Transversal**	**Total**
Permanente + 0.5 Temp + 0.2 Fren + 0.2 Viento transv.	8.77	0.6	8.8
Permanente + 0.5 fren + 0.2 temp + 0.2 Viento transv.	8.54	0.6	8.6
Permanente + 0.5 viento transv + 0.2 temp + 0.2 fren.	7.93	1.5	8.1
Permanente + 0.5 viento transv + 0.2 temp	7.93	2.6	8.3
Permanente + 0.2 viento transv + 0.5 temp	8.37	1.0	8.4
Accidentales con sismo	**Longitudinal**	**Transversal**	**Total**
Permanente + 0.2 Fren + Sismo long	7.53	0.0	7.5
Permanente + 0.2 Fren + Sismo transv	7.53	0.0	7.5

Aparato de apoyo

Area (m2)	0.20
Espesor neopreno (mm)	114
Espesor neto de neopreno (mm)	77
Dimensión longitudinal (m)	0.40
Dimensión transversal (m)	0.50

COMPROBACIÓN DEL NEOPRENO

	Valores Aplicados	Valores Admisibles	Comprobación
Tensión mínima (T/m2)	463.58	300.00	**Correcto**
Tensión máxima (T/m2)	1256.71	1500.00	**Correcto**
Desplazamiento (valor permanente) en mm	33.54	38.50	**Correcto**
Desplazamiento (valor máximo) en mm	51.77	53.90	**Correcto**

Se dispondrá un aparato de apoyo de 400 x 500 x 114 (77)

P.S. 5.8 - Apoyos Pilas

Reacción Vertical por apoyo	Rmax (T)	Rmin (T)
Peso propio	152.87	92.72
Carga permanente	0.00	0.00
Pretensado	0.00	0.00
Sobrecarga uniforme	0.00	0.00
Otras Cargas	98.47	21.18
Gradiente térmico	0.00	0.00
Rmin		92.72
Rmax	251.34	

Movimientos del aparato de apoyo (mm)	Retracción+fluencia	Temperatura	Frenado	Viento transversal	Viento transv. con trafico	Viento long.	Viento long. conc.
	8.43	3.39	2.17	5.51	3.13	2.28	1.38

Fuerzas del aparato de apoyo	Retracción+fluencia	Temperatura	Frenado	Viento transversal	Viento transv. con trafico	Sismo longitudinal	Sismo transversal
	3.07	1.23	1.57	4.01	2.28	0.00	0.00

Combinaciones para desplazamientos (mm)	Longitudinal	Transversal	Total
Permanente	8.4		8.4
Permanente + Temp + 0.6 Fren + 0.6 Viento transv.	13.12	1.9	13.3
Permanente + 0.6 Temp + Fren + 0.6 Viento transv.	12.63	1.9	12.8
Permanente + Temp + 0.6 Fren + 0.6 Vientolong.	13.95	0.0	14.0
Permanente + 0.6 Temp + Fren + 0.6 Viento long	13.46	0.0	13.5
Permanente + Temp + 0.6 Viento transv.	11.82	3.3	12.3
Permanente + Viento transv + 0.6 Temp	10.47	5.5	11.8

Combinaciones para esfuerzos ELS

Poco probable	Longitudinal	Transversal	Total
Permanente + Temp + 0.6 Fren + 0.6 Viento transv.	5.24	1.4	5.4
Permanente + fren + 0.6 temp + 0.6 Viento transv.	5.38	1.4	5.5
Permanente + viento transv + 0.6 temp + 0.6 fren.	4.75	2.3	5.3
Permanente + viento transv + 0.6 temp	3.81	4.0	5.5
Permanente +temp +0.6 viento transv	4.30	2.4	4.9
Frecuente	**Longitudinal**	**Transversal**	**Total**
Permanente +0.5 Temp + 0.2 Fren + 02 Viento transv.	4.00	0.5	4.0
Permanente + 0.5fren + 0.2temp + 0.2 Viento transv.	4.10	0.5	4.1
Permanente + 0.5 viento transv + 0.2 temp + 0.2 fren.	3.63	1.1	3.8
Permanente + 0.5 viento transv + 0.2 temp	3.32	2.0	3.9
Permanente + 0.2 viento transv + 0.5 temp	3.69	0.8	3.8
Casi permanente	**Longitudinal**	**Transversal**	**Total**
Permanente +0.2 Temp + 0.2 Fren + 02 Viento transv.	3.63	0.5	3.7
Permanente +0.2 Temp + 02 Viento transv.	3.32	0.8	3.4

Combinaciones para esfuerzos ELU

Característica	Longitudinal	Transversal	Total
Permanente + Temp + 0.6 Fren + 0.6 Viento transv.	7.40	2.1	7.7
Permanente + fren + 0.6 temp + 0.6 Viento transv.	7.61	2.1	7.9
Permanente + viento transv + 0.6 temp + 0.6 fren.	6.66	3.4	7.5
Permanente + viento transv + 0.6 temp	5.25	6.0	8.0
Permanente + temp + 0.6 viento transv	5.99	3.6	7.0
Frecuentes	**Longitudinal**	**Transversal**	**Total**
Permanente + 0.5 Temp + 0.2 Fren + 0.2 Viento transv.	4.00	0.5	4.0
Permanente + 0.5 fren + 0.2 temp + 0.2 Viento transv.	4.10	0.5	4.1
Permanente + 0.5 viento transv + 0.2 temp + 0.2 fren.	3.63	1.1	3.8
Permanente + 0.5 viento transv + 0.2 temp	3.63	2.0	4.1
Permanente + 0.2 viento transv + 0.5 temp	3.69	0.8	3.8
Accidentales con sismo	**Longitudinal**	**Transversal**	**Total**
Permanente + 0.2 Fren + Sismo long	3.32	0.0	3.3
Permanente + 0.2 Fren + Sismo transv	3.32	0.0	3.3

Aparato de apoyo

Area (m2)	0.20
Espesor neopreno (mm)	69
Espesor neto de neopreno (mm)	44
Dimensión longitudinal (m)	0.40
Dimensión transversal (m)	0.50

COMPROBACIÓN DEL NEOPRENO

	Valores Aplicados	Valores Admisibles	Comprobación
Tensión mínima (T/m2)	463.58	300.00	**Correcto**
Tensión máxima (T/m2)	1256.71	1500.00	**Correcto**
Desplazamiento (valor permanente) en mm	8.43	22.00	**Correcto**
Desplazamiento (valor máximo) en mm	13.95	30.80	**Correcto**

Se dispondrá un aparato de apoyo de 400 x 500 x 69 (44)